

**UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA MARIA
CENTRO DE TECNOLOGIA
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL**

Marcelo Arruda Braidá

**ANÁLISE EXPERIMENTAL E TEÓRICA ENTRE O
MÉTODO À FLEXÃO E O MÉTODO DE BIELAS E
TIRANTES PARA CÁLCULO DE VIGAS DE
CONCRETO ARMADO**

Santa Maria, RS,
Brasil 2019

**ANÁLISE EXPERIMENTAL E TEÓRICA ENTRE O MÉTODO
À FLEXÃO E O MÉTODO DE BIELAS E TIRANTES PARA O
CÁLCULO DE VIGAS DE CONCRETO ARMADO**

Marcelo Arruda Braidá

Trabalho de Conclusão de Curso
apresentado ao curso de Engenharia Civil
da Universidade Federal de Santa Maria
como parte dos requisitos para obtenção
do grau de **Engenheiro Civil**.

Orientador: ALMIR BARROS DA SILVA SANTOS NETO

Santa Maria, RS,
Brasil 2019

Marcelo Arruda Braida

**ANÁLISE EXPERIMENTAL E TEÓRICA ENTRE O MÉTODO
À FLEXÃO E O MÉTODO DE BIELAS E TIRANTES PARA O
CÁLCULO DE VIGAS DE CONCRETO ARMADO**

Trabalho de Conclusão de
Curso apresentado ao curso de
Engenharia Civil da
Universidade Federal de Santa
Maria como parte dos
requisitos para obtenção do
grau de **Engenheiro Civil**.

Aprovado em 16 de Julho de 2019:

Almir Barros da Silva Santos Neto, Dr. (UFSM)
(Presidente/Orientador)

Gihad Mohamad, Dr. (UFSM)

Eng. Tobias Pigatto Ottoni (UFSM)

Santa Maria, RS.
2019

AGRADECIMENTOS

Aos meus pais, Hermes e Gladis, por serem a base de tudo. Por acreditarem no meu sonho, por acreditarem que, mesmo longe, o filho mais novo conseguiria superar as distâncias e a saudade;

À minha avó, por ser minha segunda mãe, por estar presente na minha vida constantemente nos finais de semana, por rezar, orar e acreditar no meu potencial quando nem mesmo eu acreditava;

À minha irmã e família, por me darem todo o suporte necessário para iniciar minha jornada acadêmica;

Ao meu tio materno, por ser meu amigo, meu braço direito e companheiro em todas as horas;

À minha namorada e sua família, por me acolher tão bem e fazer eu me sentir em casa, mesmo longe dela;

Ao meu orientador, professor Almir, por transmitir conhecimentos que levarei para a minha vida profissional. Por ser um professor exemplar e muito prestativo. Aos demais membros do corpo docente da Universidade Federal de Santa Maria, por fazerem dessa experiência tão gratificante;

E por fim, aos amigos que conheci e que levarei para a vida. Por serem meus irmãos de estudo, por serem capazes de fazer o pior dos dias ser o mais divertido.

RESUMO

ANÁLISE EXPERIMENTAL E TEÓRICA ENTRE O MÉTODO À FLEXÃO E O MÉTODO DE BIELAS E TIRANTES PARA O CÁLCULO DE VIGAS DE CONCRETO ARMADO

AUTOR: Marcelo Arruda Braidá

ORIENTADOR: Almir Barros da Silva Santos Neto

Este trabalho visa comparar o Método de Bielas e Tirantes com o método convencional de cálculo para o dimensionamento de vigas de concreto armado, através de uma análise experimental de resistência à flexão de três vigas idênticas. As vigas serão dimensionadas à flexão e os resultados da análise vão servir como base comparativa para o Método de Bielas e Tirantes, apresentando um exemplo teórico de tal metodologia ao dimensionamento de estruturas especiais de concreto armado, que, neste caso, vai ser uma situação de aplicação de carga direta no meio do vão de cada viga. Além disso, nesta comparação, aplica-se o modelo de bielas e tirantes a partir do modelo bidimensional calculado pelo *software* Ftool, já que se trata de uma treliça. Em seguida, analisam-se os resultados a fim de se avaliar se o dimensionamento obtido através de cada um dos métodos apresenta resultados diferentes nos quantitativos de aço, na disposição da armadura, na consideração dos esforços, entre outros aspectos que possam vir a ser descritos.

Como se sabe, o Método à Flexão e o Método de Bielas e Tirantes possuem resultados teóricos muito próximos. São métodos utilizados por diversas normas e ambos funcionam muito bem, principalmente para vigas esbeltas, que não apresentam uma complexidade estática e geométrica muito grande. Para as vigas confeccionadas neste trabalho, os resultados práticos de carga de ruptura, pelo Método à Flexão, obtiveram valores entre 5,75 a 6,00 toneladas-força. Já para o Método de Bielas e Tirantes, para as mesmas vigas, a carga de ruptura teórica foi de 5,88 toneladas-força. Portanto, confirmando que ambos os métodos são equivalentes para vigas esbeltas, mas que uma comparação entre os métodos é necessária para definirmos suas diferenças teóricas.

Palavras-chave: Método de Bielas e Tirantes; viga de concreto armado; comparação; ensaio.

ABSTRACT

ANÁLISE EXPERIMENTAL E TEÓRICA ENTRE O MÉTODO À FLEXÃO E O MÉTODO DE BIELAS E TIRANTES PARA O CÁLCULO DE VIGAS DE CONCRETO ARMADO

AUTHOR: Marcelo Arruda Braidá
ADVISOR: Almir Barros da Silva Santos Neto

This work aims to compare the strut-and-tie models with the traditional method of calculation for structural dimensioning of reinforced concrete beams, through an experimental analysis of the flexural strength of three identical beams. The beams will be scaled by the traditional method and the results of this analysis will serve as comparative base for the strut-and-tie models, presenting a theoretical example of that methodology to the dimensioning of special structures of reinforced concrete, that in this case will be a direct charge application situation in the middle of the span of each beam. In addition, in this comparison the strut-and-tie models is applied in the two-dimensional software Ftool, since it is a truss. Then the results are analyzed in order to evaluate whether if the dimensioning that was obtained by each of the methods presents different results.

How do you know, the flexural models and the strut-and-tie models have very similar theoretical results. These are models used by many standards and both work very well, especially for slender beams, which do not have a very large static and geometric complexity. For the beams made in this work, the practical results of the rupture load, by the flexion models, obtained values between 5,75 and 6,00 tons-force. For the strut-and-tie models, for the same beams, the theoretical breaking load was 5,88 tons-force. Therefore, confirming that both models are equivalent for slender beams, but that a comparison between the models is necessary to define their theoretical differences.

Keywords: strut and ties models; reinforced concrete beam; comparison; test.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1	Ilustração da analogia do modelo da treliça clássica.....	15
Figura 2	Campo de tensões de compressão e tração e modelo equivalente de bielas e tirantes para uma viga bi-apoiada com força centrada	18
Figura 3	Subdivisão das regiões B e D em um pórtico	19
Figura 4	Modelo bom e modelo ruim de bielas e tirantes, respectivamente...	20
Figura 5	Regiões (B) e (D) e modelo de treliça para uma viga, segundo SILVA & GIONGO (2000).....	21
Figura 6	Nós CCC, CTT e CCT, respectivamente	22
Figura 7	Tipos básicos de campos de compressão: (a) em forma de leque; (b) em forma de garrafa; (c) prismático	22
Figura 8	Equilíbrio das forças	24
Figura 9	Vista lateral das vigas	29
Figura 10	Seção transversal das vigas	29
Figura 11	Modelo de bielas e tirantes escolhido e aplicação de carga unitária	30
Figura 12	Tensões normais unitárias nas bielas e tirantes	30
Figura 13	Detalhe geométrico para o cálculo de ângulo da biela inclinada	31
Figura 14	Nomenclatura utilizada aos elementos da treliça	32
Figura 15	Tensões de compressão em apoios de extremidade	34
Figura 16	Biela ancorada por região de carga e outra biela.....	35
Figura 17	Betoneira 400 litros trabalhando	40
Figura 18	Detalhe - fixação da caixaria	40
Figura 19	Detalhe - armação dos estribos.....	41
Figura 20	Detalhe - 3 armações prontas	41
Figura 21	Detalhe - cobrimentos respeitados.....	41
Figura 22	Medida do abatimento	42
Figura 23	Medição do Ensaio de Abatimento.....	43
Figura 24	Aparelhamento do ensaio em superfície plana, horizontal e livre de vibrações	43
Figura 25	Passagem de desmoldante e verificação dos cobrimentos.....	46
Figura 26	Concretagem da primeira viga.....	46
Figura 27	Auxílio de uma pá no adensamento.....	47
Figura 28	Uso de vibrador	47
Figura 29	Moldes concretados	47

Figura 30	Vigas e CPs desmoldados. Cura no mesmo local.....	48
Figura 31	Tipos de ruptura.....	49
Figura 32	Central de controle da prensa utilizada no ensaio	51
Figura 33	Capeamento de enxofre	51
Figura 34	CP1 sendo rompido	51
Figura 35	CP4 centralizado na prensa	52
Figura 36	Tipo B de ruptura.....	52
Figura 37	Deformação do CP3	52
Figura 38	Prensa utilizada no ensaio de ruptura das vigas	54
Figura 39	Relógio medidor de carga e manivela de aplicação de força	54
Figura 40	Posicionamento das vigas.....	56
Figura 41	Ajuste do posicionamento do relógio comparador fixado magneticamente	56
Figura 42	Leitura da deformação	57
Figura 43	Detalhe da marcação na viga.....	57
Figura 44	Detalhe da peça de aplicação de carga e fissuras a 90° e 45°	57
Figura 45	Fissuras a 90° bem aparentes e deformação após mais de 5 toneladas-força	58
Figura 46	Concreto esmagado após 6,75 toneladas-força	58
Figura 47	Forças unitárias calculadas pelo Ftool.....	60
Figura 48	Tipos de fissura.....	64
Figura 49	Ruptura por flexão e concreto esmagado	65

LISTA DE TABELAS

Tabela 1	Nomenclatura e tipo de nó.....	32
Tabela 2	Nomenclatura e tipo de biela, conforme Figura 7	33
Tabela 3	Nomenclatura e tipo de esforço atuante no tirante	36
Tabela 4	Desvio-padrão a ser adotado em função da condição de preparo do concreto	38
Tabela 5	Classe de consistência	38
Tabela 6	Número de camadas e golpes para os CPs.....	44
Tabela 7	Tolerâncias para a idade do concreto	48
Tabela 8	Resistência dos corpos de prova.....	50
Tabela 9	Resumo dos resultados - compressão axial	53
Tabela 10	Tensões máximas para nós e bielas	60
Tabela 11	Tensão máxima nos tirantes	60
Tabela 12	Verificação dos nós.....	61
Tabela 13	Verificação nas bielas.....	62
Tabela 14	Verificação nos tirantes	62
Tabela 15	Resultados finais - ensaio de ruptura das vigas	65
Tabela 16	Comparação da carga de ruptura teórica e prática à flexão	66
Tabela 17	Comparação Bielas e Tirantes x Flexão	66

LISTA DE GRÁFICOS

Gráfico 1	Carga x Deslocamento - Viga 1	55
Gráfico 2	Carga x Deslocamento - Viga 2	55
Gráfico 3	Carga x Deslocamento - Viga 3	56

LISTA DE SÍMBOLOS

F_i	Força do Tirante i
l_i	Comprimento do Tirante i
e_i	Deformação específica do Tirante i
$d_{\text{máx.ag}}$	Diâmetro máximo de agregado utilizado na concretagem
D_{cp}	Diâmetro dos corpos de prova
f_{ck}	Resistência característica à compressão do concreto
b_w	Largura da viga
h	Altura da viga
L	Comprimento da viga
l	Vão dos apoios da prensa que realizou o ensaio de ruptura das vigas
C_n	Cobrimento nominal da viga
$d_{\phi a}$	Diâmetro da armadura positiva da viga
$d_{\phi e}$	Diâmetro da armadura de estribo da viga
d	Altura útil da viga
x	Altura da linha neutra
z	Braço de alavanca da seção transversal da viga
x_{23}	Limite dos domínios 2 e 3
$x_{0,45}$	Limite do domínio 3 permitido por norma
f_{cm}	Resistência média à compressão do concreto
s_d	Desvio padrão do concreto
M_d	Momento fletor solicitante de cálculo
$M_{\text{máx.}}$	Momento máximo atuante na viga
A_s	Área de armadura ativa necessária em cada viga
F_c	Força do concreto na seção transversal da viga
F_s	Força do aço na seção transversal da viga
f_y	Tensão de escoamento do aço não minorado
P	Carga de ruptura da viga
P_{ruptura}	Carga de ruptura definitiva da viga
P_s	Carga de ruptura do aço da viga
A_{stl}	Área de armadura tirante longitudinal adotada pelo Método de Bielas e Tirantes

A _{stt}	Área de armadura tirante transversal da treliça
c _{fun}	Maior coeficiente de força normal unitária nas bielas encontrado pelo F _{tool}
c _{fun'}	Maior coeficiente de força normal unitária nos tirantes encontrado pelo F _{tool}
Θ	Ângulo da biela inclinada
fcd1	Máxima tensão resistente em bielas “a” e nós CCC
fcd2	Máxima tensão resistente em bielas “b” e nós CTT
fcd3	Máxima tensão resistente em bielas “c” e nós CCT
A _{sb}	Área de aço das bielas e nós da treliça
A _{sb} c	Área das bielas (E - F) e (F - G)
A _{s'}	Área das bielas (L - F) e (M - F)
c	Largura real dos apoios das vigas no ensaio de ruptura das vigas
c ₂	Largura da biela
c _{2'}	Largura da biela
U	Altura do nó de apoio
ø _l	Bitola da armadura longitudinal positiva da treliça
b	Largura de aplicação da carga P
ac	Altura do concreto comprimido
F _y máx.	Tensão máxima permitida nos tirantes

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	15
1.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS	15
1.2 JUSTIFICATIVA	15
1.3 OBJETIVOS DA PESQUISA	16
1.3.1 Objetivo Geral.....	16
1.3.2 Objetivos Específicos	16
1.4. METODOLOGIA DE PESQUISA	16
1.5 ESTRUTURA DO TRABALHO	16
2. FUDAMENTAÇÃO TEÓRICA.....	18
2.1 MÉTODO DE BIELAS E TIRANTES	18
2.1.1 Desenvolvimento do Método de Bielas e Tirantes	18
2.1.2 Regiões B e D	19
2.1.3 Traçado do Modelo de Bielas e Tirantes	19
2.1.4 Bielas e Nós	21
2.1.5 Tirantes	23
2.2 MÉTODO À FLEXÃO	24
3. METODOLOGIA TEÓRICA E PRÁTICA	25
3.1 METODOLOGIA TEÓRICA	25
3.1.1 Cálculo da Armadura por Flexão.....	25
3.1.2 Cálculo da Viga pelo Método de Bielas e Tirantes	29
3.1.2.1 Geometria.....	30
3.1.2.2 Bielas e Nós	32
3.1.2.3 Tirantes	36
3.2 METODOLOGIA PRÁTICA	37
3.2.1 Traço	37
3.2.2 Ensaio de Abatimento (<i>Slump Test</i>) - NBR NM 67:1998	42
3.2.3 Moldagem das Vigas e Corpos de Prova	43
3.2.4 Ensaio de Compressão Axial - ABNT NBR 5739: 2018.....	48
3.2.5 Ensaio de Ruptura das Vigas	53
3.3 METODOLOGIA TEÓRICA – CORREÇÕES.....	58

3.3.1 Resultados Finais: Método à Flexão	58
3.3.2 Resultados Finais: Método de Bielas e Tirantes	59
4. ANÁLISE DOS RESULTADOS	64
4.1 ANÁLISE EXPERIMENTAL	64
4.2 ANÁLISE E COMPARAÇÃO DOS MÉTODOS À FLEXÃO E BIELAS E TIRANTES	66
5. CONCLUSÃO	68

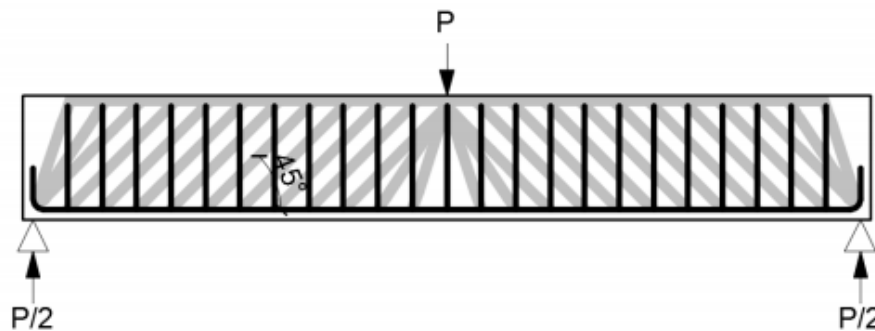
1. INTRODUÇÃO

1.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS

O projeto estrutural de edificações precisa primordialmente se adequar ao projeto arquitetônico devido há inúmeras razões, seja em prol da melhor distribuição das áreas de cada cômodo, seja apenas por motivos estéticos ou até mesmo por racionalização de materiais de construção civil e mão de obra. Por vezes, é necessário se adequar aos projetos de instalações, devendo-se inserir aberturas nas vigas, variar a seção de um elemento estrutural e/ou aplicar cargas concentradas em regiões não previstas no projeto original. A quantidade de empecilhos que o engenheiro calculista pode encontrar ao longo da compatibilização dos projetos é imensa. Cada compatibilização é essencial para a estrutura da edificação como um todo e, às vezes, esses “detalhes” caracterizam as chamadas “regiões especiais”. Nessas regiões, a aplicação dos métodos tradicionais de cálculo de análise de seções críticas não é ideal, pois a qualidade do projeto fica limitada pela pouca precisão com que são projetadas estas partes, o que deu origem à necessidade do desenvolvimento de um novo método, o de Bielas e Tirantes, iniciado com as pesquisas de RITTER (1899) e MÖRSCH (1909), a partir da analogia da treliça clássica (Figura 1) em vigas de concreto armado e posteriormente sistematizado por SCHLAICH et al (1987).

O modelo de bielas e tirantes é desenvolvido a partir do estabelecimento do fluxo de esforços no interior de um elemento estrutural, sendo, os esforços, de tração e compressão. Eles percorrem “caminhos” similares a uma treliça, integrada pelos nós, bielas e tirantes, até chegar aos apoios, dando assim o nome do método de Bielas e Tirantes.

Figura 1 - Ilustração da analogia do modelo da treliça clássica



Fonte: CAMPOS FILHO (1996)

1.2. JUSTIFICATIVA

O Método de Bielas e Tirantes é amplamente utilizado em projetos de vigas paredes e blocos de fundação, por exemplo. Ele nos guia perfeitamente para o entendimento do “caminho das forças” nessas duas situações, sendo uma ótima ferramenta para o detalhamento das armaduras ser mais preciso. Entretanto, esta metodologia deveria ser empregada em toda e qualquer região estrutural de concreto armado que apresente descontinuidades de natureza estática ou geométrica.

A necessidade de se utilizar um método mais racional e menos empírico, para um melhor entendimento dos esforços, fez-se de grande importância no mercado da construção civil no momento em que compatibilizações mais sofisticadas nos projetos surgiram com o advento da Plataforma Bim. O uso do Método de Bielas e Tirantes se tornou comum nos escritórios de engenharia: aberturas em vigas são artifícios cada vez mais utilizados para otimizar os espaços e reduzir o pé direito; complexos projetos arquitetônicos obrigam o engenheiro a utilizar soluções criativas, como vigas de transição, para atender grandes cargas concentradas; e mudança de seção também se mostra como ótima solução para projetos compatibilizados corretamente.

1.3. OBJETIVOS DA PESQUISA

1.3.1. Objetivo Geral

Este trabalho almeja reforçar a importância do Método de Bielas e Tirantes e de como ele pode ser útil em nosso dia-dia, comparando-o com o método à flexão no dimensionamento de vigas de concreto armado, apresentando uma situação real e especial de vigas, como pontos de aplicação de cargas concentradas.

1.3.2. Objetivos Específicos

- a) Comparar o Método de Bielas e Tirantes com o método de dimensionamento à Flexão de cálculo de uma viga de concreto armado;
- b) Ensaiar à flexão vigas de concreto armado;
- c) Executar o concreto, a caixaria e a armação das vigas, assim como suas moldagens, a fim de se aprender na prática como esse processo é realizado;

1.4. METODOLOGIA DE PESQUISA

A metodologia de pesquisa foi basicamente realizada através de revisões bibliográficas e normativas, com destaque para algumas dissertações de mestrado, visto que não há uma gama muito grande de bibliografias sobre o Método de Bielas e Tirantes.

Foram executados três tipos de ensaios práticos que serão apresentados ao longo do trabalho. Para todos eles, a revisão de normas foi essencial. Já para o entendimento do método em estudo, o “caminho das forças” e suas aplicações, lançou-se mão de dissertações específicas para o meu objeto de estudo: vigas de concreto armado com aplicação de carga concentrada.

1.5. ESTRUTURA DO TRABALHO

A estrutura deste trabalho de conclusão de curso apresenta 5 Capítulos. Cada capítulo aborda o tema central de estudo de forma simples e de fácil entendimento. Não fugir do tema proposto, o Método de Bielas e Tirantes, é de extrema importância para o objetivo da pesquisa, apesar de que os ensaios executados são apresentados com certo grau de detalhamento, porém nunca perdendo o foco de estudo.

O Capítulo 1 se refere à apresentação do trabalho, no objeto de estudo e suas aplicações e justificativas para o uso, entretanto de forma superficial, pois não é o

objetivo deste Capítulo apresentar a fundamentação teórica do método.

O Capítulo 2 retrata todo o estudo teórico necessário para a realização deste trabalho. Ele prepara o leitor para a metodologia teórica e prática, introduzindo informações primordiais para o cálculo do Método de Bielas e Tirante. O Método à Flexão é apresentado de forma superficial, visto que ele não é o foco de estudo.

O Capítulo 3 apresenta o dimensionamento das vigas por Flexão e, logo após, demonstra os cálculos teóricos necessários para a elaboração do Método de Bielas e Tirantes, utilizando diversas tabelas para facilitar os cálculos e apresentar os resultados. Em relação aos ensaios, ele os descreve e apresenta alguns resultados tabelados, porém não faz uma análise, muito menos uma comparação. Mostra ainda um compilado de fotos que deixa mais claro o passo a passo dos ensaios e auxilia no seu entendimento. Não perde o foco de estudo e deixa claro que cada ensaio executado e decisão tomada neste trabalho foram de extrema importância para que tudo ocorresse da maneira mais clara, simples e metódica possível, respeitando as exigências normativas e proporcionando uma boa compreensão do objeto de estudo.

O Capítulo 4 faz uma análise dos resultados, com ênfase para o Método de Bielas e Tirantes e para os resultados obtidos com o ensaio de ruptura das vigas. São realizadas comparações entre os dois métodos.

O Capítulo 5 conclui tudo que foi realizado e apresenta os principais aprendizados que se deve levar deste trabalho. Ele ainda analisa os objetivos específicos e conclui sobre eles.

2. FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

2.1. MÉTODO DE BIELAS E TIRANTES

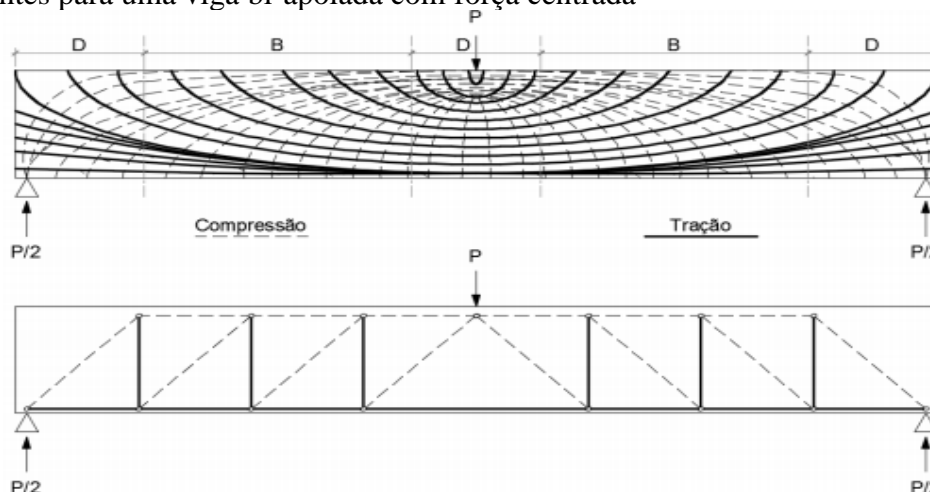
2.1.1. Desenvolvimento do Método de Bielas Tirantes

A analogia da treliça clássica desenvolvida por Ritter e Morsch, no início do século XX, serviu de base para o desenvolvimento do Método de Bielas e Tirantes. Entretanto, neste modelo, representam-se apenas as regiões de regularidade das estruturas, não sendo aplicável em regiões com descontinuidade estática ou geométrica, como forças pontuais, variações bruscas de seção, aberturas, entre outras. Dessa forma, os procedimentos empíricos imperavam para cobrir esses casos por não existir um modelo mais sofisticado de cálculo e detalhamento.

Fez-se necessário o desenvolvimento de uma metodologia que englobasse o cálculo e detalhamento de qualquer elemento estrutural para regiões regulares e descontínuas. Quase um século depois, SCHLAICH et al (1987) propuseram generalizar a analogia de treliça clássica para um modelo de bielas e tirantes, englobando todas as regiões de um elemento estrutural, justificando-se pelo comportamento efetivo das estruturas de concreto armado em que as forças percorrem campos de tensões de compressão interligados por tensões de tração. Concentrando as tensões em elementos unidimensionais, as de compressão em bielas e as tensões de tração em tirantes, conectando-os por nós, o Método de Bielas e Tirantes idealiza esse comportamento e permite uma compreensão mais clara do desempenho das estruturas de concreto, conforme ilustrado na Figura 2.

Pode-se observar que as bielas inclinadas (linhas tracejadas) seguem o caminho das prováveis fissuras a 45° referentes aos esforços de cisalhamento, e os tirantes verticais tendem a “costurar” tais fissuras, buscando a utilização da máxima capacidade de escoamento da armadura. Já os tirantes horizontais, na região inferior da viga, local onde se concentram esforços de tração, evitam rupturas frágeis. Em geral, as bielas e os tirantes seguem o caminho das forças resultantes do equilíbrio entre a força aplicada e as reações de apoio, como mostra os campos de tração e de compressão abaixo.

Figura 2 - Campo de tensões de compressão e tração e modelo equivalente de bielas e tirantes para uma viga bi-apoiada com força centrada



Fonte: SCHLAICH et al. (1987).

Conforme Campos Filho (1996), o método é baseado no Teorema do Limite Inferior da Teoria da Plasticidade, que postula que “um campo de tensões (forças) que satisfaz às condições de equilíbrio e não viola o critério de escoamento em nenhum ponto, se constitui em uma estimativa do limite inferior da capacidade resistente de elementos estruturais constituídos de materiais elastoplásticos perfeitos”.

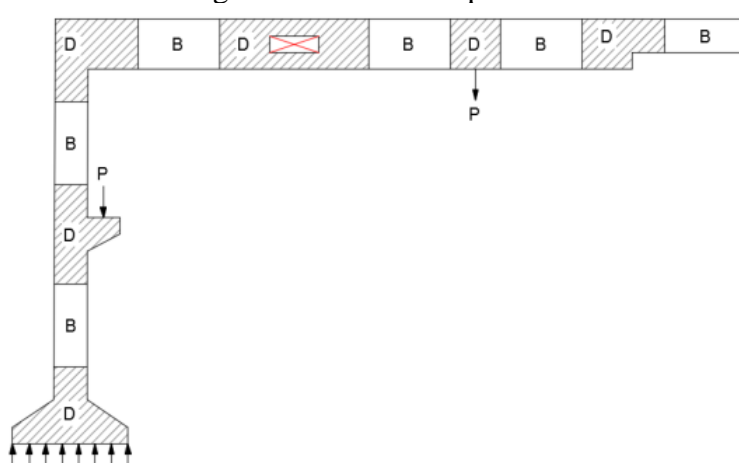
2.1.2. Regiões B e D

A Figura 2 preconiza o próximo tópico do capítulo 2: as regiões B e D. A imagem nos indica uma subdivisão no elemento estrutural. A região D representa os locais onde existe algum tipo de descontinuidade estática na viga em questão, que no caso são as aplicações de cargas concentradas - a carga P e as reações nos apoios $P/2$. Consequentemente, nessas regiões, a distribuição das tensões apresenta comportamento não linear. (Outro exemplo de região D são descontinuidades geométricas - mudanças de seções, aberturas em vigas e nós de pórticos). Em contrapartida, a região B representada a linearidade dos esforços internos na seção transversal da viga, portanto, pode ser dimensionadas pelos métodos tradicionais, analisando-se as solicitações em cada seção.

As regiões contínuas são aquelas em que as hipóteses de Bernoulli, que apresentam a distribuição linear de deformações ao longo de seção, são válidas. Em regiões descontínuas, essas hipóteses não permanecem válidas. Dessa forma, SCHLAICH et al (1987) denominam as regiões contínuas de regiões B (Bernoulli) e as descontínuas de regiões D (descontinuidade).

A subdivisão do elemento estrutural que possui alguma descontinuidade estática e/ou geométrica é o ponto de partida para o Método de Bielas e Tirantes, por isso a ênfase de um item inteiro para as regiões B e D neste trabalho. A Figura 3 exemplifica modelos de regiões B e D:

Figura 3 - Subdivisão das regiões B e D em um pórtico



Fonte: SCHLAICH et al. (1987).

2.1.3. Traçado do Modelo de Bielas e Tirantes

Antes da elaboração do modelo de bielas e tirantes ideal para qualquer elemento estrutural, é necessário ter em mente a definição dos elementos de uma treliça.

- **Bielas:** representam os campos de tensão de compressão no concreto;
- **Tirantes:** representam os campos de tensão de tração na armadura;
- **Nós:** um volume de concreto que envolve as interseções das bielas comprimidas e tirantes tracionados. Para uma idealização simplificada da realidade, o nó representa uma mudança brusca na direção das forças.

Visto isso, a otimização do modelo de bielas pode ser desenvolvida. Segundo CAMPOS FILHO (1996), um critério simples para a escolha ideal de modelo pode ser formulado a partir do Princípio da Energia Potencial Mínima, que postula entre diferentes possíveis estados de tensão o mais correto é o que corresponde à mínima energia potencial. Considerando-se que a contribuição do concreto nas bielas possa ser desprezada devido ao aço nos tirantes ser muito mais deformável, ter-se-á que:

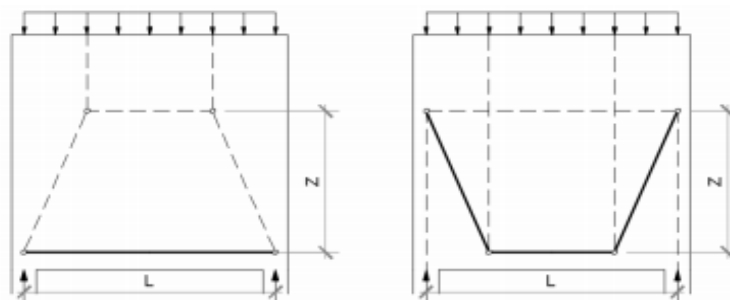
$$\sum (F_i * l_i * e_i) = \text{Mínimo}$$

Onde:

- F_i : força do tirante i ;
- l_i : comprimento do tirante i ;
- e_i : deformação específica do tirante i ;

Dessa forma, o melhor modelo será o que apresente o valor mínimo para esse somatório. Na prática, modelos que apresentem menos tirantes e os tirantes mais curtos são os mais adequados. Esta analogia é muito útil para elementos estruturais que apresentem uma geometria não habitual. Para as vigas, blocos de fundação, vigas paredes, entre outros exemplos, os modelos de bielas e tirantes já estão definidos em diversas bibliografias. Portanto, para este trabalho, o modelo de treliça ideal já está determinado, uma vez que se trata de uma viga bi-apoiada. A Figura 4 a seguir detalha com mais clareza o Princípio da Energia Potencial Mínima.

Figura 4 - Modelo bom e modelo ruim de bielas e tirantes, respectivamente



Fonte: SCHLAICH et al. (1987).

Mais especificamente para vigas esbeltas, ainda é preciso ter alguns cuidados. O cálculo das áreas dos elementos da treliça possui uma grande quantidade de fórmulas, devido a divergências normativas. A ABNT NBR 6118:2014 não apresenta as equações das áreas de bielas, tirantes e nós, muito menos as figuras que detalham tal cálculo. As normas americana e europeia apresentam essas equações, porém de forma pouco eficiente, ou seja, não há explicações suficientes para

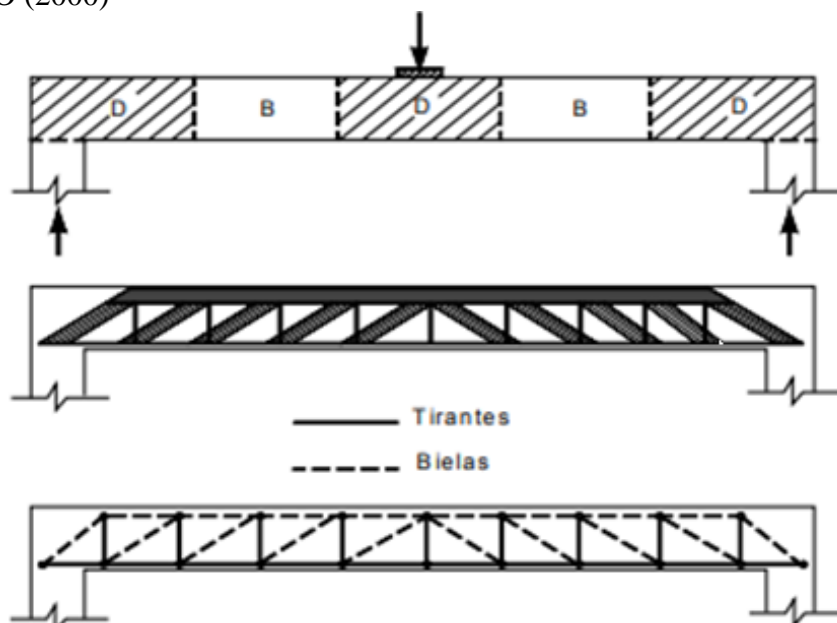
entendermos o processo de cálculo de forma clara. SILVA & GIONGO (2000) apresentam essas equações de forma mais técnica, o que facilita o entendimento. Após a definição do modelo de bielas e tirantes, cada elemento da treliça deve ser, primeiramente, nomeado e classificado.

Para vigas bi-apoiadas, os nós dos apoios e os nós que receberem cargas concentradas devem receber atenção especial. Suas áreas são calculadas de maneira diferente, pois eles estão localizados em regiões D, onde há uma descontinuidade nos campos de tensão, por isso é necessário se ter equações especiais para cada caso. Da mesma forma, as bielas localizadas em regiões D também apresentam equações de área diferentes.

Para as vigas deste trabalho, será observada que a grande maioria dos nós e bielas possuem a mesma área, com algumas exceções, como o nó central, onde será aplicada a carga concentrada no ensaio de ruptura das vigas, e as bielas centrais, região esta que é considerada “D”, devido à carga concentrada. Os cálculos das áreas, a nomeação e classificação dos nós, bielas e tirantes vão ser apresentados na metodologia.

A Figura 5 representa o modelo de biela e tirantes para uma viga bi-apoiada com carga concentrada no meio do vão proposto por SILVA & GIONGO (2000):

Figura 5 - Regiões (B) e (D) e modelo de treliça para uma viga, segundo SILVA & GIONGO (2000)



Fonte: SILVA & GIONGO, (2000)

2.1.4. Bielas e Nós

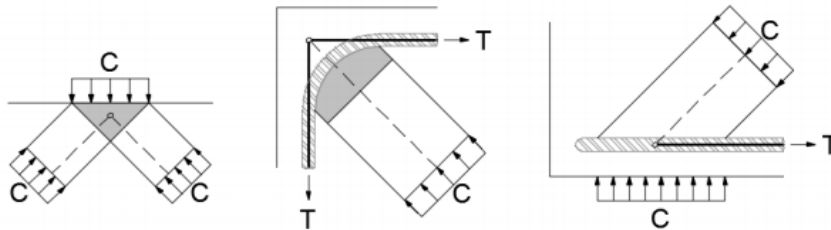
A ABNT NBR 6118:2014 é a norma que apresenta toda a simbologia e os significados dos nós, bielas e tirantes que possibilitam sua verificação. Para os nós e bielas, as verificações são praticamente as mesmas, com algumas exceções. Dessa forma, é importante antes dos cálculos, definir quais são os tipos de nós e bielas que podem se manifestar no modelo de bielas e tirantes adotado.

Conforme a norma, a análise dos nós é fundamental nos modelos de bielas e tirantes. Esses elementos possuem estados de tensão diferentes conforme a região que se encontram e devido à geometria da treliça. Existem diversos tipos de nós e os mais importantes são:

- Os nós CCC são aqueles em que apenas forças de compressão são equilibradas. Exemplos: apoio interno de uma viga contínua e quinas de consolos;
- Os nós CCT são aqueles que ancoram barras tracionadas em apenas uma direção. Exemplos: apoio extremo de vigas e região de aplicação da carga direta em consolos;
- Os nós CTT são aqueles que ancoram barras tracionadas em duas direções. Esse tipo é muito comum em nós de pórticos e consolos submetidos a cargas indiretas.

A Figura 6 na sequência apresenta os tipos de nós possíveis para o modelo de bielas e tirantes escolhido neste trabalho:

Figura 6 - Nós CCC, CTT e CCT, respectivamente



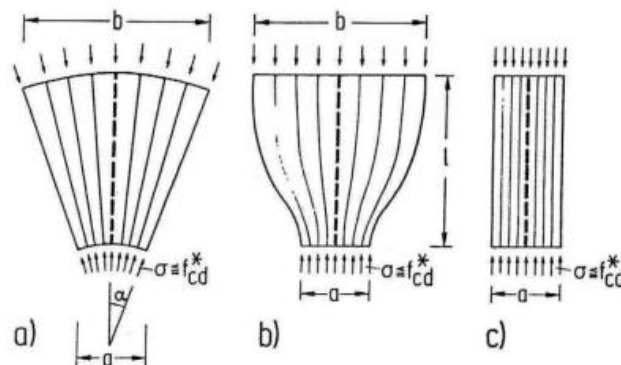
Fonte: adaptado NBR 6118: 2014

As bielas são classificadas conforme a distribuição das tensões de compressão que elas representam:

- Distribuição radial de tensões (em formato de leque), Figura 7(a);
- Distribuição de tensões em linhas curvilíneas com afunilamento de seção (formato de garrafa), Figura 7(b);
- Distribuição de tensões paralelas (ou prismáticas), Figura 7(c).

A Figura 7 apresenta os tipos de bielas possíveis para o modelo de bielas e tirantes escolhido neste trabalho:

Figura 7 - Tipos básicos de campos de compressão: (a) em forma de leque; (b) em forma de garrafa; (c) prismático



Fonte: SCHAFFER & SCHLAICH, (1998)

Os parâmetros de resistência de cálculo das bielas e regiões nodais são apresentados no item 22.3.2 da ABNT NBR 6118:2014. Para a verificação de tensões de compressão máximas nas bielas e regiões nodais, são definidos os seguintes parâmetros:

- f_{cd1} : máxima tensão resistente de compressão no concreto em regiões sem tensões de tração transversais e em nós totalmente comprimidos (bielas prismáticas (a) ou nó CCC):

$$f_{cd1} = 0,85 * \left(1 - \frac{f_{cm}}{250}\right) * f_{cm}$$

- f_{cd2} : máxima tensão resistente de compressão no concreto em regiões com tensões de tração transversais e em nós onde conflui dois ou mais tirantes (bielas atravessadas por mais de um tirante (b) ou nó CTT):

$$f_{cd2} = 0,60 * \left(1 - \frac{f_{cm}}{250}\right) * f_{cm}$$

- f_{cd3} : máxima tensão resistente em nós onde conflui somente um tirante (bielas atravessadas por tirante único (c) ou nó CCT).

$$f_{cd3} = 0,72 * \left(1 - \frac{f_{cm}}{250}\right) * f_{cm}$$

É importante ressaltar que a resistência média à compressão do concreto, que está dentro dos parênteses, deve ser utilizada em MPa nessas equações, diferentemente da outra resistência média, que pode ser usada em qualquer unidade, a qual definirá a unidade das máximas tensões. As tensões presentes em cada elemento da treliça não podem ser superiores às suas respectivas tensões máximas.

2.1.5. Tirantes

Os tirantes representam os campos de tração, então eles devem ser encarados como a armadura na viga. A verificação segue o padrão: as tensões presentes nos tirantes não podem ser superiores que a tensão máxima de cálculo. Como este trabalho despreza todo e qualquer tipo de coeficiente de majoração ou minoração, a máxima tensão que os tirantes podem atuar é a própria tensão de escoamento do aço ($f_y = 50 \text{ kN/cm}^2$), logo:

$$f_{y\text{máx.}} = f_y$$

$$f_{y\text{máx.}} = 50 \text{ kN/cm}^2$$

Para este modelo de bielas e tirantes, existirão dois tipos de tirantes: os tirantes longitudinais, que representam a armadura positiva, de tração, e os tirantes transversais, que representam os estribos e suportam os esforços cisalhantes. Ambos os tipos representam o caminho dos esforços de tração na viga, entretanto cada um possui uma área diferente, obviamente.

2.2. MÉTODO À FLEXÃO

O Método de dimensionamento de vigas de concreto armado à flexão é amplamente difundido nas universidades. Apesar de não ser um método tão racional como o Método de Bielas e Tirantes, ele garante uma ótima qualidade no dimensionamento de elementos estruturais de concreto armado, além de ser um Método consagrado há muito tempo. Por esse motivo, esse trabalho não tem o objetivo de apresentar uma fundamentação teórica aprofundada para ele. Resumidamente, vão ser apresentadas algumas definições a fim de lembrá-las para dar continuidade ao trabalho:

O dimensionamento é feito no estado limite último de ruína, impondo que na seção mais solicitada sejam alcançadas as deformações específicas limites dos materiais, aço e concreto. Contudo, para este trabalho, não será usado qualquer tipo de fator de ponderação, pois se trata de um dimensionamento para uma análise experimental de laboratório.

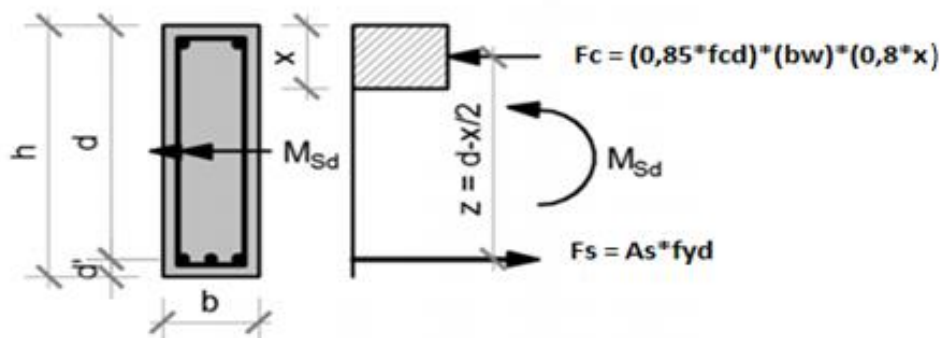
Valoriza-se muito o cálculo da quantidade de armadura longitudinal necessária e, para isso, é preciso entender os princípios do mecanismo de colapso (ruína): o comportamento da viga até a ruína é determinada pelos estádios, porém eles não serão listados e descritos neste trabalho.

Há vários tipos de domínios de deformação na seção transversal de um elemento de concreto armado, sendo que a ABNT NBR 6118: 2014 permite, para as vigas, apenas o domínio 2 e parte do domínio 3 para o seu dimensionamento. Segundo CARVALHO & FIGUEIREDO FILHO (2014) os domínios representam as diversas possibilidades de ruína da seção. Na metodologia, os domínios vão ser apresentados de uma forma mais prática.

O dimensionamento é baseado no equilíbrio das forças atuantes normais à seção transversal, assim como no equilíbrio dos momentos. Como não há forças externas, a força atuante no concreto deve ser igual à força atuante na armadura.

A Figura 8 na sequência apresenta o funcionamento do equilíbrio de forças em uma seção da viga

Figura 8 - Equilíbrio das forças



Fonte: CARVALHO & FIGUEIREDO FILHO, (2014)

3. METODOLOGIA TEÓRICA E PRÁTICA

3.1. METODOLOGIA TEÓRICA

3.1.1. Cálculo da Viga por Flexão

Para que o objetivo deste trabalho fosse alcançado, foi necessário dimensionar as 3 vigas executadas pelo Método de Cálculo da Armadura por Flexão, método convencional de dimensionamento de vigas de concreto armado. Como se trata de ensaios laboratoriais e necessitou-se de valores reais para as comparações entre os métodos, não foram usados coeficientes de minoração e de majoração nos cálculos teóricos. O comprimento “L” da viga foi determinado através do vão máximo que a prensa utilizada no ensaio de ruptura poderia trabalhar; e a largura escolhida foi a mínima por norma, 12 cm, o que representa uma grande vantagem no momento de ensaio das vigas, pois elas não vão ser tão pesadas, tornando sua mobilidade mais fácil.

O aço escolhido foi o CA50 e, como queríamos encontrar uma carga de ruptura, adotou-se uma armadura positiva para as vigas, 2,5 cm². A resistência característica à compressão adotada é de 25 MPa, porém essa informação será corrigida após o ensaio de compressão axial dos corpos de prova. Além disso, é importante salientar que todas as resistências à compressão do concreto que irão ser citadas neste trabalho são expressas após 28 dias da moldagem dos corpos de prova. O desvio padrão do concreto (sd) será adotado inicialmente como condição B, segundo a ABNT NBR 12655:2015, todavia, após a definição do traço do concreto das vigas, esse valor pode sofrer alteração. Todos estes dados e mais algumas informações serão listados na sequência.

A seguir, a demonstração dos cálculos teóricos, à flexão, das 3 vigas:

Dados:

- Resistência média à compressão do concreto “ f_{cm} ” = 34,075 MPa ($f_{ck} = 25$ MPa)
- $b_w = 12$ cm
- $h = 20$ cm
- $L = 135$ cm
- $l = 125$ cm
- $C_n = 2,5$ cm
- Armadura Positiva: 2 Ø 12.5 (adotado)
- Armadura Negativa: 2 Ø 6.3 (adotado)
- Estribo: 12 Ø 5.5 c/ 10 cm

Sendo:

- f_{cm} : a resistência média à compressão do concreto;
- b_w : largura da viga;
- h : altura da viga;
- L : comprimento da viga;
- l : vão dos apoios da prensa que realizou o ensaio de ruptura das vigas;

- Cn: cobrimento nominal da viga.

Inicialmente, foram calculadas a altura útil da viga (d) e a altura da linha neutra (x). Com a expressão da força no concreto, que depende da posição da linha neutra, pode-se obter o valor de x a partir do fato de que, por equilíbrio, as forças resultantes no aço (Fs) e no concreto (Fc) devem ter a mesma intensidade. Evitando valores que sofreram algum tipo de ponderação e utilizando apenas valores reais (fcm, fy,...), tem-se:

$$F_c = (0,85 * f_{cm}) * (b_w) * (0,8 * x)$$

$$F_s = A_s * f_y$$

como $F_c = F_s$, isolando x, resulta:

$$x = \frac{A_s * f_y}{0,68 * b_w * f_{cm}}$$

e

$$d = h - C_n - d_{\phi a}/2 - d_{\phi e}$$

Sendo:

- A_s : área de aço adotada (2,5 cm²);
- f_y : resistência de escoamento do aço não minorado;
- $d_{\phi a}$: diâmetro da armadura positiva da viga;
- $d_{\phi e}$: diâmetro da armadura de estribo da viga.

A resistência de escoamento do aço é de 50 kN/cm² (CA50) e a resistência média do concreto é de 34.075 kN/m²:

Então,

$$d = 20 - 2,5 - \frac{1,25}{2} - 0,55 = \mathbf{16,325 \text{ cm}}$$

e

$$x = \frac{2,5 * 50}{0,68 * 0,12 * 34075} = \mathbf{0,045 \text{ cm} = 4,5 \text{ cm}}$$

O item 14.6.4.3 da ABNT NBR 6118:2014 permite o uso de apenas parte do domínio 3, eliminando portanto parte do domínio 3 e os domínios 4 e 4a, como se depreende do texto da norma: a capacidade de rotação dos elementos estruturais é função da posição da linha neutra no Estado Limite Último. Quando menor for x/d, tanto maior será essa capacidade. Para proporcionar o adequado comportamento dúctil em vigas e lajes, a posição da linha neutra no ELU deve obedecer ao seguinte

limite.

$$x/d \leq 0,45 \text{ para concretos com } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa}$$

Dessa forma, é necessário verificar a posição da linha neutra (domínio) em que as vigas trabalham. Elas podem estar no domínio 2 ou parte do domínio 3, como foi mencionado. Os limites são verificados a seguir:

$$x_{23} = 0,259 * d = 0,259 * 16,325 = 4,23 \text{ cm}$$

e

$$x_{0,45} = 0,45 * d = 0,45 * 16,325 = 7,34 \text{ cm}$$

Sendo,

- x_{23} : limite dos domínios 2 e 3;
- $x_{0,45}$: limite do domínio 3 permitido por norma.

Como $x_{23} < x < x_{0,45}$, então as vigas estão no domínio 3 e os cálculos podem seguir. Por conseguinte, é calculado o momento fletor solicitante de cálculo (M_d).

$$z = d - 0,4 * x$$

e

$$M_d = F_s * z$$

Sendo:

- M_d : momento fletor solicitante de cálculo;
- x : profundidade da linha neutra;
- F_s : força resultante do aço ($A_s * f_y$);
- d : altura útil;
- z : braço de alavanca;
- b_w : largura da viga;

Então,

$$z = 0,16325 - 0,4 * 0,045 = \mathbf{0,14525 \text{ m} = 14,525 \text{ cm}}$$

$$M_d = 2,5 * 50 * 0,14525 = \mathbf{18,15 \text{ kN.m}}$$

A partir de agora, como este momento calculado foi encontrado sem nenhum tipo de fator de ponderação, ele vai ser chamado de máximo momento atuante nas vigas.

$$M_d = M_{\text{máx.}} = \mathbf{18,15 \text{ kN.m}}$$

O objetivo de se utilizar a resistência média do concreto e a resistência de escoamento não minorada do aço é descobrir qual o valor da carga de ruptura “P” exata do ensaio. Para este cálculo, desprezando o peso próprio de cada viga, que é

de 81kg (considerando o peso específico do concreto armado de 25 kN/m³), a carga de ruptura “P” é calculada da seguinte forma:

$$P = M_{\text{máx.}} * 4/l$$

Sendo:

- P: carga de ruptura das vigas;
- M_{máx.}: momento máximo atuante nas vigas;
- l: vão da viga.

Como os apoios das vigas apresentam 5 cm de distância de cada extremidade, o vão das vigas é de 125 cm, pois o comprimento das vigas é de 135 cm.

Então, para uma resistência média à compressão do concreto de 34,075 MPa, tem-se:

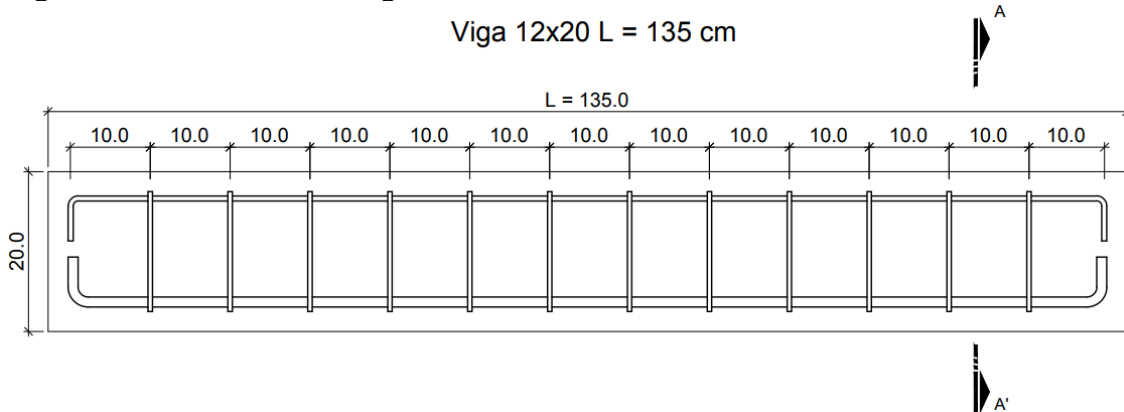
$$P = 18,15 * \frac{4}{1,25} = \mathbf{58,08 \text{ kN} = 5,80 \text{ tf}}$$

Visto que este trabalho não tem o objetivo de detalhar o método de cálculo por Flexão, mas sim comparar seus resultados práticos, retirados da análise experimental das 3 vigas ensaiada, com o Método teórico de Bielas e Tirantes, não serão descritas algumas verificações do detalhamento da armaduras das vigas. O que devemos saber é que a armadura longitudinal adotada respeita seus limites de armadura mínima e máxima, assim como os espaçamentos horizontais das barras.

Como já foi dito, o cobrimento adotado (Cn) foi de 2,5 cm, o que caracteriza uma “classe de agressividade ambiental I”, com risco de deterioração insignificante, conforme a ABNT NBR 6118:2014. Foi assim determinado, pois se trata de um estudo acadêmico e as vigas serão ensaiadas após 28 dias da concretagem, portanto a durabilidade das vigas é um dado insignificante para este trabalho.

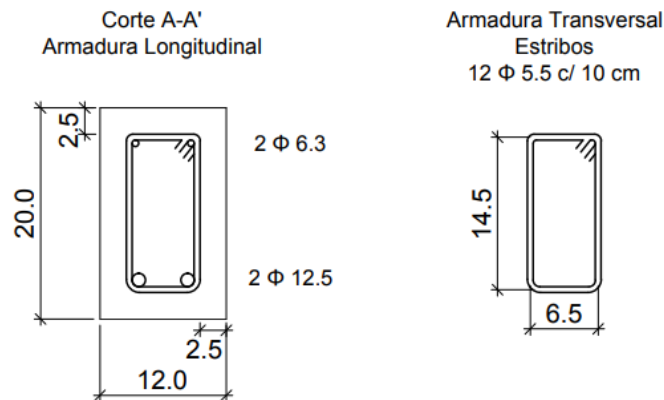
Com relação aos estribos, foram adotados 12 barras de 5.5 a cada 10 cm, mais do que suficiente para passar nas verificações do cortante e nos limites de espaçamento. Em tempo, a armadura negativa com duas barras de 6.3, adotadas no início da demonstração dos cálculos, será mantida, o que é totalmente aceitável. Dessa forma, as vigas foram dimensionadas com as mesmas armaduras iniciais adotadas, não sendo necessária recalculer a altura útil (d) e conseqüentemente o momento máximo atuante. O detalhamento da armadura pode ser visto nas Figuras 9 e 10:

Figura 9 - Vista lateral das vigas



Fonte: autor

Figura 10 - Seção transversal das vigas



Fonte: autor

3.1.2. Cálculo da Viga pelo Método de Bielas e Tirantes

Para o dimensionamento das vigas pelo Método de Bielas e Tirantes, é preciso seguir uma sistemática de passos, resumindo-se da seguinte forma:

- Determinação das forças atuantes no contorno da estrutura, tais como ações aplicadas e reações de apoio por meio de uma análise elástica;
- Elaboração do modelo de bielas e tirantes seguindo a trajetória das forças e sua subdivisão em regiões B e D;
- Substituição das cargas distribuídas por forças concentradas nos nós e os momentos por binários;
- Cálculo da treliça obtendo-se as forças normais de compressão nas bielas e de tração nos tirantes;
- Verificação das tensões de compressão nas bielas e nos nós críticos e cálculo das áreas de aço necessárias nos tirantes e definição de suas ancoragens;
- Detalhamento das armaduras de forma compatível com o posicionamento dos tirantes do modelo idealizado.

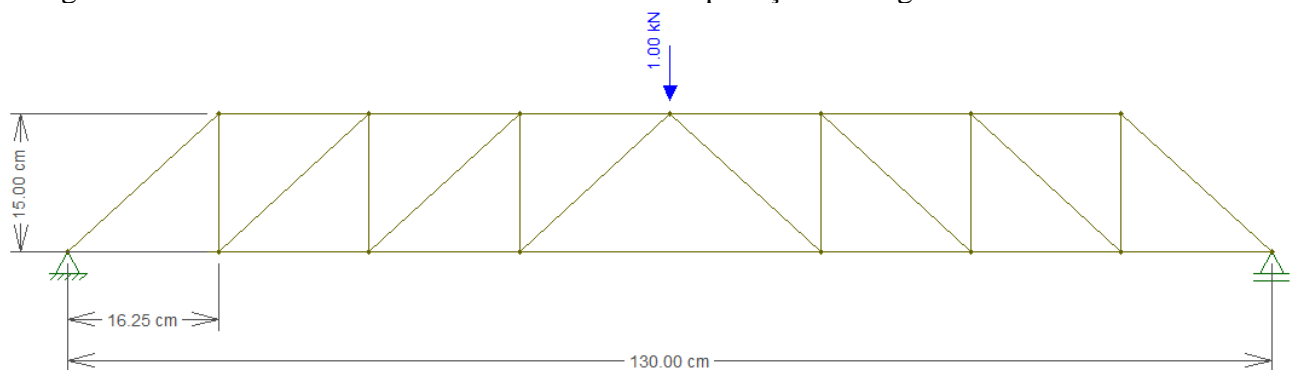
As únicas forças atuantes nas vigas vão ser a carga concentrada “P”, imposta pela prensa, e as forças de reação “P/2” dos apoios, pois se trata de vigas bi-apoiadas. Essas regiões, onde há cargas concentradas, caracterizam-se por serem regiões D, de descontinuidade, ou seja, zonas em que o “caminho das tensões” apresenta comportamento não linear. Logo, o Método de Bielas e Tirantes é uma metodologia excelente para o seu dimensionamento, como foi visto no Capítulo anterior. A Figura 5 diferencia perfeitamente as regiões B e D e preconiza o segundo passo para a utilização deste método, desenhar o modelo de bielas e tirantes, que vai depender da geometria da viga e da carga concentrada aplicada no meio do vão da viga.

3.1.2.1. Geometria

Por sorte, uma viga não apresenta uma complexidade geométrica, então o modelo de bielas e tirantes é praticamente igual para todas as vigas que não apresentarem aberturas ou mudanças bruscas de seção. Dessa forma, seguindo as ideias de SCHLAICH et al (1987) e SILVA & GIONGO (2000), o modelo escolhido é o apresentado na Figura 11 na sequência, desenvolvido pelo *software* Ftool.

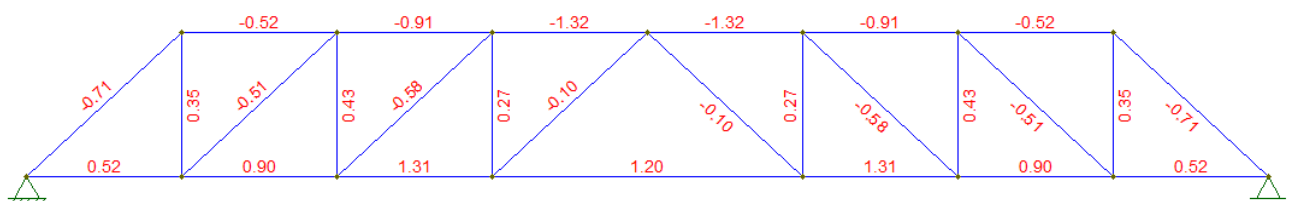
Como vamos desprezar o peso próprio das vigas (carga distribuída) e não existem aplicações de momentos ao longo das vigas, seguimos para o próximo passo, o cálculo da treliça obtendo-se as forças normais unitárias de compressão nas bielas e de tração nos tirantes, que são obtidas através do Ftool. Aplicando-se uma carga unitária de 1 kN no meio do vão das vigas, ou seja, no nó central, encontramos as forças normais unitárias nas bielas e nos tirantes, conforme o modelo escolhido. A Figura 12 apresenta as forças normais unitárias.

Figura 11 - Modelo de bielas e tirantes escolhido e aplicação de carga unitária



Fonte: autor

Figura 12 - Tensões normais unitárias nas bielas e tirantes



Fonte: autor

As forças normais unitárias negativas representam os campos de compressão, características das bielas, e as forças normais unitárias positivas representam os campos de tração, constituindo os tirantes. Cada força está sendo representada em

quilo-newton (kN) e dependem essencialmente da carga unitária “P” e da geometria da viga. Portanto, exemplificando e mantendo este modelo, se a carga “P” for de 50 kN, as forças unitárias vão ser, obrigatoriamente, multiplicadas por 50 também.

Com essas forças normais unitárias, as tensões máximas permitidas na treliça e as áreas das bielas e tirantes, é possível descobrir as cargas de ruptura do concreto e do aço. Para isso, é preciso fazer as verificações das máximas tensões na treliça, que serão explicadas na sequência.

A Figura 12 ainda nos mostra as principais dimensões da treliça. Sua altura “z” de 15 cm e seu comprimento de 130 cm foram calculados através da diferença entre a altura real da viga (20 cm) e 2 vezes o cobrimento (5 cm), e entre o comprimento real da viga (135 cm) e 2 vezes o cobrimento (5 cm), respectivamente. O comprimento horizontal de cada tirante e biela (16,25 cm) é função da limitação de ângulo (Θ) que as bielas inclinadas devem possuir. Esse ângulo deve estar no intervalo de ($30^\circ \leq \Theta \leq 45^\circ$), segundo SCHLAICH et al (1987), que o sugerem, pois ele respeita as premissas das Treliças Clássicas de Morsch, cujos estudos indicavam que as fissuras por cisalhamento possuiriam inclinações compatíveis a 45° . Por conseguinte, por representarem os campos de compressão, as bielas inclinadas seguem o caminho das forças de compressão neste intervalo pré-determinado. Alguns autores usam intervalos mais amplos, que chegam de 30 a 53 graus, porém será seguido SCHLAICH et al (1987).

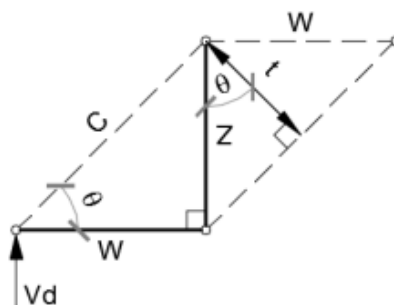
De modo que o intervalo de SCHLAICH et al (1987) fosse respeitado e sabendo o comprimento da treliça (130 cm), o modelo de bielas e tirantes definido anteriormente foi dividido em 7 partes (7 tirantes), 6 partes iguais, “w”, e mais uma parte maior (tirante do meio), que deve ter necessariamente o dobro do comprimento de uma das partes iguais (2 vezes o “w”). Dessa forma, respeitando a geometria do modelo de bielas e tirantes, ajustou-se o valor de “w”, de 16,25 cm, para ser um valor racional (Q), oferecendo uma maior precisão nos cálculos.

Tendo os valores de “w” e da altura “z” da treliça, pode-se achar o valor do ângulo da biela inclinada (Θ), por trigonometria, da seguinte forma:

$$\Theta = \text{Cotg}(15/16,25) = 42,71^\circ$$

A Figura 13 detalha as medidas necessárias para o cálculo do ângulo da biela inclinada:

Figura 13 - Detalhe geométrico para o cálculo de ângulo da biela inclinada



Fonte: SCHLAICH et al (1987)

O valor da altura “z” da treliça poderia ser encontrado também em função da profundidade do concreto comprimido (x), através das seguintes equações:

$$x = d - \sqrt{(d^2 - (2 * M_{\text{máx.}})/(bw * f_{cm}))}$$

$$z = d - x/2$$

Sendo:

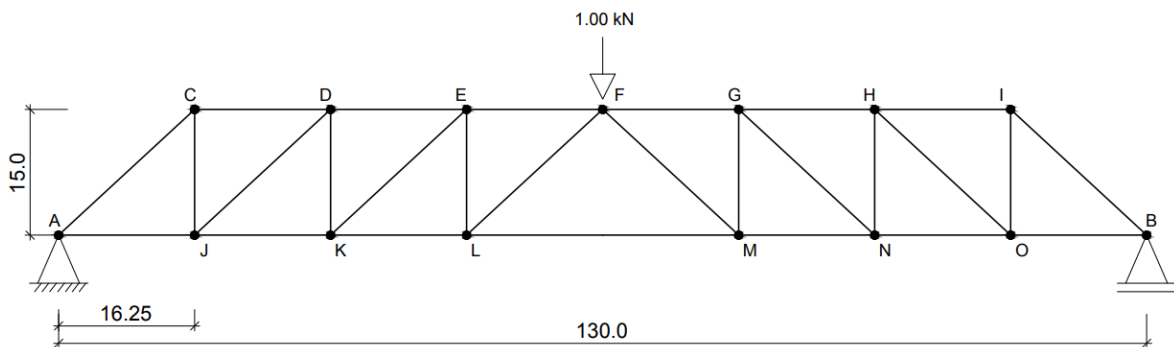
- d: altura útil da viga;
- $M_{\text{máx.}}$: momento máximo atuante nas vigas;
- bw: largura das vigas;
- f_{cm} : resistência média à compressão do concreto.

Com todas essas informações, encontram-se o valor da profundidade da linha neutra “x” e, por conseguinte, o valor da altura da treliça “z”. Ajustando o valor de “w” para um valor racional (Q) e que respeite o intervalo de SCHLAICH et al (1987), utiliza-se a cotangente do quociente da altura “z” com o valor de “w” para descobrir o ângulo das bielas inclinadas, assim como foi realizado na primeira opção de cálculo.

Para este método, a altura “z” da treliça obtém um valor muito próximo de 15 cm, porém, irracional (I), o que torna os cálculos não tão precisos. Dessa forma, foi adotado o primeiro método de cálculo, onde se encontrou um valor da altura “z” da treliça de 15 cm e um valor de “w” de 16,25, satisfazendo os limites de teta (Θ).

Após a obtenção dos valores geométricos e das forças unitárias da treliça, o próximo passo é a verificação das tensões nos nós, nas bielas e nos tirantes. Para isso, será necessário dar nomes a todos eles, como indica a Figura 14:

Figura 14 - Nomenclatura utilizada aos elementos da treliça



Fonte: autor

3.1.2.2. Bielas e Nós

Para as verificações passarem, é necessário que as tensões de compressão de cada região nodal e de cada biela não ultrapassem o valor das máximas tensões. Portanto, após nomear cada elemento, deve-se classifica-los para serem comparados com suas respectivas máximas tensões. As Tabelas 1 e 2 indicam os nomes e a classificação dos elementos.

Tabela 1 - Nomenclatura e tipo de nó

Classificação dos Nós	
Nó	Tpo

A	CCT
B	CCT
C	CCT
D	CCT
E	CCT
F	CCC
G	CCT
H	CCT
I	CCT
J	CTT
K	CTT
L	CTT
M	CTT
N	CTT
O	CTT

Fonte: autor

Tabela 2 - Nomenclatura e tipo de biela, conforme Figura 7

Classificação das Bielas	
Biela	Tipo
A - C	(b)
C - D	(b)
D - E	(b)
E - F	(c)
F - G	(c)
G - H	(b)
H - I	(b)
I - B	(b)
J - D	(b)
K - E	(b)
L - F	(b)
M - F	(b)
N - G	(b)
O - H	(b)

Fonte: autor

A área de bielas e regiões nodais precisa ser calculada para se encontrar os valores das tensões. De modo geral, considera-se que as bielas e os nós apresentam a mesma área, com algumas poucas exceções. Então, para a maioria das bielas e dos nós, tem-se:

$$Asb = bw * c2$$

$$c2 = (c + u * \cotg(\Theta)) * \text{sen}(\Theta)$$

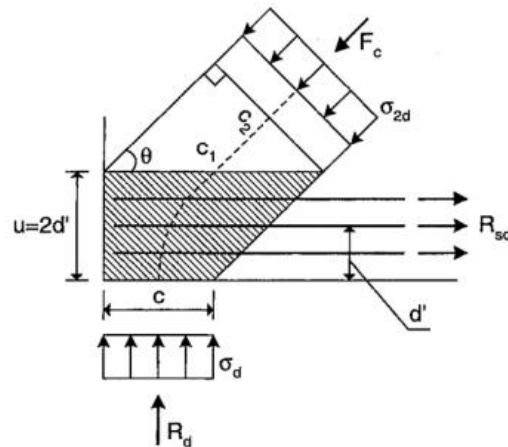
$$U = 2 * (cn + \frac{\phi l}{2})$$

Sendo:

- Asb: área das bielas e nós da treliça;
- c2: largura da biela;
- c: largura real dos apoios das vigas no ensaio de ruptura das vigas (0,5 cm);
- U: altura do nó de apoio;
- Θ : ângulo da biela inclinada;
- cn: cobrimento da viga;
- ϕl : bitola da armadura longitudinal positiva.

A Figura 15 detalha as medidas necessárias para o cálculo da área dos nós e bielas:

Figura 15 - Tensões de compressão em apoios de extremidade



Fonte: ARAÚJO (2014)

Então, cuidando as unidades,

$$U = 2 * \left(2,5 + \frac{1,25}{2} \right) = \mathbf{6,25 \text{ cm}}$$

$$c2 = (0,5 + 6,25 * \cotg(42,71^\circ)) * \text{sen}(42,71^\circ) = \mathbf{4,96 \text{ cm}}$$

$$\text{Asb} = 12 * 4,96 = \mathbf{59,18 \text{ cm}^2}$$

As bielas (E – F) e (F – G) (Figura 14) obrigam o engenheiro calculista a usar uma equação diferente para a obtenção de sua área, pois são bielas prismáticas que estão ligadas por um nó que recebe a aplicação de carga concentrada, o nó F. São as bielas mais comprimidas da treliça, conforme indica a força normal unitária referenciada na Figura 12. Conforme recomenda GIONGO (2000):

$$\text{Asbc} = x * bw$$

Sendo,

- As_{bc} : a área das bielas (E - F) e (F - G);
- x : profundidade da linha neutra (adotou-se 3,50 cm);
- b_w : largura da viga.

Então,

$$As_{bc} = 3,5 * 12 = \mathbf{41,92 \text{ cm}^2}$$

As bielas inclinadas (L - F) e (M - F) também precisam de cuidados especiais na hora de calcular suas áreas:

$$As' = c2' * b$$

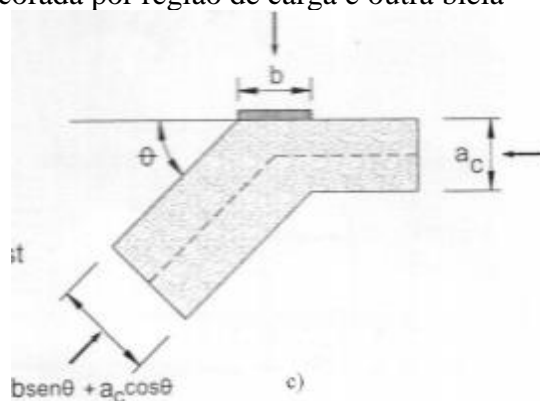
$$c2' = b * \text{sen}(\Theta) + a_c * \text{cos}(\Theta)$$

Sendo,

- As' : a área das bielas (L - F) e (M - F);
- $c2'$: largura das bielas inclinadas (L - F) e (M - F);
- b : largura do apoio de aplicação de carga concentrada do ensaio de ruptura das vigas;
- a_c : altura do concreto comprimido;
- Θ : ângulo da biela inclinada.

A Figura 16 detalha as medidas necessárias para o cálculo das bielas (L - F) e (M - F):

Figura 16 - Biela ancorada por região de carga e outra biela



Fonte: GIONGO (2000)

O comprimento da aplicação de carga “b” é de 5 cm, medida retirada no momento do ensaio de ruptura das vigas. A altura do concreto comprimido é 3,50 (valor da profundidade da linha neutra “x”, adotado).

Então,

$$c2' = 5 * \text{sen}(42,71^\circ) + 3,50 * \text{cos}(42,71^\circ) = \mathbf{5,958 \text{ cm}}$$

$$As' = 5,958 * 12 = 71,50 \text{ cm}^2$$

Conforme SILVA & GIONGO (2000) , a área do nó “F”, o nó central que recebe a aplicação da carga concentrada, também deve ser calculada de forma separada. Ela é o produto da largura da viga, 12 cm, com a largura do apoio de aplicação da carga concentrada, 5 cm, resultando em 60 cm², valor praticamente igual a 59, 18 cm² dos demais nós. Para este modelo de bielas e tirantes, ocorreu essa coincidência, porém sempre é necessário calcular a área dos nós que recebem cargas concentradas. Para os nós dos apoios, devido à largura do objeto de apoio das vigas, utilizado no ensaio, ser praticamente zero, considerou-se uma área de 59,18cm² também. Entretanto, sua área também segue a lógica do nó “F”: produto da largura da viga com a largura do apoio.

3.1.2.3. Tirantes

A nomenclatura dos tirantes também se faz necessária e depende essencialmente do tipo de esforço que o tirante vai suportar. A Tabela 3 classifica todos os tirantes:

Tabela 3 - Nomenclatura e tipo de esforço atuante no tirante

Classificação dos Tirantes	
Tirante	Tipo
A - J	Flexão
J - K	Flexão
K - L	Flexão
L - M	Flexão
M - N	Flexão
N - O	Flexão
O - B	Flexão
J - C	Cisalhamento
K - D	Cisalhamento
L - E	Cisalhamento
M - G	Cisalhamento
N - H	Cisalhamento
O - I	Cisalhamento

Fonte: autor

Diferentemente das bielas e regiões nodais, os tirantes ostentam uma complexidade de cálculo mais simples. Como se deseja achar um valor de carga de ruptura “P”, é necessário adotar um valor de área. Para o Método à Flexão, a armadura longitudinal das vigas foi confeccionada com 2,5 cm² de área (2Ø12.5), portanto, esta deve ser a área dos tirantes, pois está se admitindo que as vigas do Método de Bielas e Tirantes tenham as mesmas dimensões e o mesmo domínio de deformação das vigas do Método à Flexão. Para a armadura transversal, foram adotadas barras de 5.5 a cada 10 cm, conforme visto anteriormente, logo, a área dos tirantes verticais será duas vezes a área de uma barra de 5.5 milímetros (0,240 cm²), pois um estribo representa duas barras verticais. Portanto:

$$A_{stl} = 2,5 \text{ cm}^2 \text{ (Área armadura tirante longitudinal da treliça)}$$

$$A_{stt} = 2 * 0,240 \cong 0,475 \text{ cm}^2 \text{ (Área armadura tirante transversal da treliça)}$$

Apesar da área de armadura transversal dos tirantes apresentar esse valor, ele não indica a realidade, pois sabe-se que o espaçamento dos estribos é diferente do espaçamento dos tirantes verticais. Enquanto os estribos possuem 10 cm de espaçamento, os tirantes verticais ($w = 16,25 \text{ cm}$), então deveria se considerar uma área maior de tirantes, correlacionando os dois espaçamentos distintos para se encontrar um coeficiente que nos daria com mais precisão a área real dos tirantes transversais. Todavia, será usada $0,475 \text{ cm}^2$.

As verificações de todos os elementos da treliça (nós, bielas e tirantes) serão realizadas após descobrirmos o valor real da resistência média à compressão do concreto, ou seja, após o ensaio de compressão axial. A carga de ruptura do concreto, por bielas e tirantes, também será calculada após a apresentação dos ensaios. Isso será realizado ainda neste Capítulo, na metodologia.

3.2. METODOLOGIA PRÁTICA

3.2.1. Traço

O traço do concreto utilizado para a confecção das vigas foi o traço convencional, recomendado pela Votoran e ele foi executado na obra do Estágio Supervisionado. Visto que este trabalho não tem o objetivo de apresentar um estudo aprofundado de traço de concreto, achou-se coerente aplicar o traço convencional como base de dosagem das vigas dimensionadas. Além disso, este traço é empregado diariamente na obra em que as vigas foram confeccionadas, então é uma forma de verificar se o concreto utilizado da construtora está de acordo com os padrões aceitáveis por norma, além de controlar se o serviço dos funcionários está de acordo com o padrão de qualidade da empresa.

O traço convencional é composto de um saco de cimento de 50 kg, 4 latas de areia, 5,5 latas de brita e 1,25 latas de água, sendo a lata de 18 litros. Portanto, na prática, a dosagem foi medida em volume combinada com massa. A ABNT NBR 12655:2015 é a norma que orienta para o preparo, controle, recebimento e aceitação do concreto Portland, e seu item 5.6.3.1 dita que o cálculo da resistência de dosagem do concreto depende, entre outras variáveis, das condições de preparo do concreto. Como o concreto utilizado para a moldagem das vigas foi preparado com medidas de volume e massa, a Condição B dessa norma, para a determinação do desvio-padrão, é a condição que se enquadra para este caso:

- ”Condição B (pode ser aplicada às classes C10 a C20): o cimento é medido em massa, a água de amassamento é medida em volume mediante dispositivo dosador e os agregados medidos em massa combinada com volume, de acordo com o exposto em 5.4”.

O desvio padrão é um importante instrumento de controle da produção do concreto. O menor desvio padrão será aquele cujo processo de produção seja o mais regular possível. Como consequência, a possibilidade de se conseguir um produto com boa regularidade é maior, ou seja, controle e desvio baixo são fatores que determinam o domínio do processo e, portanto, sugerem bons produtos e serviços.

Logo, como o controle de dosagem deste traço não apresentou um grande domínio nas medições de cada componente (utilização de latas de 18 litros), a Condição B da ABNT NBR 12655:2015 se mostra a ideal. A Tabela 4 a seguir representa a classificação do desvio-padrão, conforme a condição que é empregada.

Tabela 4 - Desvio-padrão a ser adotado em função da condição de preparo do concreto

Condição de preparo do concreto	Desvio-padrão MPa
A	4,0
B	5,5
C	7,0

Fonte: ABNT NBR 12655:2015

Apesar do desvio-padrão se apresentar como uma ótima ferramenta de controle tecnológico, ela não vai ter um papel de destaque neste trabalho, já que é desconsiderado todo e qualquer coeficiente de majoração ou minoração nos cálculos teóricos, para que os resultados teóricos possam ser comparados com os resultados práticos dos ensaios de maneira correta. Então, a resistência característica do concreto vai ser utilizada apenas como meio de comparação entre o Método de Bielas e Tirantes e o Método à Flexão.

Sobre a consistência do concreto convencional, a maioria das bibliografias indica um *Slump* entre 40 a 70 milímetros ou classe de consistência S50. A ABNT NBR 5738:2015 indica que a escolha do método de adensamento deve ser feita em função do abatimento, conforme a Tabela 5 a seguir:

Tabela 5 - Classe de consistência

Classe	Abatimento mm	Método de adensamento
S10	$10 \leq A < 50$	Mecânico
S50	$50 \leq A < 100$	Mecânico ou manual
S100	$100 \leq A < 160$	
S160	$160 \leq A < 220$	Manual
S220	$A \geq 220$	

Fonte: ABNT NBR 5738:2015

O método de adensamento é manual e a classe é S50, então o concreto deve ter um abatimento entre 50 e 100 milímetros. A betoneira utilizada para a mistura tinha 400 litros, era antiga, porém em ótimo estado de conservação, mais do que suficiente para a quantidade de concreto que foi exigido para as 3 vigas, pois, sabendo que as vigas possuem largura de 12 cm, altura de 20 cm e comprimento de 135 cm, o volume total de concreto que se necessita é de 0,0972 m³ ou, arredondando-se esse valor, 10% de um metro cúbico de concreto. Logo, uma betonada foi o suficiente para a concretagem das 3 vigas.

Antes da execução do concreto, deve-se ainda verificar a umidade dos agregados. O agregado graúdo utilizado foi a brita 1, estocada ao ar livre, porém apresentava baixíssima umidade relativa, pois o tempo era seco e fazia alguns dias que não chovia, então se desconsiderou a existência de umidade. O agregado miúdo foi a areia média, estocada ao ar livre também. Esta, entretanto, apresentava uma

umidade maior que a brita, pois a capacidade de retenção de água da areia é maior. Fez-se necessário então achar o teor de umidade da areia, para seguir o traço definido inicialmente da maneira mais precisa possível.

Foram retiradas duas amostras de 18 litros do monte de areia, de locais diferentes. Cada amostra foi pesada no laboratório de materiais de construção civil da Universidade Federal de Santa Maria e comparada com a massa real de areia seca para um volume de 18 litros, adotando-se um peso específico para a areia média. Estes cálculos não vão ser apresentados pois não representam os objetivos de estudo. O inchamento da areia foi desconsiderado nos cálculos de teor de umidade.

Conclui-se que existia uma pequena porcentagem de umidade na areia e foi necessária a introdução de um pouco mais de areia e a retirada de pouquíssima quantidade de água no traço original, pois a execução do concreto seria realizada com a areia úmida mesmo. Nenhum aditivo foi introduzido no traço e a relação água/cimento (a/c) ficou em torno de 45%, valor coerente para o concreto convencional.

Traço: 1 : 2,6 : 2,57 : 0,45

De qualquer forma, a precisão de dosagem dos agregados e da água foi baixa, pois foi feita com baldes e latas de 18 litros. Todavia, ela foi escolhida para este trabalho justamente para verificar a qualidade de serviço dos funcionários da construtora que ajudaram na concretagem e, assim, corrigir os possíveis erros na produção de concreto na empresa (além da estocagem dos materiais, lógico).

Após a limpeza da betoneira, enfim o concreto começou a ser executado. Como orienta a “boa técnica”, inicialmente foi colocada a água (entorno de 20 litros), e depois todo o agregado graúdo – brita 1 - para que a água conseguisse entrar em contato com 100% da superfície de todos os agregados graúdos. Posteriormente, adicionou-se o saco de cimento de 50 kg, pois como já havia água e pedra, haveria uma boa distribuição de água para cada partícula do cimento. Por último, todo o agregado miúdo (areia média), pois ele faz um tamponamento nos materiais já colocados, não deixando sair o graúdo em primeiro lugar. Após alguns minutos de betonadas, adicionou-se o restante da água que faltava, um pouco menos de 2,5 litros, levando em consideração que a betoneira já estava um pouco úmida. Dessa forma, o concreto foi executado respeitando o traço adotado e as correções exigidas por conta da areia úmida utilizada.

Esse concreto foi realizado no dia 30 de abril de 2019 e as descrições do ensaio de abatimento e da moldagem dos corpos de prova e vigas serão descritas nos próximos itens. A Figura 17 traz a foto da betoneira utilizada para a execução do concreto em obra.

Figura 17 - Betoneira 400 litros trabalhando



Fonte: autor

A armação das vigas e as caixas que serviram como moldes para a concretagem foram executadas na obra com o auxílio de um funcionário experiente da construtora. Os espaçadores utilizados tinham 2,5 cm, conforme foi adotado nos cálculos teóricos, e foram posicionados nas laterais e nos fundos das armaduras, garantindo a estabilidade dos cobrimentos nas 3 vigas.

As Figuras 18 a 21 apresentam os detalhes na confecção das caixarias e das armaduras:

Figura 18 - Detalhe - fixação da caixa



Fonte: autor

Figura 19 - detalhe - armação dos estribos



Fonte: autor

Figura 20 - detalhe - 3 armações prontas



Fonte: autor

Figura 21 - Detalhe - cobrimentos respeitados



Fonte: autor

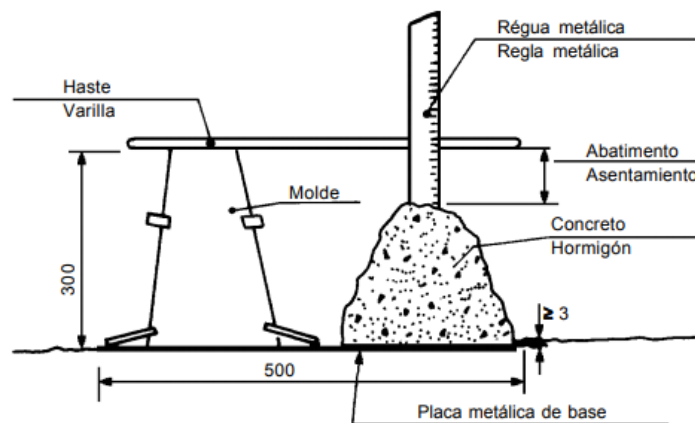
3.2.2. Ensaio de Abatimento (*Slump Test*) - ABNT NBR NM 67:1998

O ensaio de abatimento (ou teste de *Slump*) foi o primeiro ensaio experimental executado para este trabalho. A ABNT NBR NM 67:1998 é a norma que rege e concede as informações necessárias para a execução de tal ensaio e, como seu próprio título diz, o teste de *Slump* é a “determinação da consistência pelo abatimento do tronco de cone”. Ele é responsável por verificar a trabalhabilidade do concreto em seu estado plástico, buscando medir sua consistência e avaliar se está adequado para o uso a que se destina, não existindo nenhuma relação direta entre a resistência do concreto e seu abatimento.

Este ensaio se fez necessário pelo fato de que a resistência à compressão do concreto é uma informação primordial para os cálculos teóricos de dimensionamento de nossas vigas, tanto para o Método de Bielas e Tirantes, quanto para o método de cálculo à Flexão. Logo, o ensaio de abatimento é uma ferramenta vital para se obter um controle tecnológico dos corpos de prova moldados *in loco* e, conseqüentemente, um ensaio de compressão axial mais correto, o qual nos dará a resistência à compressão média do concreto.

O concreto é despejado no tronco de cone, de 300 mm de altura, em 3 camadas com uma colher de pedreiro. Cada camada de concreto deve ocupar 1/3 do volume do cone, ou seja, 100 mm, e elas devem receber 25 golpes para o seu adensamento com o auxílio de uma haste metálica. Após a retirada do cone metálico, é medido o abatimento. A Figura 22 demonstra com detalhes o funcionamento do teste de *Slump*:

Figura 22 - Medida do abatimento



Fonte: adaptado ABNT NBR NM 67:1998

Inicialmente, são umedecidos o tronco de cone e a placa metálica de base, conforme exigido pela ABNT NBR NM 67:1998. Com uma concha de seção U e um balde limpo, é retirada uma amostra de concreto da betoneira, de acordo com a ABNT NBR NM 33:1998. Depois de se certificar que a placa de base está em uma superfície rígida, plana, horizontal e livre de vibrações, o operador deve se posicionar com os pés sobre as aletas do tronco de cone, de forma a mantê-lo estável. Um funil metálico, posicionado sobre o cone, auxilia na moldagem para não haver desperdício de concreto.

Após a moldagem, levantou-se cuidadosamente o tronco de cone na direção vertical, de modo que o cone de concreto ficasse perfeitamente reto, na vertical. Imediatamente após a retirada do molde, foi medido o abatimento do concreto,

determinando a diferença entre a altura do molde e a altura do eixo do cone de concreto. A Figura 23, do dia do ensaio, torna a explicação anterior mais clara:

Figura 23 - Medição do Ensaio de Abatimento



Fonte: autor

O *Slump* deu 6,5 cm, valor que caracteriza o traço de concreto convencional adotado, de Classe S50 e adensamento manual, conforme a Tabela 6 deste trabalho. Ademais, respeita o intervalo esperado por norma: $50 \text{ mm} < 65 \text{ mm} < 100 \text{ mm}$.

Verificado e aprovado o abatimento, a concretagem das vigas e dos moldes dos corpos de prova pôde ser realizada. A amostra de concreto utilizada para esse ensaio foi descartada em um local adequado, não sendo reutilizada para a concretagem. A Figura 24 mostra o aparelhamento do ensaio:

Figura 24 - Aparelhamento do ensaio em superfície plana, horizontal e livre de vibrações



Fonte: autor

3.2.3. Moldagem das Vigas e Corpos de Prova

Logo após o Teste de *Slump*, foram concretadas as vigas e os moldes dos corpos de prova. Foi utilizado um desmoldante nas caixarias e nos moldes que não

reagisse com o cimento, como indica a ABNT NBR 12655:2015. Ele foi aplicado com um pincel. Além disso, as formas das vigas foram encharcadas de água para evitar a retração plástica do concreto fresco, que ocorre quando se tem uma rápida perda da água, impedindo assim que a madeira absorva durante a concretagem.

Certificado que a caixaria e os moldes dos corpos de prova apresentavam as mesmas proteções contra as ações climáticas e que os cobrimentos estavam de acordo com o estipulado nos cálculos teóricos, iniciou-se a concretagem. À medida que o concreto era despejado nas caixas das vigas, passava-se o vibrador entre as barras de ferro para que o concreto ocupasse todos os cantos da caixa e, também, para minimizar a quantidade de bolhas de ar presentes no interior do concreto fresco. O lançamento do concreto para as caixas era realizado com uma pá e o rasamento superficial foi executado com uma desempenadeira.

Era fundamental que as vigas e os CPs ficassem no mesmo local no período de cura - 28 dias - até os rompimentos. Eles permaneceram em um local plano, horizontal e livre de vibrações, evitando-se o contato direto de raios ultravioletas do sol para minimizar os efeitos da retração do concreto (trincas), onde a água evapora com mais facilidade. Embora sejam vigas pequenas, todo o cuidado na cura inicial foi essencial para que os resultados esperados fossem confirmados.

A execução dos corpos de prova é regida pela ABNT NBR 5738:2015, que, em seu título, explica o seu objetivo: procedimento para moldagem e cura de corpos de prova. Portanto, essa norma serve como base de conhecimento para se adquirir corpos de prova de qualidade e encontrar um valor de resistência à compressão média do concreto similar à realidade.

Quanto mais corpos de prova utilizados no ensaio de compressão axial, mais próximo da realidade a resistência à compressão média do concreto vai chegar. Visto que o controle de qualidade da confecção dos moldes seria rigoroso, foram confeccionados apenas 4 corpos de prova.

A ABNT NBR 5738:2015 indica o número de golpes e camadas necessários para cada tipo de molde. Como se trata de moldes cilíndricos, com diâmetro de 100 mm e altura de 200 mm, foram empregados 12 golpes para cada camada, sendo duas camadas. A Tabela 6 mostra o número de golpes para este caso.

Tabela 6 - Número de camadas e golpes para os CPs

Tipo de corpo de prova	Dimensão básica (d) mm	Número de camadas em função do tipo de adensamento		Número de golpes para adensamento manual
		Mecânico	Manual	
Cilíndrico	100	1	2	12
	150	2	3	25
	200	2	4	50
	250	3	5	75
	300	3	6	100
	450	5	–	–
Prismático	100	1	1	75
	150	1	2	75
	250	2	3	200
	450 ^b	3	–	–

^b Para concretos com abatimento superior a 160 mm, a quantidade de camadas deve ser reduzida à metade da estabelecida nesta Tabela. Caso o número de camadas resulte fracionário, arredondar para o inteiro superior mais próximo.

^c No caso de dimensão básica de 450 mm, somente é permitido adensamento mecânico.

Além dos golpes, que foram feitos com a haste metálica (a mesma do ensaio de abatimento), é necessário dar pequenas batidas nas laterais dos moldes para diminuir a quantidade de bolhas de ar no interior do concreto fresco. Esse procedimento é recomendado por norma e evita dispersões nos resultados também. O item 7.5 recomenda que, após o adensamento da última camada, deve ser feito o rasamento da superfície com a borda do molde, que foi realizado com uma colher de pedreiro.

Os itens 8.3.2 e 8.3.3 explicam: os corpos de prova devem receber as mesmas proteções contra as ações climáticas e a mesma cura em toda sua superfície que a estrutura de concreto que representam (em nosso caso, as vigas). Após o período de cura especificado para as estruturas, os corpos de prova devem permanecer no mesmo local e expostos às mesmas condições climáticas que as estruturas, até que sejam enviados ao laboratório para serem ensaiados.

As vigas e os corpos de prova foram constantemente encharcados para que os produtos de hidratação do cimento preenchessem os espaços ocupados pela água na pasta e, conseqüentemente, ocorresse ganho de resistência. Esse processo de molhagem durou até 20 dias após a concretagem.

Mantendo-os sempre no mesmo local, os corpos de prova foram desmoldados 2 dias depois da concretagem, período mais do que suficiente para a cura inicial estar pronta. As vigas foram desmoldadas em seguida, 6 dias depois, tempo que respeita as recomendações normativas para estruturas de concreto armado.

Sobre o item 7.1 da ABNT NBR 5738:2015, onde diz que a dimensão básica do corpo de prova deve ser no mínimo três vezes maior que a dimensão nominal máxima do agregado graúdo do concreto, devemos fazer uma pequena verificação:

$$3 * d_{\text{máx. agr.}} < D_{\text{cp}}$$

Onde:

- $d_{\text{máx. agr.}}$: é o diâmetro máximo do agregado utilizado na concretagem;
- D_{cp} : diâmetro dos corpos de prova;

Como a brita utilizada foi a brita 1 e seu diâmetro máximo é de 19 mm, temos:

$$3 * 19 \text{ mm} < 100 \text{ mm}$$

$$57 \text{ mm} < 100 \text{ mm OK.}$$

As Figuras 25 a 30 mostram as etapas da concretagem, deixando mais clara a forma em que as vigas e os moldes foram confeccionados:

Figura 25 - Passagem de desmoldante e verificação dos cobrimentos



Fonte: autor

Figura 26 - Concretagem da primeira viga



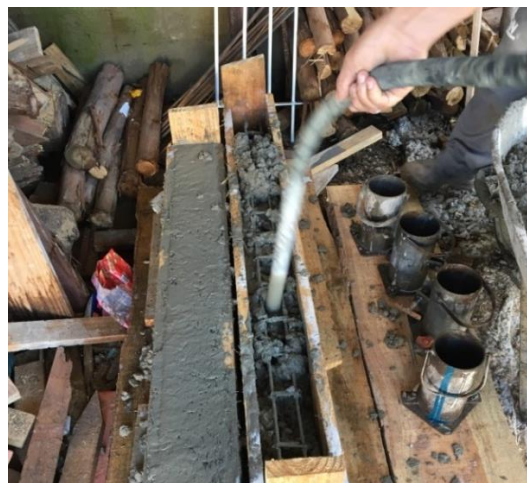
Fonte: autor

Figura 27 - Auxílio de uma pá no adensamento



Fonte: autor

Figura 28 - Uso de vibrador



Fonte, autor

Figura 29 - Moldes concretados



Fonte: autor

Figura 30 - Vigas e CPs desmoldados. Cura no mesmo local



Fonte: autor

3.2.4. Ensaio de Compressão Axial - ABNT NBR 5739:2018

Após a cura de 28 dias, finalmente podemos realizar o ensaio de compressão axial. A ABNT NBR 5739:2018 - “Ensaio de compressão de corpos de prova cilíndricos” é a norma regente para este ensaio. No caso deste trabalho, como os CPs foram moldados de acordo com a ABNT NBR 5738:2015, a idade deve ser contada a partir do momento de moldagem. A Tabela 7 a seguir indica a tolerância permitida para cada idade de ensaio.

Tabela 7 - Tolerâncias para a idade do concreto

Idade de ensaio	Tolerância permitida h
24 h	0,5
3 d	2
7 d	6
28 d	24
63 d	36
91 d	48

NOTA Para outras idades de ensaio, a tolerância deve ser obtida por interpolação.

Fonte: adaptado da ABNT NBR 5739:2018

Portanto, como a idade dos corpos de prova é de 28 dias, podemos ter uma tolerância para a realização do ensaio de 24 horas.

A Norma do ensaio recomenda também que a velocidade de aplicação de carga do ensaio deve respeitar um intervalo fundamental para garantir a qualidade dos resultados e se evitar dispersões nas resistências. Se a velocidade de carregamento for feita muito rápida, nós aumentamos a carga de ruptura; e se a velocidade de carregamento do ensaio for muito lenta, nós diminuimos a carga de ruptura. Logo, é essencial mantermos uma velocidade de carregamento mediana.

Os tipos de ruptura dos CPs podem nos indicar a qualidade do ensaio. Se a ruptura for cônica, o corpo de prova foi bem moldado e não houve dispersão de resultado. Dessa forma, não é necessário fazer uma avaliação estatística de desempenho do ensaio (Anexo B da Norma), pois já saberíamos que os CPs foram executados corretamente. Por conseguinte, é muito importante analisar e avaliar o tipo de ruptura do corpo de prova. Tipos de ruptura na Figura 31 a seguir (Anexo A da Norma):

Figura 31 - Tipos de ruptura

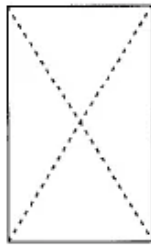


Figura A.1 – Tipo A – Cônica e cônica afastada 25 mm do capeamento



Figura A.2 – Tipo B – Cônica e bipartida e cônica com mais de uma partição

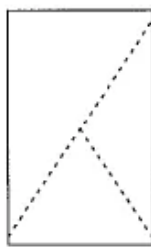
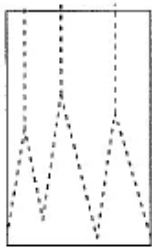


Figura A.3 – Tipo C – Colunar com formação de cones

Figura A.4 – Tipo D – Cônica e cisalhada

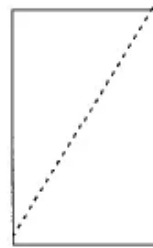


Figura A.5 – Tipo E Cisalhada

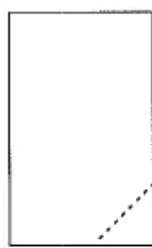


Figura A.6 – Tipo F – Fraturas no topo e/ou na base abaixo do capeamento



Figura A.7 – Tipo G – Similar ao tipo F com fraturas próximas ao topo

Fonte: adaptado da ABNT NBR 5739:2018

O item 9 da ABNT NBR 5738:2015 ressalta que, antes de ensaiar os corpos de prova, é imprescindível preparar suas bases, de modo que se tornem superfícies planas e perpendiculares ao eixo longitudinal do corpo de prova. O capeamento de enxofre foi a preparação de base escolhida para planificar a superfície de suas bases.

Em seguida, os diâmetros dos 4 corpos de provas foram medidos com o auxílio de um paquímetro em dois pontos diferentes. Fez-se então uma média de cada diâmetro para a tensão dos corpos de prova apresentar um valor muito próximo a realidade. A norma recomenda esse procedimento, pois em alguns casos os moldes não apresentam uma boa qualidade geométrica, então essa medição se faz obrigatória.

Com os corpos de prova devidamente numerados e suas bases capeadas, iniciou-se o ensaio. Foi necessário deixar os corpos de prova na posição central da máquina, como se orienta na norma, pois dessa forma a distribuição das tensões no CP se torna mais ampla e diminui o risco de acidentes.

Os 4 corpos de prova ensaiados obtiveram resultados excelentes, apresentando o melhor tipo de ruptura possível, o tipo A, como foi indicado na Figura 31 deste trabalho. Esse tipo de ruptura representa que os corpos de prova foram executados com perfeição e não houve qualquer tipo de dispersão nos resultados, logo, as resistências encontradas são muito próximas aos valores reais. A Tabela 8 indica o valor real da resistência média à compressão do concreto empregado neste trabalho:

Tabela 8 - Resistência dos corpos de prova

Resistência dos Corpos de Prova (CPs)				
	CP1	CP2	CP3	CP4
D1 (cm)	10,02	9,92	9,92	10,05
D2 (cm)	10,05	9,96	10,08	10,05
Dm (cm)	10,035	9,94	10	10,05
A (mm ²)	7909,06	7760,02	7853,98	7932,72
F (N)	237500	230500	223500	224000
fc (MPa)	30,03	29,70	28,46	28,24
fcm (MPa)	29,0802			
fck (MPa)	20,0052			

Fonte: autor

D1 e D2 são os diâmetros medidos pelo paquímetro, e o Dm é o diâmetro médio. Em seguida, é calculada a área da base de cada corpo de prova (A), em milímetros quadrados. “F” é a força que cada corpo de prova suportou até romper, em Newtons, e representa o principal dado que a prensa nos dá. Como tensão é força sobre área, pode-se calcular a tensão de ruptura de cada corpo de prova (Fc). A mediana dessas tensões é a resistência média à compressão do concreto. Com essas unidades mencionadas, as tensões apresentam-se já em Mega Pascal.

O valor da resistência média à compressão próximo de 30 MPa, para o traço utilizado, já era esperado, já que se tratava de um concreto convencional, o qual já possui um valor de resistência característica pré-definido em diversas bibliografias. Esse traço não apresenta uma resistência alta, porém já é suficiente para atender as exigências da grande maioria das construtoras. O desvio-padrão (sd) se manteve na condição B, de 5,5 MPa.

$$fck = fcm - 1,65 * sd$$

Com esse valor da resistência média, é possível corrigir os cálculos dos Métodos à Flexão e Bielas e Tirantes, prevendo a carga de ruptura “P” que as vigas vão suportar. As Figuras 32 a 37 mostram as fotos do dia do ensaio.

Figura 32 - Central de controle da prensa utilizada no ensaio



Fonte: autor

Figura 33 - Capeamento de enxofre



Fonte: autor

Figura 34 - CP1 sendo rompido



Fonte: autor

Figura 35 - CP4 centralizado na prensa



Fonte: autor

Figura 36 - Tipo B de ruptura



Fonte: autor

Figura 37 - Deformação do CP3



Fonte: autor

A Tabela 9 representa o resumo das informações retiradas do ensaio de compressão axial. Ela indica todos os dados necessários que devem constar em um relatório deste ensaio, conforme a ABNT NBR 5739:2018, com exceção da classe da máquina utilizada no ensaio.

Tabela 9 - Resumo dos resultados - compressão axial

Resultados do Ensaio de Compressão Axial								
Número de Identificação	Data de Moldagem	Data do Ensaio	Idade do CP	Diâmetro Médio (cm)	Altura (cm)	Resistência Compressão (kN)	Tipo de Capeamento	Tipo de Ruptura
CP1	30/04/2019	28/05/2019	28	10,035	20	237,5	Enxofre	A
CP2	30/04/2019	28/05/2019	28	9,94	20	230,5	Enxofre	A
CP3	30/04/2019	28/05/2019	28	10	20	223,5	Enxofre	A
CP4	30/04/2019	28/05/2019	28	10,05	20	224	Enxofre	A

Fonte: autor

3.2.5. Ensaio de Ruptura das Vigas

Esse foi o último ensaio executado para este trabalho. Ele é o mais delicado e é preciso diversos cuidados prévios para que ele apresente resultados claros e com qualidade: para melhorar a visualização das fissuras, as paredes laterais das vigas foram pintadas de tinta da cor branca. Dessa forma, a menor das fissuras se torna bem mais visível e é possível definir com mais precisão o tipo de fissura que ela representa. Além disso, em cada lado das vigas, foram feitas 3 tipos de marcação: uma marcação central, que representa o meio do vão, onde foi aplicada a carga concentrada; e duas marcações dos apoios, 5 cm afastadas das extremidades das vigas. Essas marcações auxiliam no posicionamento das vigas no trilho da prensa, fazendo com que as posições da carga concentrada e dos apoios estejam de acordo com o previsto nos cálculos teóricos.

As vigas foram transportadas e colocadas na prensa com a ajuda de uma empilhadeira, pois elas pesavam em torno de 81 kg. O posicionamento correto na máquina era feito manualmente com muito cuidado, com o auxílio das marcações. As Figuras 38 e 39 apresentam fotos da prensa utilizada neste ensaio.

A escolha do objeto de aplicação de carga foi definida conforme o grau de segurança do modelo. Uma peça retangular representava uma maior segurança para a realização do ensaio, por isso foi empregado um modelo que possuía largura de 5 cm.

Figura 38 - Prensa utilizada no ensaio de ruptura das vigas



Fonte: autor

Figura 39 - Relógio medidor de carga e manivela de aplicação de força



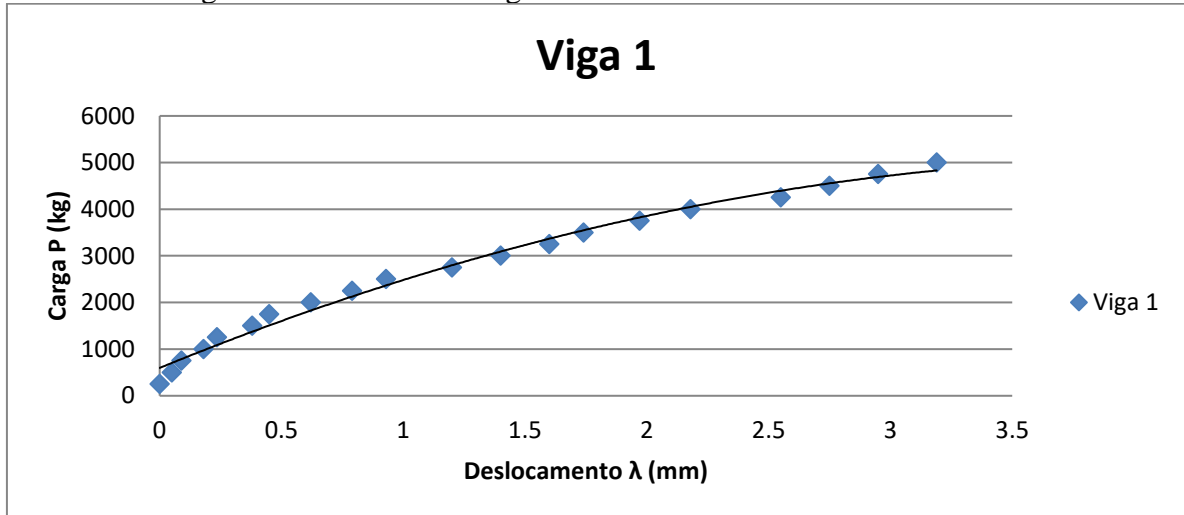
Fonte: autor

Além de todos os cuidados citados, foi também empregado um relógio comparador fixado por uma base magnética para a medição da deformação de cada viga. Antes de iniciar a aplicação de carga, ele foi fixado na prensa, posicionado de maneira que ficasse levemente encostada na base inferior da viga, exatamente no meio, para obter valores de deslocamento mais precisos. O deslocamento será usada para medir o momento em que a viga rompe, respeitando o valor máximo de flecha: vão/250.

A carga “P” foi aplicada aos poucos, com uma velocidade segura e que seguia as recomendações normativas, assim como foi realizado no ensaio de compressão axial. A cada 250 kg, foi anotado um valor de deslocamento das vigas. Os Gráficos 1, 2 e 3, Carga x Deslocamento, apresentam curvatura coerente que se aproxima de uma reta.

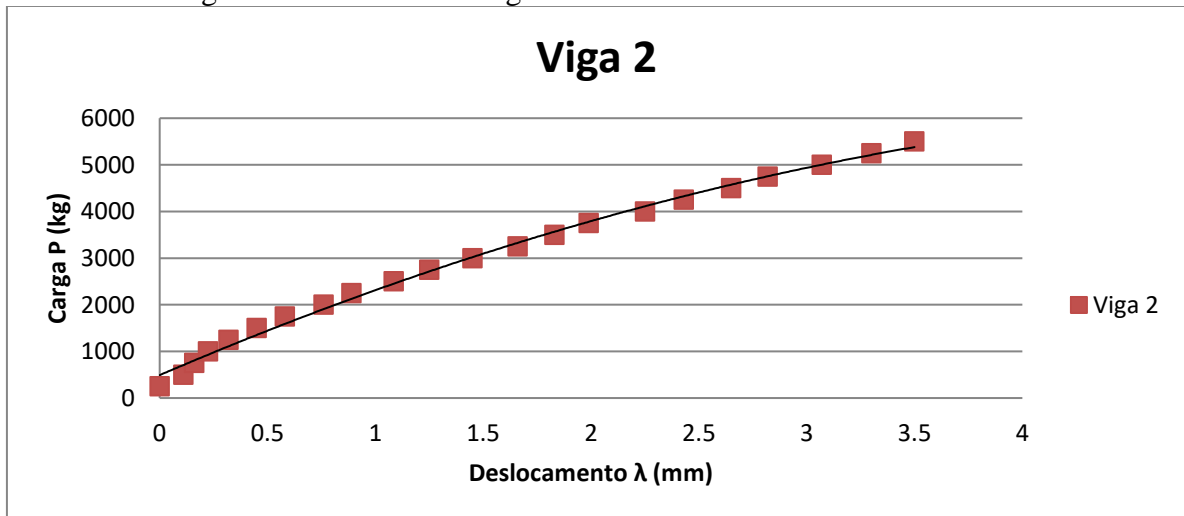
Pode-se observar que todas as vigas atingiram uma deformação um pouco maior que 3 mm até 5 toneladas. A viga 2 apresentou a melhor leitura do relógio, além de ser a única que mostra valores de deformações até 5,5 toneladas. As leituras de deformação foram lidas até esses valores por questões de segurança.

Gráfico 1 - Carga x Deslocamento - Viga 1



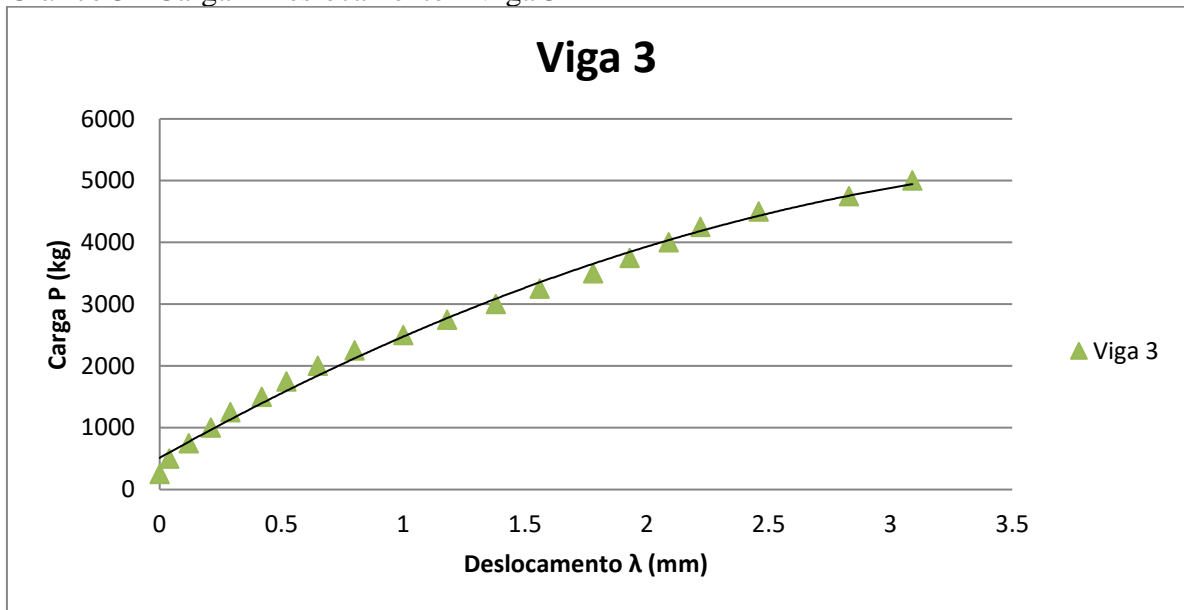
Fonte: autor

Gráfico 2 - Carga x Deslocamento - Viga 2



Fonte: autor

Gráfico 3 - Carga x Deslocamento - Viga 3



Fonte: autor

As Figuras 40 a 46 resumem como foi executado o ensaio de ruptura das vigas:

Figura 40 - Posicionamento das vigas



Fonte: autor

Figura 41: Ajuste do posicionamento do relógio comparador fixado magneticamente



Fonte: autor

Figura 42 - Leitura da deformação



Fonte: autor

Figura 43 - Detalhe da marcação na viga



Fonte: autor

Figura 44 - detalhe da peça de aplicação de carga e fissuras a 90° e 45°



Fonte: autor

Figura 45 - Fissuras a 90° bem aparentes e deformação após mais de 5 toneladas-força de carga



Fonte: autor

Figura 46 - concreto esmagado após 6,75 toneladas-força



Fonte: autor

3.3. METODOLOGIA TEÓRICA - CORREÇÕES

3.3.1. Resultados Finais: Método à Flexão

Antes de qualquer análise e comparação, é necessário refazer os cálculos pelo Método à Flexão, já que o valor da resistência média à compressão do concreto, encontrado no ensaio de compressão axial, foi diferente do valor da resistência adotada nos cálculos de dimensionamento das 3 vigas. O dimensionamento deve ser realizado com o valor real da resistência média, que é de 29,0802 MPa, como foi apresentado na Tabela 8.

O passo a passo do dimensionamento à Flexão é o mesmo apresentado no Item 3.1.1., assim como os valores geométricos das vigas e a área de aço, então não haverá demonstração de cálculos para essa correção, mas apenas a apresentação da nova altura da linha neutra, do momento máximo atuante e da carga de ruptura “P”.

Portanto, utilizando o valor da resistência média de 29,0802 MPa na equação abaixo:

$$x = \frac{A_s * f_y}{0,68 * b_w * f_{cm}}$$

Encontra-se uma altura da linha neutra de $x = 5,2677$ cm. Antes do cálculo do momento máximo, é necessário verificar se as vigas estão entre o domínio 2 e parte do domínio 3. Como as alturas úteis das vigas não mudaram, já conhecemos os valores limites da altura da linha neutra “x”. Por conseguinte, as vigas continuam no domínio 3.

$$x_{23} = 0,259 * d = 0,259 * 16,325 = 4,23 \text{ cm}$$

e

$$x_{0,45} = 0,45 * d = 0,45 * 16,325 = 7,34 \text{ cm}$$

Logo, através do produto da força do concreto (ou do aço), resultante do equilíbrio das forças na seção do concreto, e do braço de alavanca “z”,

$$M_{\text{máx.}} = (A_s * f_y) * (d - 0,4 * x)$$

Encontra-se o momento máximo atuante nas vigas pelo método de dimensionamento por Flexão:

$$M_{\text{máx.}} = (2,5 * 50) * (0,16325 - 0,4 * 0,052677) = 17,77 \text{ kN.m}$$

Então, utilizando esse momento máximo na equação abaixo:

$$P = M_{\text{máx}} * \frac{4}{l}$$

Finalmente, obtém-se o valor teórico da carga de ruptura das vigas à flexão:

$$P = 17,77 * \frac{4}{1,25} = 56,87 \text{ kN} = 5,69 \text{ tf}$$

3.3.2. Resultados Finais: Método de Bielas e Tirantes

Os valores geométricos da treliça pelo Método de Bielas e Tirantes já estão calculados, e as equações de verificação das tensões máximas nos nós, bielas e tirantes já foram apresentadas, então serão usadas tabelas para tornar o processo de cálculo mais prático. Quase todas as bielas apresentam distribuições de tensão em linhas curvilíneas com afunilamento de seção (formato de garrafa), ou seja, a verificação deve ser feita conforme a tensão máxima “*fd2*”. Existem apenas duas exceções, as bielas (E – F) e (F – G), pois são bielas que apresentam distribuição de tensões paralelas (ou prismáticas), então a verificação deve ser realizada conforme a tensão máxima “*fd3*”. Para os nós, a verificação está indicada na tabela conforme o

tipo de nó. As tensões máximas dependem essencialmente da resistência média do concreto, logo, inserindo o valor de resistência média de 29,0802 MPa em suas equações, obtém-se os valores das Tabelas 10 e 11, na sequência.

Tabela 10 - Tensões máximas para nós e bielas

Tensões Máximas: verificação Nós e Bielas	Bielas		
	"a"	"b"	"c"
	Nós		
	CCC	CTT	CCT
f_{cd1} (kN/cm ²)	2,184	-	-
f_{cd2} (kN/cm ²)	-	1,542	-
f_{cd3} (kN/cm ²)	-	-	1,850

Fonte: autor

Tabela 11 - Tensão máxima nos tirantes

Verificação Tirantes	
$f_{y\text{máx.}}$	50,00 kN/cm ²

Fonte: autor

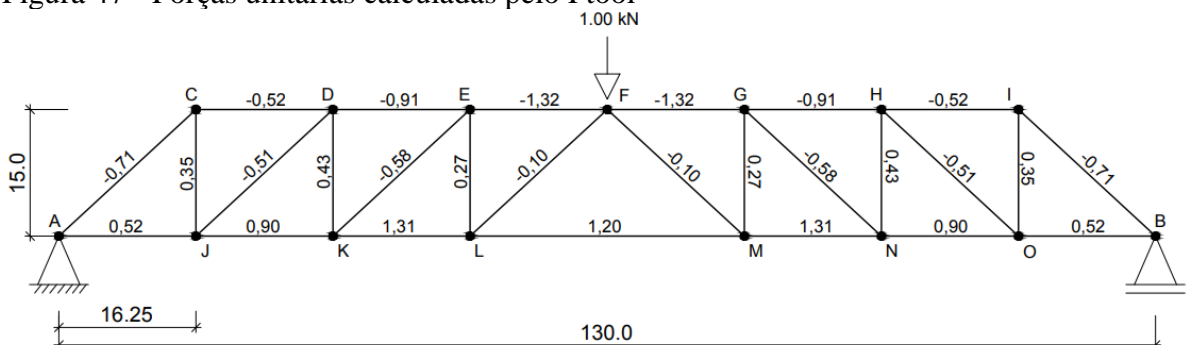
Calculadas as máximas tensões, finalmente é possível calcular a carga de ruptura “P” do concreto, pelo Método de Bielas e Tirantes. Neste momento, é preciso ter muito cuidado na escolha da tensão máxima e da área transversal da biela que serão utilizadas para o seu cálculo. A ideia é sempre calcular na pior situação possível, ou seja, nas bielas mais comprimidas, como indica a Figura 47 na sequência. As bielas (E – F) e (F – G) apresentam as maiores forças normais unitárias de compressão, -1,32, exatamente onde o concreto esmagou no ensaio de ruptura das vigas. Ademais, a área dessas bielas é de 41,92 cm². Logo, a carga “P” de ruptura do concreto é calculada assim:

$$P = f_{cd3} * \frac{Asbc}{c_{fun}}$$

Sendo:

- f_{cd3} : máxima tensão resistente em bielas “c” e nós CCT;
- $Asbc$: área das bielas (E - F) e (F - G);
- c_{fun} : maior coeficiente de força normal unitária nas bielas encontrado pelo Ftool.

Figura 47 - Forças unitárias calculadas pelo Ftool



Fonte: autor

Então,

$$P = 1,85 * \frac{41,92}{1,32} = 58,75 \text{ kN} = 5,87 \text{ tf}$$

As forças normais em cada nó, biela e tirante da treliça podem ser encontradas com o produto do coeficiente de força normal unitária com a carga “P” encontrada. As verificações são simples: as tensões em cada elemento não podem ser maiores que as tensões máximas permitidas (*fcd1*, *fcd2* e *fcd3*). As Tabelas 12, 13 e 14 mostram as verificações e a situação de cada elemento da treliça.

Entretanto, é necessário ainda calcular a altura do concreto comprimido, que anteriormente foi adotado um valor de 3,50 cm, para descobrir a área das bielas centrais, da região D. Seguindo a equação abaixo:

$$x = d - \sqrt{(d^2 - (2 * M_{\text{máx.}})/(bw * f_{cm}))}$$

Sendo:

- d: altura útil da viga;
- $M_{\text{máx.}}$: momento máximo atuante nas vigas por flexão, segundo CAMPOS FILHO (1996);
- bw: largura das vigas;
- f_{cm} : resistência média à compressão do concreto.

Então,

$$x = 16,325 - \sqrt{\left(16,325^2 - \frac{2 * 17,77 * 1000}{12 * 29,08}\right)} = 3,49 \text{ cm} \cong 3,50 \text{ cm}$$

Portanto, não será necessário refazer os cálculos das áreas das bielas centrais localizadas na região D.

Tabela 12 - Verificação dos nós

Verificação dos Nós					
Nó	Tpo	Força	Área	Tensão	Situação
A	CCT	29,38	59,18	0,50	OK
B	CCT	29,38	59,18	0,50	OK
C	CCT	20,57	59,18	0,35	OK
D	CCT	25,27	59,18	0,43	OK
E	CCT	15,87	59,18	0,27	OK
F	CCC	-5,88	59,18	-0,10	OK
G	CCT	-77,57	59,18	-1,31	OK
H	CCT	25,27	59,18	0,43	OK
I	CCT	20,57	59,18	0,35	OK
J	CTT	-29,97	59,18	-0,51	OK
K	CTT	-34,08	59,18	-0,58	OK
L	CTT	-5,88	59,18	-0,10	OK

M	CTT	70,51	59,18	1,19	OK
N	CTT	-34,08	59,18	-0,58	OK
O	CTT	-29,97	59,18	-0,51	OK

Fonte: autor

Tabela 13 - Verificação na bielas

Verificação das Bielas					
Biela	Tipo	Força	Área	Tensão	Situação
A - C	(b)	-41,72	59,18	-0,70	OK
C - D	(b)	-30,56	59,18	-0,52	OK
D - E	(b)	-53,47	59,18	-0,90	OK
E - F	(c)	-77,57	41,92	-1,85	OK
F - G	(c)	-77,57	41,92	-1,85	OK
G - H	(b)	-53,47	59,18	-0,90	OK
H - I	(b)	-30,56	59,18	-0,52	OK
I - B	(b)	-41,72	59,18	-0,70	OK
J - D	(b)	-29,97	59,18	-0,51	OK
K - E	(b)	-34,08	59,18	-0,58	OK
L - F	(b)	-5,88	71,50	-0,08	OK
M - F	(b)	-5,88	71,50	-0,08	OK
N - G	(b)	-34,08	59,18	-0,58	OK
O - H	(b)	-29,97	59,18	-0,51	OK

Fonte: autor

Tabela 14 - Verificação nos tirantes

Verificação dos Tirantes				
Tirante	Força	Área	Tensão	Situação
A - J	30,56	2,5	12,22	OK
J - K	52,89	2,5	21,15	OK
K - L	76,98	2,5	30,79	OK
L - M	70,51	2,5	28,21	OK
M - N	76,98	2,5	30,79	OK
N - O	52,89	2,5	21,15	OK
O - B	30,56	2,5	12,22	OK
J - C	20,57	0,475	43,28	OK
K - D	25,27	0,475	53,18	Não OK
L - E	15,87	0,475	33,39	OK
M - G	15,87	0,475	33,39	OK
N - H	25,27	0,475	53,18	Não OK
O - I	20,57	0,475	43,28	OK

Fonte: autor

A Tabela 14 mostra que, em 2 tirantes verticais, as verificações não passaram, ou seja, as tensões nesses tirantes são maiores que as tensões máximas permitidas por norma. É importante lembrar que sua área de aço de 0,475 cm² não representa a realidade de fato, pois o espaçamento dos tirantes verticais (16,25 cm) é maior que o espaçamento dos estribos (10 cm), logo, esse valor de área deveria ser maior. A

área desses tirantes foi calculada sendo duas vezes a área da barra de 5.5 dos estribos ($2 \cdot 0,240 \text{ cm}^2$), o que não condiz com a realidade. Apesar desses tirantes não terem atendidos os requisitos normativos, o ensaio de ruptura das vigas nos mostrou que os esforços cisalhantes foram contidos. As fissuras a 45° surgiram, porém não se desenvolveram como as fissuras a 90° , provando que os estribos estavam bem armados e, que, as verificações acima na verdade estão todas *OK*.

As bibliografias não apresentam uma metodologia de cálculo para correlacionar os espaçamentos dos estribos e tirantes e, dessa forma, orientar o calculista para achar a área real dos tirantes. Por isso, para este trabalho, preferiu-se adotar uma área de tirantes de $0,475 \text{ cm}^2$, apesar de sabermos que os estribos não escoaram no ensaio de ruptura das vigas.

A carga de ruptura “ P_s ” do aço não é menos importante que a carga de ruptura do concreto “ P ”. Apesar de sabermos que as vigas romperam por causa do concreto, será calculado “ P_s ” para fins comparativos, já que na viga 3 aplicou-se uma carga suficientemente alta para a armadura escoar, entre 9,5 e 9,75 toneladas-força.

$$P_s = f_y * \frac{A_{stl}}{c_{fun'}}$$

Sendo,

- f_y : resistência de escoamento do aço (50 kN/cm^2);
- A_{stl} : área de armadura do tirante longitudinal adotada pelo Método de Bielas e Tirantes;
- $c_{fun'}$: maior coeficiente de força normal unitária nos tirantes encontrado pelo F_{tool} (1,31, como indica a Figura 47).

Então,

$$P_s = 50 * \frac{2,5}{1,31} = 95,42 \text{ kN} = 9,54 \text{ tf}$$

Como as tabelas indicaram, as tensões presentes nas bielas e tirantes mais solicitados, bielas (E – F) e (F – G) e tirantes (K - L) e (M – N), não são maiores que as tensões máximas permitidas, então a carga de ruptura “ P ” do concreto e “ P_s ” do aço são válidas. Além disso, como a resistência do concreto é menor que a resistência do aço, é possível concluir que a carga de ruptura do concreto foi a carga de ruptura:

$$\text{Como } P < P_s \quad \therefore P = P_{ruptura} = 5,87 \text{ tf}$$

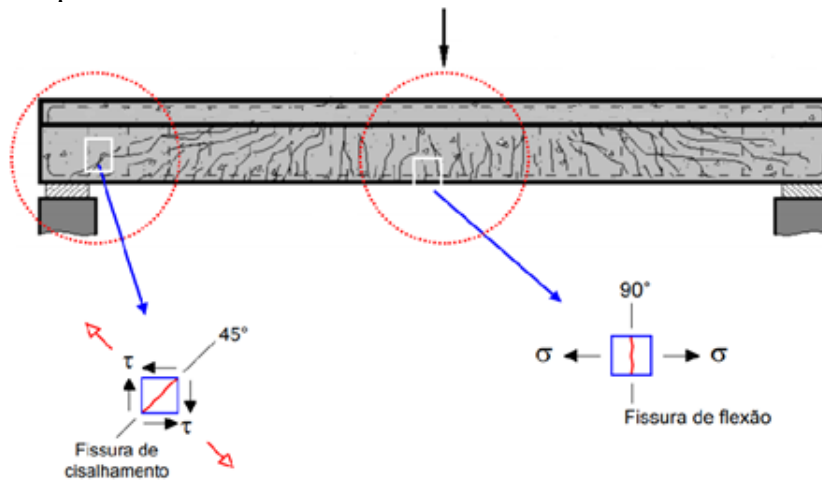
Definidas as cargas de ruptura pelo Método de Bielas e Tirantes e pelo Método à Flexão, já é possível realizar as devidas análises e conclusões.

4. ANÁLISE DOS RESULTADOS

4.1. ANÁLISE EXPERIMENTAL

As 3 vigas ensaiadas apresentaram as mesmas fissuras e deslocamentos. Apesar das vigas estarem aparentemente no domínio 3, o concreto rompeu primeiro, ou seja, a carga “Ps” de escoamento do aço era maior que a carga “P” de rompimento do concreto. Em todas as vigas, o fissuramento iniciou-se no intervalo entre 3,75 e 4,00 toneladas-força. As fissuras de flexão, ou seja, fissuras a 90° na região tracionada no meio da viga, e as fissuras de cisalhamento, aquelas a 45° que podem se estender do centro até os apoios das vigas, surgiram quase que ao mesmo tempo. À medida que a carga aplicada aumentava, as fissuras a 90° se destacavam ainda mais, tornando-se mais aparentes que as fissuras a 45°, como se percebe no compilado de fotos que foi apresentado no Capítulo anterior, caracterizando uma ruptura por flexão. A Figura 48 mostra os tipos de fissuras:

Figura 48- Tipos de fissura



Fonte: CARVALHO e FIGUEIREDO FILHO, (2014)

O concreto esmagou na região onde era aplicada a carga concentrada, no intervalo entre 6,5 e 6,75 toneladas-força, momento em que a aplicação de carga foi suspensa por segurança e porque as vigas já haviam rompido, entre 5,75 e 6,00 toneladas-força. Unicamente para a viga 3, a aplicação de carga continuou até 10 toneladas, de onde foi observado o escoamento da armadura, que se fez presente no intervalo entre 9,5 a 9,75 toneladas-força. Apesar do relógio comparador fixado magneticamente não estar mais presente após 5,00 toneladas-força, a leitura da carga de ruptura das vigas foi percebida no momento em que a flecha permitida já havia sido superada, pelo menos visualmente.

As regiões dos apoios, que representam regiões D, segundo o Método de Bielas e Tirantes, não foram afetadas apesar dos riscos que existiam (campos de tensões mais concentrados e direcionados aos apoios).

A flecha permitida representa o Estado Limite de Serviço das vigas e é apresentada a seguir. A partir desse valor de deslocamento, podemos considerar que a viga está rompida. Como sua leitura não foi realizada até o rompimento da viga, por questões de segurança, podemos deduzir e aproximar a carga de ruptura do ensaio através da natureza de curvatura “Carga x Deslocamento” dos Gráficos 1, 2 e 3 apresentados anteriormente. Se seguíssemos a curva, é possível notar que a flecha atinge 5,00 mm em torno de 5,75 a 6,00 toneladas-força, carga pela qual “bate” com

os valores encontrados nos cálculos teóricos, em ambos os métodos de dimensionamento, por Flexão e Bielas e Tirantes.

$$ELS = \frac{\text{vão}}{250} = \frac{125}{250} = 0,5 \text{ cm} = \mathbf{5,00 \text{ mm}}$$

Embora as vigas tenham sido dimensionadas para o domínio 3, conforme indica a posição da linha neutra, a ruptura do concreto não ocorreu simultaneamente com o escoamento da armadura, o que indica uma influência do objeto de aplicação de carga nos resultados finais. Não foram utilizados equipamentos sofisticados para a realização do ensaio, o que diminuiria a dispersão dos resultados, dessa forma, é importante ressaltar que, neste trabalho, o esmagamento do concreto teve resultados menos precisos. Da mesma forma, as tensões de confinamento no interior das vigas também influenciaram no esmagamento do concreto. A Figura 49 mostra com mais clareza o concreto esmagado em 6,50 toneladas-força.

Figura 49 - Ruptura por flexão e concreto esmagado



Fonte: autor

É importante salientar que as informações retiradas do ensaio de ruptura das vigas são dadas em intervalos de carga aplicada, em toneladas-força, pois suas leituras na prensa não foram tão precisas. Os resultados do ensaio de ruptura das vigas são resumidos pela Tabela 15.

Tabela 15 - Resultados finais - ensaio de ruptura das vigas

	Intervalo de Início da Fissuração (tf)	Intervalo carga "P" máx. Concreto (tf)	Intervalo de esmagamento do concreto (tf)	Intervalo carga "P" máx. Aço (tf)	Tipo de ruptura
Viga 1	3,75 - 4,00	5,75 - 6,00	6,50 - 6,75	-	Flexão
Viga 2	3,75 - 4,00	5,75 - 6,00	6,50 - 6,75	-	Flexão
Viga 3	3,75 - 4,00	5,75 - 6,00	6,50 - 6,75	9,50 - 9,75	Flexão

Fonte: autor

Como é possível observar, todas as vigas obtiveram resultados semelhantes, comprovando que elas foram executadas de maneira correta, sem dispersão de resultados. Obviamente os intervalos indicam certa imprecisão na percepção de cada dado, e cada viga não teve um resultado exatamente igual, porém as diferenças eram mínimas, de poucos quilogramas-força, então representar o início da fissuração, o esmagamento do concreto e a carga de ruptura “P” do concreto e do aço, em intervalos, tornam essas informações mais convenientes, já que as leituras foram deficientes.

A largura dos apoios das vigas ensaiadas é um fator que influencia muito nos cálculos teóricos e nos resultados do ensaio. Os apoios utilizados eram circulares, então sua largura era praticamente nula, porém deve ser considerada diferente de zero nos cálculos teóricos. Esta incompatibilidade de informação ajuda a aumentar a diferença dos resultados encontrados nas cargas de ruptura das vigas. A desconsideração do peso próprio das vigas também ajuda para a diferença. De qualquer forma, as diferenças nos resultados teóricos e práticos foram mínimas.

4.2. ANÁLISE E COMPARAÇÃO DOS MÉTODOS À FLEXÃO E BIELAS E TIRANTES

Evidentemente o Método de Bielas e Tirantes e o Método à Flexão dariam resultados semelhantes, porém uma comparação como essa se faz necessária, pois Bielas e Tirantes é um método pouco explorado no meio acadêmico e possui algumas divergências normativas à respeito de seus cálculos. A própria ABNT NBR 6118:2014 não traz informações suficientes para a sua utilização, e as normas americanas e europeias não apresentam uma concordância de cálculo. Para vigas, sua utilização fica restrita a poucos calculistas que a sabem utilizar, então seu uso se restringe apenas para vigas-parede, blocos de fundação, entre outros.

As vigas ensaiadas obtiveram resultados excelentes, pois as cargas de ruptura das 3 vigas se equivalem com os cálculos teóricos à flexão. Infelizmente não foram utilizados equipamentos eletrônicos para a leitura da carga de ruptura do ensaio ser mais precisa, porém o intervalo de ruptura medido no dia do ensaio, apresentado na Tabela 16, traz uma noção de como os resultados foram similares.

Tabela 16 - Comparação da carga de ruptura teórica e prática à flexão

Método	Tipo de Análise	Carga Pruptura (tf)
Flexão	Teórica	5,69
Flexão	Prática	5,75 - 6,00

Fonte: autor

Confirmada a qualidade das vigas, podem-se comparar os resultados teóricos do Método de Bielas e Tirantes com os valores práticos do Método à Flexão. Para uma resistência característica de 20 MPa, a Tabela 17 mostra os seguintes resultados:

Tabela 17 - Comparação Bielas e Tirantes x Flexão

Método	Tipo de Análise	Carga Pruptura (tf)	Carga de escoamento do aço (tf)
Bielas e Tirantes	Teórica	5,88	9,542
Flexão	Prática	5,75 - 6,00	9,50 - 9,75

Fonte: autor

Como se pôde observar na Tabela 17, os resultados teóricos de Bielas e Tirantes e os valores práticos à Flexão foram muito parecidos. Como Bielas e Tirantes apresenta um estudo mais aprofundados dos campos de tensões no interior da viga, podemos concluir que, pelo menos para este trabalho, ele nos indica um valor de carga de ruptura do concreto mais preciso. A carga de escoamento da armadura também se fez muito parecida com a análise prática, pelo menos para viga 3, que foi a única viga submetida a 10 toneladas-força.

Sobre a disposição da armadura em vigas, ambos os métodos possuem praticamente as mesmas condições de posicionamento, diferenciando apenas as verificações de ancoragem. Bielas e Tirantes explica o caminho das forças de forma mais clara e, por se tratar de uma treliça, ele sugere o uso de tirantes inclinados, a 45° , para “costurar” os campos de compressão (bielas que, neste caso, estão a $42,71^\circ$) e, dessa forma, buscar a máxima capacidade de escoamentos dos estribos. Dessa forma, poderíamos reduzir a quantidade da armadura transversal, conforme os princípios das treliças clássicas de MÖRSCH, (1909). Na prática, executar vigas dessa forma não é nada comum, pois a trabalhabilidade se torna lenta. Estribos inclinados são mais difíceis de se executar e é preciso ter uma mão de obra mais qualificada. Portanto, em termos de disposição e quantização da armadura para as vigas esbeltas, consideram-se as mesmas para ambos os métodos.

Para este trabalho, não podemos definir Bielas e Tirantes como um método mais conservador, pois a diferença das cargas de ruptura das vigas, entre os dois métodos, é praticamente nula. Entretanto, é possível definir o Método de Bielas e Tirantes como um método mais racional e que orienta a utilização da máxima capacidade resistente dos materiais, concreto e aço, através da analogia de treliças. Apenas 3 vigas ensaiadas não podem definir os métodos, por isso que é necessário uma maior quantidade de estudos sobre o Método de Bielas e Tirantes para, então, podermos no futuro padronizar o seu cálculo.

5. CONCLUSÕES

O Método de Bielas e Tirantes é uma ferramenta muito eficaz para o melhor entendimento dos campos de tensões e para o dimensionamento de estruturas de concreto armado. Obviamente que vigas esbeltas, como às apresentadas neste trabalho, não apresentam uma complexidade geométrica muito grande, o que torna seu dimensionamento à flexão muito prático e igualmente correto. Dessa forma, apesar de algumas divergências acadêmicas, as hipóteses de Bernoulli acabam se tornando válidas para essas vigas. A própria ABNT NBR 6118:2014 recomenda bielas e tirantes apenas para elementos estruturais mais complexos, como blocos de fundação ou vigas parede, entretanto, para vigas onde há uma complexidade estática e/ou geométrica maior, bielas e tirantes se torna um método muito mais eficiente e racional. Logo, cabe o meio acadêmico saber explorar mais este método para que os dimensionamentos continuem a evoluir.

A comparação entre os métodos de dimensionamento de vigas de concreto armado nos indica uma similaridade nos resultados finais de desempenho da viga. A principal diferença está no conceito do Método de Bielas e Tirantes. Ele prevê de forma muito lúcida o comportamento das tensões internas do elemento estrutural, aperfeiçoando nosso entendimento sobre o dimensionamento e diminuindo os riscos de erros de cálculo. Aparentemente, os cálculos se tornam mais simples e práticos, contribuindo com a relação esforço/tempo dedicado para se dimensionar uma armadura. Portanto, é possível concluir que a comparação realizada neste trabalho foi válida, pois agrega ao leitor conhecimentos sobre a diferença entre o Método à Flexão e Bielas e Tirantes.

Outro objetivo específico deste estudo foi o ensaio de ruptura das vigas. Assim como os demais ensaios realizados, o ensaio das vigas foi executado com perfeição e segurança. Obviamente utilizar ferramentas mais sofisticadas para a retirada de dados do ensaio, como *strain gauges*, ou qualquer outro equipamento eletrônico de medição, seria ideal, tornando as comparações ainda mais relevantes e precisas, porém as limitações econômicas e de tempo impediam tal avanço tecnológico. De qualquer forma, o aprendizado em todos os ensaios foi enorme.

A execução das fôrmas, das armaduras e das concretagens das vigas também tiveram papel de destaque no meu aprendizado. Para estes serviços, houve a ajuda de funcionários experientes da empresa em que o Estágio Supervisionado estava sendo realizado. Por este motivo, o conhecimento empírico destas pessoas foi adquirido com sucesso, pois executar e ensaiar vigas, na prática, possibilita ao aluno um aprendizado muito mais rápido e de qualidade.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

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

_____. **NBR 12655**: Concreto de cimento Portland - Preparo, controle, recebimento e aceitação – Procedimento. Rio de Janeiro, 2015.

_____. **NBR 5738**: Concreto - Procedimento para moldagem e cura de corpos de prova. Rio de Janeiro, 2015.

_____. **NBR 5739**: Concreto - Ensaio de Compressão de Corpos de Prova Cilíndricos. Rio de Janeiro, 2018.

_____. **NBR NM 67**: Concreto - Determinação da consistência pelo abatimento do tronco de cone. Rio de Janeiro, 1998.

_____. **NBR NM 33**: Concreto - Amostragem de concreto fresco. Rio de Janeiro, 1998.

CARVALHO, R. C.; FIGUEIREDO FILHO, J. R. Cálculo e Detalhamento de Estruturas de Concreto Armado Segundo a NBR6118: 2014, 4º Edição, São Carlos, 2017

CAMPOS FILHO, A. Caderno de Engenharia - DETALHAMENTO DAS ESTRUTURAS DE CONCRETO PELO MÉTODO DAS BIELAS E DOS TIRANTES, Programa de pós-graduação em Engenharia Civil. Porto Alegre, 1996

SCHLAICH, J.; SCHAFER, K.; JENNEWEIN, M. “Toward a consistent design of structural concrete”. PCI JOURNAL. 1987

DA SILVA, R. C.; GIONGO, J. S. Modelos de Bielas e Tirantes Aplicados a Estruturas de Concreto Armado. In.: EESC-USP. São Carlos, 2000