

See discussions, stats, and author profiles for this publication at: <https://www.researchgate.net/publication/321012524>

# Aplicação de reforço transversal contínuo em vigas de concreto armado: comparação com estribos convencionais

Conference Paper · November 2017

CITATIONS

0

READS

1,579

1 author:



[Abrahao Bernardo Rohden](#)

Universidade Regional de Blumenau

61 PUBLICATIONS 19 CITATIONS

SEE PROFILE

Some of the authors of this publication are also working on these related projects:



Agregados em concreto de alto desempenho [View project](#)



Desempenho de concreto permeável com substituição parcial do cimento Portland por resíduo/rejeito vítreo [View project](#)

## Aplicação de reforço transversal contínuo em vigas de concreto armado: comparação com estribos convencionais

*Application of continuous transverse reinforcement in reinforced concrete design: comparison with conventional stirrups*

Müller, Andrei Lucas (1); Rohden, Abrahão Bernardo (2); Matos, Lúcio Flávio da Silveira (3)

(1) Engenheiro Civil/ Fundação Universidade Regional de Blumenau. E-mail: [andrei.lm94@gmail.com](mailto:andrei.lm94@gmail.com)

(2) Professor Doutor, Departamento de Engenharia Civil / FURB. E-mail: [abrcivil@gmail.com](mailto:abrcivil@gmail.com)

(3) Professor Doutor, Departamento de Engenharia Civil / FURB. E-mail: [luciusmats@gmail.com](mailto:luciusmats@gmail.com)

### Resumo

O estribo contínuo, também conhecido na literatura internacional como *continuous transverse reinforcement*, daqui em diante referido como CTR, consiste de uma armadura de aço dobrada industrialmente para satisfazer o espaçamento especificado no projeto estrutural. O CTR tornou-se objeto de interesse por ser uma alternativa aos estribos convencionais em projetos de concreto armado. Este produto inovador é semelhante ao reforço em espiral circular, mas tem uma seção transversal retangular. O aço é dobrado nas dimensões especificadas e comprimido para ser transportado. O CTR é desatado no canteiro de obras, o que permite sua expansão para o espaçamento necessário. Este processo proporciona uma redução no tempo e no consumo de mão-de-obra durante a montagem das armaduras. O objetivo deste trabalho foi comparar o desempenho do CTR com o estribo convencional em vigas de concreto armado. Para isso foram moldadas 18 vigas com dimensões de 10 cm de largura, 15 cm de altura e 55 cm de comprimento. Estas vigas foram divididas em seis grupos de três exemplares. Foram moldados dois grupos de controle, sendo um onde as vigas não apresentavam armadura transversal e um grupo com armadura convencional com estribos com espaçamento de 7,5 cm. Nos demais grupos foram testados CTR com espaçamentos de 7,5 cm, 5,0 cm e 10 cm. As vigas foram carregadas com incremento de carga de 300 kgf até a ruptura. Foi determinada a flecha para cada nível de carregamento das vigas. Também se anotou o aparecimento da primeira fissura. Para análise dos resultados empregou-se análise de variância e *Teste-t* na comparação entre as diferentes combinações. Como resultados observou-se que houve diferença significativa entre as cargas de ruptura das vigas do grupo de controle onde não havia armadura transversal comparada aos demais grupos. Contudo não foi encontrada diferença significativa entre os demais grupos. O desempenho da armadura com estribos convencionais e com CTR com os diferentes espaçamentos foram equivalentes.

*Palavra-Chave: cisalhamento; estribo contínuo; concreto armado.*

### Abstract

The continuous stirrup, also known in the international literature as continuous transverse reinforcement, hereinafter referred to as CTR, consists of an industrially bent steel armature to satisfy the spacing specified in the structural design. CTR has become an object of interest because it is an alternative to conventional stirrups in reinforced concrete projects. This innovative product is similar to circular spiral reinforcement but has a rectangular cross-section. The steel is folded in the specified dimensions and compressed to be transported. The CTR is untied at the construction site, which allows it to expand to the required spacing. This process provides a reduction in the time and the consumption of labor during the assembly of the reinforcements. The objective of this work was to compare the performance of CTR with the conventional stirrup in reinforced concrete beams. For this, 18 beams were molded with dimensions 10 cm wide, 15 cm high and 55 cm long. These beams were divided into six groups of three. Two control groups were molded, one where the beams did not have transverse reinforcement and a group with conventional reinforcement with stirrups with spacing of 7.5 cm. In the other groups, CTR were tested with spacing of 7.5 cm, 5.0 cm and 10 cm. The beams were loaded with a load increment of 300 kgf until rupture. The arrow was determined for each loading level of the beams. The first fissure was also noted. For the analysis of the results we used analysis of variance and Test-t in the comparison between the different combinations. As results it was observed that there was a significant difference between the burst loads of the beams of the control group where there was no transverse reinforcement compared to the other groups. However, no significant difference was found between the other groups. The performance of the reinforcement with conventional stirrups and with CTR with the different spacings were equivalent.

*Keywords: shear; continuous transverse reinforcement; reinforced concrete.*

## 1. Introdução

A construção civil no Brasil sofreu grandes alterações ao longo dos últimos 50 anos. Contudo o concreto armado continua sendo a solução mais utilizável na maioria das obras de pequeno, médio e grande porte, para distintas finalidades como residenciais, comerciais e industriais. Como uma peça fundamental nas estruturas de concreto armado tem-se as vigas, que são estruturas horizontais onde recebem cargas de laje, paredes e até mesmo de pilares, chamadas de vigas de transição.

As vigas são formadas por barras longitudinais e transversais. As barras longitudinais são as que têm normalmente diâmetros maiores, e são responsáveis por resistirem às solicitações de esforços chamados de momento fletor. Já as armaduras transversais, chamadas usualmente de estribos, são responsáveis por resistirem a esforços cortantes ou cisalhamento.

Os estribos convencionais comumente são barras de pequenos diâmetros, espaçados conforme a solicitação do esforço cortante ou pelo espaçamento máximo admitido pela NBR 6118 (ABNT, 2014). Em obras de pequeno porte os estribos são fabricados *in loco* pelo próprio ferreiro, cortando pedaços de uma barra de pequeno diâmetro, geralmente barras de diâmetro de 5 mm, e dobrando, formando um retângulo como também pode ser adquirido já dobrado. Estes são amarrados em seus vértices, um a um, com um fio de arame recozido, nas barras longitudinais.

Até os anos 1970 era usualmente as bibliografias apresentarem uma armadura chamada de cavale. Os cavaletes eram barras de diâmetro maior que os estribos, que iam na direção longitudinal da viga, com uma parte na face inferior subindo em diagonal até a face superior, descendo novamente em diagonal na face inferior e assim sucessivamente. A função desse tipo de armadura era ajudar a combater os esforços cortantes. Essas barras eram normatizadas pela NBR 6118 (ABNT, 2014), no entanto foram abolidas.

Visando em facilitar este processo de corte e dobra, e também querendo reduzir o tempo de serviço e o desperdício de material na obra, foi desenvolvido um estribo contínuo. Este estribo se diferencia por ser feito com uma barra única que forma uma espécie de sanfona que se liga da face superior a face inferior por diagonais. Em cada face os estribos são amarrados em seus vértices nas barras longitudinais, fixando os estribos esticados na viga. Os estribos convencionais, cortados, dobrados e amarrados um a um nas barras longitudinais, são normatizados pela NBR 6118 (ABNT, 2014) em que se tem mensurado a resistência ao esforço cortante quanto ao seu tamanho, diâmetro e espaçamento. Já os estribos contínuos ainda não possuem normatização, constituem-se uma inovação que já está sendo utilizado em obras. Contudo será que poderia ser adotado o mesmo espaçamento do estribo convencional para o estribo contínuo? Ou ainda, pelo fato de ser um estribo único, se tornaria mais eficaz, podendo aumentar o seu espaçamento?

Na maioria das obras a maneira mais comum ainda adotada para combater esforços de cisalhamento em vigas é com a utilização de estribos verticais individuais com no mínimo dois ramos. A adoção de um novo modelo de estribo, com seus ramos inclinados e peças contínuas, utilizados em vigas de concreto armado, podem trazer alguns questionamentos técnicos em relação ao seu comportamento estrutural, o que pode levar alguns profissionais, graduados ou não, a rejeitar a utilização desse novo dispositivos em seus projetos.

Assim, o objetivo deste trabalho é avaliar a eficiência dos estribos contínuos comparando os mesmos com estribos convencionais.

## 2. Cisalhamento em vigas de concreto armado

De acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2014) as vigas são elementos lineares em que a flexão é preponderante. São elementos em forma de barra, normalmente retas e horizontais, tem como função receber as cargas das lajes, de outras vigas, de paredes e eventualmente de pilares. A viga bi apoiada (figura 1), submetida a duas forças  $P$  iguais e equidistantes dos apoios, é armada com barras longitudinais tracionadas e com estribos, para resistir os esforços de flexão e de cisalhamento, respectivamente.

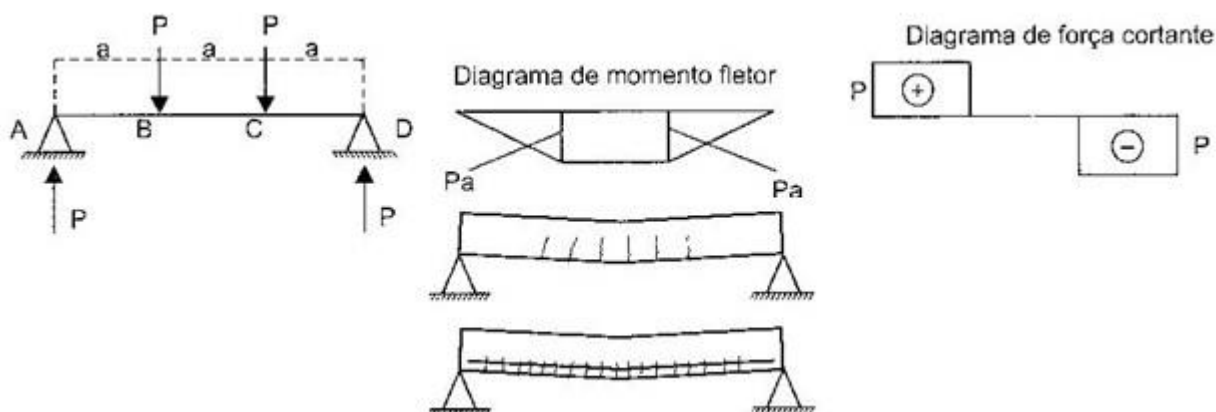


Figura 1 – Comportamento de uma viga de concreto simplesmente apoiada Fonte: Carvalho; Filho, 2016.

Para pequenos valores da força  $P$ , enquanto a tensão de tração for inferior à resistência do concreto à tração na flexão, a viga não apresenta fissuras, ou seja, as suas seções permanecem no Estádio I. Nessa fase, origina-se um sistema de tensões principais de tração e de compressão.

Com o aumento do carregamento, no trecho de momento máximo (entre as forças), a resistência do concreto à tração é ultrapassada e surgem as primeiras fissuras de flexão (verticais). Nas seções fissuradas a viga encontra-se no Estádio II e a resultante de tração é resistida exclusivamente pelas barras longitudinais. No início da fissuração da região central, os trechos junto aos apoios, sem fissuras, ainda se encontram no Estádio I.

Continuando o aumento do carregamento, surgem fissuras nos trechos entre as forças e os apoios, as quais são inclinadas, por causa da inclinação das tensões principais de tração  $\sigma_1$  (fissuras de cisalhamento). A inclinação das fissuras corresponde aproximadamente à inclinação das trajetórias das tensões principais, isto é, aproximadamente perpendicular à direção das tensões principais de tração.

Com carregamento elevado, a viga, em quase toda sua extensão, encontra-se no Estádio II. Em geral, apenas as regiões dos apoios permanecem isentas de fissuras, até a ocorrência de ruptura na região central da viga. A figura 2 indica a evolução da fissuração de uma viga de seção T, para vários estágios de carregamento.

O modelo clássico de treliça foi idealizado por Ritter e Morsch, no início do século XX, se baseia na analogia entre uma viga fissurada e uma treliça. Considerando uma viga biapoiada de seção retangular, Morsch admitiu que, após a fissuração, seu comportamento é similar ao de uma treliça como a indicada na figura 3. Nesta o banzo superior compreende

o cordão de concreto comprimido; banzo inferior é equivalente a armadura longitudinal de tração; diagonais comprimidas são equivalentes as bielas de concreto entre as fissuras; e por fim as diagonais tracionadas compreendem as armaduras transversais (os estribos).

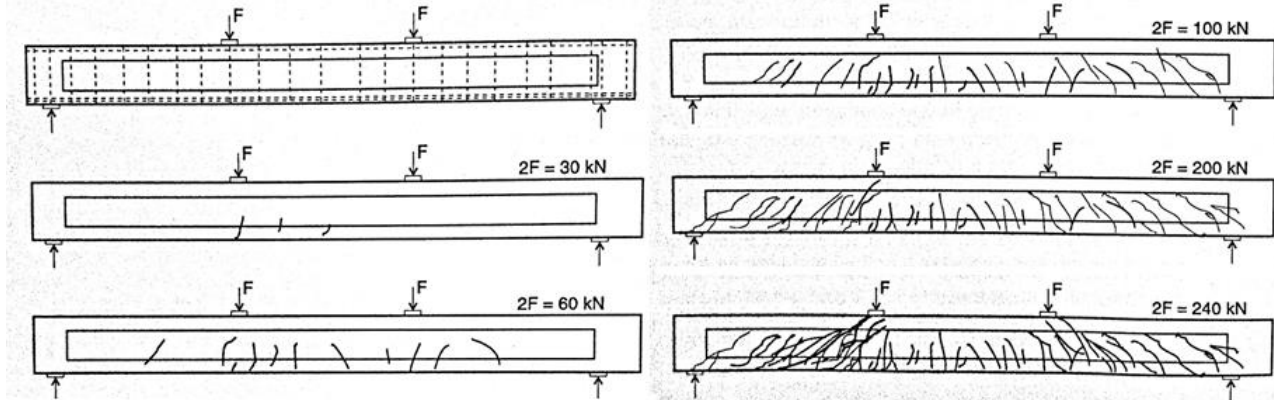


Figura 2 – Evolução da fissuração. Fonte: FUSCO, 1995.

Na figura 3 está indicada armadura transversal inclinada e perpendicular formada por estribos. Essa analogia de treliça clássica considera as seguintes hipóteses básicas: fissuras, e, portanto, as bielas de compressão, com inclinação de  $45^\circ$ ; e os banzos paralelos; treliça isostática; portanto, não há engastamento nos nós, ou seja, nas ligações entre os banzos e as diagonais; e também que as armaduras de cisalhamento com inclinação entre  $45^\circ$  e  $90^\circ$ . Contudo, resultados de ensaios comprovam que há imperfeições na analogia de treliça clássica. Isso se deve principalmente a três fatores: primeiro a inclinação das fissuras é menor que  $45^\circ$ ; segundo em função de os banzos não serem paralelos; há o arqueamento do banzo comprimido, principalmente nas regiões dos apoios; e também pelo fato de a treliça ser altamente hiperestática; ocorre engastamento das bielas no banzo comprimido, e esses elementos comprimidos possuem rigidez muito maior que a das barras tracionadas.

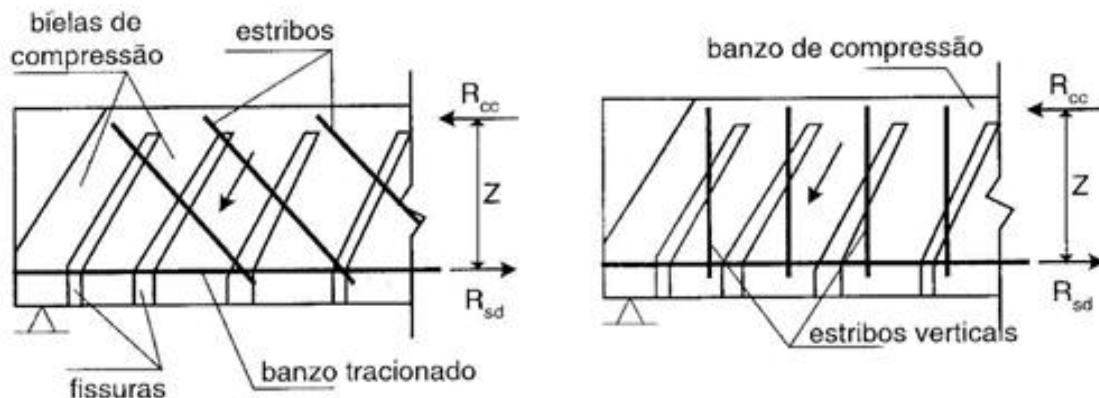


Figura 3 – Analogia da Treliça de Mörsch. Fonte: Araújo, 2003.

Para um cálculo mais refinado, tornam-se necessários modelos que considerem melhor a realidade do problema. Por esta razão, como modelo teórico padrão, adota-se a analogia de treliça, mas a este modelo são introduzidas correções, para levar em conta as imprecisões verificadas.

Numa viga de concreto armado submetida a flexão simples, vários tipos de ruína são possíveis, entre as quais as ocasionadas pela força cortante são: ruptura por esmagamento

da biela, ruptura da armadura transversal, ruptura do banzo comprimido devida ao cisalhamento. A NBR 6118 (ABNT, 2014), admite dois modelos de cálculo para determinação de área da armadura transversal, que pressupõem analogia com modelo de treliça de banzos paralelos, associado a mecanismos resistentes complementares, traduzidos por uma parcela adicional  $V_c$ , onde  $V_c$  é parcela de força cortante absorvida por mecanismos complementares ao de treliça (resistência ao cisalhamento da seção sem armadura transversal). Sendo que nos dois modelos, devem ser consideradas as seguintes etapas de cálculo: verificação da compressão na biela; cálculo da armadura transversal; deslocamento  $a_l$  do diagrama de força no banzo tracionado.

No modelo I da NBR 6118 (ABNT, 2014) admite-se: as bielas com inclinação  $\theta = 45^\circ$ ; força cortante de cálculo ( $V_c$ ) constante, independente de  $V_{sd}$ . Já o modelo II considera: bielas com inclinação  $\theta$  entre  $30^\circ$  e  $45^\circ$ ; e também que  $V_c$  diminui com o aumento de  $V_{sd}$ .

### 3. Pesquisas experimentais anteriores empregando estribos contínuos

Um dos primeiros trabalhos encontrados na literatura internacional sobre o emprego dos estribos contínuos remetem as Universidades italianas de Bergamo e de Florença. Riva (2009) comparou o desempenho de pilares com estribos contínuos com pilares armados com estribos convencionais especificados de acordo com normas Europeias. O objetivo do estudo era avaliar o desempenho dos estribos contínuos à carregamentos cíclicos importantes, especialmente para pilares submetidos a sismos. Os resultados relatados por Riva (2009) demonstram que os estribos contínuos proporcionam desempenho equivalente em termos de resistência e ductilidade quando comparado aos estribos convencionais. Já Bartoli (2009) investigou a aplicação dos estribos contínuos em vigas buscando avaliar a sua eficiência no combate aos esforços de cisalhamento. Foram elaborados dois grupos de vigas solicitadas por cargas pontuais, um foi concebido para romper por cisalhamento e o outro para romper por flexão. Foram estudadas vigas empregando estribos contínuos e vigas empregando estribos retangulares que atendiam aos requisitos do ACI 318-11. Como resultado, Bartoli (2009) encontrou relações de carga-deflexão semelhantes para os dois tipos de estribos estudados.

Borges (2012) realizou um experimento com seis vigas, sendo três com estribos convencionais e três com estribos contínuos, como mostrado na figura 4. O experimento realizado por Borges (2012) empregou armadura principal composta de 2 barras de diâmetro 16 mm e estribos com dimensões de 7 x 20 cm e com diâmetro de 5 mm. A armadura superior era composta de duas barras de 6,3 mm. O espaçamento entre os estribos foi padronizado em 13 cm. Borges (2012) constatou que as vigas com estribos contínuos tiveram pequena vantagem quando comparadas com as vigas que continham estribos verticais em relação ao aparecimento das primeiras fissuras, influenciando diretamente na quantidade e principalmente na abertura máxima. Ainda segundo Borges (2012) a forma de ruptura foi semelhante em ambos os modelos analisados. No entanto, os estribos verticais apresentaram o valor da carga de ruptura 13,09% superior as vigas com contínuos. Contudo, o autor conclui que os estribos contínuos são mais eficientes que os estribos convencionais pois as vigas não são dimensionadas para chegar à ruptura, e que os estribos contínuos apresentaram melhores resultados quanto ao aparecimento de fissuras.

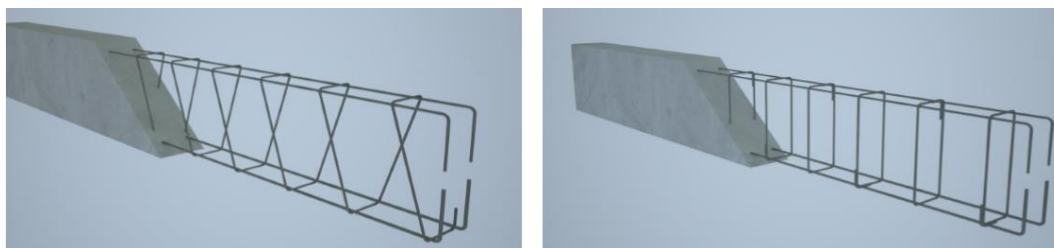


Figura 4 – Estribos contínuos e estribos convencionais. Fonte Borges (2012).

Mueller (2013) realizou um dos mais abrangentes, sobre o tema, no qual avaliou a capacidade dos estribos contínuos comparando-os aos estribos convencionais, bem como avaliou a aplicabilidade dos métodos de projeto atuais. O autor concluiu que os estribos contínuos podem ser empregados em vigas no combate ao cisalhamento. Os tipos de falha foram equivalentes, a capacidade de carga, a largura das fissuras e os padrões de fissuras ocorreram em todas as vigas empregando estribos contínuos ou estribos convencionais, como pode ser vista na figura 2. Mueller (2013) também concluiu que a capacidade axial de pilares com estribos contínuos é essencialmente a mesma que aquelas com estribos convencionais.

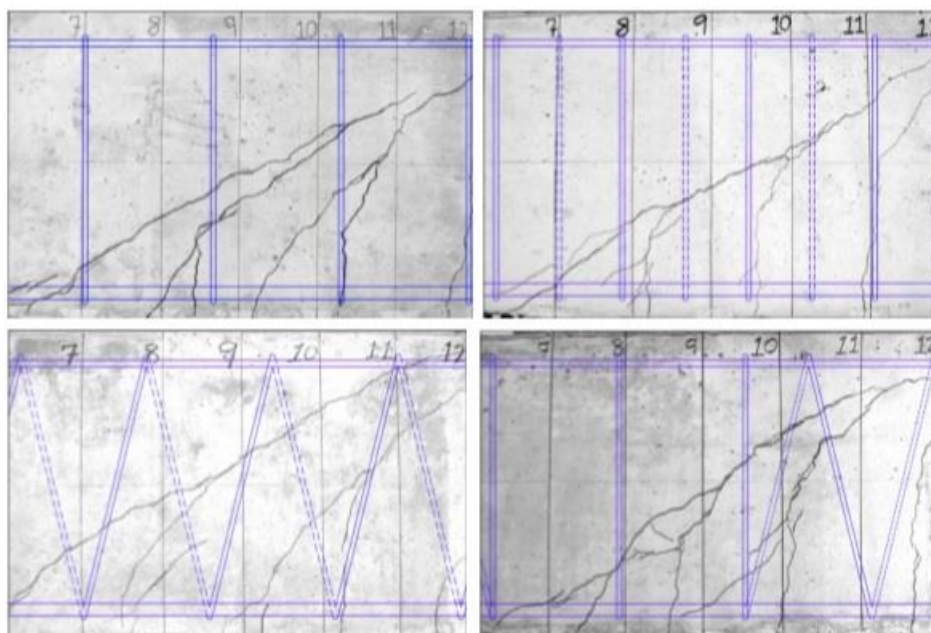


Figura 5 - Formação de fissuras com sobreposição de padrão de aço transversal. Fonte: Mueller (2013).

Souza et al. (2016) realizaram experimento com duas vigas com seção T. Uma com estribos convencionais e outra com estribos contínuos. No experimento as vigas receberam ampla instrumentação e os autores concluíram que de acordo com a proximidade dos valores experimentais e teóricos, encontrados, a utilização de estribos contínuos se adequa às recomendações de dimensionamento à força cortante, contidas na NBR 6118 (ABNT, 2014). Os referidos autores afirmam ainda que os estribos contínuos podem ser usados com segurança no detalhamento das armaduras resistentes à força cortante.

## 4. Materiais e métodos

Este estudo aborda a resistência de vigas de concreto armado usando diferentes tipos de armaduras transversais e considerando o limite da resistência do concreto a compressão. Esta pesquisa dar-se-á de forma quantitativa, já que, com resultados expressos através de comparações numéricas entre os corpos de provas gerados a partir de estribos contínuos e os corpos de prova gerados a partir de estribos convencionais. As comparações são realizadas através da análise das resistências à ruptura atingidas por cada viga após 28 dias da moldagem.

### 4.1 Materiais

Na figura 6 são apresentadas as seis combinações de vigas estudadas no presente trabalho. A viga número 1 foi empregada como sendo uma referência, não sendo empregados estribos. Foram somente empregados três conectores para manter a armadura longitudinal, constituída de 2  $\varnothing$  10,0 mm, na posição correta durante a concretagem, como ilustra a figura 7. A viga número 2 apresentou estribos retangulares convencionais com espaçamento de 7,5 cm, atendendo a NBR 6118 (ABNT, 2014) nos requisitos de projeto quanto ao espaçamento máximo de estribos, que é definido em função da altura máxima efetiva da viga. A armadura longitudinal de todas as vigas foi 2  $\varnothing$  10,0 mm, e os estribos eram constituídos de barras de diâmetro de 7  $\varnothing$  5 mm, como mostra a figura 8. Já a viga 3 e a viga 4 apresentam estribos contínuos com mesmo espaçamento da viga 2, como mostra a figura 9 e a figura 10. Já a viga 5 apresenta estribo contínuo com espaçamento de 5 cm, menor do que a viga de referência. Na figura 6 é apresentado um esquema da viga 5 e na figura 11 é mostrada a mesma antes da concretagem. Por fim a viga 6 é composta de estribo contínuo com espaçamento maior do que a viga de referência, empregou-se um espaçamento de 10 cm, como está representado na figura 6 e a figura 12.

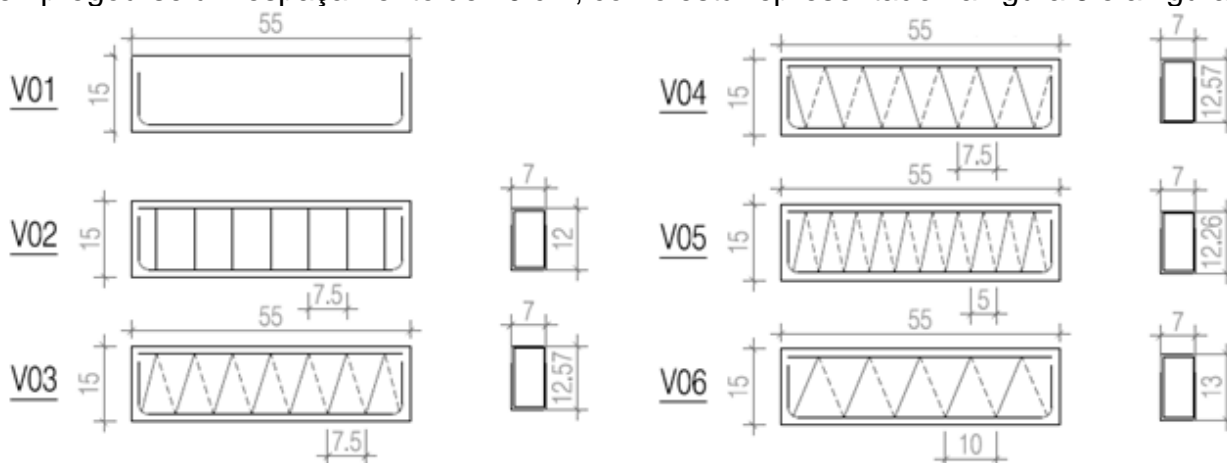


Figura 6 – Projeto para produção das armaduras.

Todas as vigas apresentam o mesmo comprimento (55 cm) e a mesma seção transversal (10 cm x 15 cm). O cobrimento adotado em todas as vigas foi de 1,5 cm. Nota-se que devido a inclinação dos estribos contínuos, os mesmos devem ser fabricados com um comprimento maior do que o convencional, para que possa manter a altura da armadura igual.





Figura 7 – Armadura V01 sem estribos, somente armadura principal 2 Ø 10,0 mm.



Figura 10 – Armadura V04 com estribos contínuos com Ø 5,0 mm e espaçamento de 7,5 cm (= a V03).

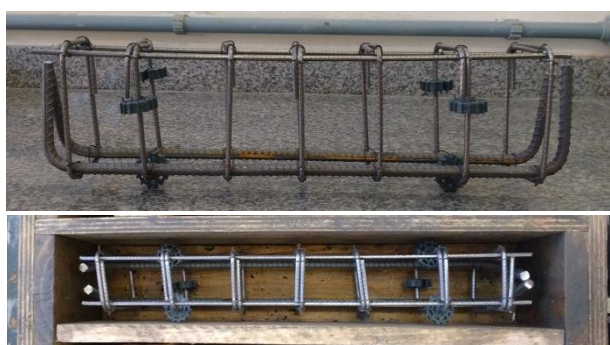


Figura 8 – Armadura V02 com estribos convencionais 1 Ø 5,0 mm c/ 7,5 cm.



Figura 11 – Armadura V05 com estribos contínuos com Ø 5,0 mm e espaçamento de 5,0 cm.



Figura 9 – Armadura V03 com estribos contínuos com Ø 5,0 mm e espaçamento de 7,5 cm.



Figura 12 – Armadura V06 com estribos contínuos com Ø 5,0 mm e espaçamento de 10,0 cm.

Foram produzidos 3 exemplares de cada uma das vigas. A concretagem das vigas aconteceu em duas etapas distintas em função e do tamanho do misturador de concreto do Laboratório de Construção Civil da Universidade Regional de Blumenau. Assim as vigas V01 A, B e C; V02 A, B e C; e V03 A, B e C foram moldadas na primeira betonada e as vigas V04 A, B e C; V05 A, B e C; e V06 A, B e C, foram moldadas na segunda betonada. O traço empregado nas moldagens foi adotado de Chies *et al.* (2012) e é apresentado na tabela 1.

Tabela 1 - Composição das misturas e relações água/cimento

Traço unitário	Materiais kg/m <sup>3</sup>			Relação a/c	Abatimento mm
	Cimento	Agregado miúdo	Agregado graúdo		
1:3,99:4,92	230	918	1131	0,80	100

O cimento utilizado foi o cimento CPV – ARI, como agregado miúdo empregou-se areia média (80%) e areia fina (20%), como agregado graúdo empregou-se brita zero. Além da moldagem das vigas também foram moldados corpos de prova para determinação do fck estimado de cada uma das duas misturas.

## 4.2 Métodos

As vigas e os corpos de prova foram ensaiados na idade de 28 dias. Os corpos de prova foram rompidos de acordo com a norma NBR 5739 (ABNT, 2007). As vigas foram ensaiadas com auxílio de uma prensa universal EMIC com capacidade de 300 kN. Para determinação das deformações foi empregado o medidor digital *Ab Solute da Mitutoyo* com precisão de 0,0005 mm fixado em um suporte paralelo a viga para medir a deflexão longitudinal no centro da viga conforme o carregamento, como ilustram as figuras 13 e 14.



Figura 13 – Ensaio da viga vista frontal.



Figura 14 – Ensaio da viga vista dos fundos.

O processo de aplicação de carga e a leitura da respectiva deformação foram feitas manualmente. A cada 300 kgf aplicados pela prensa, era parado o ensaio e feito a leitura da deflexão no relógio comparador e retomado a aplicação da carga. Com o aumento do carregamento era monitorado, na lateral das vigas, o surgimento das fissuras. Todo o carregamento das vigas foi realizado de forma gradual, sem produzir impacto.

## 5. Resultados

Na tabela 2 são apresentados os valores de resistência à compressão dos corpos de prova moldados nas duas concretagens realizadas. Também é apresentada a média e o desvio padrão dos valores bem como o valor do fck estimado para cada moldagem. Os valores de fck estimados permitem classificar os concretos produzidos como classe C 20 de acordo com a NBR 8953 (ABNT, 2015).

A figura 15 apresenta os gráficos de carga versus deformação do ensaio das vigas sem estribos. Nas figuras 16, 17 e 18 são mostradas as fissuras após o ensaio da viga V01-A, V01-B e V01-C, respectivamente.

Tabela 2 – Resistências de cada uma das moldagens

1º Moldagem – VIGA 1 / VIGA 2 / VIGA 3				2º Moldagem - VIGA 4 / VIGA 5 / VIGA 6			
CP	RESISTÊNCIA (MPa)	CP	Resistência (MPa)	CP	RESISTÊNCIA (MPa)	CP	RESISTÊNCIA (MPa)
1	25,60	11	25,60	1	23,10	11	25,20
2	26,60	12	25,80	2	24,20	12	24,70
3	25,60	13	25,90	3	25,00	13	25,50
4	25,00	14	25,00	4	24,60	14	23,70
5	24,20	15	25,10	5	24,60	15	26,20
6	24,90	16	24,60	6	24,70	16	24,10
7	25,20	17	25,70	7	24,30	17	23,90
8	26,60	18	25,50	8	23,90		
9	25,30	19	25,20	9	24,20		
10	24,70			10	25,10		
Média (MPa)		25,37		Média (MPa)		24,53	
Desvio padrão (MPa)		0,62		Desvio padrão (MPa)		0,74	
Fck estimado (MPa)		24,4		Fck estimado (MPa)		23,3	

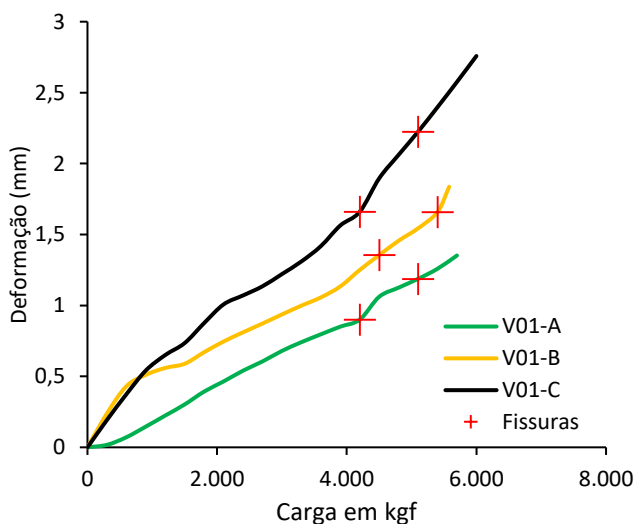


Figura 15 – Gráfico de carga versus deformação para as vigas V01-A, V01-B e V01-C.



Figura 17 – V01-B fissuras após o ensaio



Figura 16 – V01-A fissuras após o ensaio.

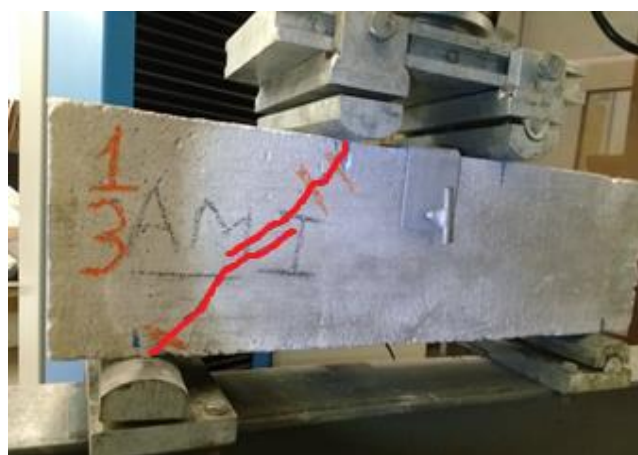


Figura 18 – V01-C fissuras após o ensaio.

Na figura 19 é apresentado os gráficos de carga versus deformação do ensaio das vigas com estribos retangulares que atendem as exigências da NBR 6118 (ABNT, 2014). A carga estimada, de acordo com os critérios da NBR 6118 (ABNT, 2014), como resistência flexão da viga corresponde a 5.000 kgf. A ruptura prevista para a viga se daria por flexão. Comparando-se as cargas de ruptura das vigas V01 e V02 é possível identificar o aumento da carga de ruptura que se deve ao aumento da resistência do elemento em função do efeito do confinamento do concreto em função dos estribos. Nas figuras 21, 22 e 23 são mostradas as fissuras após o ensaio da viga V02-A, V02-B e V02-C, respectivamente.

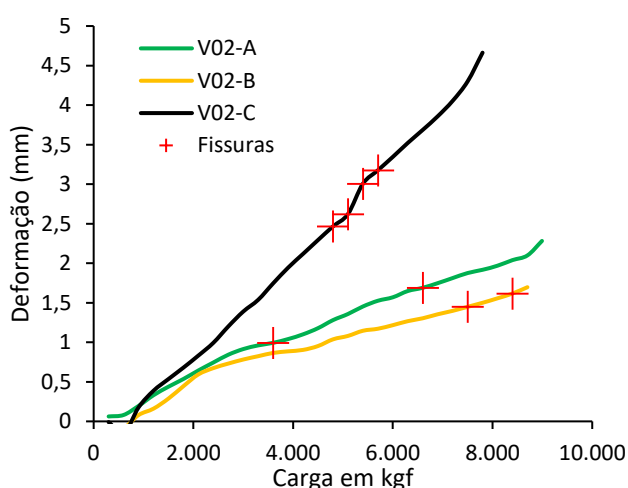


Figura 19 – Gráfico de carga versus deformação para as vigas V02-A, V02-B e V02-C.



Figura 21 – V02-B fissuras após o ensaio.



Figura 20 – V02-A fissuras após o ensaio.



Figura 22 – V02-C fissuras após o ensaio.

A figura 23 e 27 apresentam os gráficos de carga versus deformação do ensaio das vigas com estribos contínuos com espaçamento de 7,5 cm. Nas figuras 24, 25 e 26 são mostradas as fissuras após o ensaio da viga V03-A, V03-B e V03-C, respectivamente. Já nas figuras 28, 29 e 30 são mostradas as fissuras após o ensaio da viga V04-A, V04-B e V04-C, respectivamente. A diferença existente entre as vigas V03 e V04 é que elas foram concretadas na primeira e na segunda etapa de concretagem. Ambas, no entanto apresentam o mesmo tipo de estribo e o mesmo espaçamento, 7,5 cm.

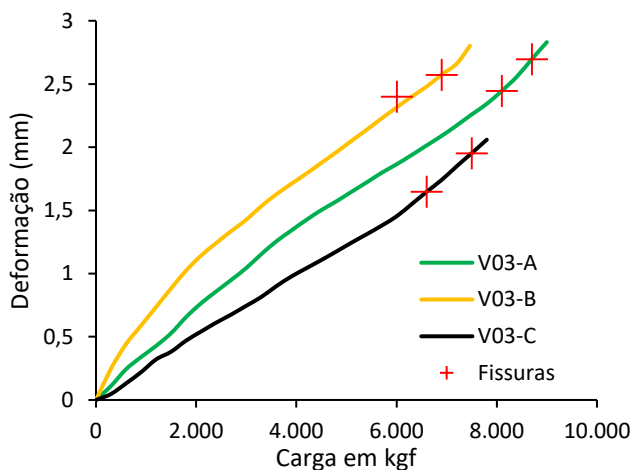


Figura 23 – Gráfico de carga versus deformação para as vigas V03-A, V03-B e V03-C.

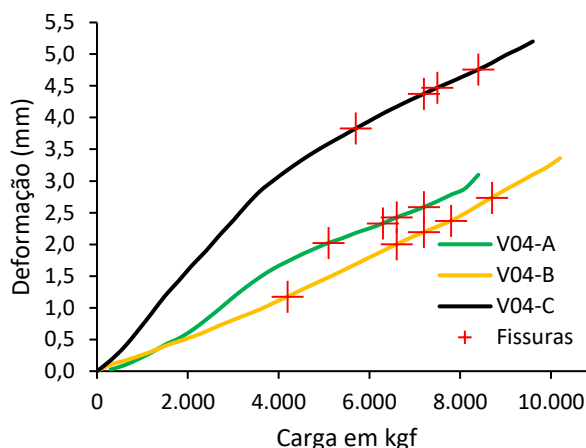


Figura 27 – Gráfico de carga versus deformação para as vigas V04-A, V04-B e V04-C.



Figura 24 – V03-A fissuras após o ensaio.



Figura 28 – V04-A fissuras após o ensaio.



Figura 25 – V03-B fissuras após o ensaio.



Figura 29 – V04-B fissuras após o ensaio.



Figura 26 – V03-C fissuras após o ensaio.



Figura 30 – V04-C fissuras após o ensaio.

Na figura 31 é apresentado os gráficos de carga de versos deformação das vigas V05. As vigas V05 apresentam estribos contínuos com espaçamento de 5 centímetros. Nas figuras 32, 33 e 34 são mostradas as fissuras após o ensaio da viga V05-A, V05-B e V05-C, respectivamente.

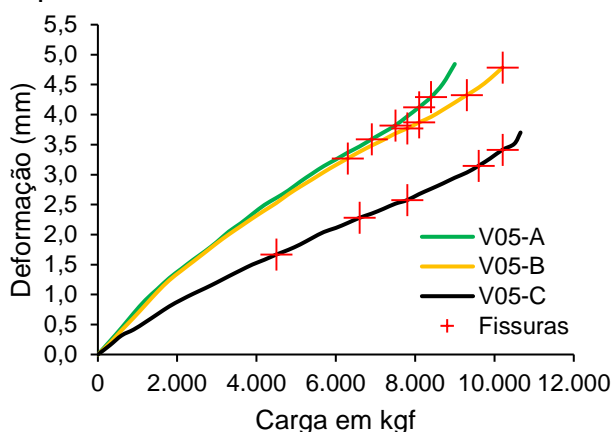


Figura 31 – Gráfico de carga versus deformação para as vigas V05-A, V05-B e V05-C.



Figura 33 – V05-B fissuras após o ensaio.



Figura 32 – V05-A fissuras após o ensaio.

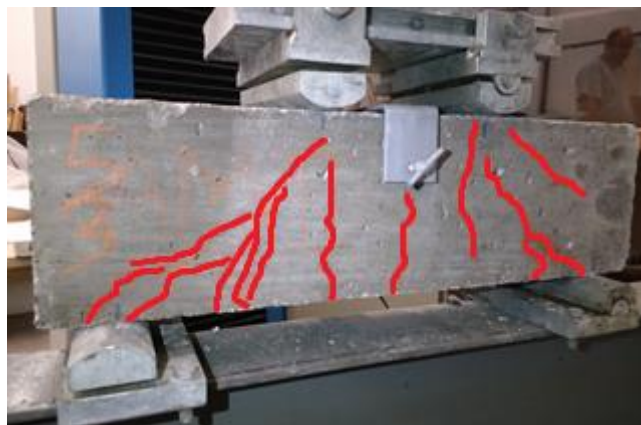


Figura 34 – V05-C fissuras após o ensaio.

Na figura 35 é apresentado os gráficos de carga de versos deformação das vigas V06. As vigas V06 apresentam estribos contínuos com espaçamento de 10 centímetros. Nas figuras 36, 37 e 38 são mostradas as fissuras após o ensaio da viga V06-A, V06-B e V06-C, respectivamente.

A partir dos resultados experimentais passa-se então para análise dos resultados. Na tabela 3 são apresentadas as cargas de ruptura das vigas. A partir dos resultados realizou-se uma análise de variância, que é apresentada na tabela 4. Através da análise de variância fica claro que a variável estudada é significativa. Através da comparação de médias identifica-se a existência de dois grupos diferentes. O primeiro é formado por V01 e V03 e o segundo grupo é formado por V02, V03, V04, V05 e V06. Na figura 39 são apresentados as médias e o seu devido intervalo de ocorrência. As vigas 01 apresentaram uma carga de ruptura menor em média, pois não apresentavam nenhum reforço transversal. Assim o concreto não estava devidamente confinado, o que implicou na diminuição da sua resistência.

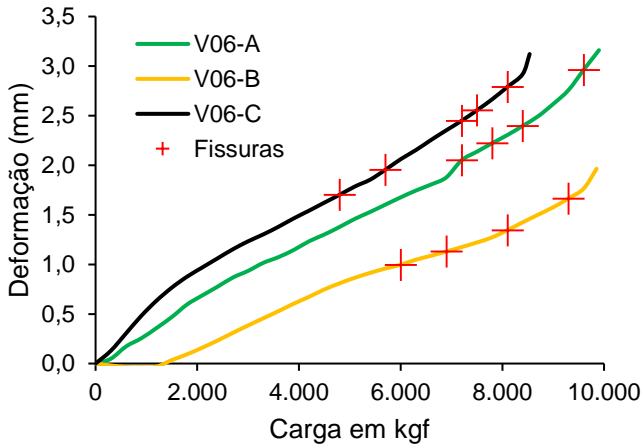


Figura 35 – Gráfico de carga versus deformação para as vigas V06-A, V06-B e V06-C.



Figura 37 – V06-B fissuras após o ensaio.



Figura 36 – V06-A fissuras após o ensaio.



Figura 38 – V06-C fissuras após o ensaio.

Por outro lado, o desempenho das vigas reforçadas transversalmente não apresentou mudança significativa nas suas médias. Ou seja, não há diferença em se empregar estribos contínuos ou estribos retangulares quanto a carga de ruptura. Esta constatação vai de encontro com trabalhos correlatos como o desenvolvido por Muller (2013).

Tabela 3 – Cargas de ruptura das vigas estudadas (kgf)

	V01	V02	V03	V04	V05	V06
A	5.961	8.992	9.318	8.434	9.111	10.022
B	5.580	8.832	7.464	10.369	10.290	9.853
C	6.264	7.944	8.074	9.746	10.658	8.537
<b>Média</b>	<b>5935</b>	<b>8589</b>	<b>8285</b>	<b>9516</b>	<b>10020</b>	<b>9471</b>

Tabela 4 – Análise de variância ANOVA da carga de ruptura das vigas estudadas.

Fonte da variação	SQ	gl	MQ	F	valor-P	F crítico
Entre grupos	32420361,81	5	6484072	10,75	0,000419827	3,10
Dentro dos grupos	7237463,297	12	603121,9			
Total	39657825,11	17				

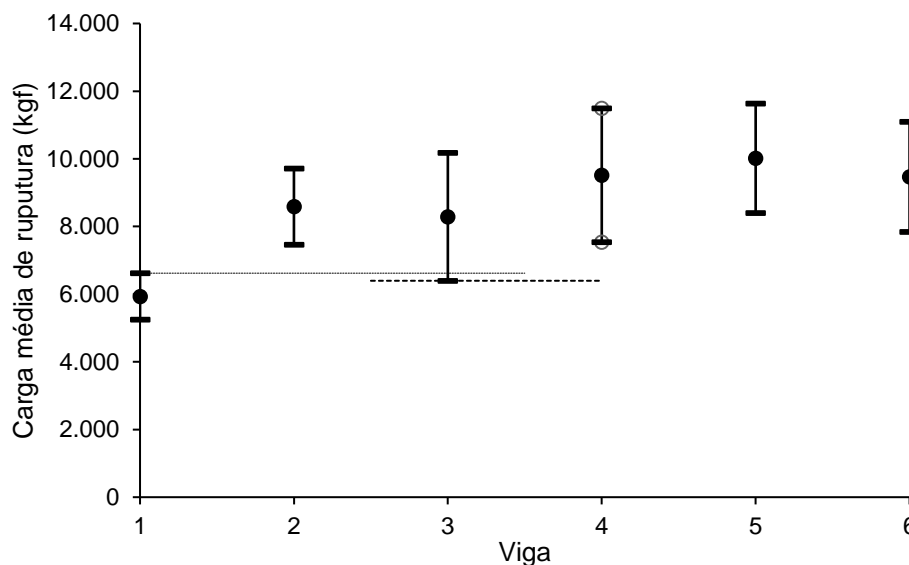


Figura 39 – Comparação de médias entre as vigas.

Na tabela 5 são apresentadas as cargas correspondentes a abertura da primeira fissura. Diferentemente da carga de ruptura, nesta verificação não se observou diferença significativa entre o comportamento das vigas V01 e as demais, como pode ser constatado na tabela 6. Isto se deve ao fato da armadura somente ser solicitada após o surgimento das primeiras fissuras. Mais uma vez constata-se que o desempenho dos estribos contínuos e dos estribos retangulares são equivalentes. Esta constatação é corroborada por estudos anteriores, como em Bartoli (2009), Borges (2012) e Muller (2013).

Tabela 5 – Cargas correspondentes a primeira fissura (kgf)

	V01	V02	V03	V04	V05	V06
A	4.200	3.600	8.100	5.100	6.900	7.200
B	4.500	7.500	6.300	4.200	6.300	6.000
C	4.200	4.800	6.600	5.700	4.500	4.800

Tabela 6 – Análise de variância ANOVA da carga correspondente a primeira fissura (kgf).

Fonte da variação	SQ	gl	MQ	F	valor-P	F crítico
Entre grupos	13.045.000	5	2.609.000	1,837	0,179	3,105
Dentro dos grupos	17.040.000	12	1.420.000			
Total	30.085.000	17				

Quanto as fissuras apresentadas nas vigas também não há um comportamento diferenciado percebido entre as vigas com estribos contínuos e a viga V02, com estribos retangulares. O que é notório é a diferença de fissuras existentes nos lados opostos da mesma viga com estribos contínuos. Enquanto a distribuição de fissuras nas vigas com estribos retangulares é bastante similar nas suas duas faces, nas vigas com estribos contínuos observa-se uma concentração de fissuras maior em uma das faces da peça. Esse aspecto não foi objeto do presente trabalho, contudo outros autores como Muller (2013) identificaram esse comportamento e há referência não somente ao número de fissuras, mas também a abertura das mesmas ser diferenciada em cada uma das faces. Outro aspecto



importante a se destacar ainda é o fato de não ter havido a ocorrência de ruptura dos estribos em nenhuma das vigas ensaiadas.

## 6. Considerações finais

O objetivo deste trabalho foi avaliar a eficiência dos estribos contínuos comparando os mesmos com estribos convencionais. Ao fim deste estudo conclui-se que:

- As vigas que continham armadura transversal resistiram mais do que as vigas sem a armadura transversal. Essa observação comprovam o efeito do confinamento do concreto pelos estribos.
- As vigas V02 com estribos convencional comparadas com as V03 e V04 de estribos contínuos com os mesmos espaçamentos apresentaram características de rupturas muito próximas.
- As vigas V05 tinham o menor espaçamento entre os estribos o que apresentou maior resistência para a ruptura e também uma maior deflexão.

Como sugestões para trabalhos futuros recomenda-se moldar elementos maiores e com outras configurações de carga.

## 7. Referências bibliográficas

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

\_\_\_\_\_. **NBR 5739**: Concreto – Ensaio de compressão de corpos de prova cilíndricos. Rio de Janeiro, ABNT, 2007.

\_\_\_\_\_. **NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto – procedimento. Rio de Janeiro, ABNT, 2014.

\_\_\_\_\_. **NBR 8953**: Concreto para fins estruturais – Classificação pela massa específica, por grupos de resistência e consistência. Rio de Janeiro, ABNT, 2015.

Araújo, José Milton de. Curso de concreto armado. v.1, 2ed. Rio Grande: Dunas, 2003.

Bartoli, Gianni. **Experimental Tests at Failure of Rectangular Reinforced Concrete Beams with “Spirex” Stirrups and Traditional Stirrups**. University of Florence, 2009.

CARVALHO, Roberto Chust; FILHO, Jasson Rodrigues de Figueiredo. **Cálculo e Detalhamento de Estruturas Usuais de Concreto Armado**: Segundo a NBR 6118:14. 4ed. São Carlos: EdUFSCar, 2016.

Chies, J. A.; Rohden, A. B.; Silva Filho, L. C. P. **Tratamentos superficiais em corpos de prova de concreto submetidos à compressão**. Revista do Ibracon de Estruturas e Materiais. v7, n 5. IBRACON, 2012.

FUSCO, Péricles Brasiliense. **Técnica de armar as estruturas de concreto**. São Paulo: Pini, 1995.

Mueller, Melody. **Experimental analysis of continuous transverse reinforcement to be used in structural concrete desing**. Master. Universty of Cincinnati, 2013.

Riva, Paolo. **Cyclic Test on Column-Foundations Using “Spirex” Stirrups**. University of Bergamo, 2009.

Souza, Regina Helena; Melo Silva, Valnice L.; Oliveira, Luiz Octávio; Tavares, Maria Elizabeth; Teixeira, Paulo José B. **A utilização de estribos contínuos em vigas de concreto armado**. 58º Congresso Brasileiro do Concreto. Belo Horizonte. IBRACON, 2016.