



UNIVERSIDADE FEDERAL DE ITAJUBÁ
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO
EM ENGENHARIA MECÂNICA

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO

**Análise Experimental e Numérica Utilizando Vigas Prismáticas com
Armação de Aço com Estribos Amarrados e Soldados**

Wagner de Lima Gonçalves

Dezembro de 2016

Itajubá-MG

UNIVERSIDADE FEDERAL DE ITAJUBÁ
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO
EM ENGENHARIA MECÂNICA

Wagner de Lima Gonçalves

Análise Experimental e Numérica Utilizando Vigas Prismáticas com Armação de Aço com Estribo Amarrados e Soldados

Dissertação submetida ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Mecânica como parte dos requisitos para obtenção do Título de Mestre em Ciências em Engenharia Mecânica.

Área de Concentração: Projeto, Materiais e Processos.

Orientador: Prof. Sebastião Simões da Cunha Jr

Co-Orientadora: Prof^a. Valquíria Claret dos Santos

Dezembro de 2016

Itajubá – MG

GONÇALVES, W.L.

Análise Experimental e Numérica utilizando Vigas Prismáticas Com Armação de Aço Com Estribos Amarrados e Soldados / Wagner Gonçalves - Itajubá: UNIFEI, 2016. 73p.

Dissertação (mestrado) - Universidade Federal de Itajubá, 2016.

Orientador: Prof. Sebastião Simões da Cunha Jr

Co-Orientadora: Prof^a. Valquíria Claret dos Santos

Concreto reforçado - Ensaio de flexão - Método de elementos finitos

I. Gonçalves, Wagner Lima II. Universidade Federal de Itajubá III. Análise Experimental e Numérica Utilizando Vigas Prismáticas com Armação de Aço com Estribos Amarrados e Soldados.

**UNIVERSIDADE FEDERAL DE ITAJUBÁ
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO
EM ENGENHARIA MECÂNICA**

Wagner de Lima Gonçalves

**Análise Experimental e Numérica Utilizando Vigas Prismáticas com Armação de
Aço com Estribos Amarrados e Soldados**

**Dissertação apresentada à banca examinadora em 09 de Dezembro de 2016,
conferindo ao autor o título de Mestre em Ciências em Engenharia Mecânica**

Banca Examinadora:

Prof. Sebastião Simões da Cunha Jr – UNIFEI

Prof^a. Valquíria Claret dos Santos – UNIFEI

Prof^a. Adriana Amaro Diacenco – FEPI

Prof^a. Nívea Adriana Dias Pons – UNIFEI

Itajubá

2016

Dedicatória

Dedico este trabalho ao meu Deus e a minha querida família.

Agradecimentos

O término deste trabalho somente foi possível com a ajuda de diversas pessoas às quais presto minha homenagem:

Ao meu orientador, professor Sebastião Simões da Cunha Jr, quem teve paciência e por ter dado orientação de rumos ao trabalho e também à minha co-orientadora, professora Valquíria Claret dos Santos, pela ajuda imprescindível e pela presteza e carinho que colocou à disposição a todo momento.

Aos meus Pais, por todos os sacrifícios feitos para me passar os valores que levarei pela vida.

Ao amigo Yohan que dedicou-se em ajudar e cooperou para êxito do trabalho, com participação imprescindível.

Em especial a minha esposa, Luciana Rennó Nogueira Gonçalves que compartilhou e dividiu comigo todas as dificuldades e alegrias durante essa caminhada.

Aos meus colegas, que ajudaram nos estudos e apoiaram a caminhada durante os semestres.

A todos os professores, que ajudaram de forma direta ou indireta na conclusão deste trabalho.

E a Deus por ter direcionado minhas escolhas até que eu concluísse o mestrado em Engenharia Mecânica na UNIFEI.

Epígrafe

“À dolorosa luz das grandes lâmpadas eléctricas da fábrica

Tenho febre e escrevo.

Escrevo rangendo os dentes, fera para a beleza disto,

Para a beleza disto totalmente desconhecida dos antigos.”

Álvaro de Campos (Pseudônimo de Fernando Pessoa), Ode Triunfal.

Londres, junho de 1914.

RESUMO

GONÇALVES, W. L; (2016), *Análise Experimental e Numérica Utilizando Vigas Prismáticas com Armação de Aço com Estribos Amarrados e Soldados, Itajubá, 73 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Mecânica) – Instituto de Engenharia Mecânica, Universidade Federal de Itajubá.*

Estruturas de concreto armado são largamente utilizadas em escritórios de projetos, sendo empregados em diversos tipos de dimensionamento e também na avaliação do comportamento global das mesmas. Com a grande evolução dos equipamentos computacionais e logo o aperfeiçoamento dos métodos numéricos, assim como consequência das análises estruturais mais realistas tornando-se o objeto de um grande número de pesquisas nos últimos anos. Assim, entre os métodos numéricos empregados para a realização desses tipos de análises, o método dos elementos finitos vem se destacando como uma opção otimizada de ferramenta, aliado às técnicas de análise não-linear e lineares de estruturas. Neste trabalho analisou-se, experimentalmente o comportamento de vigas de concreto armado em duas configurações, com armação soldada e amarrada convencionalmente usando arame recozido e submetidas às solicitações normais e tangenciais até o estado limite último de esgotamento da capacidade resistente permitindo observar o processo de fissuração do concreto tracionado. Adicionalmente com o intuito de validar tais ensaios, desenvolveu-se uma análise numérica de modo a reproduzir o ensaio experimental usando um software comercial baseado no método dos elementos finitos e considerando o concreto como sendo linear. Assim obtendo resultados muito próximos tanto a armação soldada, quanto a armação amarrada e na simulação numérica foi como esperado o resultado também bem próximo a realidade onde foi demonstrado as regiões onde foram sofridas as cargas e conseqüentemente as possíveis fissuras.

Palavras-chave: Vigas Prismáticas, Armação de Aço, Soldagem, Método de Elementos Finitos.

ABSTRACT

GONÇALVES, W. L; (2016), Experimental and Numerical Analysis Using Prismatic Beams with Steel Frame with Tied and Welded Straps, Itajubá, 73 f. Dissertation (Master in Mechanical Engineering) - Institute of Mechanical Engineering, Federal University of Itajubá.

Reinforced concrete structures are widely used in project offices, being employed in various types of design and also in evaluating their overall behavior. With the great evolution of the computational equipment and soon the improvement of the numerical methods, as well as consequence of the more realistic structural analyzes becoming the object of a great number of researches in the last years. Thus, among the numerical methods used to perform these types of analyzes, the finite element method has been highlighted as an optimized tool option, coupled with non-linear and linear analysis techniques. In this work, the behavior of reinforced concrete beams in two configurations, with welded frame and tied conventionally using annealed wire was analyzed experimentally and submitted to the normal and tangential requests until the last limit state of exhaustion of the resistant capacity allowing to observe the process of cracking of the drawn concrete. In addition, in order to validate such tests, a numerical analysis was developed in order to reproduce the experimental test using commercial software based on the finite element method and considering the concrete as linear. Thus obtaining very close results both the welded frame and the bound frame and in the numerical simulation was as expected the result also very close to reality where it was demonstrated the regions where the loads were suffered and consequently the possible cracks.

Keywords: Prismatic Beams, Steel Frame, Welding, Finite Element Method.

SUMÁRIO

Dedicatória	4
Agradecimentos	5
Epígrafe	6
RESUMO	7
ABSTRACT	8
SUMÁRIO	i
Lista de Figuras	iii
Lista de Tabelas	v
Siglas e abreviaturas.....	v
1 INTRODUÇÃO.....	1
1.1 Apresentação do Problema.....	1
1.2 Objetivos	3
1.3 Objetivos Específicos	3
1.4 Contribuições.....	3
1.5 Estado da Arte	4
1.6 Estruturação do Trabalho	7
2 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA.....	8
2.1 Elementos Estruturais.....	8
2.2 Vigas.....	9
2.3 Concreto para Estruturas	11
2.4 Armaduras de Aço no Concreto	14
2.5 Junção Concreto e Aço.....	19
2.6 Armadura Transversal - Estribos.....	21
2.7 Espaçamento Mínimo e Máximo Entre os Estribos	23
2.8 Ancoragem do Estribo.....	25
2.9 Soldagem de Vergalhões para Uso em Estruturas.....	26
2.10 Estado de Ruptura do Concreto.....	28
2.11 Vantagens e Desvantagens das Armaduras Soldadas em Relação às Amarradas.....	31
2.12 Determinação da Resistência à Tração na Flexão de Corpos de Prova Prismáticos	32
3 ANÁLISE EXPERIMENTAL.....	33

3.1	Fabricação dos Corpos de Prova	33
3.2	Delineamento dos Ensaios.....	36
4	ANÁLISE NUMÉRICA DA VIGA DE CONCRETO REFORÇADO	38
4.1	Modelo em Elementos Finitos da Viga de Concreto Reforçado	38
5	RESULTADOS E DISCUSSÕES	42
5.1	Resultados Experimentais	42
5.2	Resultados Numéricos	48
6	CONCLUSÕES E PERSPECTIVAS FUTURAS.....	53
	REFERÊNCIAS.....	55

Lista de Figuras

Figura 1 - Ruptura por força cortante-tração.	6
Figura 2 - Modelo de edificação usando conceito de vigas de concreto armado.....	9
Figura 3 - Utilização de vigas na construção civil.	10
Figura 4 - Viga de concreto simples.	10
Figura 5 - Viga de concreto armado.....	10
Figura 6 - Colapso por cisalhamento de vigas armadas longitudinalmente.....	13
Figura 7 - Aparelho esclerômetro.	14
Figura 8 - Trajetória das tensões principais de uma viga bi apoiada.	16
Figura 9 - Rompimento de viga e laje por rompimento do banzo superior comprimido de concreto.	16
Figura 10 - Rompimento dos estribos.	17
Figura 11 - Atuação do estribo no modelo da treliça.	18
Figura 12 - Fissuras de fendilhamentos.	19
Figura 13 - Camada de cobrimento de armadura.	20
Figura 14 - Área S_w de estribos de três e quatro ramos.	24
Figura 15 - Estribos com três e quatro ramos verticais.....	25
Figura 16 - Tipos de ganchos para os estribos.	26
Figura 17 - Processo de soldagem	28
Figura 18 - Estrutura de concreto, solicitações normais.	29
Figura 19 - Esquema padrão de ensaio e medidas de corpo de prova prismático.....	32
Figura 20 - Dimensões da armação confeccionada.....	34
Figura 21 - Armação dentro das formas.....	34
Figura 22 - Finalização dos corpos de prova.	35
Figura 23 - Corpos de prova cilíndricos.....	35
Figura 24 - Verificação das medidas finais dos corpos de prova prismáticos.	36
Figura 25 - Configuração do Ensaio de flexão de quatro pontos utilizado.....	36
Figura 26 - Corpo de prova acoplado à máquina universal de testes usado nos ensaios de 4 pontos das vigas prismáticas.	37
Figura 27 - Carga vs tempo experimental e numérica.	39
Figura 28 - Modelo da viga para o ensaio.....	41
Figura 29 - Discretização do modelo da viga de concreto reforçado como armação.	41
Figura 30 - Corpo de prova número 2, viga com armação amarrada.....	43
Figura 31 - Corpo de prova número 3, viga com armação amarrada.....	43
Figura 32 - Corpo de prova número 4, viga com armação amarrada.....	43
Figura 33 - Corpo de prova número 7, viga com armação soldada.	44

Figura 34 - Corpo de prova número 8, viga com armação soldada.	44
Figura 35 - Corpo de prova número 9, viga com armação soldada.	45
Figura 36 - Detalhe sobre as armações soldada (a) e (c) e amarrada (b) após a ruptura da amostra.	47
Figura 37 - Curva carga versus tempo experimental (armação amarrada).	47
Figura 38 - Curva carga versus tempo experimental (armação soldada).	48
Figura 39 - Distribuição da tensão de Von-Mises na viga com armação soldada.	49
Figura 40 - Deslocamento Nodal da viga.....	49
Figura 41 - Deslocamento vertical nodal da viga de concreto com armação soldada.	50
Figura 42 - Deslocamento vertical nodal ao longo do comprimento da viga de concreto com armação soldada.	50
Figura 43 - Distribuição da tensão de Von-Mises na armação de aço soldado.	51
Figura 44 - Comparação do deslocamento vertical do ponto de aplicação do carregamento para uma viga de concreto com armação soldada.....	52

Lista de Tabelas

Tabela 1 - Cobrimento de acordo com a classe de agressividade.	20
Tabela 2 - Diâmetro dos pinos de dobramento para estribos.	26
Tabela 3 - Tabela diferença de custo de armação de viga.	32
Tabela 4 - Propriedade do concreto e da armação em aço.	40
Tabela 5 - Tensão e carga de ruptura das amostras.	45
Tabela 6 - Valores estatísticos de algumas grandezas para viga com armação amarrada.	46
Tabela 7 - Valores estatísticos de algumas grandezas para viga com armação soldada.	46

Siglas e abreviaturas

<i>A</i>	ABNT Associação Brasileira de Normas Técnicas
<i>Aa</i>	Aço e aço (dilatação térmica)
<i>Ac</i>	Aço e concreto (dilatação térmica)
<i>a/c</i>	Fator água/cimento
<i>CA</i>	Concreto armado
Φ	Bitola do aço (mm)
<i>fcd</i>	Resistência de Cálculo do Concreto
<i>fctd</i>	Tensão Limite de Tração do Concreto
<i>fck</i>	Resistência característica a compressão do concreto
ε	Deformação linear
<i>E</i>	Módulo de elasticidade longitudinal (GPa).
<i>ELS</i>	Estado Limite de Serviço
<i>ELU</i>	Estado Limite de Último
<i>MUC</i>	Momento Último de Compressão
<i>NBR</i>	Norma Brasileira de Regulamentação
σ	Tensão Normal (MPa)
V_{sd}	Força cortante solicitante de cálculo na seção (KN/m)
V_{Rd2}	Força cortante resistente de cálculo, relativa à ruína das diagonais comprimidas de concreto (KN/m)
V_{Rd3}	Força cortante resistente de cálculo, relativa à ruína por tração diagonal (KN/m)
V_{sw}	Parcela da força cortante solicitante resistida pela armadura transversal (KN)
St	Espaçamento transversal (cm)
ϕt	Diâmetro do estribo (mm)
S_w	Área de estribo (mm ²)
τ_{wu}	Tensão de cisalhamento última (MPa)
<i>UV</i>	Deslocamento Vertical
<i>UV</i>	Deslocamento Horizontal

CAPÍTULO I

1 INTRODUÇÃO

1.1 Apresentação do Problema

Sabe-se que a mão de obra é a principal forma de trabalho na construção civil brasileira. O setor da construção civil brasileira viveu nos últimos anos alterações em sua base administrativa e produtiva frente a crise que atingiu o setor, levando as empresas a adotarem estratégias buscando, principalmente, a redução dos custos e aumento da qualidade e adaptação ao novo contexto.

Nos dias atuais, as empresas procuram se adaptar às novas tecnologias como novos materiais, estruturas, assim fazendo que tenha o mínimo de desperdício no canteiro de obra. Logo, as empresas e construtoras que desejam obter vantagens competitivas no mercado devem produzir pelo menor custo, sem, no entanto, deixar de considerar as qualidades exigidas para o produto.

A crescente competitividade do setor de construção civil no Brasil, relacionado à nova mentalidade do público alvo, vêm impulsionando as empresas do ramo em busca de novas técnicas construtivas. Nesse sentido, a industrialização de armaduras (materiais que vão auxiliar a execução mais rápida de uma fase estrutural, seja ela parcial ou total da construção civil) tornou-se fundamental para o bom desempenho das empresas do setor.

Segundo Rosso (1990), a produtividade média do trabalhador brasileiro na construção civil gira em torno de 40 a 60 homens-hora por m^2 ao passo que em outros países mais desenvolvidos essa média gira em torno de 15 homens-hora por m^2 . Assim, faz-se necessário novos procedimentos afim de agilizar o processo construtivo no canteiro de obras.

A industrialização de certas partes da construção civil já vem sendo implementada. Segundo Silva (2003), o uso de um sistema de armaduras industrializadas exige menos mão-de-obra, diminuindo grandemente o desperdício de material e garante qualidade e rapidez de execução.

De acordo com Giongo (2002), o custo da estrutura em concreto armado moldado no local para edifícios convencionais resulta da ordem de 20% a 25% do custo total, considerando a obra

para pronta utilização. Entre os custos dos materiais envolvidos nessa tarefa, o aço da armação, fios de aço para as amarras ou custos relacionados com soldagem representam um custo parcial significativo.

Segundo Souza & Rodrigues (2008), as diversas estruturas de concreto apresentam características representadas por partes mais resistentes de uma construção, que buscam absorver e transmitir os esforços, pois essas estruturas são essenciais para segurança e da solidez de uma edificação, visto que dependendo do seu uso, podem se utilizar o aço já pronto para se fazer uma estrutura de concreto, assim reduzindo o tempo de fabricação das mesmas.

Portanto, uma comparação tanto quantitativa quanto qualitativa do desempenho das armações em suas diversas configurações torna-se atraente para qualquer pesquisador estrutural, como consequência o foco principal do presente trabalho será comparar o desempenho estrutural de vigas de concreto reforçado usando armações soldadas e amarradas.

Assim, esta pesquisa abre precedentes para outros trabalhos, com o fim maior de viabilizar a utilização dessas barras soldadas em estribos como alternativa para soluções estruturais em concreto armado e também a análise computacional para esse tipo de estrutura.

Para Dawari & Vesmawala (2014), quanto ao intuito de fazer uma modelagem numérica e obter dados através do método de elementos finitos, é interessante para analisar estruturalmente as vigas de concreto armado. Visto que o método dos elementos finitos consiste em dividir uma estrutura em partes não superpostas, de dimensões e quantidade finitas. Ainda segundo os autores, os elementos finitos são interligados por pontos nodais ou nós. Assim a metodologia do método transformam um sólido contínuo em uma associação de elementos discretos. Equações de compatibilidade e equilíbrio são descritas entre os nós que os une. Os esforços internos e deformações do elemento são determinados através de interpolações dos resultados obtidos em cada um dos seus nós, permitindo assim, a definição do estado de tensões em todo o elemento onde cada um destes elementos é adequado para diferentes tipos de comportamento de materiais e estruturas.

1.2 Objetivos

O objetivo principal do presente trabalho é avaliar e comparar o comportamento quanto às solicitações normais e tangenciais até o estado limite último de esgotamento da capacidade resistente de vigas de concreto armado com diferentes amarrações, sendo com sua armação com estribos soldados e outra com estribos amarrada convencionalmente com arame recozido.

1.3 Objetivos Específicos

- Propor as configurações de armação soldada e amarrada das vigas prismáticas a serem ensaiadas;
- Fabricar as amostras de concreto reforçado em suas duas configurações;
- Realizar os ensaios de flexão de 4 pontos das amostras e analisar os respectivos resultados;
- Programar os modelos numéricos da viga soldada em uma rotina baseada no método dos elementos finitos e analisar os resultados;
- Analisar e comparar as respostas numéricas e experimentais das vigas de concreto reforçado.
- Validar o modelo experimental com numérico.

1.4 Contribuições

Dentre as contribuições deste trabalho destacam-se:

- De forma específica, abrir precedentes para outros trabalhos, com o fim maior de viabilizar a utilização de barras soldadas em estribos como alternativa para soluções estruturais em concreto armado;
- Devido à ausência e número reduzido de pesquisas na área de estruturas, à comparação de diferentes configurações de armação para o concreto armado, assim pretende-se, através da comparação qualitativa e quantitativa, incentivar os estudos sobre desempenho estrutural e verificação de economia, tanto em tempo quanto em custos de fabricação.

1.5 Estado da Arte

Fazendo-se uma busca histórica, obtêm-se informações acerca de que o francês Louis Lambot, na metade do século XIX, começou a desenvolver as primeiras experiências e práticas de utilização usando o conceito do concreto armado, simplesmente com a introdução de ferragens numa massa de concreto, porém existem relatos históricos que concreto começou muito antes como na época das civilizações egípcias (KAEFER, 1998).

De acordo com Aïtcin (1999), o concreto e suas variedades de utilização, tornou-se o grande material construtivo do século XIX, podendo ser considerado como um dos materiais mais consumidos pela humanidade, depois da água.

Aïtcin (2000), descreve que os egípcios na antiguidade foram os principais inventores do concreto, pois se acreditava que o concreto era usado na construção das partes internas das pirâmides e templos. Também se acredita que no interior das pirâmides foram usados blocos de concreto feitos de um tipo de cimento denominado “geopolímero”, composto de silte do Nilo, pedra britada e resíduos das minas de cobre naquela área.

Segundo Kaefer (1998), em 1854, um fabricante de gesso de Paris e cimento romano chamado Wilkinson obteve a patente de um sistema de lajes nervuradas que demonstra o domínio dos princípios básicos de funcionamento do concreto armado ao dispor barras (ou cabos) de aço nas regiões tracionadas das vigas. Portanto percebeu que a rigidez da laje pode ser aumentada através da inserção de vazios regularmente espaçados e separados por nervuras, onde cabos de aço eram colocados na sua porção inferior no meio do vão e subiam para a parte superior da viga nas proximidades dos apoios.

O desenvolvimento do concreto deve-se, sem dúvida, à sua facilidade de conformação, o que propiciou que muitas pessoas do meio técnico se interessassem nele. Segundo Carvalho (2008), Hyatt (1816-1901) é considerado um dos pioneiros do concreto armado. O mesmo obteve em 1877 a patente para um sistema de execução de vigas de concreto armado que previa os efeitos de tração e cisalhamento e construiu em Londres aquela que é considerada a primeira casa de concreto. Dentre as conclusões que Hyatt tirou de seus ensaios é importante mencionar:

1. A aderência entre o aço e o concreto é suficientemente forte para fazer com que a armadura posicionada na parte inferior da viga trabalhe em conjunto com o concreto comprimido com a parte superior da viga;

2. O funcionamento em conjunto do concreto com o ferro chato ou redondo é perfeito e constitui uma solução mais econômica do que com o uso de perfis como armadura;
3. O coeficiente de dilatação térmica dos dois materiais é suficientemente igual, garantindo a resistência da combinação aço concreto quando submetida ao fogo ou congelamento;
4. A relação entre os módulos de elasticidade deve ser adotada igual a 20.
5. O aço não resiste bem ao fogo;
6. Envolvendo-se totalmente o aço com uma camada suficientemente espessa de concreto, obtém-se um material resistente ao fogo, como citado no item anterior;
7. O concreto pode ser considerado como um material de construção resistente ao fogo.

Todas essas vantagens teóricas quase qualitativas têm incentivado a pesquisa nessa área sendo a maioria delas direcionadas à viabilidade na execução das obras, economia de material e mão de obra. O trabalho desenvolvido por Fiorin (1998) visou comparar vários arranjos de armaduras para elementos estruturais de concreto armado, usando alguns critérios indicados por pesquisadores. Concluiu-se que no caso de lajes maciças armadas com telas soldadas, a ancoragem é muito importante, pois garante a segurança estrutural da peça, porém, dificulta a execução da obra.

Um trabalho recente e técnico sobre a tela soldável foi feito por Silva (2003), onde desenvolveu-se uma análise tanto teórica quanto experimental sobre o desempenho de vigas de concreto armado com telas soldadas com relação à resistência à força cortante e ao controle da fissuração. Constatou-se que as armações soldadas constituem uma vantagem em relação às amarradas com fios de arame principalmente no tocante à economia de horas-homens para montagem e ao rigoroso controle dimensional dos espaçamentos das barras.

A estrutura é parte de uma obra civil de grande responsabilidade, que exige a confiança no dimensionamento das peças, na qualidade do material a ser utilizado, bem como na execução da mesma, por isso, a preocupação em obter bases de pesquisas para as mesmas. Segundo Fusco (2000), o concreto é um material que apresenta alta resistência às tensões de compressão, porém, apresenta baixa resistência à tração. Contudo, a necessidade de juntar ao concreto um material com alta resistência à tração, isto é, o aço tem por objetivo de resistir às tensões de tração.

De acordo com o Joint ACI-ASCE Committee 426 (1973), para estruturas de concreto armado submetidas a forças cortantes, a parcela de resistência devida ao concreto é a soma de diversos esquemas capazes de transmitir esforços entre as seções como:

1. Efeito de pino (dowel effect): a armadura longitudinal resiste a uma parcela do deslocamento causado pela força cortante devido ao efeito de pino na barra. A força de pino na barra da armadura longitudinal depende da rigidez da barra na interseção com a fissura;
2. Efeito de Arco: este mecanismo ocorre de forma mais expressiva em vigas com vãos reduzidos;
3. Concreto não fissurado: este mecanismo ocorre em elementos não fissurados da viga (entre duas fissuras consecutivas) ou em partes não fissuradas de elementos fissurados (zona de compressão de uma seção fissurada);
4. Engrenamento dos agregados: este mecanismo ocorre entre as duas superfícies originadas por uma fissura. A contribuição do engrenamento dos agregados para a resistência ao cisalhamento depende da largura da fissura e da rugosidade das superfícies.

De acordo com Sussekind (1987), as fissuras de cisalhamento ocasionadas por carregamento em vigas é ocasionada pelo efeito treliça, onde as armaduras de cisalhamento ao atingirem sua capacidade de resistência, rompem por tração, e apresentam a trinca/fissura por força cortante-tração. Assim, notado e caracterizado e ocorre o tipo mais comum de falha por cisalhamento, onde a viga se divide em duas partes, sendo presa somente pela ancoragem transversal, assim o emprego dessa ancoragem consegue trazer segurança a estrutura.

Na Figura 1, é demonstrado o cisalhamento do concreto e sua ancoragem.

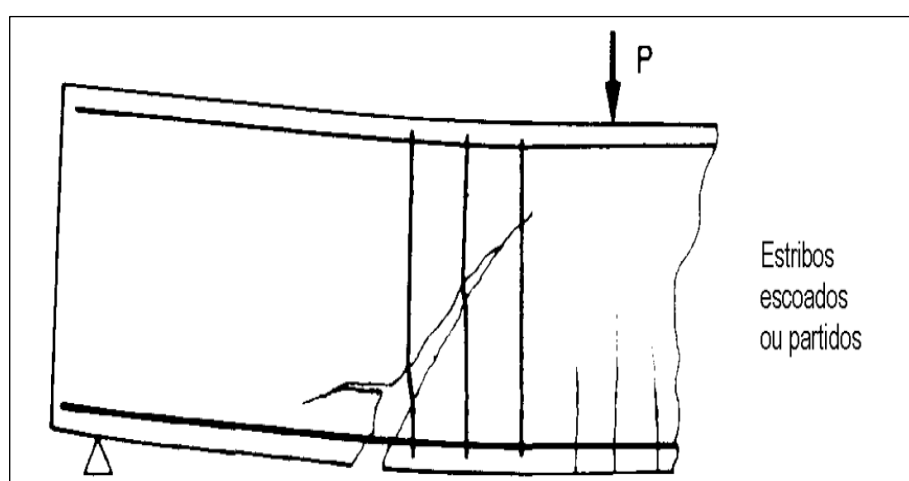


Figura 1 - Ruptura por força cortante-tração.
Fonte: Leonhardt & Mönning (1982).

1.6 Estruturação do Trabalho

Este trabalho está dividido em seis capítulos organizados da seguinte forma. O capítulo 1 foi reservado para introdução ao trabalho, apresentando os objetivos do trabalho e o estado da arte em vigas de concreto reforçado (armado).

Enquanto que no capítulo 2 é feita uma revisão bibliográfica sobre os principais tópicos, sendo utilizados como embasamento para a constituição do trabalho assim como também a definição de conceitos relacionados à mecânica do concreto reforçado (armado).

No capítulo 3 é descrita a metodologia proposta com a caracterização dos materiais utilizados para os ensaios.

O capítulo 4 descreve o desenvolvimento da análise numérica via elementos finitos e no capítulo 5 são mostrados e analisados os resultados obtidos na análise experimental e comparados com os obtidos através das simulações numéricas.

Finalmente o capítulo 6 apresenta as conclusões gerais e as sugestões para trabalhos futuros.

CAPÍTULO II

2 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

Neste capítulo são apresentados alguns conceitos básicos relacionados ao concreto reforçado, conhecido comumente como concreto armado. Será discutida a caracterização e particularidades dos materiais que o compõem.

2.1 Elementos Estruturais

Os elementos estruturais segundo Souza & Rodrigues (2008), podem ser:

1. **Barras:** possuem dimensões da seção transversal da mesma ordem de grandeza, e menores em relação ao seu comprimento e cujo eixo é uma linha reta ou curva aberta. As barras podem constituir diversos sistemas estruturais. Dentre os principais estão:
 - i. **Viga:** estrutura formada por barras alinhadas;
 - ii. **Arco:** estrutura formada por barra cujo eixo é uma curva única;
 - iii. **Pórtico:** estrutura formada de barras não-alinhadas;
 - iv. **Cabo:** formado por uma barra flexível, sem resistência à flexão (resiste bem a esforços de tração);
 - v. **Treliça:** estrutura constituída por barras dispostas de modo a formar uma rede de triângulos.

2. **Folhas ou estruturas de superfície:** São elementos estruturais que apresentam grandes superfícies em relação a sua espessura. Nesta classe de elementos pode-se ter as seguintes estruturas:
 - i. **Chapas:** são estruturas formadas por dois planos paralelos muito próximos um do outro, estando às forças situadas no plano médio. Como exemplo na construção

civil deve-se citar as vigas-parede. Quando a chapa é muito fina tem-se uma estrutura laminar;

- ii. **Placas:** estruturas planas nas quais as cargas agem em planos diferentes da superfície (normalmente perpendiculares);
- iii. **Membranas:** são placas ou cascas que não possuem resistência à flexão;
- iv. **Cascas:** São estruturas limitadas por duas superfícies curvas. Exemplo: cúpulas;
- v. **Blocos:** Os blocos possuem as três dimensões com a mesma ordem de grandeza.

2.2 Vigas

Para Souza & Rodrigues (2008), as vigas são estruturas lineares que podem ser dispostas horizontalmente ou inclinadas, com um ou mais apoios (móvel ou fixo), engastes, etc., de tal forma a garantir que tais vigas sejam no mínimo isostáticas. Podem ser confeccionadas de madeira, aço, ferro fundido, concreto (armado ou protendido) ou mesmo alumínio, com aplicações em diversas áreas como na indústria automotiva, aeronáutica, mecânica, civil, dentre outras. Como exemplo de aplicações na indústria metal mecânica, como Gruas para apoios de movimentações de cargas entre outras.

Existem vários formatos de vigas e sua seção transversal podem ser: circular, transversal retangular, quadrada, trapezoidal e são utilizadas em vários tipos de estruturas, como vigas de edifícios, mezaninos, plataformas etc.

Uma viga pode estar submetida à ação de forças concentradas, distribuídas, ou a ação combinada de ambas. A Figura 2 a seguir mostra a principal aplicação de vigas de concreto reforçado em uma estrutura de um edifício.

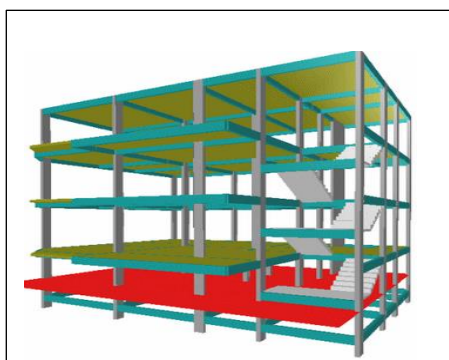


Figura 2 - Modelo de edificação usando conceito de vigas de concreto armado.

A Figura 3 ilustra a representação mais comum utilizada na construção civil, na construção de edifícios.



Figura 3 - Utilização de vigas na construção civil.
Fonte: www.fontouraengenharia.com.br

Nas figuras 4 e 5, é exemplificado dois carregamentos de esforços em vigas de concreto simples e de concreto armado e seus efeitos.

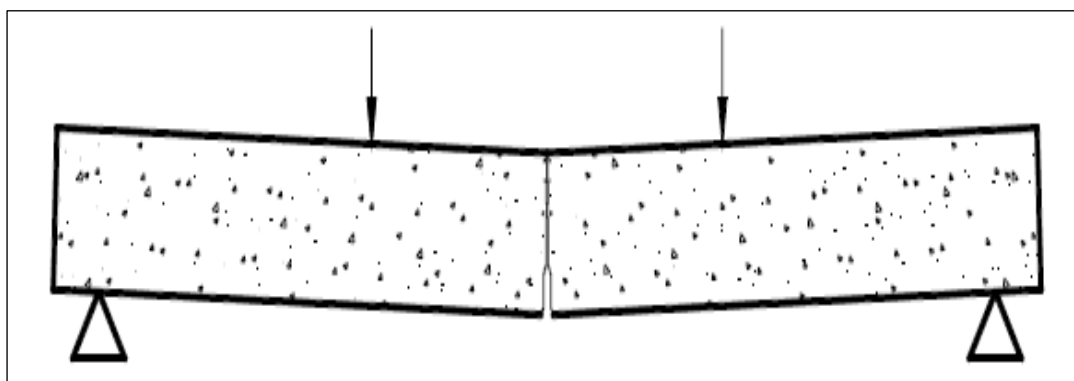


Figura 4 - Viga de concreto simples.
Fonte: Pfeil (1989).

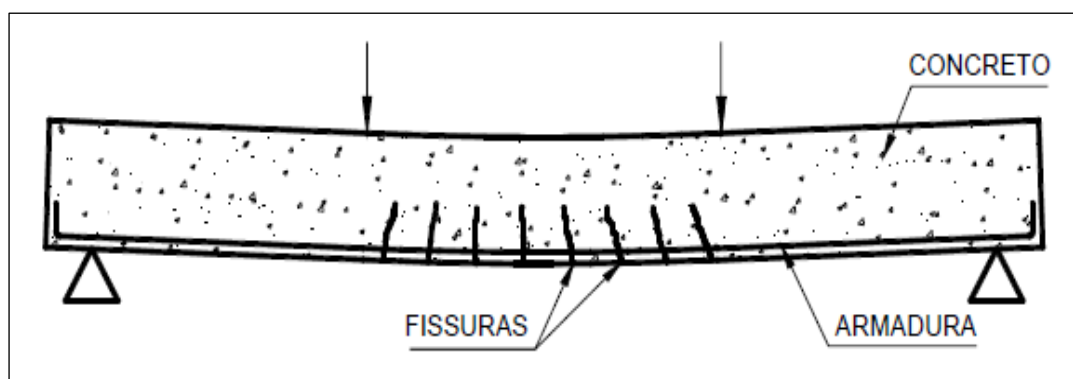


Figura 5 - Viga de concreto armado.
Fonte: Pfeil (1989).

2.3 Concreto Para Estruturas

Segundo Fusco (1981), o concreto consiste no material que apresenta alta resistência às tensões de compressão, apresentando, porém, baixa resistência à tração. Portanto, a adição de elementos estruturais de reforço como o aço poderia melhorar as propriedades das vigas estruturais à tração, fato demonstrado amplamente no uso de vigas reforçadas não só exercendo a função de colunas se não como estruturas de suporte submetidas à flexão.

De acordo com Machado (2000), o concreto representa o material composto tendo por base a mistura de cimento Portland, agregado miúdo, agregado graúdo, água e eventualmente adições ou aditivos químicos, adensado de forma a não reter quantidade de ar acima daquela incorporada intencionalmente. De forma geral o concreto armado relaciona-se de maneira dúctil a esforços de flexão ocasionando as fissuras. Já para Repette (2005) o concreto de alto desempenho apresenta várias vantagens em relação ao concreto convencional, tais como maior resistência a tração e ao cisalhamento, maior módulo de elasticidade, reduzida carbonização e difusão de cloretos. O comportamento mecânico se aproxima mais do comportamento de uma rocha, sendo um material frágil e, portanto, deve ser cuidadosa a sua utilização na construção civil.

A utilização do concreto armado representa uma grande vantagem na redução de custos, na velocidade de execução e na durabilidade quando comparado com o concreto convencional, que é somente brita e areia. Para Helene & Terzian (1993), o concreto armado é um material composto, constituído por concreto simples e barras de aço. Os dois materiais constituintes (concreto e aço) devem agir solidariamente para resistir aos esforços a que forem submetidos e devem ser dispostos de maneira a utilizar econômica e racionalmente as resistências próprias de cada um deles. Ainda segundo Helene & Terzian (1993), o material concreto armado apresenta as seguintes propriedades:

- Elevada resistência à compressão e elevada resistência à tração do aço;
- Trabalho conjunto do concreto e do aço, assegurado pela aderência entre os dois materiais;
- Coeficiente de dilatação térmica próximos: $\alpha_c = (0,9 \text{ a } 1,4) \times 10^{-5}/^{\circ}\text{C}$ e $\alpha_a = 1,2 \times 10^{-5}/^{\circ}\text{C}$;
- Praticamente não existem tensões internas entre o aço e o concreto;
- O concreto protege a armadura de oxidação, garantindo a durabilidade da estrutura;
- Proteção física (cobrimento) e química (ambiente alcalino).

Simplificando, a base das peças e estruturas de concreto armado é combinar o concreto e o aço de maneira tal que, em uma mesma peça, os esforços de tração sejam absorvidos pelo aço e os esforços de compressão pelo concreto. As barras da armadura devem absorver os esforços de tração que surgem nas peças submetidas à flexão ou à tração, já que o concreto possui alta resistência à compressão, porém pequena resistência à tração. Devido à aderência, as deformações das barras de aço e a do concreto que as envolve devem ser iguais.

Segundo Souza & Melhado (1998), tendo em vista que o concreto tracionado não pode acompanhar as grandes deformações do aço, o concreto fissa-se na zona de tração, os esforços de tração são, então, absorvidos apenas pelo aço. A armadura deve, portanto, ser colocada na zona de tração das peças estruturais. As propriedades do concreto que interessam ao estudo do concreto armado são a resistência à ruptura e a deformabilidade, quer sob a ação de variações das condições ambientes, quer sob a ação de cargas externas. O concreto apresenta ruptura frágil quando solicitado a esforços de tração, isto é, a ruptura acontece repentinamente, sem avisos que permitam a intervenção corretiva em tempo hábil.

De acordo com Leonhardt & Mönning (1982), uma característica importante que cabe salientar sobre o concreto é que a sua resistência não é uma grandeza determinística, mas está sujeita a dispersões cujas causas principais são variações aleatórias da composição, das condições de fabricação e da cura. Além destes fatores aleatórios, existem também influências sistemáticas como: influência atmosférica (verão/inverno), mudança da origem de fornecimento das matérias primas, turmas de trabalho, entre outros. Analisando dois concretos de mesma resistência média e diferente dispersão, não há dúvida que o mais seguro é aquele de menor dispersão (possui menos pontos com resistência menor que a média). Em consequência, o coeficiente de segurança a adotar no cálculo deve ser maior para o concreto. Adotando-se a resistência média, ter-se-ão coeficientes de segurança variáveis segundo a qualidade de execução do concreto.

Segundo Silva (2003), diversos modelos baseados na mecânica da fratura têm sido propostos para descrever de forma aproximada o colapso de vigas de concreto reforçadas, o aumento da carga transversal produz fissuras verticais em todas as regiões submetidas à tração e as mesmas se propagam, algumas destas fissuras verticais podem tomar uma direção diagonal devido à influência das tensões de cisalhamento (isto é, tração diagonal). Como resultado, a viga pode chegar ao colapso devido à propagação instável destas fissuras diagonais de cisalhamento-tração. A Figura 6 ilustra a propagação de fissuras em vigas armadas longitudinalmente.

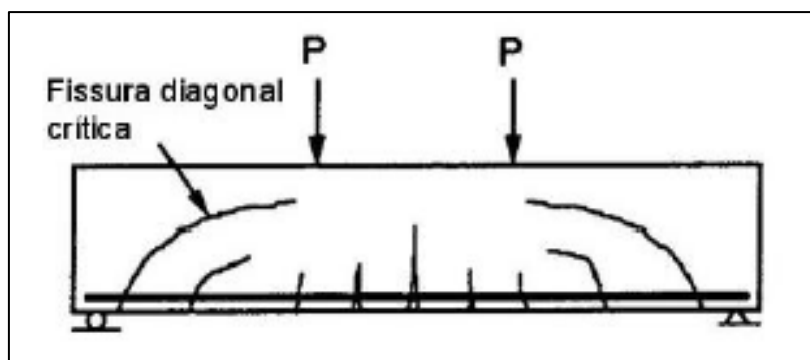


Figura 6 - Colapso por cisalhamento de vigas armadas longitudinalmente.
Fonte: Silva (2003).

Para Santos (1977), a presença de armadura mínima de flexão em vigas de concreto é necessária de forma a prevenir a abertura excessiva de fissuras sob cargas de serviço, bem como assegurar um adequado grau de ductilidade para a estrutura. Dependendo da quantidade de armadura existente, uma viga de concreto pode apresentar um comportamento bastante frágil, resultando num colapso repentino e catastrófico, logo após a carga de fissuração ser alcançada. No intuito de evitar tal colapso frágil, a capacidade resistente provida pela armadura de flexão deve ser superior à carga de fissuração da viga.

No entanto, os parâmetros que influenciam o comportamento de vigas levemente armadas não são devidamente levados em conta na maioria das normas de concreto atuais, as quais se utilizam de fórmulas empíricas para a determinação da quantidade mínima de armadura de flexão, considerando em geral apenas a influência da resistência à compressão do concreto e a tensão de escoamento da armadura.

Para finalizar com o concreto armado cabe ressaltar que o concreto reforçado com fibras de aço deveria ser usado somente como material suplementar, para inibir a fissuração, para melhorar a resistência ao impacto ou ao carregamento dinâmico e para resistir à desintegração do material. Em elementos estruturais, onde ocorrem cargas de flexão ou de tração, tais como vigas, pilares, pisos suspensos, a armadura convencional deve ser capaz de suportar toda a carga de tração. Em aplicações onde a presença de armadura contínua não é essencial, para a segurança e a integridade da estrutura, por exemplo, pavimentos, camadas de revestimento e revestimentos em concreto projetado, a melhora da resistência à flexão associada com as fibras pode ser utilizada para redução da espessura das seções ou melhorar o desempenho, ou ambos (FIGUEREDO *et al.*, 1997).

Segundo Helene (2003) a resistência à compressão simples é a característica mecânica mais importante de um concreto. Geralmente sua determinação se efetua mediante o ensaio de

corpos de prova, executado segundo procedimentos operatórios normalizados como descreve a NBR 5739.

Segundo Fusco (2000), quando se lida com resistência do concreto, é dito sobre a resistência característica do concreto à compressão (f_{ck}), onde se utiliza esses dados para o cálculo estrutural na elaboração de estruturas.

Para Souza (2012) depois de uma estrutura pronta, já consolidada para se medir a resistência à compressão o mais comum é usar um aparelho de impacto, o esclerômetro, que se faz o ensaio onde é feita essa medição ou para melhor exatidão pode-se usar o raio x, porém usa extraíndo-se uma parte do concreto, isto é, é retirado o corpo de prova e posteriormente, processando-se ao ensaio de ruptura, que no caso é o comum de compressão. Na Figura 7 a seguir é mostrado o aparelho esclerômetro utilizado para medir resistência de estruturas de concreto.



Figura 7 - Aparelho esclerômetro.
Fonte: Directindustry.com

2.4 Armaduras de aço no concreto

Para Fusco (2007), existe um roteiro para se calcular as vigas de concreto reforçado, o primeiro cálculo realizado refere-se à determinação da armadura longitudinal para os momentos fletores máximos, seguido pelo cálculo da armadura transversal para resistência às forças cortantes. Vários modelos foram desenvolvidos para a análise de vigas de concreto reforçado sob força cortante, porém, o modelo de treliça tem sido o mais destacado devido à sua simplicidade e bons resultados.

Segundo a norma brasileira NBR 6118/2014, admite-se dois modelos para cálculo de armadura transversal chamados Modelo de Cálculo I e Modelo de Cálculo II. A treliça clássica

de Ritter-Mörsch é adotada no primeiro modelo, já o segundo admite um modelo denominado “treliça generalizada”. Nas últimas décadas surgiram modelos mais refinados como o “*Rotating angle softened truss model*” (RA-STM) , o “*Fixed angle softened truss model*” (FA-STM) e o modelo “Truss model with crack friction” que considera o atrito entre as superfícies das fissuras inclinadas e modelos com base em campos de compressão.

Segundo Bastos (2015), o desenvolvimento de uma fissura inclinada por força cortante, ou seja, seu aumento até próximo da borda superior da zona comprimida do concreto depende da rigidez à deformação do banzo* tracionado (*banzo: área de compressão) dito de outra forma, quanto mais fraco for o banzo tracionado, tanto mais ele se alonga com o aumento da carga e tão mais depressa a fissura inclinada se torna perigosa. Também possa ter um escorregamento da ancoragem no apoio tem um efeito enfraquecedor, ambas as influencias devem ser levadas em consideração com detalhes construtivos na execução da armadura.

Contudo, Bastos (2015), diz que a armadura longitudinal influencia na qualidade da armação, ensaios demonstraram que para a mesma porcentagem de armadura longitudinal, uma distribuição das tensões com maior número de barras finas influencia favoravelmente a capacidade resistente à força cortante.

Já a forma da seção transversal de uma estrutura, tem uma forte influência sobre o comportamento da viga quando solicitada a força cortante, a seção transversal retangular pode se adaptar livremente a uma forte inclinação do banzo comprimido o qual pode absorver toda a força transversal especialmente no caso de carga distribuída e carga concentrada próxima dos apoios. Nas vigas de seção retangular ($bf/bw=1$) os estribos são submetidos a tensões de compressão até que antes da ruptura uma fissura de cisalhamento cruze o estribo, nas vigas T essas tensões no estribo aumentam para almas delgadas, porém, as tensões ficam abaixo da tensão de escoamento do aço a qual deve ser calculada de acordo com a analogia de treliça clássica de Mörsch, com diagonais a 45° (BASTOS, 2015).

O comportamento das vigas com armadura transversal é altamente influenciado pela distribuição dos estribos, quando as tensões principais de tração inclinadas alcançam a resistência do concreto à tração surgem às primeiras fissuras inclinadas, perpendiculares à direção σ_I como mostrado na Figura 8. À medida que as fissuras vão surgindo, ocorre uma redistribuição dos esforços internos, e a armadura transversal e as diagonais comprimidas passam então a “trabalhar” de maneira mais efetiva, sendo essa redistribuição dependente da quantidade e da direção da armadura transversal (LEONHARDT & MORNING, 1982).

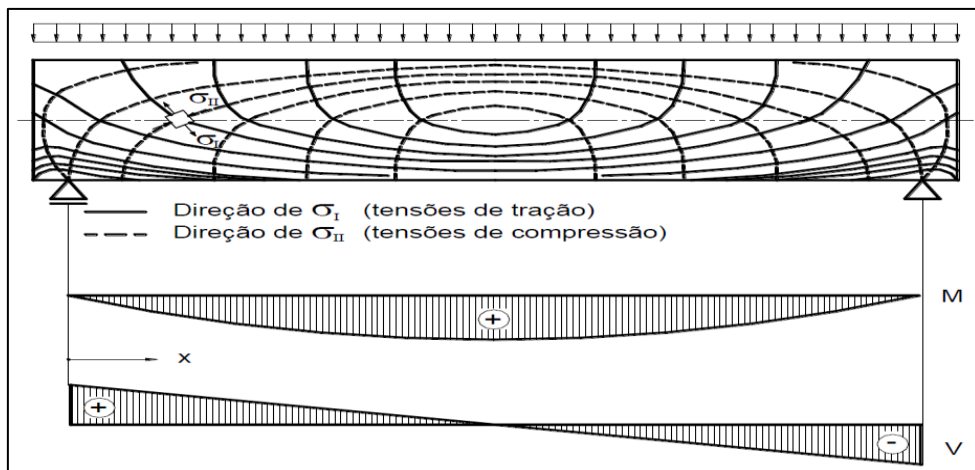


Figura 8 - Trajetória das tensões principais de uma viga bi apoiada.
Fonte: Bastos (2015).

Se a armadura transversal for insuficiente, o aço atinge a deformação de início de escoamento (ε_y), e as fissuras inclinadas por efeito da força cortante, próximas ao apoio, desenvolvem-se rapidamente em direção ao banzo comprimido, diminuindo a sua seção resistente, que por fim pode se romper bruscamente como mostrado na Figura 9. A ausência de armadura transversal também pode levar a esta forma de ruptura. A fissura propaga-se também pela armadura longitudinal de tração nas proximidades do apoio, separando-a do restante da viga.

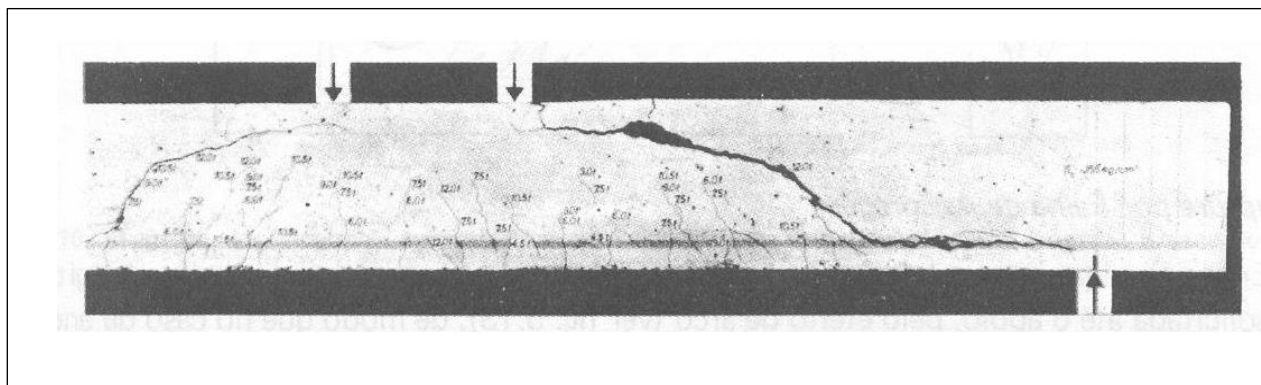


Figura 9 - Rompimento de viga e laje por rompimento do banzo superior comprimido de concreto.
Fonte: Leonhardt & Monning (1982).

Pode também ocorrer o rompimento dos estribos, antes da ruptura do banzo comprimido, ou a ruptura numa ligação das diagonais comprimidas com o banzo comprimido.

Mostra-se na Figura 10, a ruptura que pode ocorrer por rompimento ou deformação excessiva dos estribos, com estribos escoados ou partidos e estribos sofrendo ação da flexão.

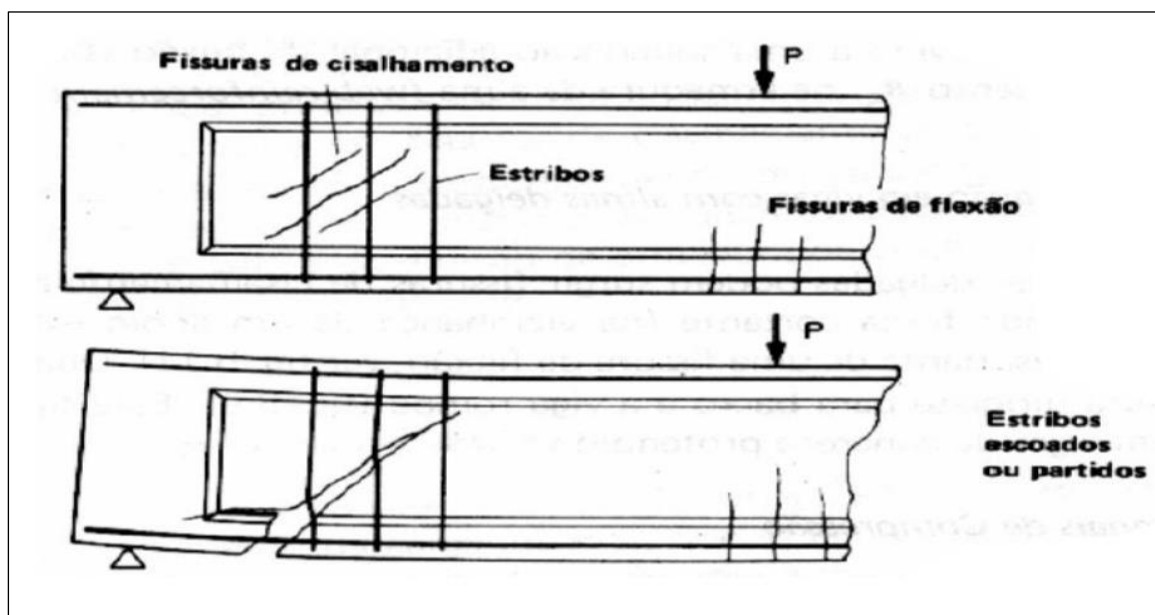


Figura 10 - Rompimento dos estribos.
 Fonte: Leonhardt & Monning (1982).

Cabe salientar que a existência de armadura transversal modifica o comportamento das vigas após o surgimento das fissuras inclinadas, que ocorrem nas proximidades dos apoios. Ao ser interceptado pela fissura, o estribo faz a ponte de transferência das tensões de tração entre os dois lados da fissura, e o estribo pode escoar se atingir a tensão F_y . Existe ainda uma reserva de resistência proporcionada principalmente pelo atrito na interface da fissura devido ao engrenamento entre as partes de concreto. Os estribos ao continuarem escoando, proporcionam uma ruptura dúctil.

De acordo com Bastos (2015), no caso de vigas com alta taxa de armadura transversal, a ruptura pode ocorrer devido ao esmagamento do concreto comprimido das diagonais inclinadas, após a formação de fissuras inclinadas, uma parte da força cortante adicional deve ser transferida pelos mecanismos já citados. Aumentando a abertura da fissura o atrito nas interfaces diminui, o que leva a um aumento da força transferida pelo concreto do banzo comprimido e da ação de pino, até que o concreto comprimido esmaga ou cessa a ação de pino.

A Figura 11 mostra a atuação ou trabalho desenvolvido pelo estribo vertical na analogia de treliça, para uma viga com tração na fibra inferior. Nos vértices inferiores o estribo entrelaça a armadura longitudinal tracionada e nos vértices superiores o estribo ancora-se no concreto do banzo comprimido e na armadura longitudinal superior.

A colocação de estribos nas vigas tem três funções básicas:

- Resistir à parte da força cortante;
- Restringir o crescimento da abertura das fissuras, o que ajuda a manter o atrito entre as interfaces na fissura;
- Aumentar a ação de pino das barras longitudinais e aumentam a resistência da zona comprimida do concreto pelo confinamento que promovem.

O ramo horizontal inferior dos estribos é importante porque, além de servir de apoio às bielas, também atua para equilibrar as tensões de tração oriundas da inclinação transversal das bielas diagonais, como indicado na Figura 11, III e IV.

Na Figura 11 II mostra-se o apoio da biela na intersecção do estribo com a barra longitudinal inferior, e o acréscimo de tensão $\Delta\sigma_s$ na armadura longitudinal, entre um estribo e outro e proveniente da atuação da tensão de aderência τ_b , entre a barra e o concreto.

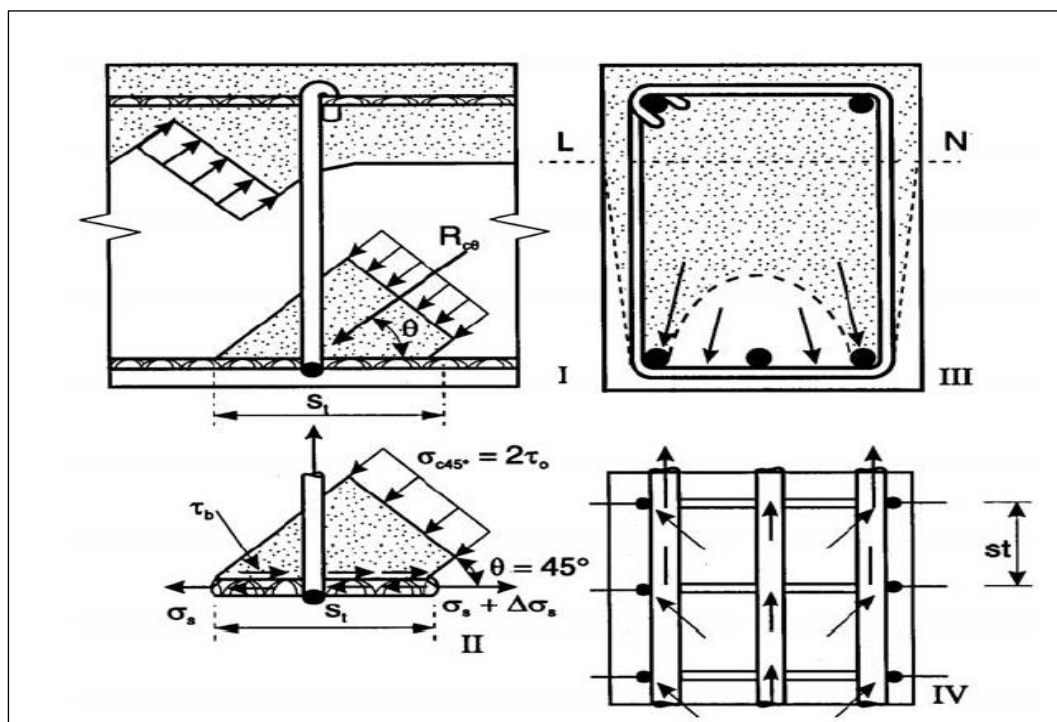


Figura 11 - Atuação do estribo no modelo da treliça.

Fonte: Fusco (2000).

No nó superior os estribos se ancoram no concreto comprimido, e nas barras longitudinais aí posicionadas, barras porta-estribos também atuam para evitar o fendilhamento (fissuras conforme figura 12), que pode ser provocado pelo gancho do estribo ao aplicar tensões de tração num pequeno volume de concreto.

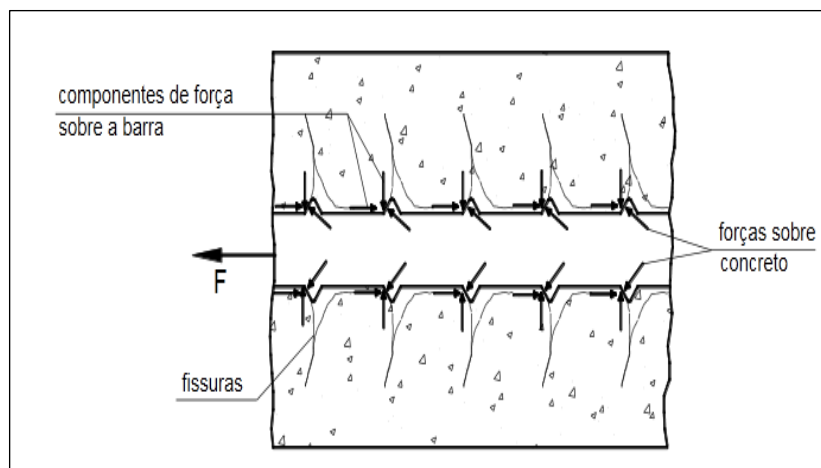


Figura 12 - Fissuras de fendilhamentos.
Fonte: Fusco (2000).

2.5 Junção Concreto e Aço

Uma das principais normas aplicáveis ao presente trabalho é a ABNT NBR 6118 relacionada ao projeto de estruturas de concreto e estabelece os requisitos básicos exigíveis para o projeto de estruturas de concreto armado. Nesta norma define-se o concreto armado como sendo aquele cujo comportamento estrutural depende da aderência entre concreto e armadura, e nos quais não se aplicam alongamentos iniciais das armaduras antes da materialização dessa aderência.

Ao respeito das armaduras, prevê-se que estejam dispostas dentro do componente ou elemento estrutural, de modo a permitir e facilitar a boa qualidade das operações de lançamento e adensamento do concreto, para o qual deve-se dispor de espaço suficiente para a disposição da armadura. Assim, como já foi citado anteriormente, a qualidade e espessura do concreto devem ser boas a fim de garantir o cobrimento da armadura e evitar a corrosão da mesma devido às fissuras na superfície do concreto cujas aberturas máximas são limitadas também pela norma.

A fim de garantir o cobrimento mínimo deve-se considerar um espaçamento nominal, que é o espaçamento mínimo acrescido da tolerância conforme item 7.4.7.2 da norma ABNT NBR 6118, assim, as dimensões das armaduras e os espaçadores devem respeitar os cobrimentos nominais.

O cobrimento corresponde entre a classe de agressividade ambiental, onde a classe I, II, III e IV representa agressividade insignificante, pequena, grande e elevada respectivamente, conforme mostrado na tabela 1:

Tabela 1 - Cobrimento de acordo com a classe de agressividade (NBR 6118).

Tipo de estrutura	Componente ou elemento	Classe de agressividade ambiental (Tabela 6.1)			
		I	II	III	IV
		Cobrimento nominal em mm			
Concreto armado	Laje ²	20	25	35	45
	Viga/Pilar	25	30	40	50
Concreto protendido ¹	Todos	30	35	45	55

¹ Cobrimento nominal da armadura passiva que envolve a bainha ou os fios, cabos e Cordoalhas, sempre superior ao especificado para o elemento de concreto armado, devido aos riscos de corrosão fragilizante sob tensão.

² Para a face superior de lajes e vigas que serão revestidas com argamassa de contrapiso com revestimentos finais secos tipo carpete e madeira, com argamassa de revestimento e acabamentos tais como pisos de elevado desempenho, pisos cerâmicos, pisos asfálticos e outros tantos, as exigências desta tabela podem ser substituídas por 7.4.7.5, respeitado um cobrimento nominal $\geq 15\text{mm}$.

³ Nas faces inferiores de lajes e vigas de reservatórios, estações de tratamento de água e esgoto, condutos de esgoto, canaletas de efluentes e outras obras em ambientes química e intensamente agressivos, a armadura deve ter cobrimento nominal $\geq 45\text{mm}$.

Fonte: NBR 6118.

De acordo com Fusco (2007) a proteção das armaduras é totalmente dependente da qualidade do concreto, ou seja, da sua compactidade e impermeabilidade. Uma compactação insuficiente pode aumentar a permeabilidade até um ponto em que a proteção das armaduras deixa de existir. Uma proteção química também é proporcionada a partir de uma película protetora da armadura, formada em ambientes alcalinos. O cobrimento de armadura como já mencionado, refere-se à espessura do concreto entre a armadura e a superfície externa do elemento estrutural, como ilustrado na Figura 13.

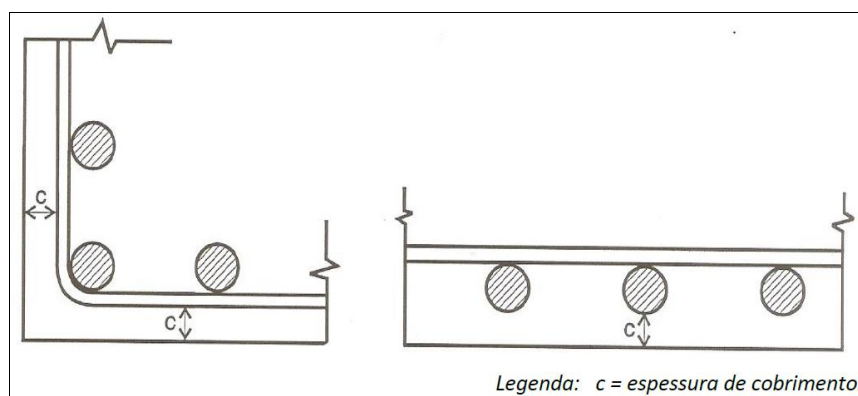


Figura 13 - Camada de cobrimento de armadura.

Fonte: Fusco (2007).

Para Silva (2012), é necessário garantir a espessura de cobrimento da armadura requerida em projeto e assegurar a camada de cobertura e proteção dos estribos e as ferragens é essencial o uso de espaçadores, a ABNT NBR 14.931 e menciona o seguinte: O cobrimento especificado para a armadura no projeto deve ser mantido por dispositivos adequados ou espaçadores e sempre se refere à armadura mais exposta. É permitido o uso de espaçadores de concreto ou argamassa, desde que apresente relação água/cimento menos ou igual a 0,5 e espaçadores plásticos, ou metálicos com as partes em contato com a forma revestidas com material plástico ou similar.

Não devem ser usados calços de aço cujo cobrimento depois de lançado o concreto, tenha espessura menor do que o especificado no projeto.

Menezes & Azevedo (2009), afirmam que os dois tipos de espaçadores mais utilizados nas obras são de argamassa e os de plástico. Espaçadores de argamassa podem ser produzidos no próprio canteiro da obra, apresentam menor custo em comparação com os de plástico, mas levam determinado tempo para serem confeccionados. Enquanto os espaçadores de plástico são peças prontas que aumentam a produtividade e possuem maior aderência ao concreto devido ao seu formato específico.

2.6 Armadura Transversal - Estribos

A norma ABNT NBR 6118 descreve quanto ao dimensionamento da armadura transversal para a resistência de elementos de concreto armado e concreto protendido à força cortante, assim tem a hipótese básica da analogia de viga fissurada com uma treliça, de banzos paralelos.

Entretanto, algumas inovações surgiram a partir de 2003, na norma como a consideração de inclinações diferentes de 45° para as diagonais comprimidas (bielas de compressão), a adoção de novos valores para a parcela V_c da força cortante absorvida por mecanismos complementares de treliça, adoção da resistência do concreto à compressão para a região fissurada (f_{cd2}) e consideração de uma nova sistemática para verificação do rompimento das diagonais comprimidas por meio da força cortante resistente de cálculo (V_{Rd2}) em substituição à tensão de cisalhamento última (τ_{wu}).

Segundo essa norma, a condição de segurança do elemento estrutural é satisfatória quando são verificados os estados limites últimos, atendidas simultaneamente as duas condições seguintes nas equações 2.1 e 2.2.

$$V_{Sd} \leq V_{Rd2} \quad (2.1)$$

$$V_{Sd} \leq V_{Rd3} = V_c + V_{SW} \quad (2.2)$$

sendo:

V_{Sd} = força cortante solicitante de cálculo na seção.

V_{Rd2} = força cortante resistente de cálculo, relativa à ruína das diagonais comprimidas de concreto.

$V_{Rd3} = V_c + V_{SW}$ = força cortante resistente de cálculo, relativa à ruína por tração diagonal.

V_{SW} = parcela da força cortante solicitante resistida pela armadura transversal.

V_c é a parcela de força cortante absorvida por mecanismos complementares ao da treliça. Tem valor empírico e serve para levar em consideração os mecanismos básicos de resistência de vigas à força cortante. Os três mecanismos principais de resistência são proporcionados por:

- a) Banzo de concreto comprimido da flexão;
- b) Engrenamento dos agregados ao longo das fissuras inclinadas;
- c) Efeito de pino da armadura longitudinal.

De acordo com os itens 17.4.1.1.3 e 17.4.1.1.4 da NBR 6118, a armadura transversal (A_{sw}) pode ser construída por estribos, combinados ou não com barras dobradas ou barras verticais soldadas. Os estribos devem envolver a armadura longitudinal e serem fechados na região de apoio das diagonais comprimidas. Se forem utilizadas barras dobradas ou barras verticais soldadas, estas não podem resistir mais do que 60% da força cortante total resistida total resistida pela armadura.

As barras soldadas devem ser ancoradas conforme o item 9.4.6.2 da norma, e quando combinadas com estribos em proporção menor que 60% os elementos longitudinais soldados devem obrigatoriamente constituir a totalidade da armadura longitudinal de tração. No item 18.3.3.1 consta que os estribos podem ser combinados também com telas soldadas, além das barras soldadas.

Já no item 18.3.3.2 da NBR 6118 descreve textualmente “Os estribos para forças cortantes devem ser fechados através de um ramo horizontal, envolvendo as barras da armadura longitudinal de tração, e ancorados na face oposta. Quando essa face também puder estar tracionada, o estribo deve ter o ramo horizontal nessa região, ou completado por meio de barra adicional”.

As prescrições para diâmetro do estribo (φ_t) segundo seção 18.3.3.2 da norma 6118/2014 são conforme a equação 2.3.

$$5mm \leq \varphi_t \leq b_w / 10 \quad (2.3)$$

Se a barra for lisa, isto é sem as nervuras da barra de aço, seu diâmetro não pode ser superior a 12 mm e para estribos formados por telas soldadas, o diâmetro mínimo pode ser reduzido para 4,2 mm, desde que sejam tomadas precauções contra a corrosão dessa armadura.

2.7 Espaçamento Mínimo e Máximo Entre os Estribos

O espaçamento mínimo entre estribos, medido segundo o eixo longitudinal do elemento estrutural, deve ser suficiente para permitir a passagem do vibrador, garantindo um bom adensamento da massa (NBR 6118, 18.3.3.2). Adotando-se uma folga de 1 cm para a passagem da agulha do vibrador, o espaçamento mínimo fica conforme a equação 2.4, onde S é o espaçamento).

$$s \leq \varphi_{vibrador} + 1cm \quad (2.4)$$

Com o intuito de evitar que uma fissura não seja interceptada por pelo menos um estribo, os estribos não devem ter um espaçamento maior que um valor máximo, estabelecido conforme as seguintes condições conforme a equação 2.5.

$$V_{Sd} \begin{cases} \leq 0,67V_{Rd2} \Rightarrow s_{\max} = 0,6d \leq 30cm \\ > 0,67V_{Rd2} \Rightarrow s_{\max} = 0,3d \leq 20cm \end{cases} \quad (2.5)$$

O espaçamento transversal (S_t) entre os ramos verticais sucessivos dos estribos não pode exceder os seguintes valores (NBR 6118, 18.3.3.2) seguinte na equação 2.6.

$$V_{Sd} \begin{cases} \leq 0,20V_{Rd2} \Rightarrow s_{t,max} = d \leq 80cm \\ > 0,20V_{Rd2} \Rightarrow s_{t,max} = 0,6d \leq 35cm \end{cases} \quad (2.6)$$

O espaçamento transversal ($S_{t,max}$) serve para definir qual o número de ramos verticais deve ser especificado para os estribos, principalmente no caso de estribos de vigas largas. Nas vigas correntes das construções, com larguras geralmente até 30 cm, o estribo mais comum de ser aplicado é o de dois ramos verticais, que é simples de ser feito e amarrado com as barras longitudinais de flexão.

Porém, em vigas largas, como vigas de equilíbrio em fundações de edifícios, vigas de pontes e vigas de grandes vãos, se a distância entre os ramos verticais do estribo supera o espaçamento máximo permitido, a solução é aumentar o número de ramos, geralmente fazendo ramos pares, pois assim os estribos podem ser idênticos. O maior número de ramos é obtido pela superposição dos estribos na mesma seção transversal, como mostrado na figura 14, para quatro ramos.

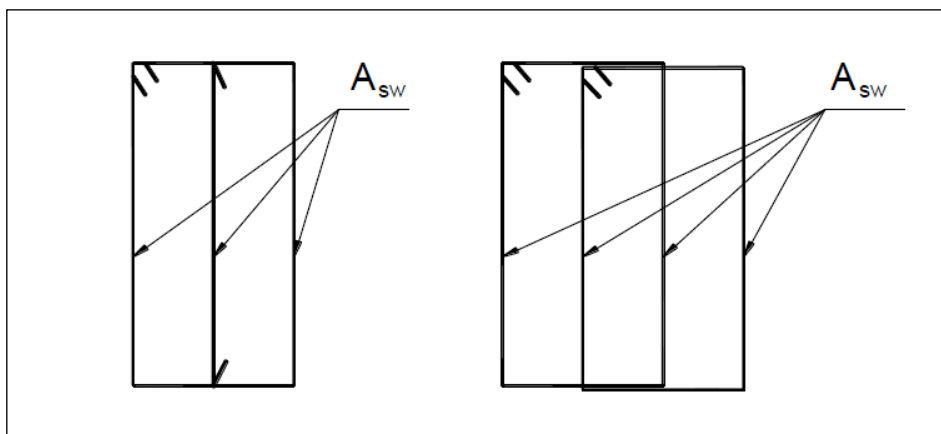


Figura 14 - Área S_w de estribos de três e quatro ramos.
Fonte: Bastos (2015).

Vigas largas, com larguras maiores que aproximadamente 40 cm, devem ter estribos com mais de dois ramos verticais, sendo muito comum usar estribos de quatro ramos, que oferece a vantagem de ser montado sobrepondo-se dois estribos idênticos de dois ramos. No caso de

estribo de três ramos é colocada uma barra adicional no espaço entre os ramos de um estribo convencional de dois ramos, tal como ilustrado na Figura 15.

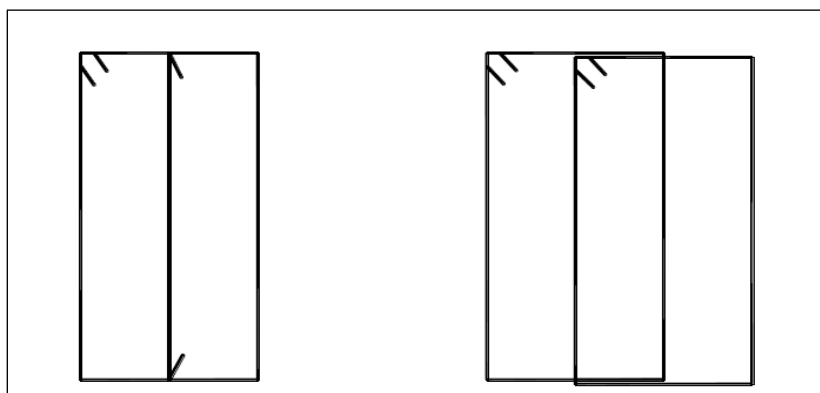


Figura 15 - Estribos com três e quatro ramos verticais.
Fonte: Bastos (2015).

2.8 Ancoragem do Estribo

O comprimento de ancoragem de uma barra de aço depende da qualidade e da resistência do concreto, da posição e inclinação da barra na peça, da força de tração na barra e da conformação superficial da barra (saliências, entalhes, nervuras, etc.).

Segundo o item 9.4.6 da norma NBR 6118, a ancoragem dos estribos deve necessariamente ser garantida por meio de ganchos ou barras longitudinais soldadas. Os ganchos dos estribos podem ser (ver Figura 16):

- a. Semicirculares ou em ângulo de 45° (interno), com ponta reta de comprimento igual a 5, porém não inferior a 5 cm;
- b. Em ângulo reto, com ponta reta de comprimento maior ou igual a 10, porém não inferior a 7 cm (este tipo de ganho não pode ser utilizado para barras e fios lisos).

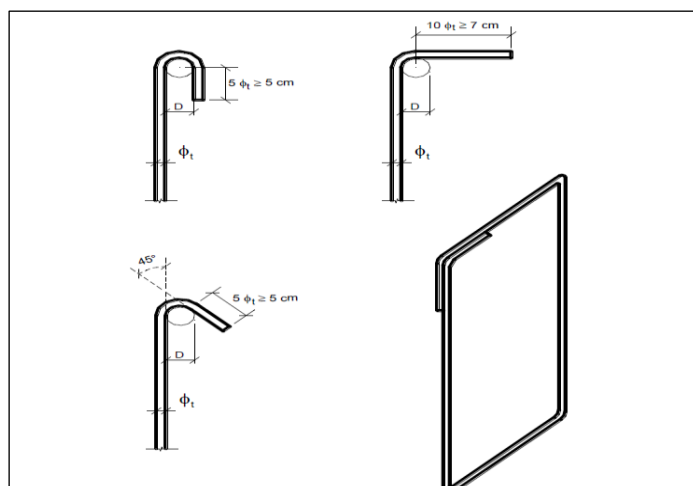


Figura 16 - Tipos de ganchos para os estribos.
Fonte: Bastos (2015).

O diâmetro interno da curva dos estribos deve ser, no mínimo, igual ao valor apresentado na tabela 2. O item 9.4.2 prescreve como deve ser a ancoragem dos estribos por meio de barras transversais soldadas e em 9.4.7 a ancoragem por meio de dispositivos mecânicos.

Tabela 2 - Diâmetro dos pinos de dobramento para estribos.

Bitola	CA - 25	CA - 50	CA - 60
$\phi_t \leq 10$	3 ϕ_t	3 ϕ_t	3 ϕ_t
$10 < \phi_t < 20$	4 ϕ_t	5 ϕ_t	--
$\phi_t \geq 20$	5 ϕ_t	8 ϕ_t	--

Fonte: NBR 6118.

2.9 Soldagem de Vergalhões para Uso em Estruturas

Segundo Batista (2015), engenheiro especialista da metalúrgica Belgo Siderurgia S.A., os fabricantes de aço na Europa, em particular, a utilização de soldagem nas estruturas é bastante ampla em praticamente todos os principais países do bloco europeu. Assim, no caso do Brasil o uso de armaduras soldadas se restringia, até há cerca de dois anos, apenas aos seguintes produtos:

- a) Telas soldadas e treliças produzidas a partir do CA- 60;

- b) Pequenas armaduras de dimensões padronizadas utilizadas na auto-construção, principalmente pequenas colunas ou pilares produzidos a partir de CA-50 e CA-60 e pequenas “sapatas” produzidas a partir de CA-50, em todos estes casos o CA-50 utilizado e do tipo soldável produzido em “leito de barras”;
- c) Armaduras para estruturas pré-fabricadas produzidas em algumas indústrias de pré-fabricados a partir de CA-60 e CA-50 soldável produzido em “leito de barras”.

É oportuno ressaltar que a confecção de armaduras soldadas em ambientes de obra é não recomendada, devendo ser executada apenas em casos especiais e sob estrito controle de todos os parâmetros que interferem no processo de soldagem, tais como limpeza superficial, umidade das barras, temperatura ambiente, correntes de ar, qualificação do soldador, etc. O item 8.3.9 da ABNT NBR 6118 estabelece que para um aço ser considerado soldável, sua composição química deve obedecer aos seguintes limites estabelecidos na ABNT NBR 8965, percentuais máximos a seguir:

$$C = 0,35\% ; Mn = 1,50\% ; Si = 0,50\% ; P = 0,050\% ; S = 0,050\% ;$$

$$CE(\text{cabornoequivalente}) = 0,55\% \quad \text{sendo:}$$

$$CE = C + Mn/6 + (Cr + V + Mo)/5 + (Cu + Ni)/15$$

De acordo com o item 8.1.5.5 da ABNT NBR 14.931, esta permite oficialmente a utilização de armaduras soldadas quando afirma: no caso de aços soldáveis a montagem das armaduras pode ser feita por pontos de solda. As únicas armaduras para as quais existem normas específicas são as telas (NBR 7481/1990 – Tela de aço soldada – Armadura para concreto), e as treliças (NBR 14862/2002 – Armaduras treliçadas eletrosoldadas – Requisitos), ambos os produtos produzidos a partir da categoria CA-60. Para as demais armaduras, vigas, pilares e outros ainda não há normas brasileiras ou normas internacionais disponíveis.

Na Figura 17 ilustra os processos de soldagem e de amarração dos estribos.



Figura 17 - Processo de soldagem.
Fonte: www.progress.com

2.10 Estado de Ruptura do Concreto

Segundo a NBR 6118, prescreve que um estado limite último de ruína por deformação plástica excessiva ou por ruptura, que é caracterizado como aquele em que a configuração deformada plana corresponde a um dos casos ilustrados na Figura 9. Assim chamado de configuração deformada plana. Para o possível estado, deve ser tal que passe pelo menos por um dos pontos A, B ou C da Figura 18, que caracterizam os limites de deformação prescritos para um estado limite último. Conhecendo-se os conceitos a seguir, referentes aos estados de ruptura o entendimento fica mais claro.

- Deformação plástica excessiva: alongamento máximo permitido à armadura tracionada é de 10%, esse alongamento é considerado negativo.
- Ruptura: encurtamento máximo do concreto é de 3,5% para a seção parcialmente comprimida, e, para a seção totalmente comprimida, o encurtamento máximo varia de 3,5% a 2%. Mantendo-se constante e igual a 2% no ponto C, este encurtamento é considerado positivo.

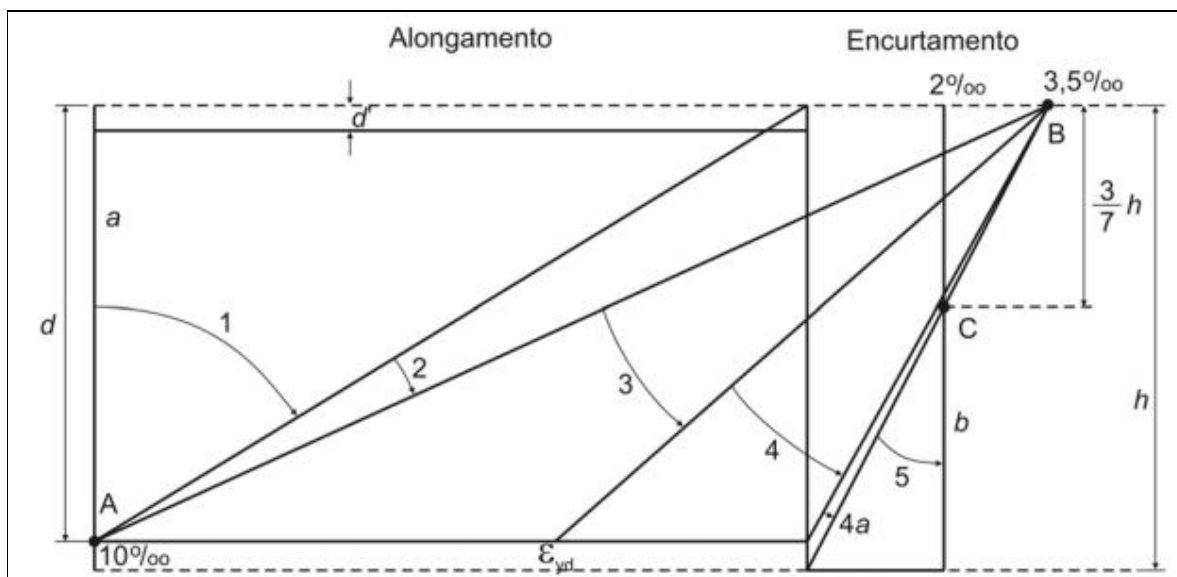


Figura 18 - Estrutura de concreto, solicitações normais.
Fonte: Fusco (1981).

Demonstrado na figura anterior a visualização do corte longitudinal da peça normal à linha neutra, esse onde encontram-se representadas as possíveis configurações deformadas últimas da seção transversal, classificadas em seis domínios de ruína, conforme explicado a seguir, de acordo à transcrição textual da norma referente aos domínios seguem as seguintes definições:

- **Domínio 1** - Neste domínio, estão incluídos os casos de tração axial e de tração excêntrica com pequena excentricidade. A seção resistente é composta pelas armaduras de aço, não havendo participação resistente do concreto, o qual é admitido como inteiramente fissurado;
- **Domínio 2** - Neste domínio, estão incluídos os casos de tração excêntrica com grande excentricidade, de flexão pura e de compressão excêntrica com grande excentricidade. Na peça existe um banzo tracionado, mas o concreto da zona comprimida não atinge a ruptura, pois esta ocorre apenas na posição limite do fim do domínio 2, quando então $\epsilon_{cd} = 3,5\%$;
- **Domínio 3** - Este é estado limite último é caracterizado pela deformação $\epsilon_{cg} = 3,5\%$. A linha neutra corta a seção transversal, havendo, portanto, um banzo comprimido e outro tracionado. Na configuração última, a deformação da armadura tracionada é pelo menos igual à deformação de início de escoamento, ou seja 10%. Desta forma, a ruptura do concreto acontece simultaneamente com o escoamento da armadura. Esta é a situação ideal de projeto, pois ambos os materiais estão sendo utilizados simultaneamente em sua capacidade máxima. Além disso, não há risco de ruína não-avisada. As peças no domínio 3

são ditas peças sub-armadas. Neste domínio, estão incluídos os casos de tração excêntrica com grande excentricidade, de flexão pura e de compressão excêntrica com grande excentricidade;

- **Domínio 4** - O estado limite último é caracterizado pela deformação $\epsilon_{cg} = 3,5\%$. A linha neutra corta a seção transversal, havendo um banzo comprimido e outro tracionado. No estado limite último, a deformação da armadura é inferior à deformação de início de escoamento. A ruptura da peça ocorre, portanto, de forma frágil, não avisada, pois o concreto se rompe sem que a armadura tracionada possa causar uma fissuração que sirva de advertência. As peças no domínio 4 são ditas super-armadas, devendo ser evitadas tanto quanto possível. No domínio 4, estão incluídos apenas os casos de compressão excêntrica com grande excentricidade.;
- **Domínio 4a** - O estado limite último é caracterizado pela deformação $\epsilon_{cg} = 3,5\%$. A linha neutra corta a seção transversal, mas na região de cobrimento da armadura menos comprimida. No domínio 4a, ambas as armaduras estão comprimidas, embora sejam usualmente desprezíveis as tensões na armadura menos comprimida. O domínio 4a é um simples domínio de transição conceitual, estando limitado por uma posição da linha neutra tangente à fibra extrema da seção;
- **Domínio 5** - No domínio 5, estão incluídos os casos de flexo-compressão com pequena excentricidade e o caso limite da compressão centrada. A linha neutra não corta a seção transversal, a qual está inteiramente comprimida. Admite-se neste domínio que a deformação última do concreto seja igual a 2,5% na compressão uniforme e 3,5% na flexo-compressão com a linha neutra tangente à seção. Os diagramas de deformação dos dois casos limites citados cruzam-se no ponto C, afastado $3 h/7$ da borda mais comprimida da seção, como decorrência da hipótese de que o estado limite último seja caracterizado pela deformação $\epsilon_{cg} = 2,0\%$ na fibra que passa por esse ponto C, e estando ϵ_c compreendido entre os limites 2% e 3,5%.

2.11 Vantagens e Desvantagens das Armaduras Soldadas em Relação às Armaduras Amarradas

Entre as vantagens das armaduras soldadas a respeito das amarradas com arame recozido, segundo o fabricante Arcelor Mittal (antiga siderúrgica Belgo Mineira) cita-se a seguir:

- Maior produtividade da mão de obra;
- Custos menores dos insumos de soldagem em relação ao custo de arame recozido;
- Não necessidade de soldagem de 100% dos pontos de interseção, em alguns casos, basta soldar cerca de 50% a 70% dos pontos;
- Maior rigidez das peças e, portanto, maior facilidade de manuseio;
- Melhor controle dos espaçamentos dos estribos;
- Racionalização do canteiro de obras, com a disponibilização dos espaços destinados à montagem de armaduras;
- Maior rapidez de execução da obra.

Já como desvantagens apresentam:

- Baixa densidade de carga no transporte;
- Necessidade em algumas obras dos equipamentos adequados, guias ou guinchos para o descarregamento e içamento das armaduras;
- Necessidade de planejamento de soldagem, algumas armaduras ou barras de determinadas armaduras ou mesmo alguns pontos de cruzamento ou pontos de interseção de barras, em razão de dificuldades operacionais durante a montagem final na forma, não devem ser soldados.

A Tabela 3 mostra uma comparação de valores de colunas/viga vendidas comercialmente e o custo da confeccionada *in loco*, somente para efeito de comparação.

Assim, de acordo com os valores da Tabela 3, a coluna de processo fabril é 16 % mais econômica que a montada, *in loco*.

Tabela 3 - Tabela diferença de custo de armação de viga.

DIFERENÇA DE CUSTO/FABRICAÇÃO EM UMA VIGA 6 metros ϕ 5/16"			
Produto = VIGAS	Tempo (min)	Preço/metro	VALOR
soldada (fábrica)	5	12,00	72,00
(confeccionada/amarrada)	8	14,00	84,00

2.12 Determinação da Resistência à Tração na Flexão de Corpos de Prova Prismáticos

Segundo a norma ABNT NBR 12142, a aplicação de carga deve ser efetuada através da movimentação de um elemento específico de aplicação de força, como por exemplo, um macaco hidráulico, ou até mesmo através da movimentação de toda estrutura de apoio. O dispositivo para se fazer a aplicação de carga ao corpo de prova deve estar perpendicular às faces superior e inferior da peça prismática.

A Figura 19 mostra o desenho esquemático de como proceder ao ensaio de quatro pontos.

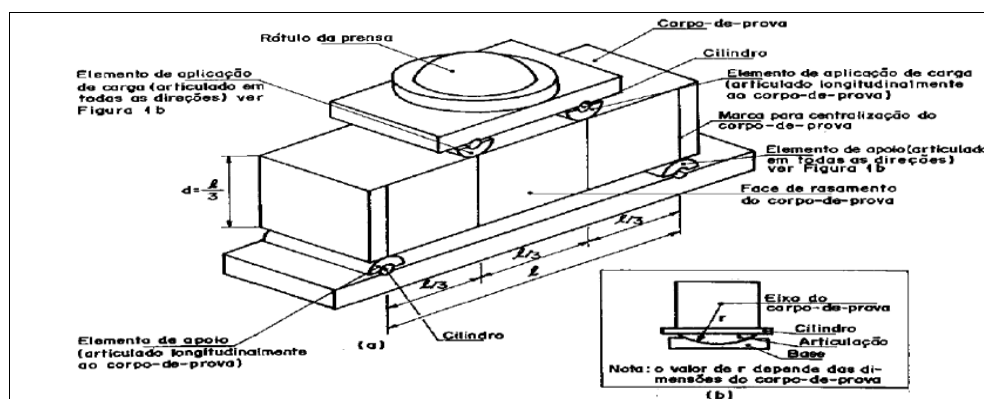


Figura 19 - Esquema padrão de ensaio e medidas de corpo de prova prismático.

Fonte: NBR 12142 (1991).

Dentre os vários tipos de ensaios mecânicos, podem-se destacar os ensaios de 3 pontos e o de 4 pontos, assim este que por minimizar o efeito das tensões de contato e expor maior região ao momento fletor máximo, por esse motivo deve ser preferido em relação ao ensaio a 3 pontos, que não seria tão interessante para os resultados.

CAPÍTULO III

3 ANÁLISE EXPERIMENTAL

Para este trabalho foram feitos dez corpos de prova de vigas prismáticas de concreto reforçado nas seguintes configurações: *i*) armação soldada e *ii*) armação amarrada.

Os modelos foram testados experimentalmente usando a máquina de ensaios universal de 100 toneladas força disponível no LABMAT - Laboratório de Materiais da Engenharia Civil da Universidade Federal de Itajubá.

Na seção 3.1 serão descritos o material, a fabricação e caracterização das amostras. Já na seção 3.2, será feito o delineamento dos ensaios e finalmente na seção 5.1 do capítulo 5, os resultados obtidos após a realização do ensaio de flexão nos corpos de prova.

3.1 Fabricação dos Corpos de Prova

Para a obtenção dos corpos de prova, inicialmente foram construídas as armações tanto soldadas quanto amarradas, segundo a norma ABNT NBR 6118.

O tipo de armação utilizada neste trabalho se encaixa na definição de armadura passiva, a qual se refere ao tipo de armadura que não é usada para produzir forças de protensão, ou seja, que possa ser previamente alongada (BASTOS,2015).

A armadura é composta por barras de aço com diâmetros: *i*) 5/16 (8 mm) de polegadas para as ferragens e *ii*) 3/16 (4,2 mm) de polegadas para os estribos. A Figura 20 mostra os detalhes do tipo de armação utilizada.

Os corpos de prova ilustrados na Figura 21 foram fabricados a partir de fôrmas de madeira com dimensões internas de 10x18x65 cm de forma a permitirem uma geometria desejada da viga prismática de concreto reforçado. Foram colocados espaçadores para garantir o espaçamento mínimo de 15 mm ao longo da largura para não haver contato entre a armação (ferragem) e a fôrma de madeira.

Vale ressaltar que as amostras devido serem armadas, houve sua redução de dimensões conforme rege a norma NBR 12142, devido que o equipamento de ensaio não suportar as

dimensões que são utilizadas quando não armadas, logo para ensaio, isso não alteraria os resultados.

Figura 20 - Dimensões da armação confeccionada.

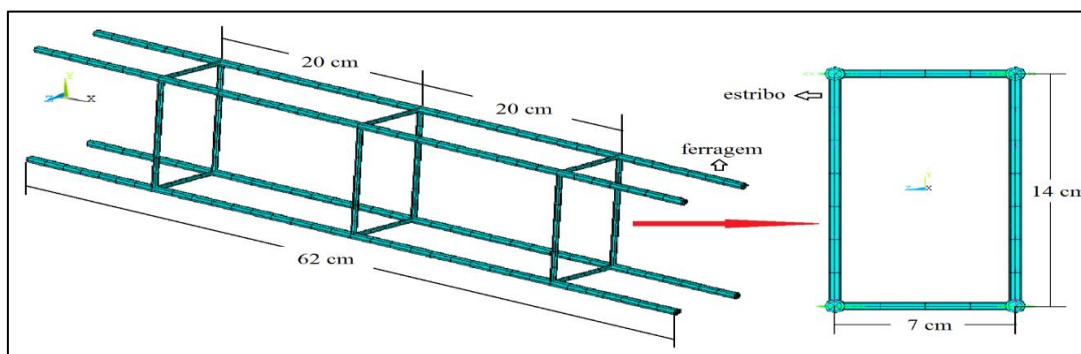


Figura 21 - Armação dentro das formas.

Posteriormente e de acordo com a norma ABNT NBR 6118, a qual especifica que para vigas de concreto reforçado com larguras menores de 12 cm deve se efetivar o enchimento e adensado por vibração, centrifugação ou prensagem, permitindo-se a adoção de mais de um destes métodos, concomitantemente, procedeu-se a realizar o preenchimento das fôrmas, conforme mostra a Figura 22, com concreto usinado CPV de 25 MPa de módulo de elasticidade linear, fornecido por uma empresa de construção civil, atendendo todos os procedimentos para a execução do mesmo, quanto a espaçamento entre ferragem e cobertura de concreto utilizando espaçadores. A cura dos corpos das vigas de concreto foi feita durante os 28 dias com água para secagem e adquirida resistência.

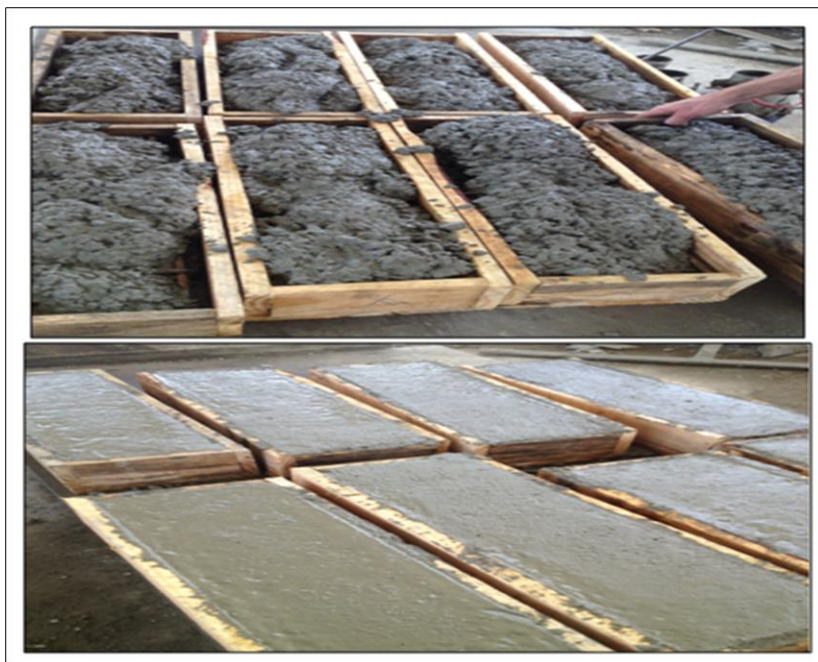


Figura 22 - Finalização dos corpos de prova.

Cabe salientar que com o intuito de confirmar a resistência do concreto utilizado de 25 MPa, foi retirado alguns corpos de prova, de acordo com a norma de ensaio de compressão axial para comprovação da resistência descrita (NBR 5739: Concreto Ensaio de compressão de corpos-de-prova cilíndricos). A Figura 23 mostra a extração dos corpos de prova cilíndricos. Após o período de cura dos corpos de prova cilíndricos, foram feitos os ensaios de compressão nos mesmos, obtendo a resistência do concreto acima de 25 MPa como deve ser requisitado em projeto.



Figura 23 - Corpos de prova cilíndricos.

Após o período de cura das amostras (28 dias), os corpos de prova prismáticos foram retirados das fôrmas e tiveram suas medidas conferidas (Figura 24) para posteriormente serem ensaiados.

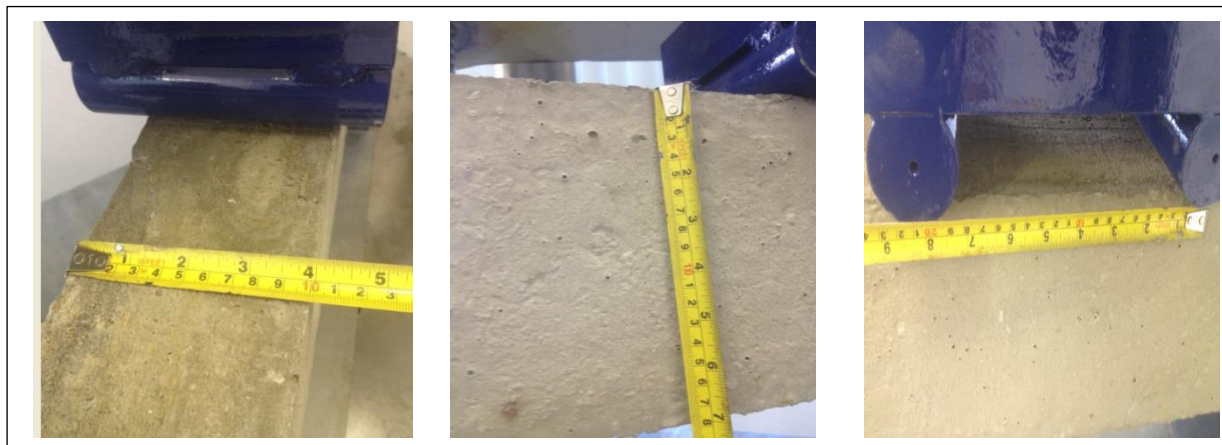


Figura 24 - Verificação das medidas finais dos corpos de prova prismáticos.

3.2 Delineamento dos Ensaios

O tipo de ensaio realizado foi um ensaio de flexão de 4 pontos, como explicitado anteriormente no item 2.12, o qual consiste na aplicação de uma carga crescente em determinados pontos da viga. Nesse caso, os pontos de aplicação da carga estavam localizados a 20,0 cm a cada lado, medidos a partir da posição no eixo x do centroide de mesma face com os apoios a 2,5 cm das extremidades, e a altura de como mostra a Figura 25.

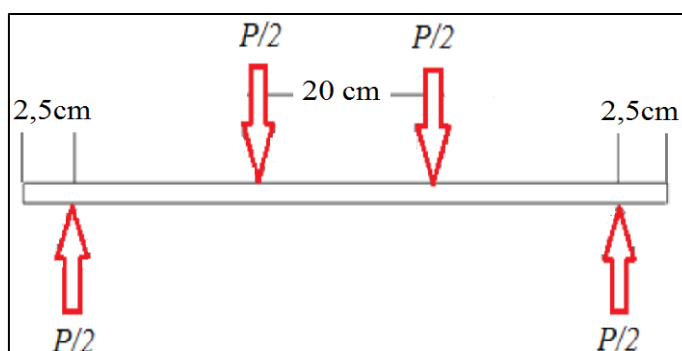


Figura 25 - Configuração do Ensaio de flexão de quatro pontos utilizado.

Para o ensaio de flexão de 4 pontos, utilizou-se uma máquina universal de testes pertencente ao Laboratório de Engenharia Civil da Universidade Federal de Itajubá.

A Figura 26 mostra o corpo de prova acoplado ao equipamento de ensaio.

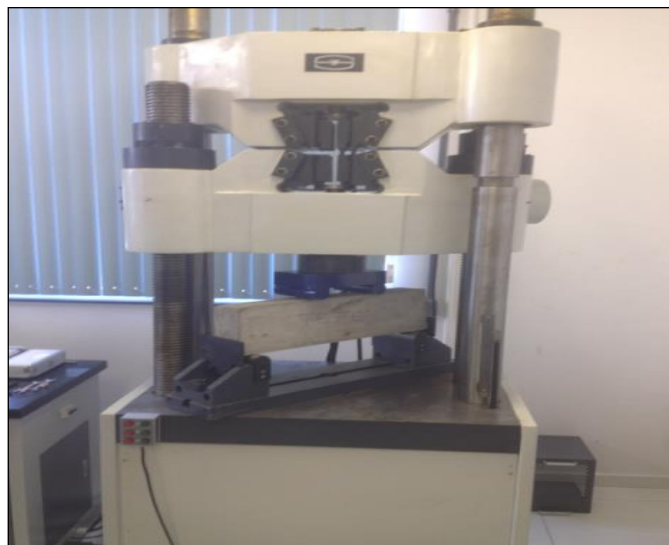


Figura 26 - Corpo de prova acoplado à máquina universal de testes usado nos ensaios de 4 pontos das vigas prismáticas.

Antes de começar os ensaios, foi feito um teste de calibração e ajustes no equipamento. A máquina universal de testes consegue fazer diversos tipos de testes mecânicos tais como: tração, compressão, cisalhamento, flexão, etc.

Neste trabalho foi utilizado o equipamento descrito anteriormente de ensaios de carga de até 100 ton, o qual consegue emitir vários fatores de força, assim, como força vertical e módulo de tração/flexão que compete a mostrar na experimentação física do trabalho, nas vigas com estribos amarrados e soldados.

Os resultados dos ensaios experimentais serão mostrados e analisados no Capítulo 5 onde se faz também uma comparação dos resultados com simulações numéricas.

CAPITULO IV

4 ANÁLISE NUMÉRICA DA VIGA DE CONCRETO REFORÇADO

4.1 Modelo em Elementos Finitos da Viga de Concreto Reforçado

Neste trabalho, devido à natureza da aplicação da carga, considera-se a análise a ser realizada como análise estrutural estática a qual tem por objetivo principal quantificar a magnitude dos esforços internos e deslocamentos que ocorrem na viga e concreto reforçado. Assim, será desprezado o efeito das forças de amortecimento e forças de inércia.

Segundo Dawari & Vesmawala (2014), existem diversos programas computacionais de engenharia que desempenham funções de simulações em modelos baseados em elementos finitos e que têm gerado resultados altamente satisfatórios diminuindo assim a necessidade de um número grande de experimentos.

Assim, para a simulação da viga sem armação em elementos finitos optou-se por um elemento com as seguintes características:

- Elemento de 8 nós;
- 3 graus de liberdade por nó;
- Translações ao longo dos eixos x , y e z .

A escolha de um elemento com estas características foi feita levando-se em consideração o número de graus de liberdade total da estrutura e o respectivo esforço computacional. Outra propriedade importante do elemento escolhido é a capacidade do mesmo em simular o comportamento do concreto como fissuração na tração e esmagamento na compressão.

É importante levar-se em conta a ruptura do concreto por fissuras já que essa é responsável pela maioria das falhas nesse tipo de material frágil.

Já para a simulação da armação soldada (ferragens e estribos) usou-se um elemento de viga quadrático baseado na teoria de viga de Timoshenko com as seguintes características:

- Elemento de 5 nós;
- 6 graus de liberdade por nó;
- Translações e rotações ao longo dos eixos x, y e z;

A escolha desse tipo de elemento se deu pelo fato do mesmo admitir diferentes formas de seção transversal, sendo utilizada seção circular para representar as ferragens e os estribos.

O modelo de material para o aço da armação foi considerando-o como sendo linear isotrópico.

Cabe salientar que tanto o concreto quanto a armação foram discretizados separadamente, porém de forma a coincidir os nós de cada um na interface entre eles, possibilitando o acoplamento entre os componentes.

A aplicação do carregamento foi feito de maneira incremental com o tempo. Para tal, tomaram-se os dados colhidos pela máquina universal de testes e foi realizada uma regressão polinomial a fim de aproximar a simulação numérica o máximo possível ao ensaio experimental. A equação obtida após a regressão que descreve o carregamento é mostrado na Equação 4.2 e as curvas carga-tempo experimental e numérica são ilustradas na Figura 27.

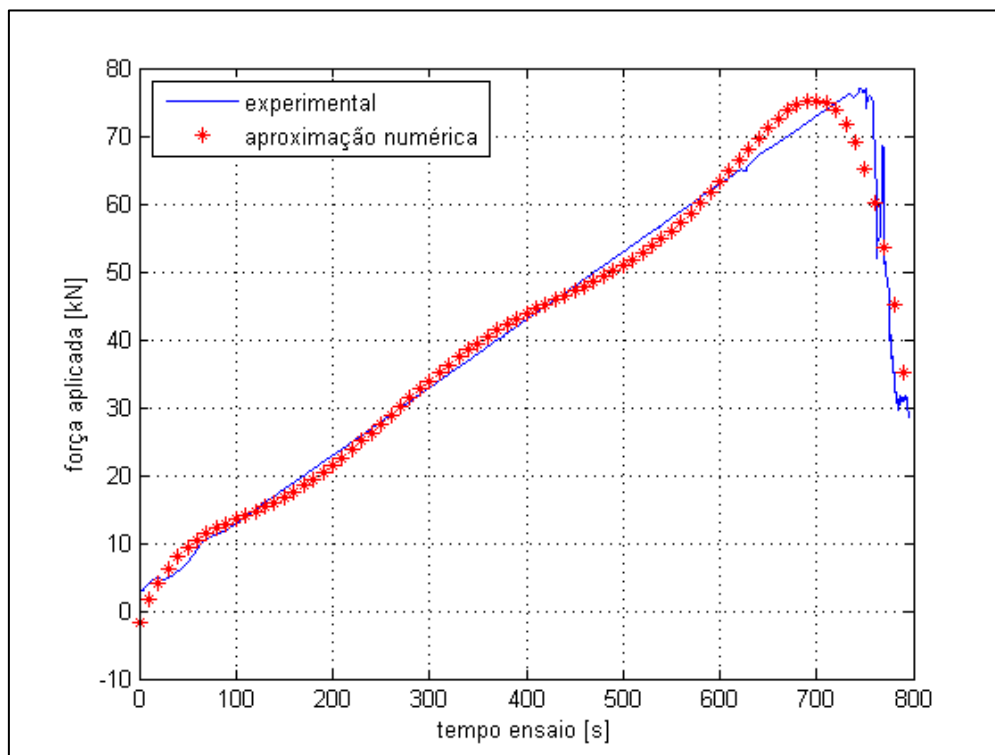


Figura 27 - Carga vs tempo experimental e numérica.

$$\begin{aligned}
 \text{Força}(N) = & -3,2x10^{-14}t^6 + 6,95x10^{-11}t^5 - 5,6x10^{-8}t^4 + \dots \\
 & \dots + 2,1x10^{-5}t^3 - 3,69x10^{-3}t^2 + 0,36t - 1,65
 \end{aligned}
 \tag{4.2}$$

Como descrito anteriormente, a armação (ferragens e estribos) foi discretizada com um modelo de elemento e a viga de concreto com outro modelo diferente. Assim, tem-se um modelo de material composto por uma parte linear isotrópica e uma parte não linear.

Para as simulações numéricas, utilizou-se os seguintes valores para os parâmetros tanto do concreto quanto da armação:

Tabela 4 - Propriedade do concreto e da armação em aço.

Propriedade	Concreto	Armação (ferragens e estribos)
Densidade [kg/m ³]	2400,0	7850,0
Módulo de elasticidade [MPa]	25,0	210,0
Coefficiente de Poisson	0,20	0,3

A malha do sistema foi definida por elementos tetraédricos de 2 mm de lado.

As condições de contorno aplicadas aos apoios consistiram em restringir os graus de liberdade: *i*) deslocamento *y* e *z* e *ii*) rotações em *x* e *y*, deixando o conjunto de nós dos apoios livre de se deslocar ao longo do eixo *x* e de rotacionar em torno de *z*.

Devido ao fato dos cutelos e roletes usados nos ensaios experimentais possuírem extremidades cilíndricas, supõe-se que o ponto de contato entre eles e a viga de concreto reforçado é formada por uma linha composta a sua vez pelos nós cujas restrições foram especificadas.

A Figura 28, ilustra a configuração física da montagem do ensaio por meio dos cutelos e roletes da máquina universal de testes com as mesmas dimensões dos modelos montados para os ensaios experimentais e a Figura 29 fornece uma visão do modelo da malha, as restrições e os carregamentos do modelo empregado neste trabalho.

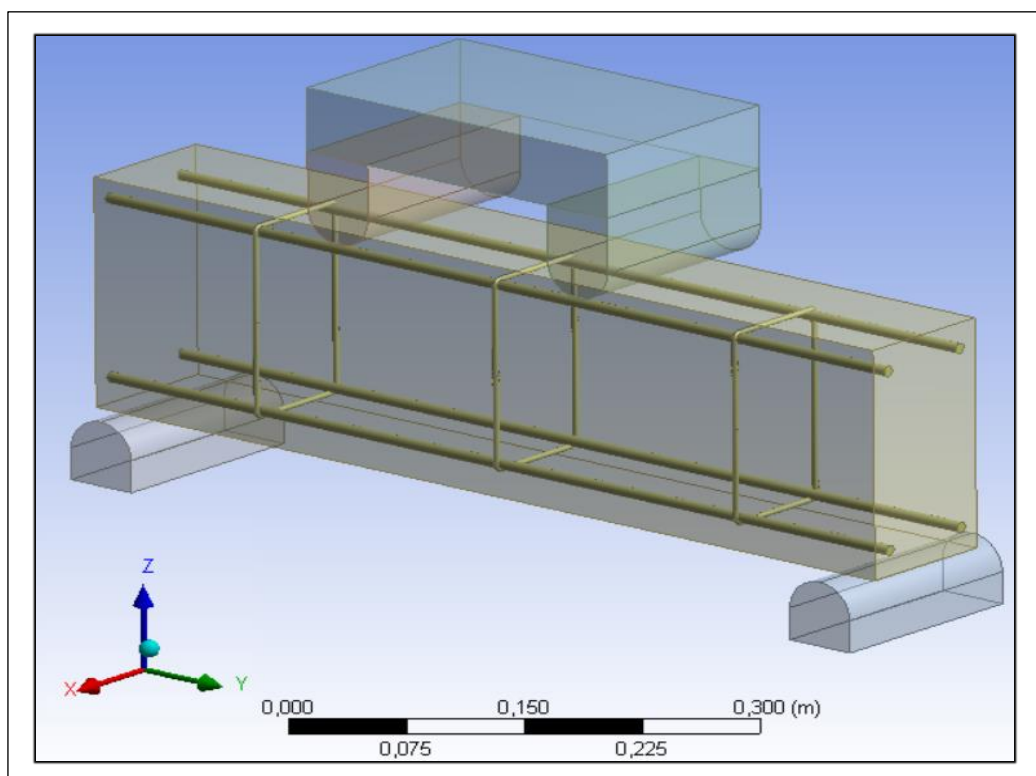


Figura 28 - Modelo da viga para o ensaio.

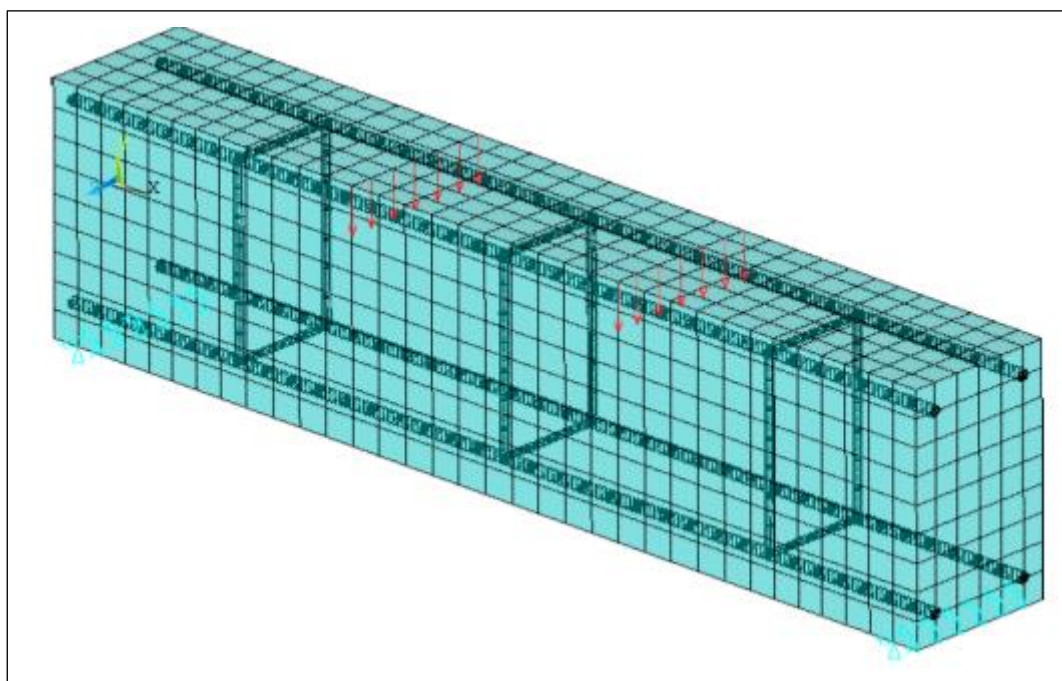


Figura 29 - Discretização do modelo da viga de concreto reforçado como armação.

CAPITULO V

5 RESULTADOS E DISCUSSÕES

O principal objetivo desse trabalho é de se comparar o comportamento de vigas de concreto reforçado com armação tanto soldada quanto amarrada. Além disso, pretende-se simular numericamente o comportamento da estrutura com armação soldada via elementos finitos afim de que se possa conhecer o comportamento da estrutura antes mesmo de fabricá-la.

Nesse sentido, este capítulo traz as diferentes simulações numéricas e ensaios experimentais que foram feitos no trabalho bem como uma discussão dos resultados obtidos.

Para os ensaios experimentais, foram construídas 10 amostras diferentes, sendo a metade delas com armação soldada e a outra metade com armação amarrada. A seguir apresentam-se os resultados obtidos.

5.1 Resultados Experimentais

Utilizando o procedimento descrito no Capítulo III, as 10 amostras de concreto reforçado tanto com armação soldada quanto amarrada foram ensaiadas até a ruptura de forma a se obter os resultados.

As amostras, após o processo de cura (28 dias), foram identificadas sendo que as amostras 1 a 5 são vigas cujas armações foram amarradas e as amostras 6 a 10 são estruturas com armações soldadas. A seguir serão mostrados algumas figuras executadas na experimentação e logo nos próximos capítulos a discussão e resumo dos dados obtidos.

Exemplificando, como as Figuras 30, 31 e 32 nos mostram o comportamento final, após a ruptura, de algumas vigas de concreto reforçado com armação amarrada.



Figura 30 - Corpo de prova número 2, viga com armação amarrada.

A figura 30 remete à trincas de caráter de 45°, típicas de ensaio de flexão em corpos prismáticos de concreto.



Figura 31 - Corpo de prova número 3, viga com armação amarrada.

A figura 31 e também como a anterior exibe trincas de caráter de 45° típicas de ensaios de flexão em corpos prismáticos de concreto.

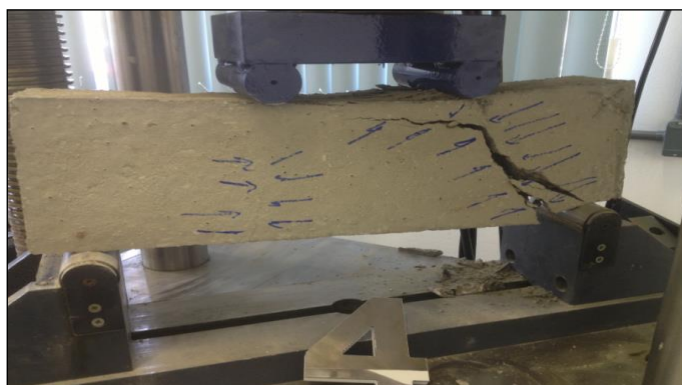


Figura 32 - Corpo de prova número 4, viga com armação amarrada.

A figura 32 também como as anteriores exibem trincas de caráter de 45° típicas de ensaios de flexão em corpos prismáticos de concreto, porém do lado direito houve uma fenda de trinca maior.

De forma semelhante, as Figuras 33, 34 e 35 mostram o comportamento final, após a ruptura, de algumas vigas de concreto reforçado com armação soldada.



Figura 33 - Corpo de prova número 7, viga com armação soldada.

De forma também como as anteriores na figura 33, remete a trincas de caráter de 45° típicas de ensaios de flexão em corpos prismáticos de concreto.



Figura 34 - Corpo de prova número 8, viga com armação soldada.

Na figura 34, o início das trincas começaram do lado direito com trinca de 45° , com caráter desejável ensaio de flexão em corpos prismáticos de concreto.



Figura 35 - Corpo de prova número 9, viga com armação soldada.

Na figura 35, ocorreram trincas de 45°, bem típicos do ensaios de corpos de ensaio de concreto.

Durante os ensaios, alguns dados puderam se obtidos tais como: *i)* a evolução da carga aplicada em função do tempo, *ii)* o módulo ou tensão de ruptura, *iii)* a deformação e *iv)* o tempo do teste.

Na Tabela 5, têm-se os resultados do módulo e carga de ruptura das 10 amostras ensaiadas.

Tabela 5 - Tensão e carga de ruptura das amostras.

ARMAÇÕES AMARRADAS	TENSÃO DE RUPTURA NA TRACÇÃO/FLEXÃO (MPa)	FORÇA (KN)
1	21,19	70,40
2	17,40	74,80
3	16,83	77,45
4	24,66	81,95
5	23,10	78,15
ARMAÇÕES SOLDADAS	TENSÃO DE RUPTURA NA TRACÇÃO/FLEXÃO (MPa)	FORÇA (KN)
6	17,24	77,30
7	17,15	69,65
8	23,20	77,10
9	20,06	66,65
10	21,40	73,80

Uma vez obtidos os resultados apresentados na tabela 5, pode-se calcular valores médios e desvios para as grandezas avaliadas afim de se poder fazer comparações entre os diferentes tipos de amostra.

A Tabela 6 mostra os valores estatísticos tanto para o módulo quanto para a carga de ruptura para as 5 amostras de concreto reforçado com armação amarrada.

Tabela 6 - Valores estatísticos de algumas grandezas para viga com armação amarrada.

Concreto reforçado com armação amarrada			
Módulo de ruptura na tração		Carga de ruptura	
Amostras	5	Amostras	5
Média [MPa]	20,64	Média [KN]	76,55
Desvio Padrão [MPa]	3,45	Desvio Padrão [KN]	4,28

Já Tabela 7 mostra os valores estatísticos tanto para o módulo quanto para a carga de ruptura para as 5 amostras de concreto reforçado com armação soldada.

Tabela 7 - Valores estatísticos de algumas grandezas para viga com armação soldada.

Concreto reforçado com armação soldada			
Módulo de ruptura na tração		Carga de ruptura	
Amostras	5	Amostras	5
Média [MPa]	19,81	Média [KN]	72,90
Desvio Padrão [MPa]	2,64	Desvio Padrão [KN]	4,68

Como resultado da ruptura das amostras ensaiadas, ilustra-se na Figura 36 (a) e (b) os detalhes da armação soldada e amarrada respectivamente na região da ruptura e na Figura 36 (c) mostra que o local onde houve a solda, os estribos quebraram devido às forças atuantes, podendo ser esse efeito devido à contribuição do eletrodo naquele local aplicado.

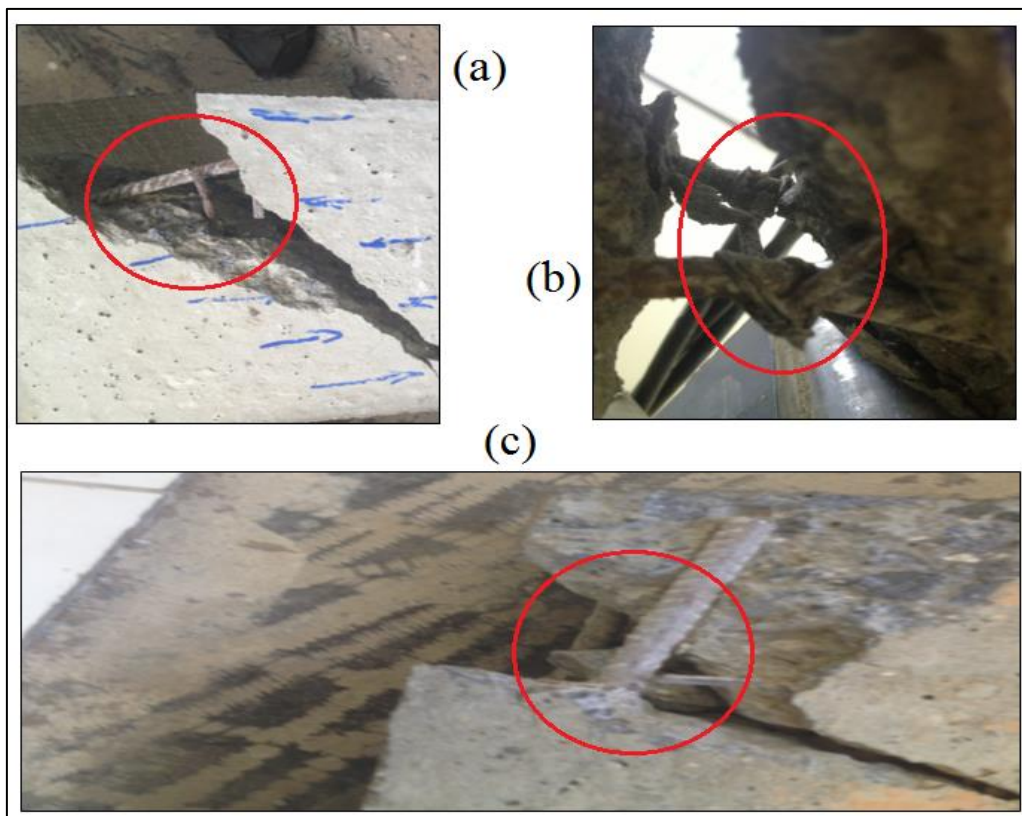


Figura 36 - Detalhe sobre as armações soldada (a) e (c) e amarrada (b) após a ruptura da amostra.

As Figuras 37 e 38 apresentam as curvas de carga aplicada em função do tempo, para as vigas com armação amarrada e soldada respectivamente. O ponto final da curva correspondente à ocorrência da ruptura.

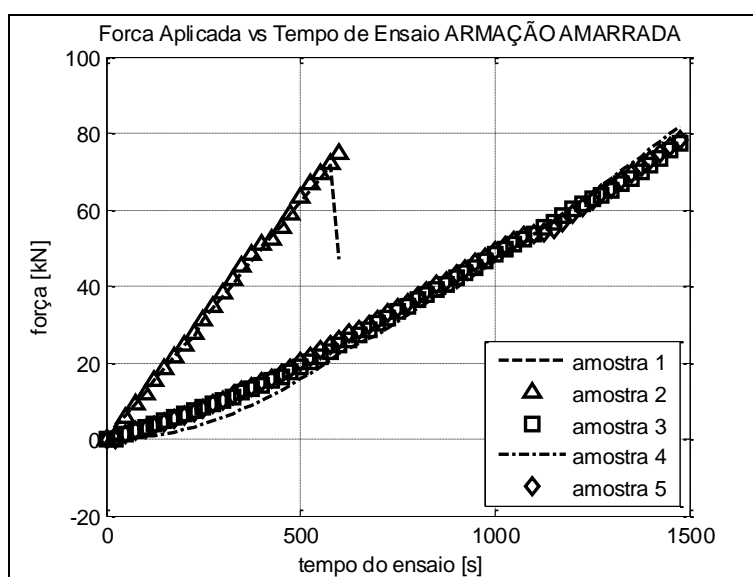


Figura 37 - Curva carga versus tempo experimental (armação amarrada).

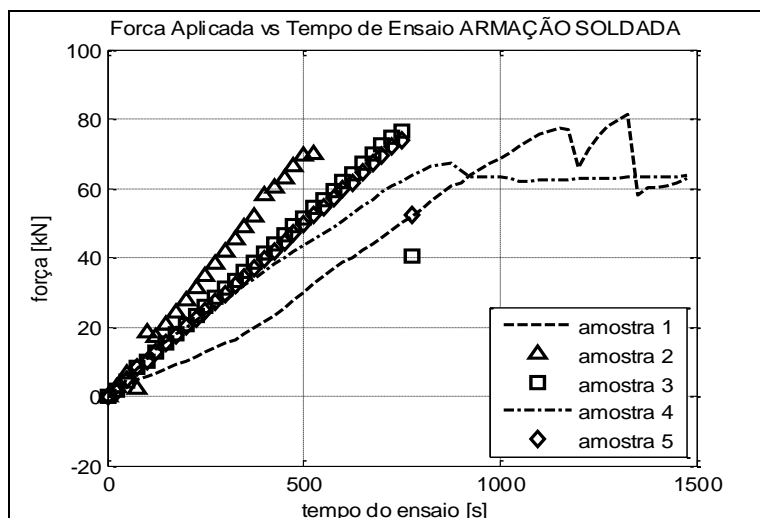


Figura 38 - Curva carga versus tempo experimental (armação soldada).

5.2 Resultados Numéricos

Nesta seção, apresentam-se os resultados das simulações numéricas para uma viga de concreto reforçado. Para as simulações, utilizaram-se as propriedades físicas para o concreto e aço estrutural apresentadas na Tabela 4.

Devido à complexidade de modelar as amarras de arame recozido, optou-se por simular somente a viga com armação soldada, colocando os estribos fixos nas barras horizontais.

A Figura 39 apresenta a distribuição da tensão de Von-Mises ao longo da viga de concreto reforçado com armação soldada. A tensão de ruptura numérica, como era de se esperar, foi máxima nos apoios e pontos de aplicação das cargas sendo de 25,4 MPa, valor relativamente próximo ao valor médio da tensão de ruptura experimental de $19,81 \pm 2,64$ MPa.

A proximidade dos resultados mostra que há uma boa aproximação entre os modelos numérico e experimental que é dos objetivos desse trabalho.

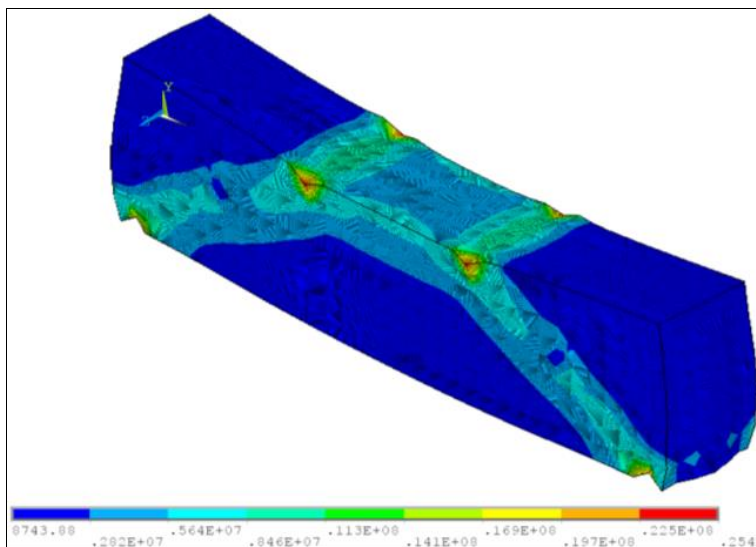


Figura 39 - Distribuição da tensão de Von-Mises na viga com armadura soldada.

É mostrada na Figura 40 a distribuição da deformação total nos elementos que compõem a viga de concreto reforçado. Percebe-se que as maiores deformações ocorrem no trajeto entre os pontos de aplicação da carga e dos apoios, tal como observado no ensaio experimental.

As Figuras 41 e 42 ilustram o deslocamento vertical da viga ao longo do eixo x, demonstrando que os pontos de aplicação da carga foram aqueles que experimentaram maior deslocamento vertical negativo, cujo valor máximo corresponde a aproximadamente -0,0039 m.

A respeito à deformação ao longo do eixo X visto na Figura 41, especificamente no ponto de aplicação das cargas, as deformações nessa região estão em torno de -0,004 m.

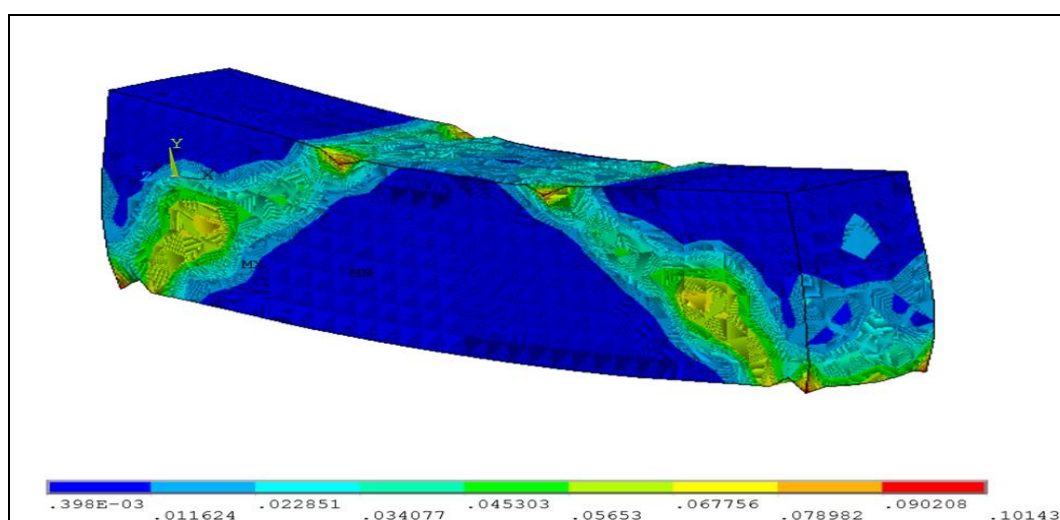


Figura 40 - Deslocamento nodal da viga.

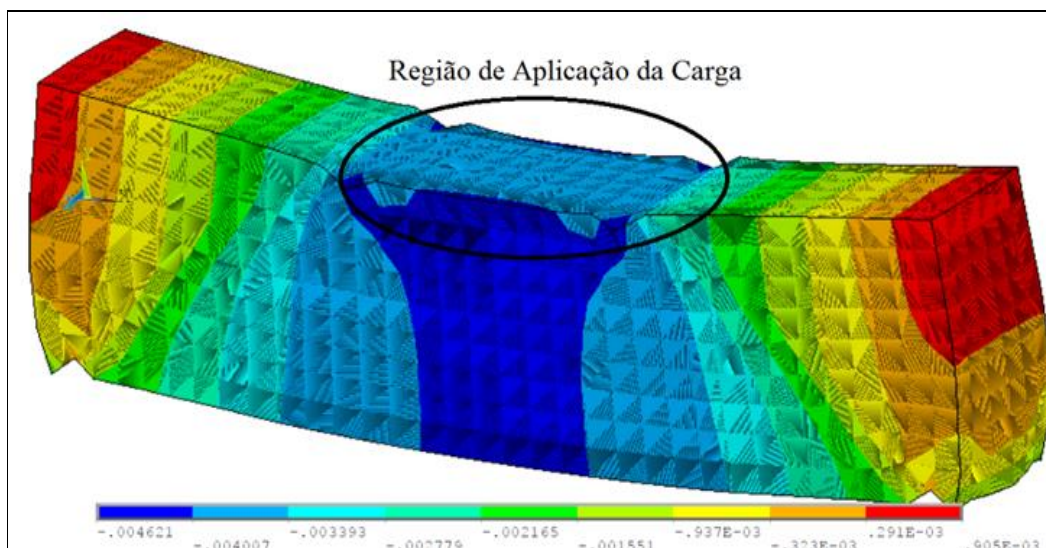


Figura 41 - Deslocamento vertical nodal da viga de concreto com armação soldada.

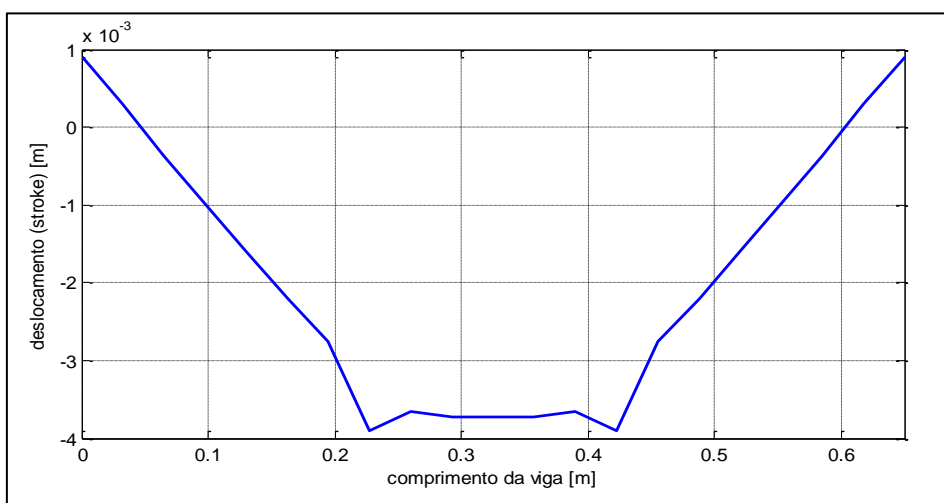


Figura 42 - Deslocamento vertical nodal ao longo do comprimento da viga de concreto com armação soldada.

A fim de demonstrar a transmissão de carga desde o concreto até a armação de aço soldada, apresentam-se na Figura 43 as tensões de Von-Mises que agem tanto na parte superior quanto inferior da armação. Pode-se observar que as ferragens inferiores estão submetidas a maior distribuição de tensões do que as superiores devido à maior capacidade do concreto em suportar cargas à compressão, o que protege a armação na parte superior. Verifica-se também, que devido às tensões altas, valores superiores a 600 MPa, tanto ferragens quanto estribos teriam falhado.

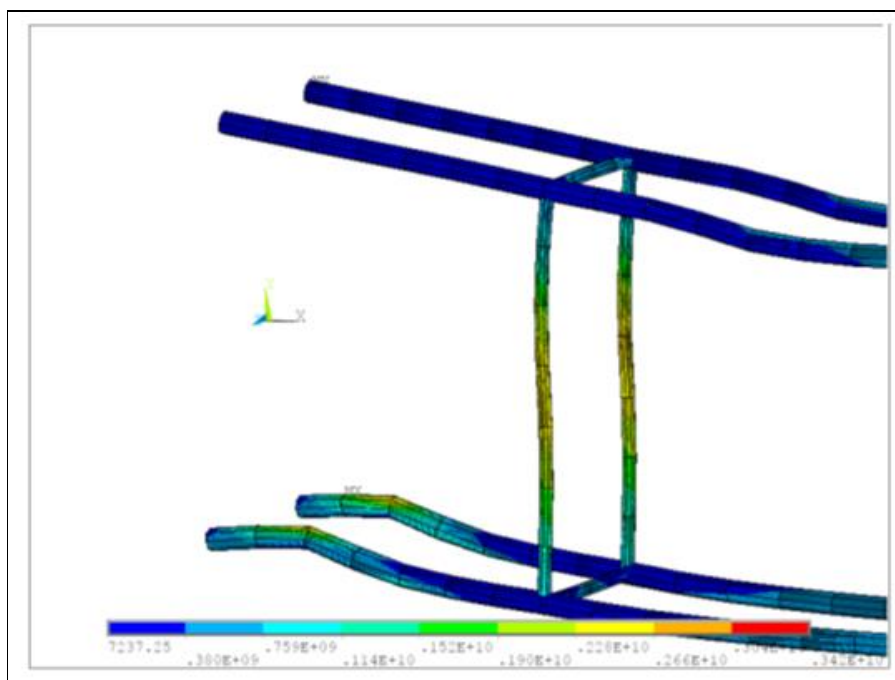


Figura 43 - Distribuição da tensão de Von-Mises na armação de aço soldado.

Já a Figura 44 apresenta uma comparação entre os resultados numéricos e experimentais quando se analisa a evolução do deslocamento vertical no ponto de aplicação do carregamento em função do tempo. Como podem ser observados na figura, os resultados apresentam certa correspondência quanto à evolução dos seus valores, mas com certa divergência no deslocamento final no instante da ruptura. Essa divergência pode ser atribuída às condições em que ambas as análises foram feitas.

Assim, o deslocamento vertical medido pela máquina universal de testes corresponde exatamente ao deslocamento do cutelo de aplicação de carga ao passo que na análise numérica o deslocamento do nó da carga, que inicialmente estava em contato com o cutelo, além do deslocamento vertical experimentou um leve deslocamento horizontal devido ao deslocamento no eixo x, não ter sido restrito.

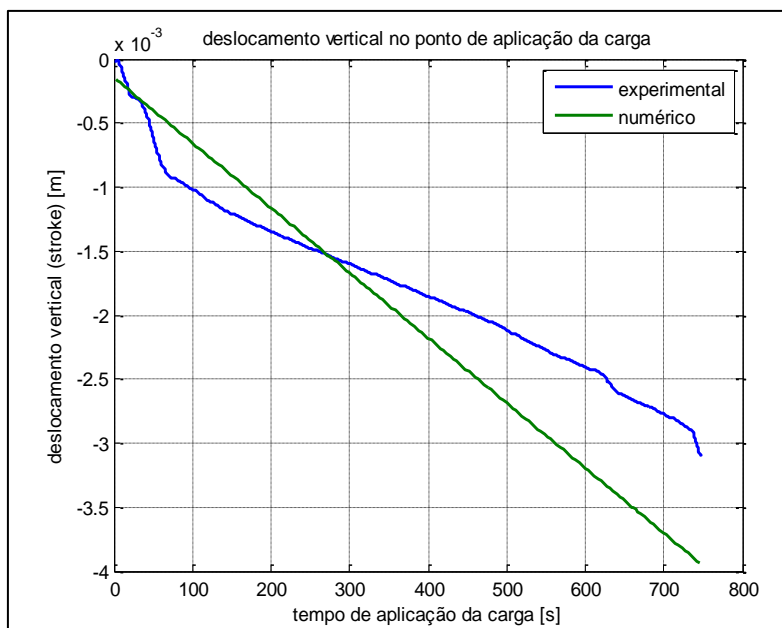


Figura 44 - Comparação do deslocamento vertical do ponto de aplicação do carregamento para uma viga de concreto com armação soldada.

CAPITULO 6

6 CONCLUSÕES E PERSPECTIVAS FUTURAS

O presente trabalho teve como proposta a realização de ensaios experimentais e implementação de um modelo numérico que permitisse conhecer o comportamento estrutural de vigas de concreto armado em duas configurações: *i*) com armação soldada e *ii*) com armação amarrada usando arame de aço recozido.

As vigas foram carregadas seguindo os padrões de um ensaio de flexão de 4 pontos até a ruptura e foram medidos tanto o módulo de ruptura quanto o carregamento em que a falha ocorreu. Também, optou-se por desenvolver um modelo numérico de tal forma que representasse o ensaio experimental a fim de se propor a utilização de simulações numéricas com o intuito de diminuir o número de experimentos.

Do ponto de vista da revisão bibliográfica, constatou-se um número reduzido de pesquisas sobre a utilização de armaduras soldadas na concepção de vigas prismáticas. Na maior parte dos casos, armações (telas) soldadas são usadas para revestimento de pisos de concreto que de maneira geral, não suportam grandes esforços à flexão quanto às vigas prismáticas para construção de edifícios. As vantagens das armaduras soldadas no ponto de vista fabril superam as montadas *in loco*, devido à facilidade e tempo de preparo, porém, dependem do uso e tipo de obra em questão a ser feita, pois há certas limitações.

Conclui-se que, de maneira geral, de acordo com os dados estatísticos, as configurações de armação tanto soldada como amarrada apresentaram desempenhos estruturais muito próximos quando se leva em conta a carga e módulo de ruptura. Com base nas observações realizadas após os ensaios e os resultados obtidos numericamente, podem-se citar os seguintes aspectos:

- Pode-se observar que as vigas com armação soldada no pico máximo de força, nas amostras 07 e 09 apresentaram quebra do estribo no local onde a solda foi feita, podendo ser esse efeito devido à contribuição do eletrodo naquele local aplicado. Já nas vigas com amarração não houve quebra ou violação dos arames no ponto de amarração;
- Levando em conta uma análise mais detalhada dos dados obtidos nos ensaios experimentais em média, as vigas com armação amarrada suportaram uma carga

relativamente maior e, conseqüentemente, a tensão de ruptura foi maior também. Atribuiu-se tal fato à maior flexibilidade da armação devido às amarras. Por outro lado, uma estrutura mais rígida como a armação soldada, poderia ter gerado maiores esforços na interface concreto-aço e, por causa disso, a ruptura dos estribos;

- Em relação a análise numérica, demonstrou-se que os maiores esforços à tração eram absorvidos pela armação de aço, além do que já é bem sabido que a fissuração do concreto ocorre inicialmente na região tracionada;
- Mesmo com uma diferença no valor final do deslocamento vertical (UY) entre o ensaio numérico e experimental, pois esse fato atribuído à não consideração na medição de UX experimental (deslocamento horizontal) da viga com o decorrer do tempo de ensaio devido à ausência de restrições ao longo desse eixo, resultou no módulo de ruptura numérico e experimental ficarem próximos, o que encoraja a utilizar simulações numéricas via elementos finitos no estudo de estruturas de concreto reforçado, possibilitando assim, um conhecimento prévio do comportamento do sistema, sem a necessidade de experimentos, em ordem de obter dados importantes, tais como, tensão de ruptura, carga última, dentre outras.

Como possíveis trabalhos futuros pode-se citar:

- Pode-se utilizar *strangers* (sensores, para obter outros tipos de informações) na armação das vigas, visando obter medições mais reais e que levem em conta um deslocamento nodal mais preciso e útil ao momento de comparar com as análises desenvolvidas com o uso do método de elementos finitos;
- Um aporte interessante seria otimizar as variáveis dimensionais da armação, por exemplo, distância entre os estribos e ferragens, quantidade e posição dos mesmos visando reduzir os custos e/ou esforços sofridos pela viga de concreto reforçado, além de utilizar um refinamento de malha para obter resultados mais precisos;
- Planejar novos ensaios utilizando concreto dosado em laboratório com rigoroso controle da resistência à compressão, relação água/cimento e granulometria do agregado graúdo;
- Fazer uma análise de tensões residuais da solda dos estribos;
- Estudo de tratamento estocástico para as vigas armadas.

REFERÊNCIAS

- AITCIN, P. C. *De-Mystifying Autogenous Shrinkage*. Concrete International. v.21, p.54-56, 2000.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *Projeto de estruturas de concreto – Procedimento*. NBR 6118, Rio de Janeiro, 2014.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *Projeto de estruturas de concreto – Procedimento*. NBR-14.931, Rio de Janeiro, 1985.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *Projeto e execução de estrutura de concreto*. NBR- 9062, Rio de Janeiro, 2004.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *Concreto Ensaio de compressão de corpos-de-prova cilíndricos*. NBR- 5739, Rio de Janeiro, 2007.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *Cimento Portland - Determinação da água da pasta de consistência normal*. NBR-5732, Rio de Janeiro, 1991.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *Cimento portland de alta resistência inicial enviado para a disciplina de materiais-de-construcao*. NBR - 5733, , Rio de Janeiro, 1991.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *Cimento portland de alto forno*. NBR - 5733, Rio de Janeiro, 1991.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *Cimento Portland pozolânico – NBR 5736*, Rio de Janeiro, 1991.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *Cimento Portland composto – NBR 11578*, Rio de Janeiro, 1997.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *Agregados para concreto – NBR 7211*, Rio de Janeiro, 2009.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *Tela de aço soldada–Armadura para concreto*. NBR 7481, Rio de Janeiro, 2009.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *Armaduras treliçadas eletrossoldadas*. NBR 14862, Rio de Janeiro, 2002.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *Barras de aço CA 42 com características de soldabilidade destinadas a armaduras para concreto armado*. NBR 8495, , Rio de Janeiro, 1985.

- BASTOS, P. S. S. *Dimensionamento de Vigas de Concreto Armado à Força Cortante*. Notas de Aula – Estruturas de Concreto II. São Paulo: Bauru. 2015.
- BATISTA, A. *Vergalhão Soldável*, 2015. Disponível em:
< <http://www.ilhafer.com.br/benef%C3%ADcios-da-solda-mig-a103.htm>> Acessado em: 02 de Nov. 2016.
- BOTELHO, C. H. M; MARCHETI, O. *Concreto armado eu te amo*. v. 1, 7ª Ed. Blucher, São Paulo; 2013.
- CARVALHO, J. D. N. *Sobre as origens e desenvolvimento do concreto*. Revista Tecnológica, v.17, p.19-28. 2008.
- DAWARI, V. B.; VESMAWALA, G. R. *Application of nonlinear concrete model for finite element analysis of reinforced concrete beams*. International Journal of Scientific & Engineering Research, v.5, n. 9. 2014.
- FIORIN, E. *Arranjos de Armaduras em Estruturas de Concreto Armado*. 1998. 248 f. Dissertação de Mestrado em Engenharia de Estruturas, Universidade de São Paulo, São Carlos, SP.
- FIGUEIREDO, A. D.; CECCATO, M. R. e TORNERI, P. *Influência do comprimento da fibra no desempenho do concreto reforçado com fibras de aço*. 39ª REIBRAC . Instituto Brasileiro do Concreto. São Paulo. 1997. 10p.
- FUSCO, P. B. *Estruturas de Concreto, Solicitações Normais*. 1ª ed. São Paulo: LTC Editora, 1981.
- FUSCO, P. B. *Estruturas de Concreto, Solicitações Normais*. 5ª ed. São Paulo: LTC Editora, 2000.
- FUSCO, P. B. *Técnica de Armar as Estruturas de Concreto*. São Paulo: PINI, 2007.
- GIONGO, J. S. *Projeto Estrutural de Edifícios*. 2002. Universidade de São Paulo, São Carlos, SP.
- HELENE, P. R. L; TERZIAN, P. R. *Dosagem e Controle dos Concretos de Cimento Portland*. São Paulo: Pini. 1993.
- HELENE, P. R. L. *Manual de reparo, proteção e reforço de estruturas de concreto*. São Paulo, Red Rehabilitar, 2003.
- ACI-ASCE Committee 426 (1973). “Shear strength of reinforced concrete members.” ASCE Proceedings, 99, ST6, 1091-1188.

- KACHLAKEV, D.; MILLER, T. *Finite Element Modeling of Reinforced Concrete Structures Strengthened with FRP laminates*. Final Report, Oregon Department of Transportation. Washington. 2001.
- KAEFER, L. F. *A Evolução do Concreto Armado*. São Paulo 1998.
- LAMOND, Joseph F. and PIELERT James H. *Significance of Tests and Properties of Concrete and Concrete-Making STP 169D*, 2010.
- LEONHARDT, F; MÖNNIG, E. *Construções de Concreto – Principios básicos do dimensionamento de estruturas de concreto armado*, v. 1, Ed. Interciência, Rio de Janeiro 1982, 305 p.
- MACHADO, A. T. *Estudo comparativo dos métodos de ensaio para avaliação da expansibilidade das escórias de aciaria*. São Paulo, SP. Originalmente apresentada como dissertação de mestrado, Universidade de São Paulo, 2000.
- MEHTA, P. K; MONTEIRO, P. J. M. *Concreto-Estrutura, propriedades e materiais*. 1ª ed. São Paulo: Pini, 1994.
- MENEZES, L. F; DE AZEVEDO, M. T. *Análise da Influência do Cobrimento das Armaduras na Durabilidade das Estruturas de Concreto Armado*. 2009.
- MOREIRA, D. A. *Administração da produção*. São Paulo: Pioneira, 1993.
- QUEIROZ, F. D; VELLASCO, P. C. G. S; NETHERCOT, D. A. *Structural assessment of composite beams using the finite element method*. Proceedings of Eurosteel, v.B, no.4.3, p.49-59, 2005.
- REPETTE, W. L. *Concreto de última geração: presente e futuro. Concreto: Ensino, Pesquisa e Realização*. São Paulo, 2005. Edição G. C. Isaia. São Paulo: Ibracon, 2005
- ROSSO, T. *Racionalização da construção*. Reimpressão. São Paulo: FAUUSP, 1990, 300p.
- SANTOS, D. G. *Gerenciamento de obras – Notas de aulas – Versão 3*. Disponível em <<http://www.ebah.com.br/content/ABAAA0ZgAH/gerenciamento-obras>> Acessado em: 05/08/2016.
- SANTOS, L. M. *Cálculo de Concreto Armado*, v.1, 1a ed. Editora Edgard Blücher Ltda, São Paulo, 1977.
- SILVA, C. R. *Vigas de Concreto Armado com telas soldadas: Análise teórica e Experimental da resistência à força cortante e do controle de fissuração*. **Tese de doutorado, São Carlos, 2003.**

SILVA, O. S. P. *Cobrimento de Armaduras em Estruturas de Concreto Armado: Análise Comparativa entre o Valor Especificado em Projeto e em execução em obras na cidade de porto alegre*. Monografia de Conclusão de Curso, UFRGS, 2012.

SILVA, R. C. *Vigas de Concreto Armado com Telas Soldadas: Análise Teórica e Experimental da Resistência à Força Cortante e do Controle da Fissuração*. 2003. 328 f. Tese de Doutorado em Engenharia de Estruturas, Universidade de São Paulo, São Carlos, SP.

SOUZA, A. L. R. & MELHADO, S. *Projeto e execução de lajes racionalizadas de concreto armado de edifícios*. São Paulo, EPUSP-PCC, 1998.

SOUZA, M. F; RODRIGUES, R. *Sistemas Estruturais de Edificações e Exemplos*. Artigo Universidade Estadual de Campinas, 2008.

Disponível em: <http://www.fec.unicamp.br/~nilson/apostilas/sistemas_estruturais_grad.pdf>
Acessado em: 20/08/2016.

SUSSEKIND, C. J. *Curso de análise estrutural*, v, 2, Editora Globo, São Paulo, 1987.

TAYLOR, H. F. W. *Cement Chemistry*. (2nd Edition) Thomas Telford Publishing, 1998.

WWW.arcelormittal.com.br