



# **CENTRO UNIVERSITÁRIO LUTERANO DE PALMAS**

*Recredenciado pela Portaria Ministerial nº 1.162, de 13/10/16, D.O.U nº 198, de 14/10/2016*  
ASSOCIAÇÃO EDUCACIONAL LUTERANA DO BRASIL

Samyr Brito Bucar Porto

ANÁLISE DE UMA VIGA EM CONCRETO ARMADO SUBMETIDA À FLEXÃO  
SIMPLES COM VARIAÇÃO DE TEMPERATURA DA CIDADE DE PALMAS-TO

Palmas – TO

2017

Samyr Brito Bucar Porto

ANÁLISE DE UMA VIGA EM CONCRETO ARMADO SUBMETIDA À FLEXÃO  
SIMPLES COM VARIAÇÃO DE TEMPERATURA DA CIDADE DE PALMAS-TO

Trabalho de Conclusão de Curso(TCC) II elaborado e apresentado como requisito parcial para obtenção do título de bacharel em Engenharia Civil pelo Centro Universitário Luterano de Palmas (CEULP/ULBRA).

Orientador: Prof. MSc. Rafael Alves Amorim.

Palmas – TO

2017

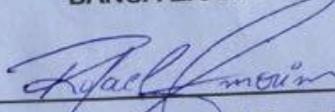
Samyr Brito Bucar Porto  
ANÁLISE DE UMA VIGA EM CONCRETO ARMADO SOBMETIDA À FLEXÃO  
SIMPLES COM VARIAÇÃO DE TEMPERATURA DA CIDADE DE PALMAS-TO

Trabalho de Conclusão de Curso (TCC) II  
elaborado e apresentado como requisito  
parcial para obtenção do título de  
bacharel em Engenharia Civil pelo Centro  
Universitário Luterano de Palmas  
(CEULP/ULBRA).

Orientador: Prof. MSc. Rafael Alves  
Amorim.

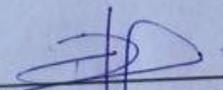
Aprovado em: 11 / 11 / 2017

BANCA EXAMINADORA

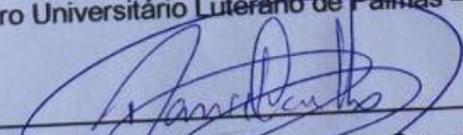


Prof. MSc. Rafael Alves Amorim  
Orientador

Centro Universitário Luterano de Palmas – CEULP



Prof. Msc. Roldão Pimentel de Araújo Junior  
Centro Universitário Luterano de Palmas – CEULP



Prof. MSc. Daniel Iglesias de Carvalho  
Centro Universitário Luterano de Palmas – CEULP

Palmas – TO

2017

## DEDICATÓRIA

Dedico este trabalho a vocês que sempre me fizeram acreditar na realização dos meus sonhos e trabalharam muito para que eu pudesse realizá-los, meus pais, Fernando e Salma. E em especial, dedico este trabalho a minha avó querida, Domingas Porto (*in memoriam*), exemplo de mulher e que sempre incentivava "os seus" a nunca desistir dos sonhos, e que por mais que nos meus caminhos eu encontrasse pedras, faria delas o meu castelo. Vózinha, onde quer que esteja, esse mérito é para você.

## **AGRADECIMENTOS**

Quero agradecer, primeiramente a Deus, por ter me abençoado nessa jornada, aos meus pais, aos meus irmãos, a minha família e aos meus amigos por me apoiarem em todos esses anos, e agradeço à minha namorada por me dar forças e incentivos para chegar ao fim dessa jornada..

Gostaria de agradecer ao meu orientador professor Rafael Amorim, por acreditar em mim e ajudar a realizar esse projeto.

"São as nossas escolhas que revelam quem realmente somos, muito mais do que as nossas qualidades"

**Alvo Dumbledore**

## Resumo

O presente trabalho tem como objetivo analisar como a variação de temperatura da cidade de Palmas – Tocantins influencia em estruturas de concreto armado, mais precisamente nas vigas, uma vez que, segundo o site Climatologia Geográfica é considerada uma das cidades mais quentes do Brasil, com um clima predominantemente tropical e com grande variação térmica em determinados meses do ano, levando tanto o usuário quanto o engenheiro projetista a preocupar-se com a segurança da construção. Logo, entendeu-se ser de suma importância a realização de um estudo mais aprofundado dos esforços internos solicitantes de uma viga de concreto armado sob tamanha influência climática, precisamente para concluir como as ações variáveis de temperatura agem em tais elementos estruturais, gerando, assim, uma maior segurança para o projetista quanto a seu dimensionamento e vida útil e, dessa maneira, manter a confiança de uma construção estabilizada. As análises foram feitas por meio dos softwares computacionais FTOOL e EBERICK, com base nos diagramas de esforço cortante, momento fletor e deslocamentos verticais, considerando as diferenças de temperatura do meio externo e interno da cidade de Palmas/TO. Assim, foi realizada a análise dos esforços na viga sem e com a variação de temperatura, podendo, desta forma, verificar se existe ou não a necessidade de considerar a variação de temperatura no dimensionamento destas estruturas.

Palavras-chave: Variação de temperatura. Concreto Armado. Viga. Dimensionamento.

## LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1 - Etapas de Elaboração do Projeto Estrutural. ....	17
Figura 2 - Nomenclatura dos cimentos Portland. ....	18
Figura 3 - Classes de resistência característica à compressão do concreto. ....	19
Figura 4 - Diagrama tensão-deformação do concreto na compressão. ....	20
Figura 5 - Tipos de superfície de aço. ....	23
Figura 6 - Características dos Fios. ....	24
Figura 7 - Características das Barras. ....	24
Figura 8 - Domínios de Estado Limite Último (ELU) de uma seção transversal. ....	25
Figura 9 - Classes de agressividade ambiental (CAA). ....	27
Figura 10 - Correspondência entre a classe de agressividade ambiental e a qualidade do concreto. ....	27
Figura 11 - Correspondência entre a classe de agressividade ambiental e o cobrimento nominal. ....	28
Figura 12 - Estados Limites de uma Estrutura de Concreto Armado. ....	29
Figura 13 - Viga em colapso pela ruptura dos estribos ....	29
Figura 14 - Deslocamento excessivo em uma estrutura gerando fissuras. ....	30
Figura 15 - Modelos Estruturais de Vigas ....	35
Figura 16 - Viga simplesmente apoiada: hipótese de carregamento e diagramas de momento fletor e esforço cortante. ....	37
Figura 17 - Taxas mínimas de armadura de flexão para vigas. ....	39
Figura 18 - Valores de K6 e K3 para cálculo do As. ....	43
Figura 19 - Valores de K6 e K3 para cálculo do As. ....	44
Figura 20 - Fluxograma das etapas da pesquisa ....	50
Figura 23 - Modelo tridimensional da estrutura do edifício. ....	53
Figura 24 - Planta baixa do edifício. ....	53
Figura 25 - Viga selecionada no projeto. ....	54
Figura 26 - Tabela de cargas solicitantes na laje. ....	55
Figura 27 - Área de influência da laje. ....	55
Figura 28 - Valores da área de influência da laje. ....	56
Figura 29 - Cargas atuantes na viga. ....	56
Figura 30 - Lançamento da viga no FTOOL. ....	57
Figura 31 - Lançamento do carregamento na viga. ....	57

Figura 32 - Lançamento da temperatura na viga.....	58
Figura 33 - Tabela de análise da temperatura de Palmas/TO dos últimos 10 anos. .	59
Fonte: Adaptado pelo autor. ....	59
Figura 34 - Gráfico da temperatura máxima de Palmas/TO. ....	60
Figura 35 - Diagrama de esforço cortante sem variação de temperatura (kN).....	61
Figura 36 - Diagrama de esforço cortante com variação de temperatura (kN).....	61
Figura 37 - Diagrama de esforço cortante (Software Eberick) (tf) .....	61
Figura 38 - Tabela comparativa de esforço cortante. ....	62
Figura 39 - Diagrama de momento fletor sem a variação de temperatura (kN.m).....	62
Figura 40 - Diagrama de momento fletor com a variação de temperatura (kN.m).....	63
Figura 41 - Diagrama de momento fletor (Software Eberick) (kgf.m) .....	63
Figura 42 - Tabela comparativa de momento fletor. ....	63
Figura 43 - Deslocamentos Verticais (viga sem variação de temperatura) (mm) .....	65
Figura 44 - Deslocamentos Verticais (viga com variação de temperatura) (mm) .....	65
Figura 45 - Deslocamentos Verticais (viga projetada no Software Eberick) (cm).....	66
Figura 46 - Tabela comparativa de deslocamentos.....	66
Figura 47 - Diagrama de momento fletor sem a variação de temperatura (kN.m).....	67
Figura 46 - Detalhamento das barras longitudinais. ....	70
Figura 48 - Diagrama de esforço cortante sem temperatura (kN) .....	70
Figura 49 - Diagrama de momento fletor com a variação de temperatura (kN.m).....	75
Figura 49 - Detalhamento das barras longitudinais. ....	77
Figura 50 - Diagrama de esforço cortante sem temperatura (kN) .....	78
Figura 51 - Detalhamento da viga sem a variação de temperatura de Palmas/TO ...	82
Figura 52 - Detalhamento da viga submetida a variação de temperatura de Palmas/TO .....	83
'Figura 53 - Detalhamento da viga (Software Eberick) .....	84
Figura 54 - Quadro comparativo das vigas.....	84

## LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

$\rho$	Taxa de armadura
ABCP	Associação Brasileira de Cimento Portland
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
As	Área da seção transversal da armadura
bw	Largura da viga
d	Altura útil da viga
D.E.I.S	Diagramas dos Esforços Internos Solicitantes
ec2	Deformação específica de encurtamento do concreto no início do patamar plástico
<i>E<sub>ci</sub></i>	Módulo de elasticidade ou módulo de deformação tangente inicial do concreto, referindo-se sempre ao módulo cordal
ecu	deformação específica de encurtamento do concreto na ruptura
ELS	Estado Limite de Serviço
ELU	Estado Limite Último
<i>f<sub>cd</sub></i>	Resistência de cálculo à compressão do concreto
<i>f<sub>ck</sub></i>	Resistência característica à compressão do concreto
<i>f<sub>ct,m</sub></i>	Resistência média à tração do concreto
<i>f<sub>yd</sub></i>	Resistência do aço
$\gamma_c$	Coefficiente de ponderação da resistência do concreto
M	Momento fletor
máx	Máximo
Md	Momento fletor de cálculo
mín	Mínimo
MUC	Momento último de compressão
NBR	Norma Brasileira
TO	Tocantins
VRd	Força cortante resistente de cálculo
Vsd	Força cortante solicitante de cálculo

## SUMÁRIO

<b>1. INTRODUÇÃO .....</b>	<b>13</b>
1.1 PROBLEMA DE PESQUISA .....	14
1.2 OBJETIVOS .....	14
<b>1.2.1 Objetivo Geral .....</b>	<b>14</b>
<b>1.2.2 Objetivos Específicos .....</b>	<b>14</b>
1.3 JUSTIFICATIVA .....	15
<b>2 REFERENCIAL TEÓRICO.....</b>	<b>16</b>
2.1 NOÇÕES PRELIMINARES SOBRE ESTRUTURAS .....	16
2.2 CONCRETO.....	17
<b>2.2.1 Concreto Simples .....</b>	<b>17</b>
<b>2.2.1.1 Cimento .....</b>	<b>17</b>
<b>2.2.1.2 Agregados: miúdo e graúdo.....</b>	<b>18</b>
<b>2.2.1.3 Água .....</b>	<b>19</b>
<b>2.2.2 Resistência à compressão .....</b>	<b>19</b>
<b>2.2.3 Resistência à tração.....</b>	<b>19</b>
<b>2.2.4 Diagrama tensão-deformação .....</b>	<b>20</b>
<b>2.2.5 Massa Específica.....</b>	<b>21</b>
<b>2.2.6 Módulo de Elasticidade.....</b>	<b>21</b>
2.3 CONCRETO ARMADO .....	22
<b>2.3.1 Aço.....</b>	<b>23</b>
<b>2.3.2 Domínios de deformação.....</b>	<b>25</b>
2.4 DURABILIDADE DA ESTRUTURA.....	26
<b>2.4.1 Classe de agressividade ambiental (CAA) .....</b>	<b>26</b>
<b>2.4.2 Relação água X cimento e classe de concreto .....</b>	<b>27</b>
<b>2.4.3 Cobrimento nominal.....</b>	<b>27</b>
2.5 ESTADOS LIMITES .....	28
<b>2.5.1 Estado Limite Último.....</b>	<b>29</b>
<b>2.5.2 Estado Limite de Serviço.....</b>	<b>30</b>
2.6 AÇÕES ATUANTES NAS ESTRUTURAS .....	30
<b>2.6.1 Ações permanentes .....</b>	<b>31</b>
<b>2.6.2 Ações excepcionais .....</b>	<b>31</b>
<b>2.6.3 Ações variáveis .....</b>	<b>31</b>

<b>2.6.3.1 Ações Variáveis: Variações uniformes de temperatura x Variações não uniformes de temperatura .....</b>	<b>32</b>
2.7 EFEITOS DECORRENTES DA VARIAÇÃO DE TEMPERATURA .....	33
<b>2.7.1 Efeitos do gradiente térmico no concreto.....</b>	<b>33</b>
<b>2.7.2 Efeitos do gradiente térmico no aço.....</b>	<b>34</b>
2.8 COMBINAÇÕES DE AÇÕES .....	34
2.9 ANÁLISE ESTRUTURAL .....	34
<b>2.9.1 Modelo Estrutural: Vigas .....</b>	<b>35</b>
2.10 CRITÉRIOS PARA DIMENSIONAMENTO DE VIGAS SOB FLEXÃO SIMPLES	36
<b>2.10.1 Largura Mínima.....</b>	<b>39</b>
<b>2.10.2 Armadura Mínima .....</b>	<b>39</b>
<b>2.10.3 Armadura de pele .....</b>	<b>39</b>
<b>2.10.4 Espaçamentos mínimos entre barras.....</b>	<b>40</b>
<b>2.10.5 Ductilidade em vigas.....</b>	<b>40</b>
<b>2.10.6 Cisalhamento .....</b>	<b>40</b>
<b>2.10.7 Momento Fletor .....</b>	<b>41</b>
<b>2.10.7.1 Verificação de ruptura à compressão.....</b>	<b>41</b>
<b>2.10.7.2 Taxa de armadura para vigas a flexão simples .....</b>	<b>41</b>
<b>2.10.8 Esforço Cortante .....</b>	<b>44</b>
<b>2.10.8.1 Modelo de Cálculo 1 .....</b>	<b>45</b>
<b>2.10.8.2 Modelo de Cálculo 2.....</b>	<b>45</b>
<b>2.10.9 Detalhamento do Estribo .....</b>	<b>46</b>
2.11 PROGRAMA FTOOL.....	46
2.12 PROGRAMA EBERICK.....	47
<b>3. METODOLOGIA .....</b>	<b>48</b>
3.1 DESENHO DE ESTUDO.....	48
3.2 LOCAL E PERÍODO DE REALIZAÇÃO DO ESTUDO .....	49
3.3 PROCEDIMENTO DE ESTUDO .....	49
3.4 PROCEDIMENTOS PARA DEFINIÇÃO DA VIGA EM ESTUDO.....	51
<b>3.4.1 Definição da arquitetura e elaboração do projeto estrutural.....</b>	<b>51</b>
<b>3.4.2 Definição da viga.....</b>	<b>54</b>
<b>3.4.3 Etapas para a análise dos esforços atuantes, momentos fletores e deslocamentos na viga.....</b>	<b>54</b>

<b>3.4.3.1 Lançamento do elemento estrutural.....</b>	<b>54</b>
<b>3.4.3.2 Definição dos carregamentos verticais.....</b>	<b>55</b>
<b>3.4.3.3 Definição dos vínculos .....</b>	<b>56</b>
<b>3.4.3.4 Lançamento dos carregamentos verticais, horizontais, vínculos e temperatura no FTOOL .....</b>	<b>56</b>
<b>4 RESULTADOS E DISCUSSÃO .....</b>	<b>58</b>
4.1 ESTUDO DAS TEMPERATURAS MÁXIMAS E MÍNIMAS DA CIDADE DE PALMAS - TO.....	58
4.2 PROCEDIMENTOS PARA ANÁLISE DOS ESFORÇOS ATUANTES, MOMENTOS FLETORES E DESLOCAMENTOS NA VIGA.....	60
4.3 DIMENSIONAMENTO DA VIGA SEM A VARIAÇÃO DE TEMPERATURA DA CIDADE DE PALMAS/TO .....	67
<b>4.3.1 Armadura longitudinal .....</b>	<b>67</b>
<b>4.3.2 Armadura transversal .....</b>	<b>70</b>
4.4 DIMENSIONAMENTO DA VIGA SUBMETIDA A VARIAÇÃO DE TEMPERATURA DA CIDADE DE PALMAS/TO .....	75
<b>4.4.1 Armadura longitudinal .....</b>	<b>75</b>
<b>4.4.2 Armadura transversal .....</b>	<b>78</b>
4.5 DETALHAMENTO DAS VIGAS.....	82
<b>5. CONCLUSÃO .....</b>	<b>87</b>
<b>REFERÊNCIAS.....</b>	<b>89</b>

## 1. INTRODUÇÃO

Desde os primórdios da Engenharia Civil, a estrutura representa o elemento fundamental de uma construção. É encargo da estrutura, assegurar a estabilidade da edificação, bem como atender as necessidades decorrentes de ações variáveis, permanentes e excepcionais. (MARTINS, 2013)

Outrora, acreditava-se que as estruturas de concreto armado se manteriam eternas, isto é, sua vida útil se perpetuaria ao longo dos anos. Contudo, com o passar do tempo e manutenção dos estudos, compreende-se hoje que tais estruturas podem se tornar impróprias para o uso em um período relativamente curto de tempo. Entre os motivos que poderiam vir a gerar danos à estrutura e acarretar na sua degradação e conseqüente inadequação ao uso, pode-se apontar defeitos no projeto ou na sua execução, ausência de manutenção, danos acidentais e outros. (BARTZ, 2008)

Segundo Hibbeler (2013), quando uma estrutura é projetada, ela deve servir a uma função específica para o uso do público, deste modo, o engenheiro tem que se preocupar com a sua segurança, estética e funcionalidade, mas ao mesmo tempo levar em consideração as restrições econômicas e ambientais.

Atualmente, uma das principais preocupações na área estrutural de uma construção é o comportamento do concreto armado submetido à variações de temperaturas, uma vez que a ação térmica recorrente, ocasiona grandes reflexos na resistência dos materiais.

Segundo Figueredo, Costa e Silva (2002), a elevação gradual de temperatura provoca efeitos distintos no concreto, verificando-se alteração na coloração, perda de resistência mecânica, esfarelamento superficial, fissuração e até mesmo a própria desintegração da estrutura.

Não obstante, urge um elemento estrutural de suma importância, as vigas, as quais têm como função prestar apoio à paredes e lajes, gerenciando as cargas juntamente com os pilares até a fundação. Tais vigas, apesar da grande capacidade de resistência à variados tipos de cargas, quando expostas à temperaturas elevadas, perdem sua eficiência estrutural. (BASTOS, 2015)

Deste modo, o presente estudo tem como objetivo analisar como a variação de temperatura da cidade de Palmas – Tocantins influencia em estruturas de concreto armado, uma vez que, segundo o site Climatologia Geográfica (2014), é

considerada uma das cidades mais quentes do Brasil, com um clima predominantemente tropical e com grande variação térmica em determinados meses do ano, levando tanto o usuário quanto o engenheiro projetista a preocupar-se com a segurança da construção. (FREITAS; SOUZA; 2016)

Logo, entende-se ser de suma importância a realização de um estudo mais aprofundado dos esforços internos solicitantes de uma viga de concreto armado sob tamanha influência climática, precisamente para concluir como as ações variáveis de temperatura agem em tais elementos estruturais, gerando, assim, uma maior segurança para o projetista quanto a seu dimensionamento e vida útil e, dessa maneira, manter a confiança de uma construção estabilizada

## 1.1 PROBLEMA DE PESQUISA

Que impactos as variações de temperatura da cidade de Palmas – TO provocam nos esforços internos solicitantes, flechas de uma viga em concreto armado?

## 1.2 OBJETIVOS

### 1.2.1 Objetivo Geral

O objetivo do presente trabalho é analisar como a variação de temperatura da cidade de Palmas/TO pode influenciar diretamente no dimensionamento de uma viga hiperestática de concreto armado, com enfoque nos esforços internos solicitantes, rotações e flechas.

### 1.2.2 Objetivos Específicos

- Pesquisar as variações climáticas da região de Palmas-TO;
- Analisar o comportamento de uma viga hiperestática de concreto armado submetida à variação de temperatura e fazer uma simulação utilizando o software computacional FTOOL;
- Dimensionar o elemento estrutural supracitado segundo os critérios da NBR 6118/2014, à momento fletor e cortante.
- Apontar possíveis variação e/ou redistribuição dos esforços internos solicitantes, bem como nas flechas e rotações;
- Avaliar deslocamentos verticais da estrutura;

### 1.3 JUSTIFICATIVA

Os Diagramas dos Esforços Internos Solicitantes (D.E.I.S) são utilizados para avaliar como as forças normais, esforços cortantes e momentos fletores agem no interior de uma estrutura. Tal diagrama tem como propósito direcionar o cálculo de vigas, uma vez que pode-se calcular com precisão os pontos mais solicitados da estrutura, para que conseqüentemente sejam tomadas providências quanto ao dimensionamento dessas vigas, gerando, assim, garantia de uma alta eficiência, durabilidade, economia e segurança do usuário.

Um dos fatores de deformações e tensões internas em uma estrutura é a variação de temperatura. Por conseguinte, importante destacar que a capital do Estado do Tocantins, a cidade de Palmas, apresenta variações climáticas com propensão ao prevalecimento de altas temperaturas e amplitudes térmicas. Deste modo, o estudo dessas variações é de suma importância para compreender como a estrutura se deforma e traçar os riscos que tais oscilações podem ocasionar no setor da construção civil de Palmas/TO.

Em meio aos elementos do concreto armado, foi escolhido as vigas, devido a seu grande valor funcional, tendo em vista que prestam apoio à paredes e lajes, administrando as cargas até a fundação com o reforço dos pilares, bem como oferecendo solidez aos pórticos.

Portanto, necessário se faz uma análise mais aprofundada dos esforços internos solicitantes de vigas de concreto armado e seu comportamento quando submetidas às variações climáticas da cidade de Palmas/TO, para dimensionar o elemento estrutural com as condições adequadas e comparar ao projeto real.

## 2 REFERENCIAL TEÓRICO

### 2.1 NOÇÕES PRELIMINARES SOBRE ESTRUTURAS

Estruturas caracterizam-se como sistemas físicos aptos a transmitir e receber esforços. São projetadas e construídas para suprir as necessidades do ser humano em suas mais diversas finalidades, seja especificamente na área de Engenharia Civil ou não, sendo que, apesar de tamanha variedade, gozam dos mesmos princípios básicos típicos da Engenharia. (SORIANO, 2010)

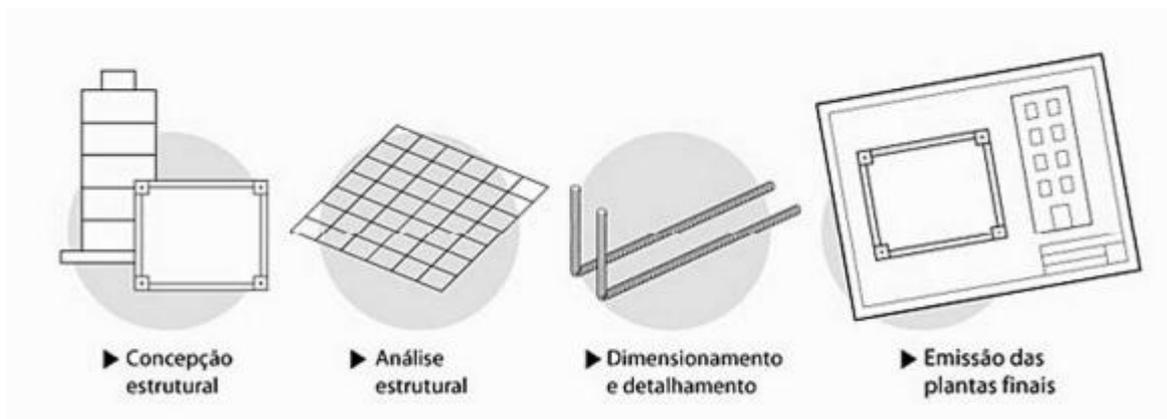
Segundo Luiz Fernando Martha (2010), “uma estrutura pode ser projetada e construída em aço, concreto, madeira, blocos de rocha, materiais não convencionais ou novos materiais sintéticos.”.

Independente do material utilizado, ao projetar uma estrutura deve-se ater a sua estética, segurança, estabilidade e funcionalidade, levando-se em conta as restrições financeiras, ambientais e àquelas impostas a cada tipo material, o que, quase sempre, exige a realização de vários cálculos e estudos até que se obtenha uma melhor adequação estrutural.

Assim, entende-se que toda estrutura deve ser resistente e rígida. No primeiro caso, no sentido de ter capacidade para resistir às ações externas e, no segundo caso, no sentido de não manifestar deformidade excessiva que venha a prejudicar sua estética e o seu uso. Deste modo, é imprescindível uma análise dos esforços internos com condão de exprimir o comportamento do modelo estrutural, para dimensionar adequadamente uma determinada estrutura. (SORIANO, 2010)

Em vista disso e, conforme Alio Kimura (2007), a elaboração de um projeto estrutural possui quatro etapas indispensáveis: definição de dados ou concepção estrutural, análise estrutural, dimensionamento e detalhamento, e emissão das plantas finais.

Figura 1 - Etapas de Elaboração do Projeto Estrutural.



Fonte: Kimura (2007)

## 2.2 CONCRETO

### 2.2.1 Concreto Simples

O Concreto constitui-se pelo agrupamento de quatro elementos básicos, quais sejam: cimento, agregados (miúdo e graúdo) e água. Com tais elementos é possível obter produtos como a pasta (água + cimento), a argamassa (pasta + agregado miúdo) e o concreto (argamassa + agregado graúdo).

De acordo com Araújo (2014), existe a possibilidade de serem utilizados aditivos químicos e adições minerais, a fim de se obter um melhor desempenho para o concreto.

Conforme a NBR 6118:2014, o concreto simples é um elemento estrutural elaborado com concreto que não possui qualquer tipo de armadura ou que há possui em quantidade inferior ao mínimo exigido para o concreto armado.

#### 2.2.1.1 Cimento

O cimento é o componente básico do concreto, sendo que o mais utilizado, dentro da construção civil, é o Cimento Portland.

O cimento Portland é um pó fino com propriedades aglutinantes, aglomerantes ou ligantes, que endurece sob a ação da água. Pode ser obtido com a pulverização de clínquer e, constituiu-se sobretudo, de silicatos hidráulicos de cálcio, com certa proporção de sulfato de cálcio natural, sendo que algumas vezes poderá conter adições de certas substâncias que podem vir a alterar suas propriedades ou a favorecer sua utilização. (ABCP, 2002)

Figura 2 - Nomenclatura dos cimentos Portland.

Nome técnico		Sigla	Classe	Identificação do tipo e classe
Cimento portland comum (NBR 5732)	Cimento portland comum	CP I	25	CP I-25
			32	CP I-32
	40		CP I-40	
	Cimento portland comum com adição	CP I-S	25	CP I-S-25
			32	CP I-S-32
			40	CP I-S-40
Cimento portland composto (NBR 11578)	Cimento portland composto com escória	CP II-E	25	CP II-E-25
			32	CP II-E-32
			40	CP II-E-40
	Cimento portland composto com pozolana	CP II-Z	25	CP II-Z-25
			32	CP II-Z-32
			40	CP II-Z-40
	Cimento portland composto com filler	CP II-F	25	CP II-F-25
			32	CP II-F-32
			40	CP II-F-40
Cimento portland de alto-forno (NBR 5735)		CP III	25	CP III-25
			32	CP III-32
			40	CP III-40
Cimento portland pozolânico (NBR 5736)		CP IV	25	CP IV-25
			32	CP IV-32
Cimento portland de alta resistência inicial (NBR 5733)		CP V-ARI	-	CP V-ARI
Cimento portland resistente aos sulfatos (NBR 5737)		-	25 32 40	Sigla e classe dos tipos originais acrescidos do sufixo RS. Exemplo: CP I-32RS, CP II-F-32RS, CP III-40RS etc.
Cimento portland de baixo calor de hidratação (NBR 13116)		-	25 32 40	Sigla e classe dos tipos originais acrescidos do sufixo BC. Exemplo: CP I-32BC, CP II-F-32BC, CP III-40BC etc.
Cimento portland branco (NBR 12989)	Cimento portland branco estrutural	CPB	25	CPB-25
			32	CPB-32
	Cimento portland branco não estrutural		-	40
		CPB	-	CPB
Cimento para poços petrolíferos (NBR 9831)		CPP	G	CPP - classe G

Fonte: ABCP (2002)

### 2.2.1.2 Agregados: miúdo e graúdo

Os agregados são materiais granulares, não possuem volume e forma definidos, podendo ser naturais ou artificiais. Naturais são aqueles que se encontram somente na natureza, como areia, cascalho, pedras. Já os artificiais são aqueles processados em indústrias, como pedras britadas, escória de alto-forno, areias artificiais, argilas expandidas, dentre outros.

Conforme a NBR 7211:2009, define-se agregado miúdo como areia de origem natural ou resultante da britagem de rochas estáveis, ou a mistura de ambas, sendo que possui diâmetro máximo igual ou inferior a 4,8 mm.

Já o agregado graúdo é definido como pedregulho ou brita proveniente de rochas estáveis ou a mistura de ambos, sendo que tem diâmetro máximo superior a 4,8 mm.

### 2.2.1.3 Água

A necessidade da água para a manutenção do concreto se encontra no fato de que ela possibilita as reações de hidratação do cimento, que irá garantir a resistência e durabilidade do concreto. Outra função deste recurso é a de lubrificar partículas, proporcionando, assim, um melhor manuseio do concreto.

### 2.2.2 Resistência à compressão

A resistência à compressão é estabelecida com base em ensaios realizados em laboratórios onde são utilizados corpos de prova em compressão centrada. O ensaio para determinar esta resistência é feito numa prensa na idade de 28 dias a partir da moldagem, conforme a NBR 5739:2007.

A NBR 6118:2014, em seu item 8.2.1, faz a divisão do concreto em classes conforme suas resistências características, do modo que segue abaixo:

Figura 3 - Classes de resistência característica à compressão do concreto.

<b>Classes de Resistência</b>	C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50	C55	C60	C70	C80	C90
-------------------------------	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----

Fonte: ABNT NBR 6118:2014

### 2.2.3 Resistência à tração

A resistência à tração é estabelecida com base em ensaios, quais sejam: tração direta, tração na flexão e compressão diametral, sendo este último o mais utilizado no Brasil. Tal resistência à tração, assim como na resistência à compressão, apresenta variabilidade, logo o seu valor médio é colhido da mesma forma.

A NBR 6118:2014, em seu item 8.2.5 viabiliza a adoção de valores quando não há ensaios específicos de resistência à tração do concreto, conforme as seguintes equações contidas na norma:

$$f_{ctk, inf} = 0,7 \times f_{ct, m}$$

$$f_{ctk, sup} = 1,3 \times f_{ct, m}$$

Para concretos de classes até C50:

$$f_{ct, m} = 0,3 \times f_{ck}^{2/3}$$

Para concretos de classes C55 até C90:

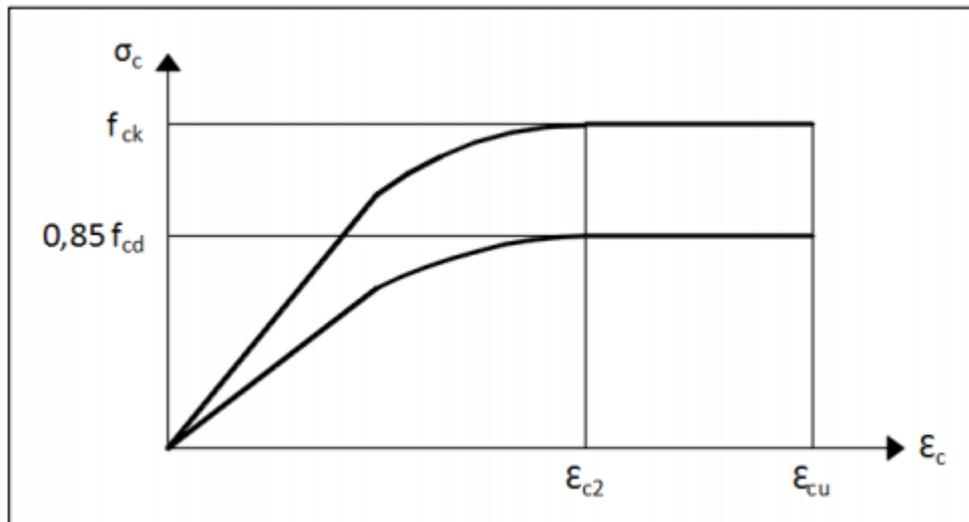
$$f_{ct, m} = 2,12 \times \ln(1 + 0,11 \times f_{ck})$$

### 2.2.4 Diagrama tensão-deformação

A NBR 6118:2014 possibilita a utilização do diagrama tensão-deformação para realização de análises no Estado Limite Último (ELU). A relação entre deformação e tensão no trecho parabólico segue conforme a seguinte equação:

$$\sigma_{cd} = 0,85 \times f_{cd} \times \left[ 1 - \left( 1 - \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{c2}} \right)^n \right]$$

Figura 4 - Diagrama tensão-deformação do concreto na compressão.



Fonte: ABNT NBR 6118:2014

Onde:

- $f_{cd}$  é a resistência á compressão de projeto do concreto definido pela razão do  $f_{ck}/\gamma_c$ , sendo  $\gamma_c$  o coeficiente de minoração da resistência do concreto ( $\gamma_c=1,4$ );
- $\varepsilon_{cu}$  é a deformação específica de encurtamento do concreto na ruptura;
- $\varepsilon_{c2}$  é a deformação específica de encurtamento do concreto no início do patamar plástico.

Para concretos de classes até C50:

$$\varepsilon_{c2} = 2,0\text{‰}$$

$$\varepsilon_{cu} = 3,5\text{‰}$$

$$n = 2$$

Para concretos de classes de C55 até C90:

$$\epsilon_{c2} = 2,0\text{‰} + 0,085\text{‰} \times (f_{ck} - 50)^{0,53}$$

$$\epsilon_{cu} = 2,6\text{‰} + 35\text{‰} \times [(90 - f_{ck})/100]^4$$

$$n = 1,4 + 23,4 \times [(90 - f_{ck})/100]^4$$

### 2.2.5 Massa Específica

A NBR 6118:2014 é aplicável aos concretos com massa específica normal, que são aqueles que, depois de secos em estufa, têm massa específica compreendida entre 2.000 kg/m<sup>3</sup> e 2.800 kg/m<sup>3</sup>.

Ainda conforme a NBR 6118:2014, caso a massa específica real seja desconhecida, adota-se o valor de 2.400 kg/m<sup>3</sup> para o concreto simples e 2.500 kg/m<sup>3</sup> para o concreto armado.

### 2.2.6 Módulo de Elasticidade

Consoante os dizeres de Araújo (2014), o módulo de elasticidade longitudinal é a grandeza mecânica que demonstra a rigidez de um material sólido. É possível obtê-lo através de um diagrama de deformação *versus* tensão.

Dois são os principais módulos de elasticidade longitudinais do concreto, que são o secante e o tangente, sendo este último, o módulo de elasticidade inicial, que depende do *quantum* da resistência à compressão do concreto.

A NBR 6118:2014 preconiza o seguinte, "*quando não forem realizados ensaios, pode-se estimar o valor do módulo de elasticidade inicial usando as expressões a seguir.*".

Deste modo, seguem as equações de módulo de elasticidade conforme NBR 6118:2014.

$$E_{ci} = \alpha_E \times 5600 \times \sqrt{f_{ck}}$$

$$E_{ci} = 21,5 \times 10^3 \times \alpha_E \times \left( \frac{f_{ck}}{10} + 1,25 \right)^{1/3}$$

sendo:

$\alpha_E = 1,2$  para basalto e diabásio;

$\alpha_E = 1,0$  para granito e gnaisse;

$\alpha_E = 0,9$  para calcário;

$\alpha_E = 0,7$  para arenito.

onde:

$E_{ci}$  e  $f_{ck}$  são dados em megapascal (MPa).

### 2.3 CONCRETO ARMADO

Conforme já demonstrado, considera-se concreto como sendo uma rocha artificial, formada pela mistura de 4 elementos básicos (cimento, agregados miúdo e graúdo e água), podendo conter ainda, aditivos e adições. (LEONHARDT; MÖNNING; 1977)

A associação do concreto com o aço dá origem ao concreto armado, obtendo assim uma maior resistência sólida aos esforços solicitantes.

Segundo Botelho e Marchetti (2004), a resistência à tração do concreto apresenta valores dez vezes menores que a resistência do mesmo à compressão, portanto a ideia do concreto armado é adicionar um material resistente à tração na parte tracionada, o aço, e na parte comprimida manter apenas o concreto.

A função da armadura do concreto armado é, conforme Fusco (1976), resistir aos esforços solicitantes de tração, operando pacificamente sem, contudo, propiciar esforços adicionais à estrutura.

Do mesmo modo, Carvalho e Figueiredo Filho salientam o seguinte:

[...] os dois materiais, concreto e aço, deverão trabalhar solidariamente, e isso é possível em decorrência das forças de aderência entre a superfície do aço e o concreto, pois as barras de aço tracionadas só funcionam quando, pela deformação do concreto que as envolve, começam a ser alongadas, o que caracteriza as armaduras passivas. É a aderência que faz com que o concreto armado se comporte como material estrutural (CARVALHO e FIGUEIREDO FILHO, 2007).

Carvalho e Figueiredo (2007) ainda complementam que a utilização do concreto armado como material estrutural apresenta diversas vantagens, quais sejam: melhor adaptação às variações de forma; fácil manuseio; grande resistência às solicitações; grande durabilidade (quando bem executado); permite a obtenção de estruturas monolíticas; economicamente viável; permite a utilização de pré-moldagem, o que gera maior rapidez e facilidade de execução; e maior resistência ao fogo e variações térmicas.

### 2.3.1 Aço

O concreto manifesta uma baixa resistência à tração, sendo este o principal motivo da utilização do aço no concreto armado, para se obter um melhor desempenho quanto à resistência destes esforços.

Conforme a NBR 6118:2014, os elementos de aço são classificados como barra e fios, sendo que as barras são classificadas em duas categorias, CA-25 e CA-50, e os fios estão na categoria CA-60.

A NBR ainda define alguns valores para os aços:

- Coeficiente de dilatação térmica:  $10^{-5}/^{\circ}\text{C}$  para intervalos de temperatura entre  $20^{\circ}\text{C}$  e  $150^{\circ}\text{C}$ ;
- Massa específica:  $7.850 \text{ kg/m}^3$ ;
- Módulo de elasticidade:  $210 \text{ GPa}$ .

Os fios e barras podem ser lisos, entalhados ou providos de saliências ou mossas. (NBR 6118:2014)

Figura 5 - Tipos de superfície de aço.



Fonte: Google Imagens

As barras e fios, segundo a NBR 7480:2007, devem possuir o comprimento de 12m, com tolerância de, no máximo, 1%. Nas tabelas a seguir, é possível visualizar os diâmetros padronizados pela norma da ABNT.

Figura 6 - Características dos Fios.

Diâmetro nominal <sup>a</sup> mm	Massa e tolerância por unidade de comprimento		Valores nominais	
	Massa nominal <sup>b</sup> kg/m	Máxima variação permitida para massa nominal	Área da seção mm <sup>2</sup>	Perímetro mm
2,4	0,036	± 6%	4,5	7,5
3,4	0,071	± 6%	9,1	10,7
3,8	0,089	± 6%	11,3	11,9
4,2	0,109	± 6%	13,9	13,2
4,6	0,130	± 6%	16,6	14,5
5,0	0,154	± 6%	19,6	15,7
5,5	0,187	± 6%	23,8	17,3
6,0	0,222	± 6%	28,3	18,8
6,4	0,253	± 6%	32,2	20,1
7,0	0,302	± 6%	38,5	22,0
8,0	0,395	± 6%	50,3	25,1
9,5	0,558	± 6%	70,9	29,8
10,0	0,617	± 6%	78,5	31,4

<sup>a</sup> Outros diâmetros nominais podem ser fornecidos a pedido do comprador, mantendo-se as faixas de tolerância do diâmetro mais próximo.

<sup>b</sup> A densidade linear de massa (em quilogramas por metro) é obtida pelo produto da área da seção nominal em metros quadrados por 7 850 kg/m<sup>3</sup>.

Fonte: ABNT NBR 7480:2007

Figura 7 - Características das Barras.

Diâmetro nominal <sup>a</sup> mm	Massa e tolerância por unidade de comprimento		Valores nominais	
	Massa nominal <sup>b</sup> kg/m	Máxima variação permitida para massa nominal	Área da seção mm <sup>2</sup>	Perímetro mm
6,3	0,245	± 7%	31,2	19,8
8,0	0,395	± 7%	50,3	25,1
10,0	0,617	± 6%	78,5	31,4
12,5	0,963	± 6%	122,7	39,3
16,0	1,578	± 5%	201,1	50,3
20,0	2,488	± 5%	314,2	62,8
22,0	2,984	± 4%	380,1	69,1
25,0	3,853	± 4%	490,9	78,5
32,0	6,313	± 4%	804,2	100,5
40,0	9,865	± 4%	1256,6	125,7

<sup>a</sup> Outros diâmetros nominais podem ser fornecidos a pedido do comprador, mantendo-se as faixas de tolerância do diâmetro mais próximo.

<sup>b</sup> A densidade linear de massa (em quilogramas por metro) é obtida pelo produto da área da seção nominal em metros quadrados por 7 850 kg/m<sup>3</sup>.

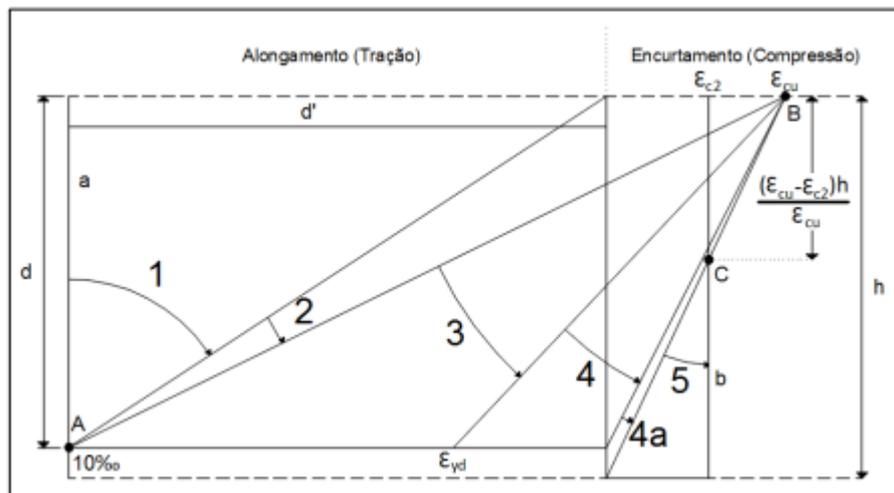
Fonte: ABNT NBR 7480:2007

### 2.3.2 Domínios de deformação

A NBR 6118:2014 demonstra várias possibilidades de ruína da seção, a qual caracteriza-se através das deformações específicas de seus materiais, quando atingem as deformações últimas.

A figura a seguir indica seis domínios de deformação e remete uma seção retangular com armadura simples.

Figura 8 - Domínios de Estado Limite Último (ELU) de uma seção transversal.



Fonte: ABNT NBR 6118:2014

Assim e, conforme a NBR 6118:2014, tem-se:

- Ruptura convencional por deformação plástica excessiva:
  - reta *a*: tração uniforme;
  - domínio 1: tração não uniforme, sem compressão;
  - domínio 2: flexão simples ou composta sem ruptura à compressão do concreto ( $\epsilon_c < \epsilon_{c2}$  e com o máximo alongamento permitido).
- Ruptura convencional por encurtamento-limite do concreto:
  - domínio 3: flexão simples (seção subarmada) ou composta com ruptura à compressão do concreto e com escoamento do aço ( $\epsilon_s \geq \epsilon_{yd}$ );
  - domínio 4: flexão simples (seção superarmada) ou composta com ruptura à compressão do concreto e aço tracionado sem escoamento ( $\epsilon_s < \epsilon_{yd}$ );
  - domínio 4a: flexão composta com armaduras comprimidas;
  - domínio 5: compressão não uniforme, sem tração;
  - reta *b*: compressão uniforme.

## 2.4 DURABILIDADE DA ESTRUTURA

O item 6 da NBR 6118:2014 preconiza as diretrizes para durabilidade das estruturas, e normatiza o seguinte:

*"As estruturas de concreto devem ser projetadas e construídas de modo que, sob as condições ambientais previstas na época do projeto e quando utilizadas conforme preconizado em projeto, conservem sua segurança, estabilidade e aptidão em serviço durante o prazo correspondente à sua vida útil." (ABNT NBR 6118, 2014)*

Ou seja, os padrões de durabilidade são profundamente dependentes das peculiaridades do concreto, da relação de água x cimento e da cobertura de proteção da armadura, os quais visam a preservação da estrutura.

### **2.4.1 Classe de agressividade ambiental (CAA)**

Um dos fatores de maior importância, que deve ser levado em consideração no dimensionamento é a exposição da estrutura à agressividade ambiental, que interfere, de forma direta, na vida útil da estrutura.

Esta agressividade ambiental está profundamente relacionada às ações físicas e químicas que operam nas estruturas de concreto, independentemente de qualquer variação mecânica, ou variação volumétrica/térmica ou retração hidráulica e outras mais previstas no dimensionamento das estruturas. (ABNT NBR 6118, 2014)

A agressividade ambiental é classificada segundo os critérios da NBR 6118:2014, conforme figura que segue:

Figura 9 - Classes de agressividade ambiental (CAA).

Classe de agressividade ambiental	Agressividade	Classificação geral do tipo de ambiente para efeito de projeto	Risco de deterioração da estrutura
I	Fraca	Rural	Insignificante
		Submersa	
II	Moderada	Urbana <sup>a, b</sup>	Pequeno
III	Forte	Marinha <sup>a</sup>	Grande
		Industrial <sup>a, b</sup>	
IV	Muito forte	Industrial <sup>a, c</sup>	Elevado
		Respingos de maré	

<sup>a</sup> Pode-se admitir um microclima com uma classe de agressividade mais branda (uma classe acima) para ambientes internos secos (salas, dormitórios, banheiros, cozinhas e áreas de serviço de apartamentos residenciais e conjuntos comerciais ou ambientes com concreto revestido com argamassa e pintura).

<sup>b</sup> Pode-se admitir uma classe de agressividade mais branda (uma classe acima) em obras em regiões de clima seco, com umidade média relativa do ar menor ou igual a 65 %, partes da estrutura protegidas de chuva em ambientes predominantemente secos ou regiões onde raramente chove.

<sup>c</sup> Ambientes quimicamente agressivos, tanques industriais, galvanoplastia, branqueamento em indústrias de celulose e papel, armazéns de fertilizantes, indústrias químicas.

Fonte: ABNT NBR 6118:2014

#### 2.4.2 Relação água X cimento e classe de concreto

A classe de agressividade ambiental impõe limites de qualidade ao concreto, no que se refere à relação água X cimento e resistência, conforme se depreende pela figura abaixo:

Figura 10 - Correspondência entre a classe de agressividade ambiental e a qualidade do concreto.

Concreto <sup>a</sup>	Tipo <sup>b, c</sup>	Classe de agressividade (Tabela 6.1)			
		I	II	III	IV
Relação água/cimento em massa	CA	≤ 0,65	≤ 0,60	≤ 0,55	≤ 0,45
	CP	≤ 0,60	≤ 0,55	≤ 0,50	≤ 0,45
Classe de concreto (ABNT NBR 8953)	CA	≥ C20	≥ C25	≥ C30	≥ C40
	CP	≥ C25	≥ C30	≥ C35	≥ C40

<sup>a</sup> O concreto empregado na execução das estruturas deve cumprir com os requisitos estabelecidos na ABNT NBR 12655.

<sup>b</sup> CA corresponde a componentes e elementos estruturais de concreto armado.

<sup>c</sup> CP corresponde a componentes e elementos estruturais de concreto protendido.

Fonte: ABNT NBR 6118:2014

#### 2.4.3 Cobrimento nominal

Tem-se como cobrimento nominal a espessura da camada de concreto, a qual assume a responsabilidade de proteger a armadura ao longo da estrutura.

A NBR 6118:2014 estabelece o seguinte:

*"Para garantir o cobrimento mínimo ( $c_{mín}$ ), o projeto e a execução devem considerar o cobrimento nominal ( $c_{nom}$ ), que é o cobrimento mínimo acrescido da tolerância de execução ( $D_c$ )."*

Figura 11 - Correspondência entre a classe de agressividade ambiental e o cobrimento nominal.

Tipo de estrutura	Componente ou elemento	Classe de agressividade ambiental (Tabela 6.1)			
		I	II	III	IV <sup>c</sup>
		Cobrimento nominal mm			
Concreto armado	Laje <sup>b</sup>	20	25	35	45
	Viga/pilar	25	30	40	50
	Elementos estruturais em contato com o solo <sup>d</sup>	30		40	50
Concreto protendido <sup>a</sup>	Laje	25	30	40	50
	Viga/pilar	30	35	45	55

<sup>a</sup> Cobrimento nominal da bainha ou dos fios, cabos e cordoalhas. O cobrimento da armadura passiva deve respeitar os cobrimentos para concreto armado.

<sup>b</sup> Para a face superior de lajes e vigas que serão revestidas com argamassa de contrapiso, com revestimentos finais secos tipo carpete e madeira, com argamassa de revestimento e acabamento, como pisos de elevado desempenho, pisos cerâmicos, pisos asfálticos e outros, as exigências desta Tabela podem ser substituídas pelas de 7.4.7.5, respeitado um cobrimento nominal  $\geq 15$  mm.

<sup>c</sup> Nas superfícies expostas a ambientes agressivos, como reservatórios, estações de tratamento de água e esgoto, condutos de esgoto, canaletas de efluentes e outras obras em ambientes química e intensamente agressivos, devem ser atendidos os cobrimentos da classe de agressividade IV.

<sup>d</sup> No trecho dos pilares em contato com o solo junto aos elementos de fundação, a armadura deve ter cobrimento nominal  $\geq 45$  mm.

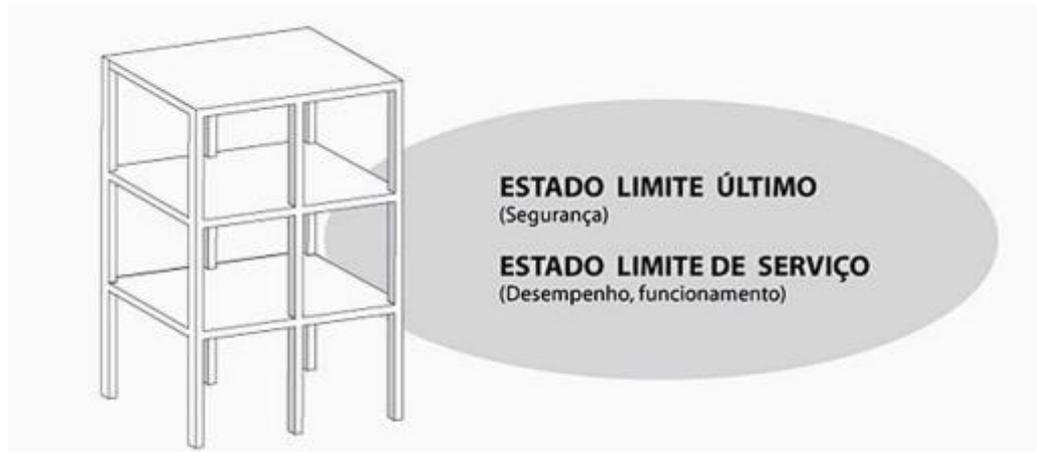
Fonte: ABNT NBR 6118:2014

## 2.5 ESTADOS LIMITES

De acordo com a NBR 6118:2014, para as estruturas de concreto armado deve-se considerar dois estados limites:

- Estado Limite Último (ELU)
- Estado Limite de Serviço (ELS)

Figura 12 - Estados Limites de uma Estrutura de Concreto Armado.



Fonte: Kimura (2007)

### 2.5.1 Estado Limite Último

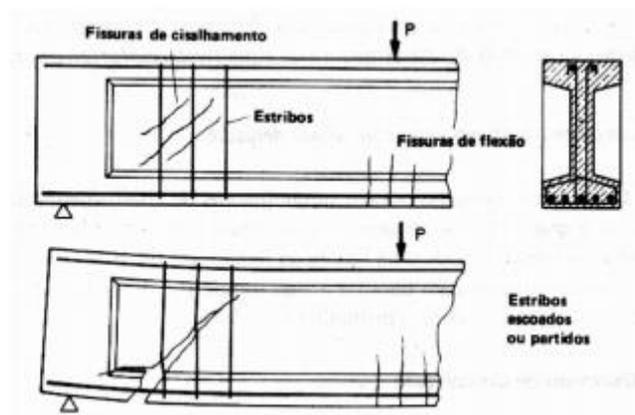
O Estado Limite Último está relacionado ao colapso da Estrutura, isto é, quando ela perde sua estabilidade estrutural, acarretando na paralisação de seu uso.

Alio Kimura em seu livro “Informática Aplicada em Estruturas de Concreto Armado” (2007) cita alguns exemplos de Estado Limite Último (ELU):

- Pilar mal dimensionado que provoca a ruína de um prédio;
- Uma laje mal dimensionada que vem abaixo, assim que o escoramento é retirado;
- Viga mal dimensionado que provoca o colapso do elemento estrutural.

Na figura abaixo, uma viga entrando em colapso pela ruptura dos estribos:

Figura 13 - Viga em colapso pela ruptura dos estribos



Fonte: Bastos (2017)

Ainda conforme Kimura (2007) o ELU “trata-se de uma condição última indesejável para todo Engenheiro. Diversos coeficientes de segurança são definidos ao longo do projeto estrutural de tal forma a evitar esse tipo de situação”.

### 2.5.2 Estado Limite de Serviço

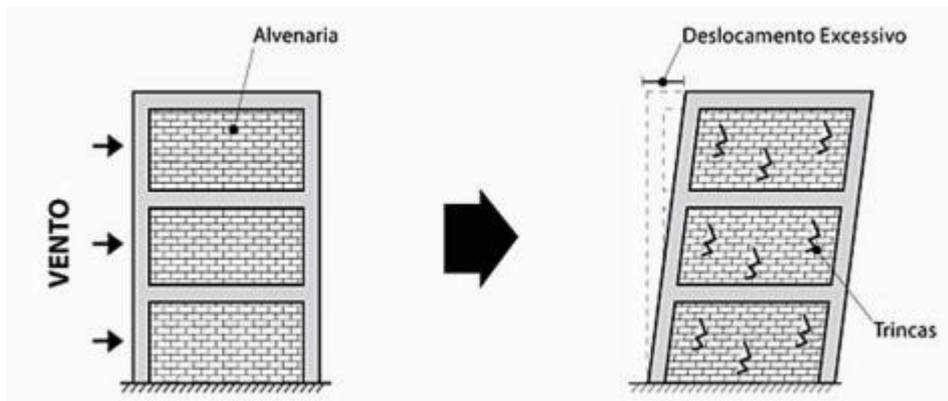
O Estado Limite de Serviço está relacionado ao conforto do usuário e à aparência, durabilidade e boa utilização das estruturas, quer seja em relação ao maquinário e equipamentos suportados pelas estruturas, quer seja pelos seus usuários.

São exemplos de Estado Limite de Serviço:

- Fissuras visíveis em uma viga, causando desconforto;
- Janela que deixa de abrir devido à deformações da vida;

Na figura abaixo é possível visualizar trincas na alvenaria de uma estrutura em virtude do deslocamento excessivo causado pela ação do vento:

Figura 14 - Deslocamento excessivo em uma estrutura gerando fissuras.



Fonte: Kimura (2007)

## 2.6 AÇÕES ATUANTES NAS ESTRUTURAS

As estruturas sofrem ações cotidianamente, como esforços, deslocamentos, forças e variações de temperatura. Deste modo, a NBR 8681:2004 classifica essas ações em três tipos:

- Ações permanentes;
- Ações excepcionais; e
- Ações variáveis.

### **2.6.1 Ações permanentes**

“As ações permanentes são aquelas que atuam sem interrupção por toda a vida útil da estrutura.”. (SORIANO, 2010)

Tais ações são divididas em:

- a) Ações permanentes diretas: são constituídas pelo peso próprio dos elementos construtivos fixos, peso próprio da estrutura, peso próprio das instalações permanentes e dos empuxos permanentes. (NBR 6118:2014)
- b) Ações permanentes indiretas: são constituídas pelas deformações impostas por influência e retração do concreto, deslocamentos de apoio, imperfeições geométricas e protensão. (NBR 6118:2014)

### **2.6.2 Ações excepcionais**

“As ações excepcionais são àquelas de duração extremamente curta, grande intensidade e baixa probabilidade de ocorrência.”. (SORIANO, 2010)

Eis abaixo alguns exemplos de ações excepcionais:

- Incêndios;
- Explosões;
- Abalos Sísmicos;
- Choques de veículos;
- Enchentes; etc.

### **2.6.3 Ações variáveis**

“As ações variáveis são aquelas que atuam somente durante um período da vida do edifício.”. (KIMURA, 2007)

Tais ações são divididas em:

- a) Ações variáveis diretas: são constituídas pelas cargas acidentais previstas para o uso da construção, pela ação da água e do vento, devendo-se respeitar as prescrições feitas por Normas Brasileiras específicas. (NBR 6118:2014)
- b) Ações variáveis dinâmicas: quando a estrutura, pelas suas condições de uso, está sujeita a choques ou vibrações, os respectivos efeitos devem ser considerados na determinação das solicitações e a

possibilidade de fadiga deve ser considerada no dimensionamento dos elementos estruturais. (NBR 6118:2014)

- c) Ações variáveis indiretas: Tais ações são subdivididas em **variações uniformes de temperatura e variações não uniformes de temperatura**. (NBR 6118:2014)

### **2.6.3.1 Ações Variáveis: Variações uniformes de temperatura x Variações não uniformes de temperatura**

Conforme NBR 6118:2014 as variações uniformes de temperatura são causadas pela oscilação de temperatura da atmosfera e, ainda, pela insolação direta. Essas variações dependem da localização da construção e das dimensões dos elementos estruturais que a constituem.

Genericamente, podem ser adotados os seguintes valores:

- a) Para elementos estruturais cuja menor dimensão não seja superior a 50 cm, deve ser considerada uma oscilação de temperatura em torno da média de 10°C a 15°C;
- b) Para elementos estruturais maciços e ocos, com os espaços vazios inteiramente fechados, cuja menor dimensão seja superior a 70 cm, admite-se que essa oscilação seja reduzida respectivamente para 5°C a 10°C;
- c) Para elementos estruturais cuja menor dimensão esteja entre 50 cm e 70 cm, admite-se que seja feita uma interpolação linear entre os valores acima indicados. (NBR 6118:2014)

Outrossim, ainda segundo a NBR 6118:2014 as variações não uniformes de temperatura têm distribuição significativamente diferente da uniforme e deve-se levar em consideração os efeitos dessa distribuição. Além disso, na ausência de informações precisas, pode-se admitir variação linear dentre os valores de temperatura utilizados, contanto que não seja inferior a 5°C, a variação de temperatura aplicada entre uma face e outra.

## 2.7 EFEITOS DECORRENTES DA VARIAÇÃO DE TEMPERATURA

Conforme Costa e Silva (2002) “o aumento da temperatura nos elementos de concreto causa redução na resistência característica e no módulo de elasticidade dos materiais”.

Isto posto, consigna-se que um dos principais efeitos da ação térmica em estruturas de concreto armado é a redução na resistência característica dos seus materiais, bem como, diminuição das propriedades mecânicas e do módulo de elasticidade do concreto e do aço.

Além disso, a elevação da temperatura acarreta na perda de rigidez da estrutura e a diversidade dos materiais que integram o concreto (pasta, aço, agregados) gera uma degradação polifásica, podendo levar os elementos estruturais à ruptura.

Segundo Graças (2005), a variação de temperatura, além de causar redução na resistência dos materiais, acaba gerando esforços solicitantes adicionais graças aos gradientes térmicos e alongamento das peças.

Tais esforços resultam de tensões térmicas induzidas pela ação da temperatura no interior dos elementos estruturais. Dois efeitos resultantes dessas tensões devem ser ressaltados:

1. A reação de compressão gerada pela dilatação das extremidades das peças e a restrição imposta pela própria estrutura.
2. A redistribuição de momentos nas estruturas hiperestáticas. (REINA, 2010)

### 2.7.1 Efeitos do gradiente térmico no concreto

O aumento gradativo de temperatura causa diversos efeitos no concreto e nas argamassas. Diante tal elevação percebe-se perda de resistência mecânica, alteração na coloração, fissuração, esfrelamento superficial e até mesmo desintegração da estrutura.

Dentre os motivos que levariam uma estrutura vir a colapso quando sujeita a temperaturas elevadas estão o tempo de exposição, temperatura máxima atingida, o tipo de estrutura, traço de concreto, o elemento estrutural, bem como a velocidade de resfriamento. (MORALES; CAMPOS; FAGANELLO, 2011)

### 2.7.2 Efeitos do gradiente térmico no aço

Segundo Prado e Furos (1998), o aço quando comparado ao concreto é um ótimo condutor térmico e possui uma melhor absorção do calor, ou seja, o calor é distribuído de forma mais rápida ao longo das ferragens a medida que o concreto continua com uma temperatura média menor. Assim, nota-se que o aço aquecido se dilata e redistribui sua temperatura mais rápido que o concreto. Em consequência disto, as barras flambam e acabam comprimindo a zona de aderência aço-concreto abalando a interface, fazendo com que haja perda de aderência e ancoragem.

## 2.8 COMBINAÇÕES DE AÇÕES

Segundo Kimura (2007), dificilmente uma estrutura estará sujeita ao emprego de apenas uma ação isolada, mas sim submetida a uma variedade de ações simultaneamente, é por este motivo que um projeto estrutural deverá conter várias combinações de ações, para obter a situação mais crítica da estrutura, e assim projetar adequadamente.

A NBR 8681:2004 e a NBR 6118:2014, citam três diferentes tipos de combinações para estudo em Estado Limite Último, quais sejam:

- Normal;
- Especial ou de Construção; e
- Excepcional.

Geralmente, as combinações normais são as mais utilizadas em projetos estruturais, em toda sua diversidade de formas e consideração de ELS e ELU.

## 2.9 ANÁLISE ESTRUTURAL

A análise estrutural é a fase mais importante de um projeto, onde será realizada a idealização do desempenho de uma estrutura. Tem como finalidade obter as reações da estrutura em face de determinadas ações que lhe são aplicadas. Melhor dizendo, consiste em calcular os esforços solicitantes e os deslocamentos nas vigas, nos pilares e nas lajes presentes no edifício.

Luiz Fernando Martha (2010, p.1), afirma que

a análise estrutural tem como objetivo a determinação dos esforços internos e externos (cargas e reações de apoio) e das tensões correspondentes, bem como a determinação

dos deslocamentos e as correspondentes deformações da estrutura que está sendo projetada. Essa análise deve ser realizada para os possíveis estágios de carregamentos e solicitações que devem ser previamente determinadas.

Os resultados alcançados na análise estrutural influem rigorosamente nas etapas seguintes do projeto. Caso uma análise venha a ser imprecisa ou exageradamente simplificada pode originar respostas completamente incondizentes com a realidade, acarretando no mal dimensionamento da estrutura.

“De nada adianta dimensionar as armaduras de uma maneira extremamente refinada se os esforços calculados não traduzem a realidade que a armadura estará sujeita.”. (KIMURA, 2007, p.38)

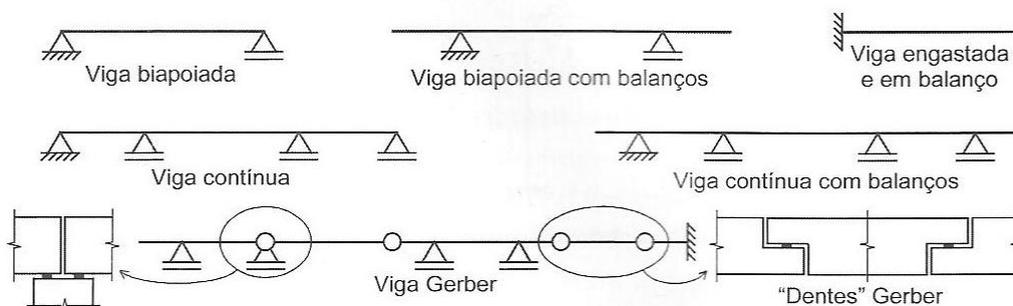
Deste modo, toda e qualquer ação que venha a produzir efeitos significativos na estrutura deverá ser considerada na análise estrutural, para que se mantenha um melhor nível de segurança da edificação. (NBR 6118:2014)

### 2.9.1 Modelo Estrutural: Vigas

Conforme redação exata da NBR 6118:2014, as vigas são “elementos lineares em que a flexão é preponderante”. Deste modo, os esforços preeminentes são: esforço cortante e momento fletor, podendo, ainda, resistir à tração, compressão e torção.

Na figura abaixo, eis alguns modelos estruturais de vigas:

Figura 15 - Modelos Estruturais de Vigas



Fonte: Martha (2010)

## 2.10 CRITÉRIOS PARA DIMENSIONAMENTO DE VIGAS SOB FLEXÃO SIMPLES

Para dimensionar uma viga sob flexão simples, devemos sempre atentar ao Estado Limite Último, sempre buscando utilizar os materiais em sua capacidade máxima, com a aplicação adequada de coeficientes de minoração de tensões e para majoração de esforços. Deste modo, uma viga sujeita a determinado momento fletor, será dimensionada possibilitando a ruptura do concreto à tração, sendo que os esforços de tração e compressão ali realizados, serão consumidos pela armação e pelo concreto, respectivamente. (ROLDÃO, s.d)

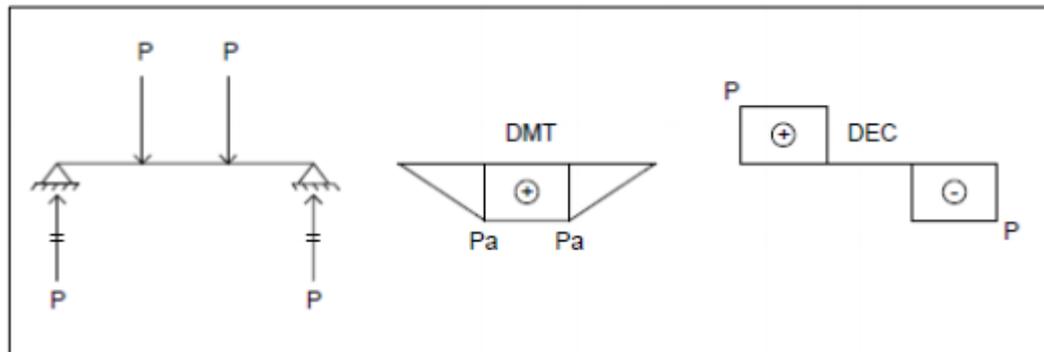
A fim de que essas condições sejam alcançadas, a NBR 6118:2014 estabelece os requisitos de exigência para os projetos de estrutura de concreto armado e aqueles para garantir a durabilidade e a qualidade destas estruturas.

Carvalho e Figueiredo Filho (2014) entoam o seguinte:

*"Nesses métodos, a segurança é garantida fazendo com que as solicitações correspondentes às cargas majoradas (solicitações de cálculo) sejam menores que as solicitações últimas, sendo estas as que levariam a estrutura à ruptura (ou atingir um estado limite último) se os materiais tivessem suas resistências reais (resistências características) minoradas por coeficientes de ponderação das resistências (resistências de cálculo)."*

A flexão normal simples é o tipo de flexão adotada para o dimensionamento das vigas, uma vez que as solicitações seguem perpendiculares à linha neutra, ou pelo fato de sua resultante atuar em um plano principal de inércia. Outro fator que a torna simples se deve ao fato de não haver força normal a ser aplicada na seção transversal. Ela também é considerada como flexão pura, hipótese em que não há esforços cortantes que atuem na seção mais solicitada à flexão.

Figura 16 - Viga simplesmente apoiada: hipótese de carregamento e diagramas de momento fletor e esforço cortante.



Fonte: Carvalho e Figueiredo Filho (2014)

Conforme já mencionado, a NBR 6118:2014, em seu item 17.2.2, prevê as hipóteses para dimensionamento de vigas:

- a) as seções transversais se mantêm planas após a deformação;
- b) a deformação das barras passivas aderentes ou o acréscimo de deformação das barras ativas aderentes em tração ou compressão deve ser a(o) mesma(o) do concreto em seu entorno;
- c) para armaduras ativas não aderentes, na falta de valores experimentais e de análises não lineares adequadas, os valores do acréscimo das tensões para estruturas usuais de edifícios estão apresentados a seguir, devendo ainda ser divididos pelos devidos coeficientes de ponderação:

— para elementos com relação vão/altura útil igual ou menor que 35:

$$\Delta\sigma_p = 70 + f_{ck}/100\rho_p, \text{ em megapascal, não podendo ultrapassar } 420 \text{ MPa}$$

— para elementos com relação vão/altura útil maior que 35:

$$\Delta\sigma_p = 70 + f_{ck}/300\rho_p, \text{ em megapascal, não podendo ultrapassar } 210 \text{ MPa}$$

onde:

$$\rho_p = \frac{A_p}{b_c d_p}$$

onde:

$\Delta\sigma_p$  e  $f_{ck}$  são dados em megapascal (MPa);

$\rho_p$  é a taxa geométrica da armadura ativa;

$b_c$  é a largura da mesa de compressão;

$d_p$  é a altura útil referida à armadura ativa;

d) as tensões de tração no concreto, normais à seção transversal, devem ser desprezadas no ELU;

e) a distribuição de tensões no concreto é feita de acordo com o diagrama parábola-retângulo, com tensão de pico igual a  $0,85 f_{cd}$ .

Esse diagrama pode ser substituído pelo retângulo de profundidade  $y = \lambda x$ , onde o valor do parâmetro  $\lambda$  pode ser tomado igual a:

—  $\lambda = 0,8$ , para  $f_{ck} \leq 50$  MPa; ou

—  $\lambda = 0,8 - (f_{ck} - 50)/400$ , para  $f_{ck} > 50$  MPa.

e onde a tensão constante atuante até a profundidade  $y$  pode ser tomada igual a:

—  $\alpha_c f_{cd}$ , no caso da largura da seção, medida paralelamente à linha neutra, não diminuir a partir desta para a borda comprimida;

—  $0,9 \alpha_c f_{cd}$ , no caso contrário.

sendo  $\alpha_c$ , definido como:

— para concretos de classes até C50,  $\alpha_c = 0,85$

— para concretos de classes de C50 até C90,  $\alpha_c = 0,85 \cdot [1,0 - (f_{ck} - 50) / 200]$

As diferenças de resultados obtidos com esses dois diagramas são pequenas e aceitáveis, sem necessidade de coeficiente de correção adicional.

f) a tensão nas armaduras deve ser obtida a partir dos diagramas tensão-deformação.

g) o estado-limite último é caracterizado quando a distribuição das deformações na seção transversal pertencer a um dos domínios de ELU de uma seção transversal.

### 2.10.1 Largura Mínima

A seção transversal de uma viga deve ter largura mínima de 12 cm conforme dispõe a NBR6118:2014. Há, porém, casos excepcionais em que pode haver uma redução deste limite para 10 cm de largura mínima, respeitando-se, no entanto, as seguintes condições:

- alojamento das armaduras e suas interferências com as armaduras de outros elementos estruturais, respeitando os espaçamentos e cobrimentos estabelecidos na NBR 6118; e
- lançamento e vibração do concreto de acordo com a NBR 14931.

### 2.10.2 Armadura Mínima

A NBR 6118:2014 estabelece os valores mínimos a serem adotados nos cálculos das armaduras. A norma prevê indicações quanto à quantidade de armadura para resistência aos cisalhamentos ou esforços normais.

O item 17.3.5.2.1 da NBR traz uma tabela com as taxas mínimas de armaduras para vigas e uso de aço CA-50.

Figura 17 - Taxas mínimas de armadura de flexão para vigas

Forma da seção	Valores de $\rho_{\min}^a$ ( $A_{s,\min}/A_c$ ) %														
	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80	85	90
Retangular	0,150	0,150	0,150	0,164	0,179	0,194	0,208	0,211	0,219	0,226	0,233	0,239	0,245	0,251	0,256

<sup>a</sup> Os valores de  $\rho_{\min}$  estabelecidos nesta Tabela pressupõem o uso de aço CA-50,  $d/h = 0,8$  e  $\gamma_c = 1,4$  e  $\gamma_s = 1,15$ . Caso esses fatores sejam diferentes,  $\rho_{\min}$  deve ser recalculado.

Fonte: ABNT NBR 6118:2014

### 2.10.3 Armadura de pele

A armadura de pele deve ser utilizada em vigas com no mínimo 60cm, conforme NBR 6118:2014. O objetivo da armadura de pele é atenuar a fissuração. Dessa forma, a norma estabelece que a armadura deve possuir mais que 0,10% da área da alma de cada viga, por face, sendo que este valor não deve ser superior a 5 cm<sup>2</sup>/m.

Além disso, a norma ainda estabelece 20cm, como espaçamento máximo entre as armaduras verticais.

#### 2.10.4 Espaçamentos mínimos entre barras

Os espaçamentos mínimos entre barras encontram-se no item 18.3.2 da NBR 6118:2014, e deve ser igual ou superior ao maior dos seguintes valores:

a)  $a_h$  - direção horizontal:

- 20mm;
- diâmetro da barra, do feixe ou da luva;
- 1,2 vezes a dimensão máxima característica do agregado graúdo.

b)  $a_v$  - direção vertical:

- 20mm;
- diâmetro da barra, do feixe ou da luva;
- 0,5 vezes a dimensão máxima característica do agregado graúdo;

#### 2.10.5 Ductilidade em vigas

É de grande necessidade para um projeto que seja garantido boas condições de ductilidade nas vigas. A NBR 6118:2014 reconhece essa necessidade e determina que sejam respeitados os limites da posição da linha neutra, adotando-se, caso necessário, armadura de compressão.

Estes são os limites da posição da linha neutra, vejamos:

- $x/d \leq 0,45$  : para concretos com  $f_{ck} \leq 50 \text{ MPa}$ ;
- $x/d \leq 0,35$  : para concretos com  $50 \text{ MPa} < f_{ck} \leq 90 \text{ MPa}$ .

#### 2.10.6 Cisalhamento

Nas vigas de concreto armado submetidas à flexão simples existe a possibilidade de ocorrer a ruína da viga. Há vários tipos de ruínas, quais sejam:

- ruptura por falha de ancoragem no apoio;
- ruptura da armadura transversal;
- ruptura por esmagamento da biela;

- ruptura do banzo comprimido devido ao cisalhamento; e
- ruína por flexão;

É necessário que o cálculo da armadura de flexão possa garantir que a ruptura evolua de forma lenta e gradual.

## 2.10.7 Momento Fletor

### 2.10.7.1 Verificação de ruptura à compressão

Para que não ocorra ruptura à compressão, o momento fletor de cálculo deve ser menor que o momento último de compressão (MUC), da forma que segue:

$$M_d \leq MUC$$

$$MUC = 0,272 \times b_w \times d^2 \times f_{cd}$$

Onde:

MUC - Momento último de compressão

M<sub>d</sub> - Momento fletor de cálculo

b<sub>w</sub> - Largura da viga

d - Altura útil da viga

f<sub>cd</sub> - Resistência de cálculo do concreto

### 2.10.7.2 Taxa de armadura para vigas a flexão simples

Armadura mínima →  $A_{s \text{ mín}} = 0,15\%$

Armadura máxima →  $A_{s \text{ máx}} = 4\%$

Calcula-se a área de aço da armadura em função da largura da viga, da taxa de armadura e da altura, conforme equações abaixo:

$$a = \sqrt{\frac{1,4}{0,34 \times \frac{f_{ck}}{1,4} \times \left(1 - \frac{\rho \times f_{yd} \times 1,4}{1,7 \times 1,15 \times f_{ck}}\right)}}$$

$$d = \sqrt[3]{\frac{M}{b_w}}$$

$$A_s = \rho \times b_w \times d$$

Onde:

$\rho$ = taxa de armadura;

$fck$ = Resistência a compressão do concreto;

$fyd$ = Resistência do aço;

$a$ = parâmetro em função de  $fck$  e  $\rho$ .

Marchetti e Botelho (2006) destacam outra maneira de se calcular a área de aço. Neste procedimento, o parâmetro K6 é calculado conforme equação que segue:

$$K6 = \frac{bw \times d^2}{M}$$

Com o resultado do cálculo do K6 e do  $fck$  que será utilizado, encontra-se o parâmetro K3 relativo ao tipo de aço (CA25, CA50 ou CA60). Segue tabela com os valores de K6 e K3 para cálculo da área de aço:

Figura 18 - Valores de K6 e K3 para cálculo do As

K6			K3			x/h
fek 20	fek 25	fek 30	CA 25	CA 50	CA 60	
1447.00	1158.00	965.00	0.6470	0.323	0.269	0.010
726.00	581.00	484.00	0.6490	0.325	0.271	0.020
486.00	389.00	324.00	0.6520	0.326	0.272	0.030
366.00	293.00	244.00	0.6550	0.327	0.273	0.040
294.00	235.00	196.00	0.6570	0.329	0.274	0.050
246.00	197.00	164.00	0.6600	0.330	0.275	0.060
212.00	169.00	141.00	0.6630	0.331	0.276	0.070
186.00	149.00	124.00	0.6650	0.333	0.277	0.080
166.00	133.00	111.00	0.6680	0.334	0.278	0.090
150.00	120.00	100.10	0.6710	0.335	0.280	0.100
137.00	110.00	91.40	0.6740	0.337	0.281	0.110
126.00	100.90	84.10	0.6770	0.338	0.282	0.120
117.00	93.60	78.00	0.6790	0.340	0.283	0.130
109.00	87.20	72.70	0.6820	0.341	0.284	0.140
102.20	81.80	68.10	0.6850	0.343	0.285	0.150
96.20	77.00	64.20	0.6880	0.344	0.287	0.160
92.50	74.00	61.70	0.6900	0.345	0.288	0.167
91.00	72.80	60.60	0.6910	0.346	0.288	0.170
86.30	69.00	57.50	0.6940	0.347	0.289	0.180
82.10	65.70	54.70	0.6970	0.349	0.290	0.190
78.30	62.70	52.20	0.7000	0.350	0.292	0.200
74.90	59.90	49.90	0.7030	0.352	0.293	0.210
71.80	57.50	47.90	0.7060	0.353	0.294	0.220
69.00	55.20	46.00	0.7090	0.355	0.296	0.230
66.40	53.10	44.30	0.7130	0.356	0.297	0.240
64.10	51.20	42.70	0.7160	0.358	0.298	0.250
62.10	49.70	41.40	0.7190	0.359	0.299	0.259
61.90	49.50	41.20	0.7190	0.359	0.300	0.260
59.80	47.90	39.90	0.7220	0.361	0.301	0.270
58.00	46.40	38.60	0.7250	0.363	0.302	0.280

Fonte: Botelho e Marchetti (2006)

Figura 19 - Valores de K6 e K3 para cálculo do As

fek 20	K6		K3			x/h
	fek 25	fek 30	CA 25	CA 50	CA 60	
56.20	45.00	37.50	0.7290	0.364	0.304	0.290
54.60	43.70	36.40	0.7320	0.366	0.305	0.300
53.10	42.50	35.40	0.7350	0.368	0.306	0.310
51.60	41.30	34.40	0.7390	0.369	0.308	0.320
50.30	40.30	33.50	0.7420	0.371	0.309	0.330
49.10	39.20	32.70	0.7460	0.373	0.311	0.340
47.90	38.30	31.90	0.7490	0.374	0.312	0.350
46.80	37.40	31.20	0.7520	0.376	0.313	0.360
45.70	36.60	30.50	0.7560	0.378	0.315	0.370
44.70	35.80	29.80	0.7600	0.380	0.316	0.380
43.80	35.00	29.20	0.7630	0.382	0.318	0.390
42.90	34.30	28.60	0.7670	0.383	0.319	0.400
42.00	33.60	28.00	0.7700	0.385	0.321	0.410
41.20	33.00	27.50	0.7740	0.387	0.323	0.420
40.50	32.40	27.00	0.7780	0.389	0.324	0.430
39.80	31.50	26.50	0.7820	0.391	0.326	0.440
39.60	31.70	26.40	0.7820	0.391	0.327	0.442
39.10	31.20	26.00	0.7860	0.393	0.328	0.450
38.40	30.40	25.60	0.7890	0.395	0.329	0.460
37.80	30.30	25.20	0.7930	0.396	0.330	0.469
37.80	30.20	25.20	0.7930	0.397	0.331	0.470
37.20	29.70	24.80	0.7970	0.399	0.332	0.480
36.60	29.30	24.40	0.8010	0.401	0.333	0.490
36.60	28.80	24.00	0.8050	0.402	0.334	0.500

Fonte: Botelho e Marchetti (2006)

Após a obtenção do K3, calcula-se a área de aço a partir da equação a seguir:

$$A_s = \frac{K3 \times M}{d}$$

### 2.10.8 Esforço Cortante

Conforme a NBR 6118:2014, são elaboradas equações simplificadas com o intuito de facilitar o dimensionamento das armaduras transversais em vigas de concreto armado à flexão simples. A NBR relata dois modelos de cálculos.

### 2.10.8.1 Modelo de Cálculo 1

De acordo com a NBR 6118:2014, neste modelo é admitido diagonais de compressão inclinadas de  $\theta = 45^\circ$  em relação ao eixo longitudinal das vigas e admite que a parcela complementar  $V_c$  Tenha valor constante, independente de  $V_{sd}$ .

- a) verificação da compressão diagonal do concreto:

$$VRd2 = 0,27 \alpha v2 fcd bw d$$

Onde:

$\alpha v2 = (1 - fck / 250)$  e  $fck$ , expresso em megapascal (MPa);

- b) cálculo da armadura transversal:

$$VRd3 = Vc + Vsw$$

Onde:

$Vsw = (Asw / s) 0,9 d fywd (\text{sen } \alpha + \text{cos } \alpha)$

$V_c = 0$  nos elementos estruturais tracionados quando a linha neutra se situa fora da seção;

$V_c = Vc0$  na flexão simples e na flexo-tração com a linha neutra cortando a seção;

$V_c = Vc0 (1 + Mo / MSd, \text{máx}) \leq 2 Vc0$  na flexo-compressão

$Vc0 = 0,6 fctd bw d]$

$fctd = fctk, \text{inf} / \gamma_c$

### 2.10.8.2 Modelo de Cálculo 2

De acordo com a NBR 6118:2014, neste modelo é admitido diagonais de compressão inclinadas de  $\theta$  em relação ao eixo longitudinal das vigas, com  $\theta$  variável livremente entre  $30^\circ$  e  $45^\circ$ . Admite-se ainda que a parcela complementar  $V_c$  sofra com o aumento de  $V_{sd}$ .

- a) verificação da compressão diagonal do concreto:

$$VRd2 = 0,54 \alpha v2 fcd bw d \text{sen}^2 \theta (\text{cotg } \alpha + \text{cotg } \theta)$$

com:  $\alpha v2 = (1 - fck/250)$  e  $fck$ , em megapascal.

- b) cálculo da armadura transversal:

$$VRd3 = Vc + Vsw$$

Onde:

$$V_{sw} = (A_{sw} / s) 0,9 d f_{ywd} (\cotg \alpha + \cotg \theta) \sen \alpha;$$

$V_c = 0$ , em elementos estruturais tracionados quando a linha neutra se situa fora da seção;

$V_c = V_{c1}$ , na flexão simples e na flexo-tração com a linha neutra cortando a seção;

$V_c = V_{c1} (1 + M_0 / M_{Sd,máx}) < 2 V_{c1}$  na flexo-compressão, com:

$$V_{c1} = V_{c0} \text{ quando } V_{Sd} \leq V_{c0}$$

$V_{c1} = 0$  quando  $V_{Sd} = V_{Rd2}$ , interpolando-se linearmente para valores intermediários.

### 2.10.9 Detalhamento do Estribo

A barra que constitui o estribo deve possuir diâmetro maior/igual a 5mm, sem exceder 1 décimo sobre a largura da alma da viga. Já quando a barra for lisa, o diâmetro deve ser inferior a 12mm.

Para a garantia de um bom adensamento da massa é necessário que o espaçamento mínimo dos estribos seja grande o suficiente para possibilitar a passagem do vibrador.

O espaçamento máximo deve ser nos seguintes termos:

- $V_{sd} \leq 0,67 V_{rd2}$ , então  $S_{máx} = 0,6 d \leq 300 \text{ mm}$
- $V_{sd} > 0,67 V_{rd2}$ , então  $S_{máx} = 0,3 d \leq 200 \text{ mm}$

Já o espaçamento transversal deve ser nos seguintes termos:

- $V_{sd} \leq 0,20 V_{rd2}$ , então  $S_{t,máx} = d \leq 800 \text{ mm}$
- $V_{sd} > 0,20 V_{rd2}$ , então  $S_{t,máx} = 0,6 d \leq 350 \text{ mm}$

### 2.11 PROGRAMA FTOOL

O programa FTOOL é um software computacional criado pelo professor Luiz Fernando Martha, voltado para o cálculo estrutural de estruturas planas da Engenharia Civil.

Nas palavras de seu criador, Luiz Fernando Martha (2001), " o FTOOL é um programa que se destina ao ensino do comportamento estrutural de pórticos planos. Seu objetivo básico é motivar o aluno para aprender o comportamento estrutural. Do

*seu objetivo básico decorre a necessidade do FTOOL ser uma ferramenta simples, unindo em uma única interface recursos para uma eficiente criação e manipulação do modelo (pré- processamento) aliados a uma análise da estrutura rápida e transparente e a uma visualização de resultados rápida e efetiva (pós-processamento).".*

Neste projeto de conclusão de curso, o programa foi utilizado para calcular os esforços decorrentes de uma viga de concreto armado sob flexão simples. Após a análise dos diagramas de momento fletor, esforços cortantes e deslocamentos, foi dimensionado o elemento estrutural.

## 2.12 PROGRAMA EBERICK

O programa EBERICK é um software computacional criado pela AltoQi, voltado para projeto estrutural em concreto armado e pré-moldado, o qual abrange as etapas de lançamento, análise estrutural, dimensionamento e detalhamento final dos elementos estruturais.

Segundo a AltoQi, o programa Eberick *"possui um poderoso sistema gráfico de entrada de dados, associado à análise da estrutura em um modelo de pórtico espacial, e a diversos recursos de dimensionamento e detalhamento dos elementos, de acordo com a NBR 6118:2014. Além da visualização tridimensional da estrutura modelada e exportação de arquivos em formato .IFC (BIM), DWG, DXF, STL e .OBJ."*

Neste projeto, utilizou-se o software Eberick primeiramente para lançamento dos elementos estruturais que, após lançados, foram analisados, dimensionados e detalhados, retirou-se o elemento estrutural de estudo, viga, para compará-la com a viga dimensionada no programa FTOOL, levando em consideração a variação de temperatura da cidade de Palmas/TO.

### 3. METODOLOGIA

Para o cumprimento dos objetivos propostos por esta pesquisa, será abordado neste capítulo do trabalho a caracterização da pesquisa e a metodologia que será aplicada no estudo.

#### 3.1 DESENHO DE ESTUDO

A atual pesquisa é de caráter aplicado, pois tem como objetivo gerar conhecimentos para utilização prática direcionados à solução de problemas específicos. (GIL, 2006)

“Este tipo de pesquisa visa à aplicação de suas descobertas a um problema.”(COLLIS; HUSSEY, 2005)

Para atingir os objetivos da pesquisa será utilizado o método exploratório que conforme Gil (1996), visa propiciar maior familiaridade com o problema, objetivando a definição de hipóteses, bem como o aperfeiçoamento de ideias.

Quanto à natureza da pesquisa, será quantitativa, uma vez que é voltada para aferição de fenômenos, que envolvam coleta e análise de dados numéricos e aplicação de testes estatísticos (COLLIS; HUSSEY, 2005), haja vista que, o presente projeto de pesquisa busca analisar, simular, dimensionar e comparar por meio do uso de estatísticas, percentagens, média, fórmulas, entre outros métodos, como a variação de temperatura da cidade de Palmas/TO pode influenciar no dimensionamento de uma viga de concreto armado.

Do ponto de vista dos procedimentos técnicos a ser utilizados na pesquisa, adotou-se dois procedimentos metodológicos, quais sejam: levantamento e pesquisa experimental. No primeiro caso, pela necessidade que se tem de uma melhor base de dados para projetar uma estrutura, e no segundo caso por ser indispensável a realização de experimentos para avaliar como a estrutura se comporta quando submetida a vários níveis de temperatura.

No que tange ao local de realização metodológico, este será no campo laboratorial.

### 3.2 LOCAL E PERÍODO DE REALIZAÇÃO DO ESTUDO

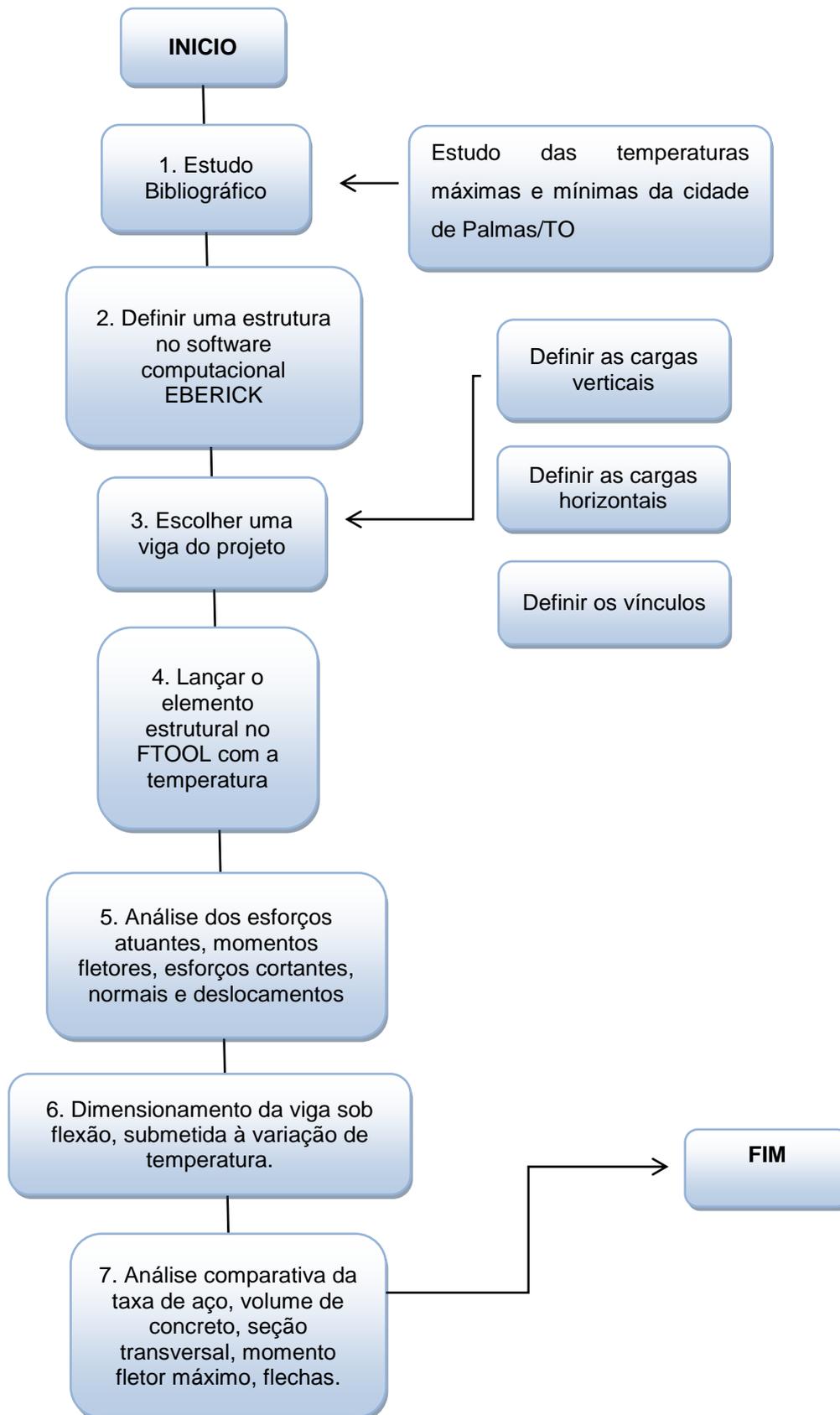
A pesquisa foi realizada integralmente no laboratório de informática do Centro Universitário Luterano de Palmas (CEULP/ULBRA), sendo que o período de estudo será entre os meses de Maio a Outubro de 2017.

### 3.3 PROCEDIMENTO DE ESTUDO

Para a realização desta pesquisa, será levado em consideração outros estudos com abordagem relacionada ao tema. Assim, o presente trabalho abordará uma análise de um elemento estrutural, uma viga, submetido a variação de temperatura e quanto ao seu dimensionamento, tendo como objetivo a complementação da pesquisa e embasar estudos futuros.

A figura 19 apresenta o fluxo dos passos previstos para elaborar esse projeto:

Figura 20 - Fluxograma das etapas da pesquisa



A seguir é descrito uma síntese de cada passo do processo de pesquisa para viabilizar a verificação das hipóteses e apresentar uma solução para o problema de pesquisa:

Passo 1 – Estudo bibliográfico, com identificação e levantamento das bases teóricas e exemplos que sustentam a proposta do presente trabalho.

Passo 2 – Definir uma estrutura de concreto armado com múltiplos pavimentos no Software Computacional Eberick (modelo é destinado apenas para estudo), conforme os quatro critérios propostos pelo Alio Kimura, quais sejam: concepção estrutural, análise estrutural, dimensionamento e detalhamento, e emissão das plantas finais.

Passo 3 – Definir uma viga do projeto para ser estudada, a qual será escolhida dentre as vigas do último pavimento que tenha maior exposição a variação de temperatura e definir suas cargas verticais, horizontais e seus apoios.

Passo 4 – Lançar o elemento estrutural no FTOOL, conforme a maior variação de temperatura interna/externa aferida entre os últimos 10 anos da cidade de Palmas/TO.

Passo 5 – Analisar os esforços atuantes, tais como, momentos fletores, os esforços cortantes e deslocamentos.

Passo 6 – Dimensionar a viga escolhida que foi lançada no FTOOL com a variação de temperatura, conforme a NBR 6118:2014, à flexão simples.

Passo 7 – Analisar a taxa de aço da viga submetida a variação de temperatura de Palmas-TO, quanto ao projeto fictício projetado no Eberick; analisar o momento fletor máximo; analisar a variação das dimensões da seção transversal; analisar o volume de concreto; e analisar as flechas e rotações.

### 3.4 PROCEDIMENTOS PARA DEFINIÇÃO DA VIGA EM ESTUDO

#### 3.4.1 Definição da arquitetura e elaboração do projeto estrutural

O projeto a ser estudado, é um edificação residencial de múltiplos pavimentos (7 andares), elaborado como trabalho que compôs nota para G2 da matéria de Tópicos Especiais em Engenharia Civil, realizada no período de 2017/1, e que teve como objetivo elaborar um projeto estrutural desde a concepção até o dimensionamento das peças.

Foi levado em consideração a resistência do concreto igual a 30 MPa para toda a estrutura, laje maciça com espessura de 10 cm, aço CA 50, brita I, agressividade do ambiente II, lajes com carga extra de 100 kgf/m<sup>2</sup> e revestimento em granito. Também foi considerado alvenaria com altura de 2,8m sobre todas as vigas, bem como espessura de 15 cm e peso específico de 1300 kgf/m<sup>3</sup>. A distância adotada piso a piso foi igual a 3 metros.

Quanto às ações do vento foi considerado:

- Velocidade do vento,  $V = 33\text{m/s}$ ;
- Ângulo igual a 30° horizontal;
- Nível do solo igual a 100cm;
- Maior dimensão horizontal ou vertical maior de 50 metros;
- Coeficiente de arrasto: turbulência baixa;
- Topografia  $S_1=1,0$ ;
- Fator estatístico  $S_3=1,0$ ;
- Rugosidade do terreno categoria II;

Quanto a fundação foi levado em consideração:

- Fundação engastada;
- Sapata isolada;
- Solo arenoso com peso específico igual a 1600 kgf/m<sup>3</sup>;
- Pressão admissível igual a 3,5 kgf/m<sup>2</sup>;
- Ângulo de atrito igual a 30°;
- Redutor de atrito igual a 0,67.

Respectivo projeto tem intuito de ser construído na quadra Orla 14/Graciosa, região sudoeste da cidade de Palmas - TO, sem data para início.

Na figura abaixo, é possível visualizar o modelo em 3D da superestrutura do edifício de múltiplos pavimentos:

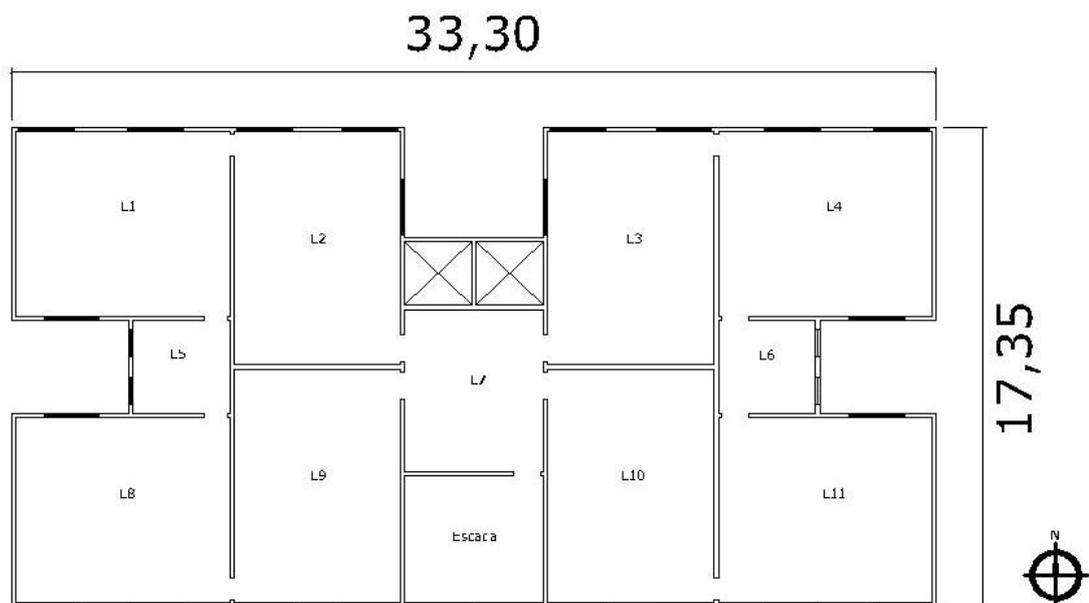
Figura 23 - Modelo tridimensional da estrutura do edifício.



Fonte: Autor

Na figura a seguir, está a planta baixa com as dimensões do projeto arquitetônico de um pavimento:

Figura 24 - Planta baixa do edifício.



Fonte: Autor

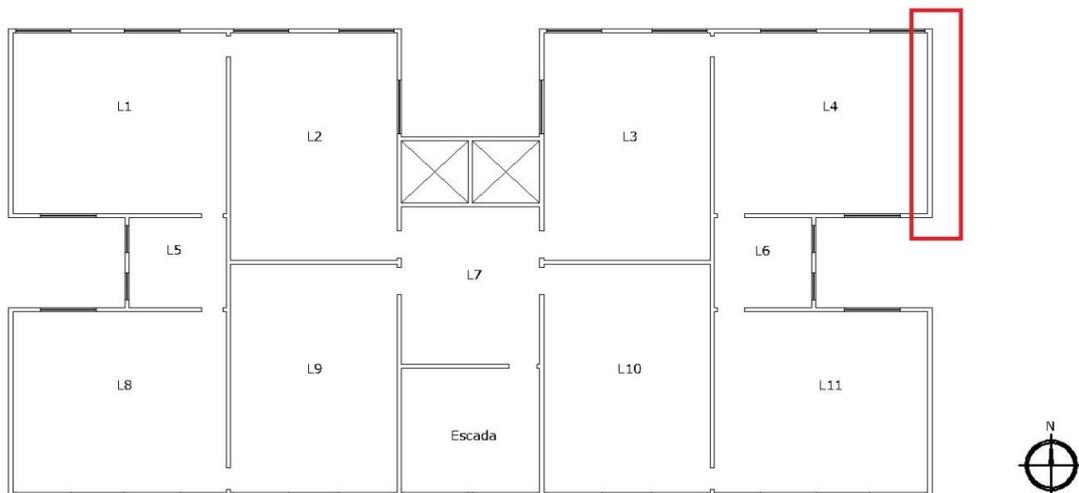
### 3.4.2 Definição da viga

Para a escolha da viga foi levado em consideração o local onde há maior incidência de sol do período da tarde. Deste modo, foi escolhida dentre as vigas do ultimo pavimento, a que tinha maior exposição às ações de temperatura.

Uma vez escolhida, será submetida à análises dos esforços e análises das variações de temperatura da cidade de Palmas-TO que incidem na viga, no ambiente externo e interno, para enfim avaliar o seu comportamento diante dos esforços gerados.

Na figura a seguir, visualiza-se a planta baixa destacando a viga a ser estudada:

Figura 25 - Viga selecionada no projeto.



Fonte: Autor

### 3.4.3 Etapas para a análise dos esforços atuantes, momentos fletores e deslocamentos na viga

As etapas que serão descritas a seguir foram feitas com o auxílio do programa computacional FTOOL versão educacional 4.00, para avaliar possíveis esforços internos na estrutura e deslocamentos, gerados pela diferença de temperatura aplicada no elemento estrutural em concreto armado.

#### 3.4.3.1 Lançamento do elemento estrutural

É nesta etapa que ocorre o lançamento do elemento estrutural no software, ou seja, o lançamento da viga no FTOOL. Serão definidos os tipos de vínculos utilizados na viga.

### 3.4.3.2 Definição dos carregamentos verticais

Para a análise da viga, serão consideradas as cargas permanentes e as cargas acidentais. Para as cargas permanentes será considerado o peso próprio da estrutura e o peso dos elementos construtivos. Já nas cargas acidentais será levado em consideração pessoas, móveis e equipamentos. (NBR 6120/1980)

Conforme Pinheiro, Muzardo, Santos (2010), “a principal função das lajes é receber os carregamentos atuantes no andar, provenientes do uso da construção (pessoas, móveis e equipamentos), e transferi-los para os apoios”.

Na tabela a seguir é possível verificar os cálculos de solicitação das lajes:

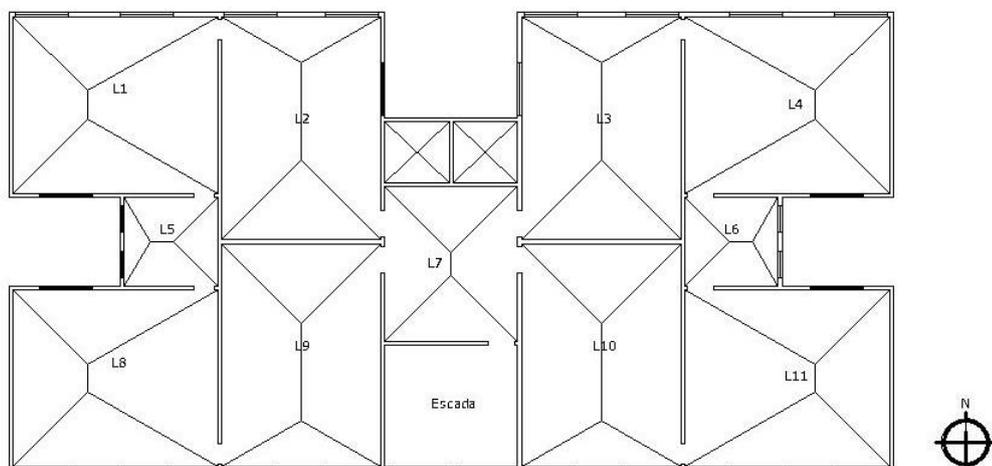
Figura 26 - Tabela de cargas solicitantes na laje.

Laje	Peso próprio (kgf/m <sup>2</sup> )	Carga Acidental (kgf/m <sup>2</sup> )	Revestimento (kgf/m <sup>2</sup> )	Carga extra (kgf)	Alvenaria	Carga total (kgf/m <sup>2</sup> )
L4	300	150	150	100	0	700

Fonte: Autor

Para se encontrar as cargas que atuam na viga, considerou-se a área de influência da laje na viga de acordo o que segue:

Figura 27 - Área de influência da laje.



Fonte: Autor

A próxima tabela demonstra as áreas de influência da laje 4:

Figura 28 - Valores da área de influência da laje.

Laje	Áreas de influência (m <sup>2</sup> )			
	Leste	Oeste	Norte	Sul
04	18,95	10,94	10,85	10,85

Fonte: Autor

As cargas apresentadas são uniformemente distribuídas ao longo do comprimento de cada viga. Obteve-se os valores finais conforme a tabela abaixo:

Figura 29 - Cargas atuantes na viga.

Viga	Comprimento da viga (m)	Carga da laje na viga (kgf/m)	Peso própria da viga (kgf/m)	Peso da alvenaria na viga (kgf/m)	Carga total na viga (kgf/m)
4	6,33	1142,99	270	546	1958,99

Fonte: Autor

### 3.4.3.3 Definição dos vínculos

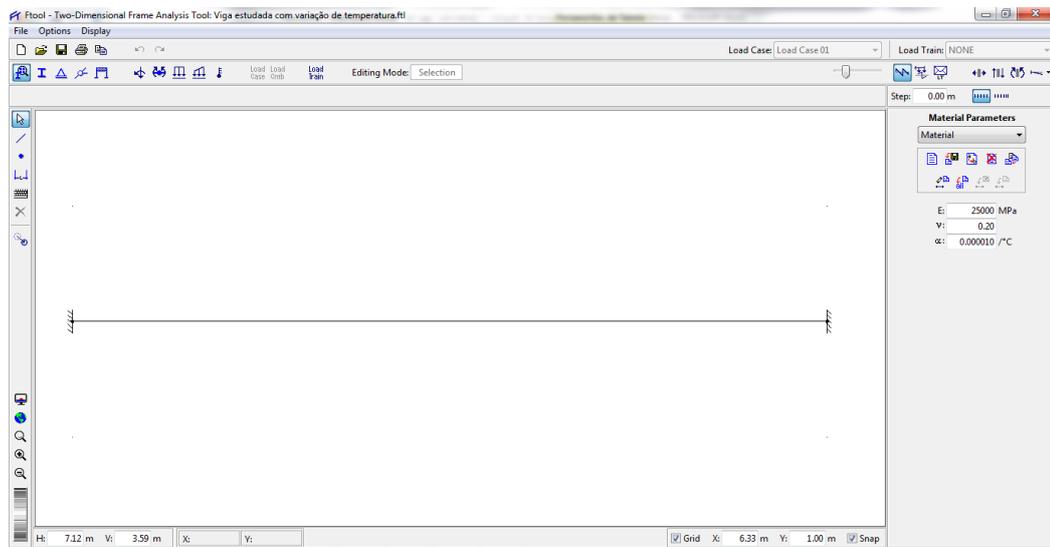
Para a realização da análise dos esforços atuantes e dos deslocamentos sobre a viga, foi adotado um tipo de vínculo de apoio, qual seja, apoio engastado.

### 3.4.3.4 Lançamento dos carregamentos verticais, horizontais, vínculos e temperatura no FTOOL

Os carregamentos verticais e horizontais do edifício de 8 pavimentos, foram aplicados no FTOOL para a análise dos esforços na viga.

A figura abaixo representa a viga projetada, vejamos:

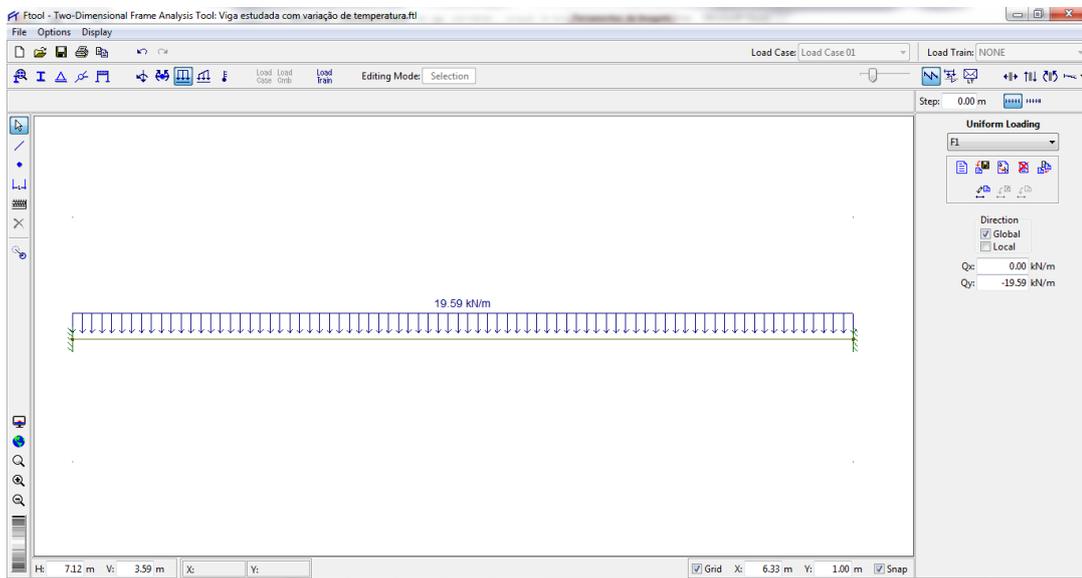
Figura 30 - Lançamento da viga no FTOOL.



Fonte: Autor

Após lançar a viga no software FTOOL, foram aplicadas as cargas uniformes ao longo de todo elemento estrutural, conforme segue:

Figura 31 - Lançamento do carregamento na viga.

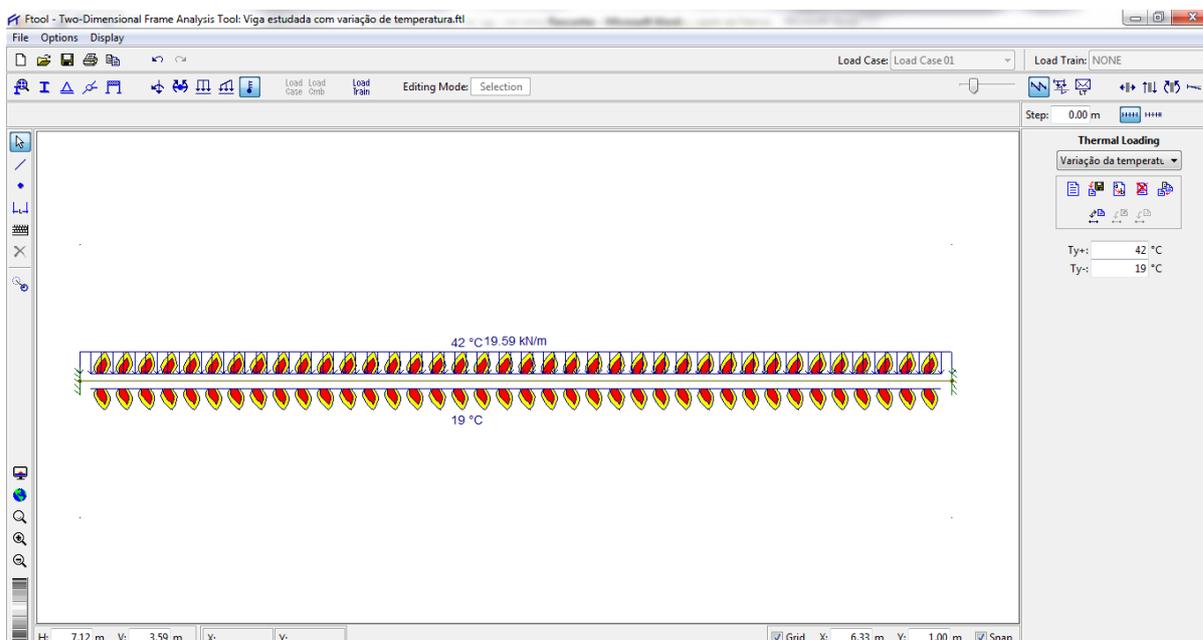


Fonte: Autor

De acordo com os dados obtidos no site oficial do INMET, a temperatura adotada na parte externa da viga do último pavimento foi a máxima observada em Palmas - TO ao longo de 10 anos, 42,1°C. Os valores de temperatura sugeridos pela ASHRAE (apud. AMORIM, 1998, p.34), em condições internas da edificação, são de 19-25°C no inverno e 20-27°C no verão, para a região centro-norte, onde encontra-se Palmas - TO.

Dessa forma para a parte interna da viga do último pavimento foi adotado 19°C para a análise dos esforços, por ser a situação mais crítica, uma vez que apresenta uma grande variação térmica, qual seja, 23,1°C. As temperaturas de 42,1°C e 19°C foram aplicadas no FTOOL conforme segue na figura:

Figura 32 - Lançamento da temperatura na viga.



Fonte: Autor

Como pode-se perceber, foram considerados na viga os vínculos do tipo engastado, aos quais foi considerado um carregamento distribuído verticalmente para a avaliação dos possíveis esforços gerados sobre a estrutura. Neste carregamento vertical foi considerado carregamento uniforme da viga entre os pilares.

As temperaturas foram aplicadas na peça que estão em contato com os meios internos e externos, assim como recomenda o manual do FTOOL.

## 4 RESULTADOS E DISCUSSÃO

### 4.1 ESTUDO DAS TEMPERATURAS MÁXIMAS E MÍNIMAS DA CIDADE DE PALMAS - TO

Para o estudo da variação de temperatura, a qual será submetido a viga, foi coletado as temperaturas máximas e mínimas em um intervalo de 10 anos na cidade de Palmas -TO.

As variações de temperatura máximas e mínimas foram coletadas por meio de dados do INMET - Instituto Nacional de Meteorologia. Os dados levantados seguem conforme a tabela:

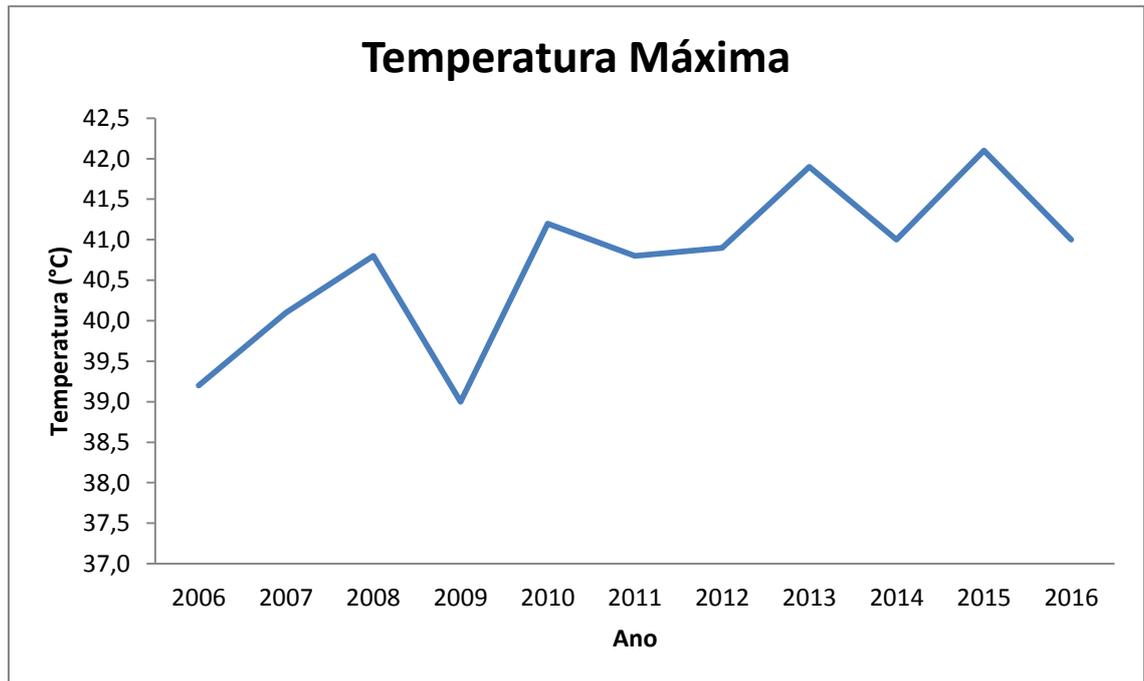
Figura 33 - Tabela de análise da temperatura de Palmas/TO dos últimos 10 anos.

Ano	N	Média	Desvio Padrão	Intervalo de confiança de 95% para a média		Mínimo	Máximo
				Limite inferior	Limite superior		
2006	365	33,0663	2,65689	32,7928	33,3398	25,20	39,20
2007	365	34,1375	2,87146	33,8420	34,4331	24,20	40,10
2008	366	33,6489	3,23940	33,3159	33,9819	25,30	40,80
2009	365	33,3400	2,69704	33,0624	33,6176	25,40	39,00
2010	363	34,8515	2,80325	34,5622	35,1409	25,80	41,20
2011	365	33,7214	3,14684	33,3975	34,0453	25,00	40,80
2012	366	34,1601	2,90459	33,8615	34,4587	25,30	40,90
2013	365	34,5038	3,24528	34,1698	34,8379	24,10	41,90
2014	364	34,3286	3,21007	33,9977	34,6594	24,30	41,00
2015	365	34,9362	3,24509	34,6021	35,2702	25,20	42,10
2016	355	35,5417	3,10596	35,2175	35,8659	26,00	41,00

Fonte: Adaptado pelo autor.

A figura a seguir representa as variações de temperatura máxima anuais, vejamos:

Figura 34 - Gráfico da temperatura máxima de Palmas/TO.



Fonte: Autor

Conforme os dados obtidos, verifica-se que no período dos últimos 10 anos, o ano de 2015 apresentou a maior variação de temperatura ocorrida na cidade de Palmas – TO. Dessa forma, será utilizado a temperatura máxima do ano de 2015 na parte externa da estrutura para análise dos esforços, deslocamentos e momentos fletores, a qual será de 42,1°C.

#### 4.2 PROCEDIMENTOS PARA ANÁLISE DOS ESFORÇOS ATUANTES, MOMENTOS FLETORES E DESLOCAMENTOS NA VIGA

Considerando a diferença de temperatura adotada entre o interior e exterior da edificação, na cidade de Palmas-TO, foram feitas análises na viga, a partir do software computacional FTOOL, conforme segue os procedimentos:

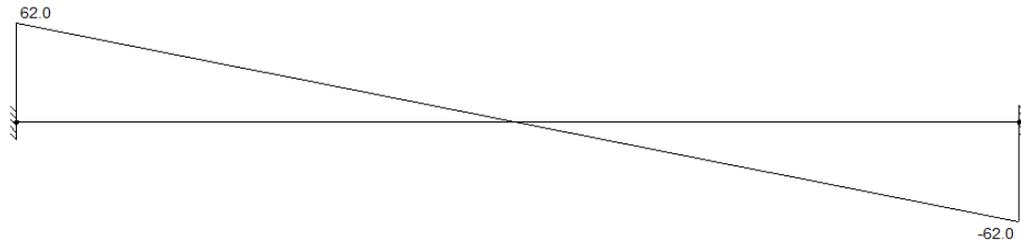
- Análise do diagrama de esforços cortantes;

Para a análise, foi observado os esforços cortantes conforme:

- os diagramas da viga com variação e sem variação de temperatura realizados no FTOOL; e
- o diagrama de esforços cortantes realizado no EBERICK.

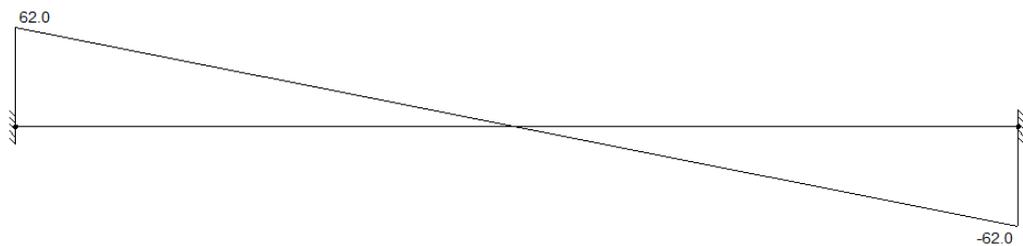
Segue as figuras dos diagramas:

Figura 35 - Diagrama de esforço cortante sem variação de temperatura (kN)



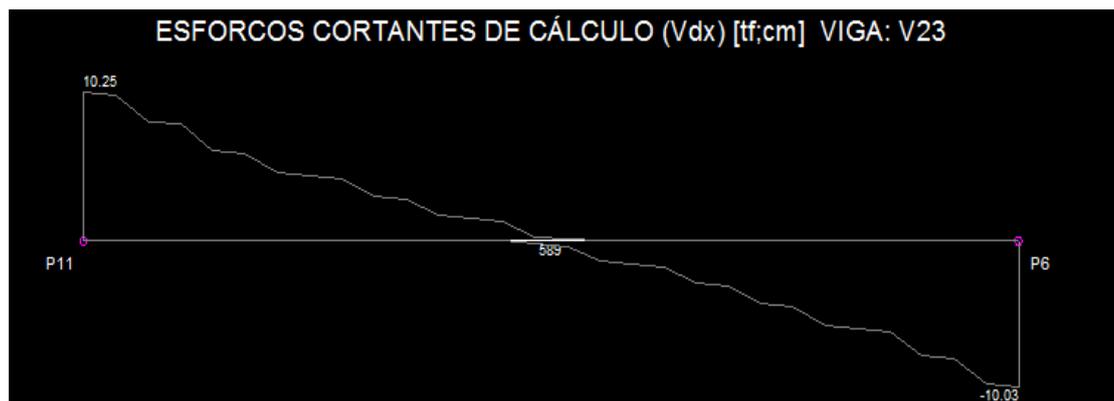
Fonte: Autor

Figura 36 - Diagrama de esforço cortante com variação de temperatura (kN)



Fonte: Autor

Figura 37 - Diagrama de esforço cortante (Software Eberick) (tf)



Fonte: Autor

Figura 38 - Tabela comparativa de esforço cortante.

Viga	Comp. (m)	Esforço Cortante (kN)		
		Extremidade esquerda	Meio do vão	Extremidade direita
Sem variação	6,19	62,00	0	-62,00
Com variação	6,19	62,00	0	-62,00
Software Eberick	5,86	100,52	0	-98,36

Fonte: Autor

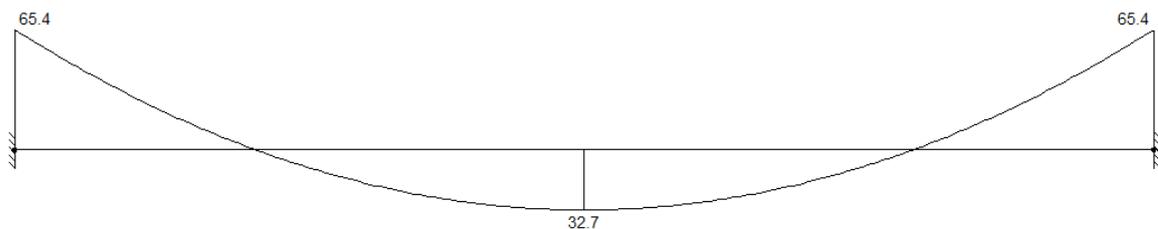
As vigas de concreto armado estão sujeitas, quase sempre, à ação de esforços de flexão e esforços cortantes, sendo que, tais esforços cortantes são esforços que tendem a “cisalhar” a viga, levando-a a ruína, conforme item 2.10.6.

Logo, ao fazer a análise dos diagramas de esforços cortantes foi possível observar que não houve nenhuma redistribuição destes esforços, sem variação e com variação de temperatura, porém, ao comparar os resultados com o software Eberick, percebeu-se um aumento significativo, afinal, o software Eberick já apresenta o Diagrama de Esforços Cortantes de Cálculo, sendo assim os valores obtidos no programa sempre serão majorados. Ao verificar os DEC's concluiu-se que o dimensionamento da armadura transversal das vigas sem variação e com variação são iguais.

- Análise do diagrama de momentos fletores;

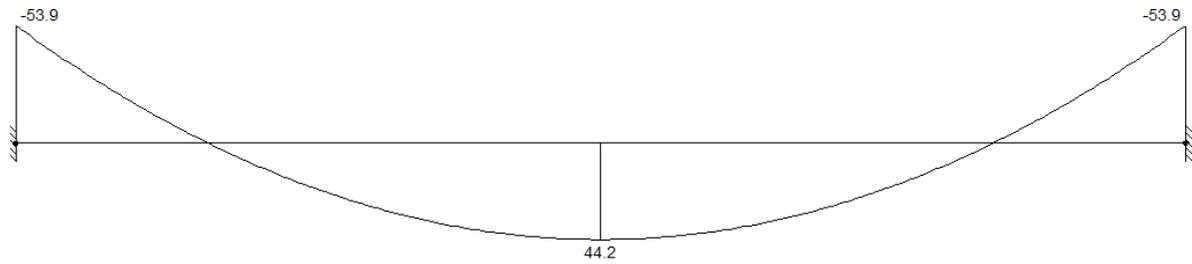
Para esta análise, foi levado em consideração o diagrama de momento fletor, com e sem variação de temperatura, e o diagrama gerado no programa Eberick, conforme as figuras que seguem:

Figura 39 - Diagrama de momento fletor sem a variação de temperatura (kN.m)



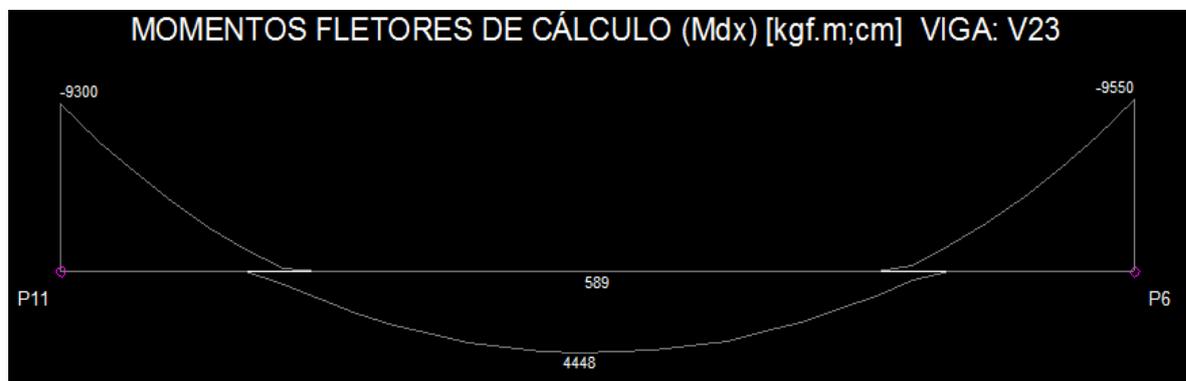
Fonte: Autor

Figura 40 - Diagrama de momento fletor com a variação de temperatura (kN.m)



Fonte: Autor

Figura 41 - Diagrama de momento fletor (Software Eberick) (kgf.m)



Fonte: Autor

Figura 42 - Tabela comparativa de momento fletor.

Viga	Comp. (m)	Momento fletor (kN.m)		
		Extremidade esquerda	Meio do vão	Extremidade direita
Sem variação	6,19	-65,40	32,70	-65,40
Com variação	6,19	-53,90	44,20	-53,90
Software Eberick	5,89	-91,20	43,62	-93,65

Fonte: Autor

De acordo as figuras acima, percebe-se que a variação da temperatura proporcionou uma importante mudança no diagrama de momento fletor da peça analisada. Com a movimentação térmica a estrutura se deforma, havendo uma redistribuição dos momentos fletores ao longo da seção longitudinal da viga.

Através dos diagramas da viga acima delineados, pode-se notar que os diagramas de momento fletor tendem a permanecerem idênticos em seu desenho, em ambos os modelos de análise. O que houve, na verdade, foi uma diferença na magnitude desses esforços.

A NBR 6118:2014, cita algumas condições à serem consideradas para que haja rigidez entre os pilares e as vigas, a fim de determinar os esforços finais desses elementos estruturais. Assim, a norma especifica algumas correções no diagrama de momento fletor, que são:

- a) não podem ser considerados momentos positivos menores que os que se obteriam se houvesse engastamento perfeito da viga nos apoios internos;
- b) quando a viga for solidária com o pilar intermediário e a largura do apoio, medida na direção do eixo da viga, for maior que a quarta parte da altura do pilar, não pode ser considerado o momento negativo de valor absoluto menor do que o de engastamento perfeito nesse apoio;
- c) quando não for realizado o cálculo exato da influência da solidariedade dos pilares com a viga, deve ser considerado, nos apoios extremos, momento fletor igual ao momento de engastamento perfeito multiplicado pelos coeficientes estabelecidos na norma.

Diante de tais fatos, a viga estudada foi considerada bi-engastada, sendo que seu momento fletor máximo ocorreu nas extremidades do vão. Foi possível verificar, pela análise dos diagramas acima, que tanto os momentos fletores positivos quanto os negativos, tiveram pequenas diferenças. Ao analisar os diagramas de momento fletor, percebeu-se que, quando a viga está sob influência de temperatura o momento fletor diminui nas extremidades e aumenta no meio do vão, ao contrário do que ocorre quando a viga não se encontra sob influência de temperatura, quando o momento fletor sofre um aumento nas extremidades e cai pela metade no meio do vão.

Ao comparar o momento fletor da viga com influência de temperatura e sem influência de temperatura verificou-se que, tanto nas extremidades quanto no meio do vão, houve uma variação de +/- 11,6 kN.m. Já, quando analisou-se o comportamento da viga pelo software Eberick, percebe-se que os momentos sofreram um grande aumento nas extremidades, de amplitude de menos 27,03 kN.m

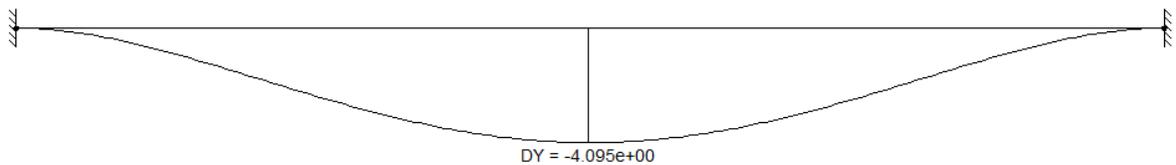
(sem variação) e 38,53 (com variação) e, no meio do vão teve uma diminuição de 10,92 kN.m (sem variação) e um aumento de 0,58 kN.m (com variação), sendo que os valores informados pelo programa são de cálculos.

O DMF é utilizado no cálculo de dimensionamento das armaduras longitudinais da viga, sendo assim, os resultados obtidos podem influenciar diretamente na seção transversal e na taxa de armadura do elemento estrutural.

- Análise dos deslocamentos;

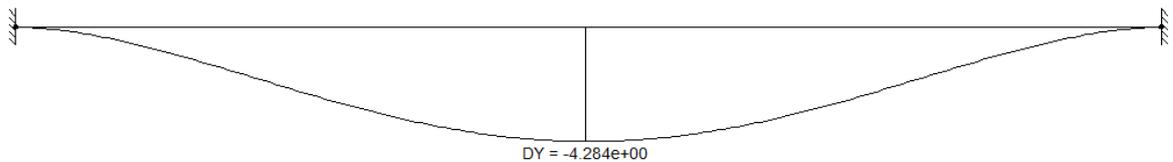
A análise dos deslocamentos verticais foi feita através do diagrama de deslocamentos gerado no Ftool, da viga com e sem a variação de temperatura e com o diagrama de deslocamentos do programa Eberick.

Figura 43 - Deslocamentos Verticais (viga sem variação de temperatura) (mm)



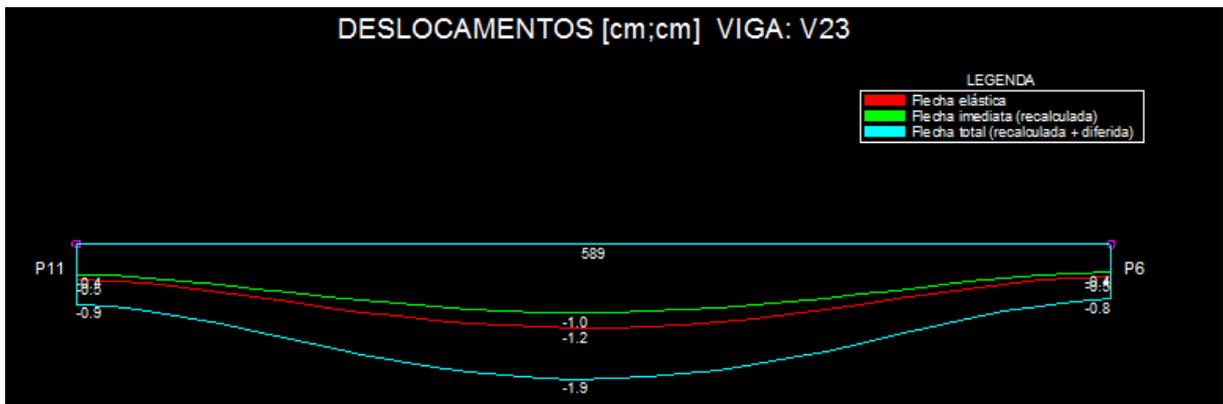
Fonte: Autor

Figura 44 - Deslocamentos Verticais (viga com variação de temperatura) (mm)



Fonte: Autor

Figura 45 - Deslocamentos Verticais (viga projetada no Software Eberick) (cm)



Fonte: Autor

Figura 46 - Tabela comparativa de deslocamentos.

Viga	Comp. (m)	Deslocamentos (cm)		
		Extremidade esquerda	Meio do vão	Extremidade direita
Sem variação	6,19	0,00	-0,41	0,00
Com variação	6,19	0,00	-0,43	0,00
Software Eberick	5,89	-0,50	-1,9	-0,50

Fonte: Autor

Toda estrutura está sujeita à forças, deste modo, os elementos que a compõe sofrem deslocamentos e deformações, ou seja, os pontos no interior da estrutura deslocam-se para outras posições, exceto àqueles com apoios não deslocáveis. Os deslocamentos podem ser de rotação, de translação, ou uma combinação dos dois.

Ao fazer a análise deste projeto, um dos primeiros critérios que foi levado em consideração, foram os deslocamentos da estrutura, pois grandes deslocamentos indicam que houve um má concepção da estrutura. Além desse critério, vários fatores podem influenciar no deslocamento, como carregamentos, os tipos de apoios, área da seção transversal, os materiais utilizados e a variação de temperatura, neste último caso, podendo ocorrer retração, empenamento, entre outros fatores.

Desta forma, ao analisar os deslocamentos no presente projeto, foi possível perceber que, ao aplicar a variação de temperatura da cidade de Palmas/TO, houve

um aumento relativamente desprezível de 0,02 cm da viga, quando comparada àquela não submetida a variação de temperatura.

O software Eberick divide os deslocamentos em deformação diferida e deformação imediata, onde os deslocamentos diferidos são aqueles que ocorrem lentamente ao passar do tempo e, os deslocamentos imediatos são aqueles que surgem instantaneamente, ou seja, em seguida aos carregamentos. Dessa forma, o Eberick conduz a flecha final pela soma das deformações imediatas e diferidas.

Assim, no caso concreto, o software calculou uma deformação de -1,9 cm no meio do vão, razoavelmente maior que as deformações obtidas no FTOOL.

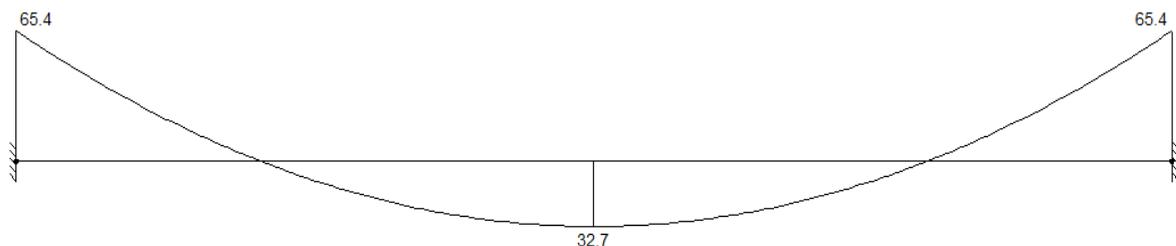
Isto posto, foi possível observar pelos diagramas que o deslocamento máximo se dá sempre no meio do vão, o que pode levar a ruptura da viga e, posteriormente, dependendo do caso, ocasionando o colapso da estrutura.

### 4.3 DIMENSIONAMENTO DA VIGA SEM A VARIAÇÃO DE TEMPERATURA DA CIDADE DE PALMAS/TO

#### 4.3.1 Armadura longitudinal

Conforme o diagrama de momento fletor gerado no Ftool, sem a variação de temperatura da cidade de Palmas - TO, dimensiona-se a viga sob flexão simples aos critérios estabelecidos na norma 6118/2014:

Figura 47 - Diagrama de momento fletor sem a variação de temperatura (kN.m)



Fonte: Autor

- Armadura Positiva (Momento negativo: 65,40 KN\*m)

$$Md = M \times \gamma_c$$

$$Md = 50,90 \text{ KN} \cdot \text{m} \times 1,4 \therefore Md = 91,56 \text{ KN} \cdot \text{m} \rightarrow \mathbf{915.600 \text{ kgf} \cdot \text{cm}}$$

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

$$f_{cd} = \frac{300 \text{ kgf/cm}^2}{1,4} \therefore f_{cd} = \mathbf{214,29 \text{ kgf/cm}^2}$$

$$D_{min} = 2 \times \sqrt{\frac{Md}{f_{cd} \times b}}$$

$$D_{min} = 2 \times \sqrt{\frac{915.600 \text{ kgf} \cdot \text{cm}}{214,29 \text{ kgf/cm}^2 \times 15 \text{ cm}}} \therefore D_{min} = 33,75 \text{ cm}$$

$$f_{yd} = \frac{f_y}{\gamma_s}$$

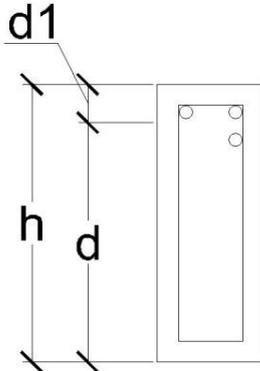
$$f_{yd} = \frac{5000 \text{ kgf/cm}^2}{1,15} \therefore f_{yd} = 4347,83 \text{ kgf/cm}^2$$

$$A_s = \frac{Md}{0,82 \times f_{yd} \times d}$$

$$A_s = \frac{915.600 \text{ kgf/cm}^2}{0,82 \times 4347,83 \text{ kgf/cm}^2 \times 33,75 \text{ cm}} \therefore A_s = 7,61 \text{ cm}^2$$

A área da seção de aço é equivalente à 7,61 cm<sup>2</sup>, podendo utilizar:

- 4 Ø 16,00 mm, área efetiva = 8,00 cm<sup>2</sup>;
- 3 Ø 20,0 mm, área efetiva = 9,45 cm<sup>2</sup>; **Adotar**

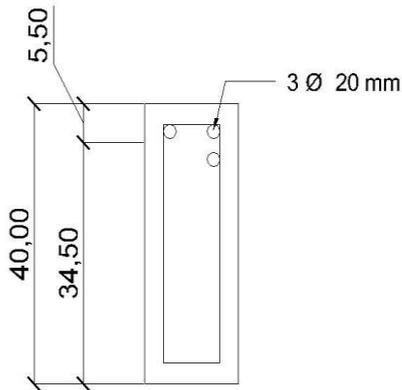


$$E_a = b - (2 * \text{cobrimento} + 2 \varnothing \text{ estribo} + 2 \varnothing \text{ longitudinal})$$

$$E_a = 15 \text{ cm} - (2 \times 3 \text{ cm} + 2 \times 0,5 \text{ cm} + 2 \times 2 \text{ cm})$$

$$E_a = 4 \text{ cm} \rightarrow \text{OK!}$$

$$E_a \geq \begin{cases} 2 \text{ cm} \\ \varnothing \text{ longitudinal} = 2 \text{ cm} \\ 1,2 \times \varnothing \text{ Ag. (19,0 mm)} = 2,28 \text{ cm} \end{cases}$$



$$d1 = C + \phi t + \phi l$$

$$d1 = 3,0 \text{ cm} + 0,5 \text{ cm} + 2 \text{ cm} \therefore d1 = 5,5 \text{ cm}$$

$$h = d + d1 \therefore h = 29,79 \text{ cm} + 5,5 \text{ cm}$$

$$h = 35,29 \text{ cm} \rightarrow 40 \text{ cm}$$

$$def = 40 \text{ cm} - 5,5 \text{ cm} \therefore def = 34,50 \text{ cm}$$

➤ Armadura Negativa (Momento positivo: 32,7 KN\*m → 327 tf\*cm)

$$k6 = \frac{b \times d^2}{Md}$$

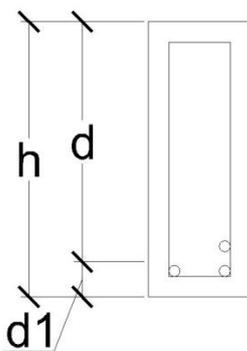
$$k6 = \frac{15 \text{ cm} \times (34,50 \text{ cm})^2}{327 \text{ tf} * \text{cm}} \therefore k6 = 54,60 \rightarrow k3 (\text{Tabela}) = 0,348$$

→ Dominio 2

$$As = \frac{k3 \times M}{d}$$

$$As = \frac{0,348 \times 327 \text{ tf} * \text{cm}}{34,50 \text{ cm}} \therefore As = 3,30 \text{ cm}^2$$

A área da seção de aço é equivalente à 3,30 cm<sup>2</sup>, podendo utilizar:

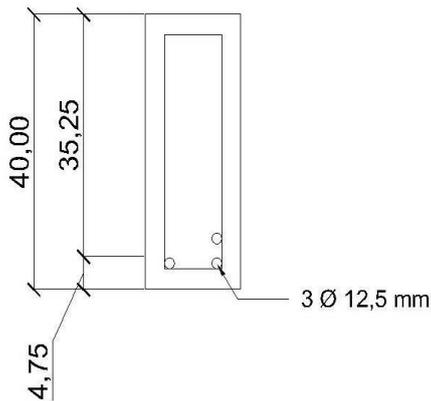


- 7 Ø 8,00 mm, área efetiva = 3,50 cm<sup>2</sup>;
- 5 Ø 10,00 mm, área efetiva = 4,00 cm<sup>2</sup>;
- 3 Ø 12,50 mm, área efetiva = 3,75 cm<sup>2</sup>.
- 2 Ø 16,00 mm, área efetiva = 4,00 cm<sup>2</sup>.

$$Ea = b - (2 * \text{cobrimento} + 2 \phi \text{ estribo} + 2 \phi \text{ longitudinal})$$

$$Ea = 15 \text{ cm} - (2 \times 3 \text{ cm} + 2 \times 0,5 \text{ cm} + 2 \times 1,25 \text{ cm})$$

$$Ea = 5,50 \text{ cm} \rightarrow OK!$$



$$Ea \geq \begin{cases} 2 \text{ cm} \\ \phi \text{ longitudinal} = 2 \text{ cm} \\ 1,2 \times \phi Ag. (19,0 \text{ mm}) = 2,28 \text{ cm} \end{cases}$$

$$d1 = C + \phi t + \phi l$$

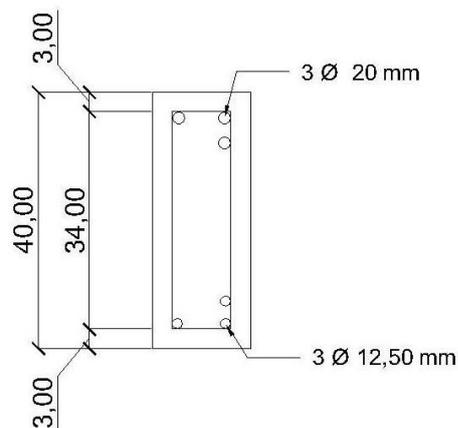
$$d1 = 3,0 \text{ cm} + 0,5 \text{ cm} + 1,25 \text{ cm}$$

$$d1 = 4,75 \text{ cm}$$

$$def = 40 \text{ cm} - 4,75 \text{ cm} \therefore def = 35,25 \text{ cm}$$

Logo, temos definido os diâmetros longitudinal da viga:

Figura 46 - Detalhamento das barras longitudinais.

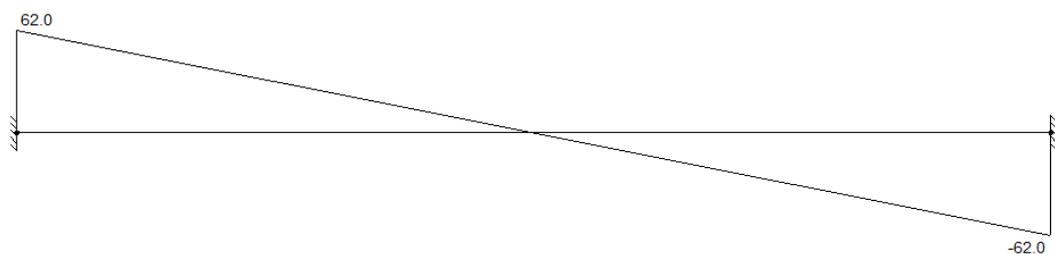


Fonte: Autor

#### 4.3.2 Armadura transversal

Conforme o diagrama de esforços cortantes gerado no Ftool, sem a variação de temperatura, dimensiona-se os estribos da viga sob flexão simples, segundo critérios da NBR 6118/2014:

Figura 48 - Diagrama de esforço cortante sem temperatura (kN)



Fonte: Autor

➤ **Verificação do concreto**

- $V_{sd} = \gamma_f * V_s$

$$V_{sd} = 62,0 * 1,4$$

$$V_{sd} = 86,8 \text{ KN}$$

- $\alpha_{v2} = 1 - \frac{f_{ck}}{250}$

$$\alpha_{v2} = 1 - \frac{30}{250}$$

$$\alpha_{v2} = 0,88$$

- $V_{rd2} = 0,27 * \alpha_{v2} * f_{cd} * b_w * d$

$$V_{rd2} = 0,27 * 0,88 * \frac{3,0}{1,4} * 15 * 34,5$$

$$V_{rd2} = 263,48 \text{ KN}$$

$$V_{sd} < V_{rd2} \rightarrow 86,80 \text{ KN} < 263,48 \text{ KN} \rightarrow \text{OK}$$

➤ **Verificação complementar**

- $f_{ctk,inf} = 0,7 * f_{ctm}$

$$f_{ctk,inf} = 0,7 * (0,3 * \sqrt[3]{30^2})$$

$$f_{ctk,inf} = 2,03 \text{ MPa}$$

- $f_{ctd} = \frac{f_{ctk,inf}}{\gamma_c}$

$$f_{ctd} = \frac{2,03}{1,4}$$

$$f_{ctd} = 1,45 \text{ MPa}$$

- $V_c = 0,6 * f_{ctd} * b_w * d$

$$V_c = 0,6 * 1,45 * 15 * 34,5$$

$$V_c = 45,02 \text{ KN}$$

➤ **Armadura transversal mínima**

- $p_{w, min} = 0,2 * \frac{f_{ctm}}{f_{ywk}}$

$$p_{w, min} = 0,2 * \frac{2,90}{500}$$

$$p_{w, min} = 0,12\%$$

- $\left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{min} = b_w * p_{w, min}$

$$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{min} = 15 * 0,0012$$

$$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{min} = 0,018 \text{ cm}^2/\text{cm} \rightarrow \left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{min} = \mathbf{1,80 \text{ cm}^2/\text{m}}$$

- $V_{sd}^* = V_c + \left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{min} * 0,9 * f_{ywd} * d$

$$V_{sd}^* = 45,02 + 0,018 * 0,9 * \frac{50}{1,15} * 34,5$$

$$\mathbf{V_{sd}^* = 72,02 \text{ KN}}$$

➤ **Condições para diâmetro e armadura**

- $5 \text{ mm} \leq \phi_t \leq \frac{b_w}{10} \rightarrow \mathbf{5 \text{ mm} \leq \phi_t \leq 15 \text{ mm}}$

- Se,  $V_{sd} < 0,67 * V_{rd2} \rightarrow 7 \text{ cm} \leq s \leq 0,6 * d$  ou 30 cm

- Se,  $V_{sd} > 0,67 * V_{rd2} \rightarrow 7 \text{ cm} \leq s \leq 0,3 * d$  ou 20 cm

Logo:  $86,80 < 0,67 * 263,48 \rightarrow 86,80 < 176,53 \rightarrow \mathbf{7 \text{ cm} \leq s \leq 20 \text{ cm}}$

➤ **Cálculo das armaduras**

➤ **Para armadura mínima**

$$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{\min} = 1,80 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Para  $\varnothing = 5,0 \text{ mm}$

$$\frac{1,80}{0,4} \rightarrow 4,5 \rightarrow 5 \text{ estribos}$$

$$S = \frac{100}{5} \rightarrow s = 20 \text{ cm}$$

**Ø5.0mm c/ 20cm**

➤ **Para  $V_{sd} = 62,0 \text{ KN}$  ( $V_{sd} = 86,8 \text{ KN}$ )**

- $V_{sd} = V_c + V_{sw}$

$$86,80 = 45,02 + V_{sw}$$

$$V_{sw} = 41,78 \text{ KN}$$

- $\left(\frac{A_{sw}}{s}\right) = \frac{V_{sw}}{0,9 \times f_{ywd} \times d}$

$$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right) = \frac{41,78}{0,9 \times \left(\frac{50}{1,15}\right) \times 34,5}$$

$$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right) = 0,0309 \text{ cm}^2/\text{cm} \rightarrow \left(\frac{A_{sw}}{s}\right) = \mathbf{3,09 \text{ cm}^2/\text{m}}$$

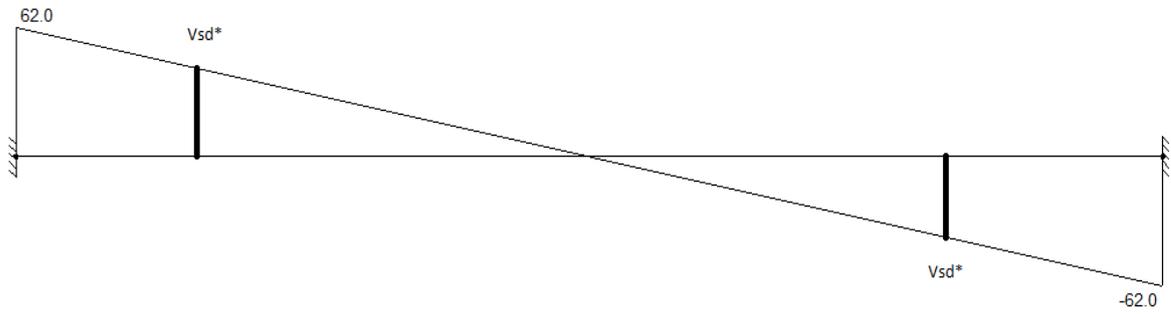
Para  $\varnothing = 5,0 \text{ mm}$

$$\frac{3,09}{0,4} \rightarrow 8 \text{ estribos}$$

$$S = \frac{100}{8} \rightarrow s = 12,50 \text{ cm} \rightarrow s = 12 \text{ cm}$$

**Ø5.0mm c/ 12cm**

➤ **Detalhamento das armaduras**

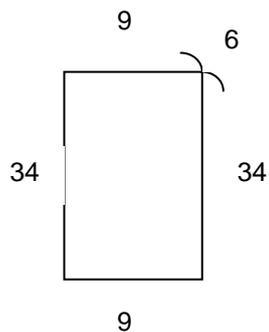
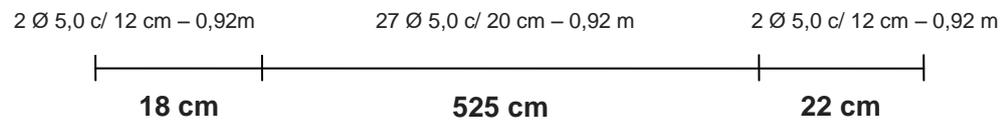


$$\frac{86,8 \text{ KN}}{316,5 \text{ cm}} = \frac{72,02 \text{ KN}}{x_2} \rightarrow x_2 = 262,61 \text{ cm}$$

$$x_1 = 54 \text{ cm}$$



Retirando as medidas dos pilares, temos:

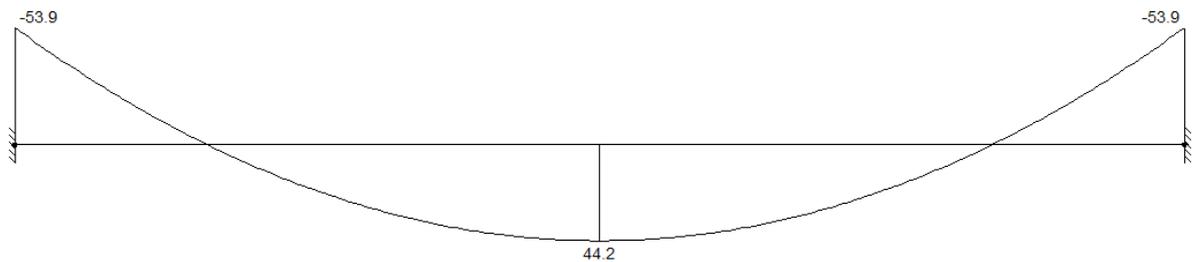


#### 4.4 DIMENSIONAMENTO DA VIGA SUBMETIDA A VARIAÇÃO DE TEMPERATURA DA CIDADE DE PALMAS/TO

##### 4.4.1 Armadura longitudinal

Conforme o diagrama de momento fletor gerado no Ftool, com a variação de temperatura, dimensiona-se a viga sob flexão simples aos critérios estabelecidos na norma 6118/2014, como se segue:

Figura 49 - Diagrama de momento fletor com a variação de temperatura (kN.m)



Fonte: Autor

- Armadura Positiva (Momento negativo: 53,90 kN\*m)

$$M_d = M \times \gamma_c$$

$$M_d = 53,90 \text{ kN} \cdot \text{m} \times 1,4 \therefore M_d = 75,46 \text{ kN} \cdot \text{m} \rightarrow 769.477,85 \text{ kgf} \cdot \text{cm}$$

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

$$f_{cd} = \frac{300 \text{ kgf/cm}^2}{1,4} \therefore f_{cd} = \mathbf{214,29 \text{ kgf/cm}^2}$$

$$D_{min} = 2 \times \sqrt{\frac{M_d}{f_{cd} \times b}}$$

$$D_{min} = 2 \times \sqrt{\frac{769.477,85 \text{ kgf} \cdot \text{cm}}{214,29 \text{ kgf/cm}^2 \times 15 \text{ cm}}} \therefore D_{min} = \mathbf{30,94 \text{ cm}}$$

$$f_{yd} = \frac{f_y}{\gamma_s}$$

$$f_{yd} = \frac{5000 \text{ kgf/cm}^2}{1,15} \therefore f_{yd} = \mathbf{4347,83 \text{ kgf/cm}^2}$$

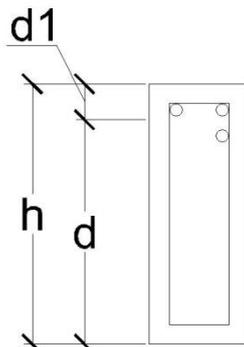
$$A_s = \frac{M_d}{0,82 \times f_{yd} \times d}$$

$$A_s = \frac{769.477,85 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}}{0,82 \times 4347,83 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \times 30,94 \text{ cm}}$$

$$A_s = 6,98 \text{ cm}^2$$

A área da seção de aço é equivalente à 6,98 cm<sup>2</sup>, podendo utilizar:

- 4 Ø 16,00 mm, área efetiva = 8,00 cm<sup>2</sup>;
- 3 Ø 20,0 mm, área efetiva = 9,45 cm<sup>2</sup>; ← **Adotar**

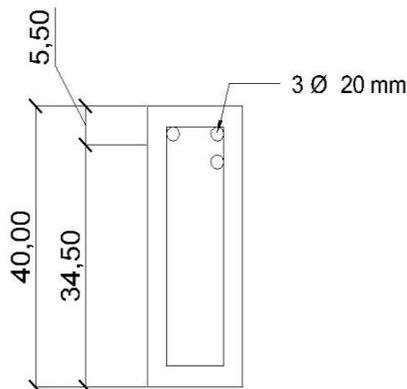


$$Ea = b - (2 * \text{cobrimento} + 2 \varnothing \text{ estribo} + 2 \varnothing \text{ longitudinal})$$

$$Ea = 15 \text{ cm} - (2 \times 3 \text{ cm} + 2 \times 0,5 \text{ cm} + 2 \times 2 \text{ cm})$$

$$Ea = 4 \text{ cm} \rightarrow \text{OK!}$$

$$Ea \geq \begin{cases} 2 \text{ cm} \\ \varnothing \text{ longitudinal} = 2 \text{ cm} \\ 1,2 \times \varnothing \text{ Ag. (19,0 mm)} = 2,28 \text{ cm} \end{cases}$$



$$d1 = C + \varnothing t + \varnothing l$$

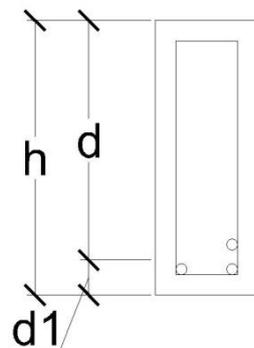
$$d1 = 3,0 \text{ cm} + 0,5 \text{ cm} + 2 \text{ cm} \therefore d1 = 5,5 \text{ cm}$$

$$h = d + d1 \therefore h = 29,79 \text{ cm} + 5,5 \text{ cm}$$

$$h = 35,29 \text{ cm} \rightarrow 40 \text{ cm}$$

$$def = 40 \text{ cm} - 5,5 \text{ cm} \therefore def = 34,50 \text{ cm}$$

➤ Armadura Negativa (Momento positivo: 44,2 KN\*m → 451 tf\*cm)



$$k6 = \frac{b \times d^2}{Md}$$

$$k6 = \frac{15 \text{ cm} \times (34,50 \text{ cm})^2}{451 \text{ tf} * \text{cm}} \therefore k6 = 39,59$$

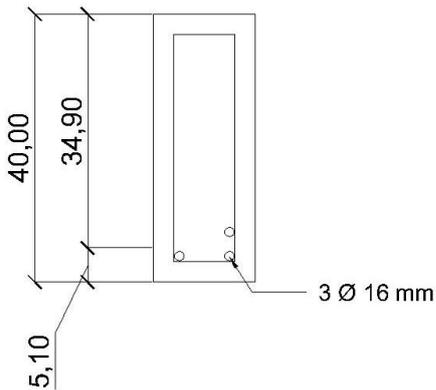
$$\rightarrow k3 (\text{Tabela}) = 0,362 \rightarrow \text{Dominio 3}$$

$$A_s = \frac{k3 \times M}{d}$$

$$A_s = \frac{0,362 \times 451 \text{ tf} * \text{cm}}{34,50 \text{ cm}} \therefore A_s = 4,73 \text{ cm}^2$$

A área da seção de aço é equivalente à  $4,73 \text{ cm}^2$ , podendo utilizar:

- 4  $\varnothing 12,50 \text{ mm}$ , área efetiva =  $5 \text{ cm}^2$ ;
- 3  $\varnothing 16,00 \text{ mm}$ , área efetiva =  $6 \text{ cm}^2$ ; ← **Adotar**
- 2  $\varnothing 20,00 \text{ mm}$ , área efetiva =  $6,30 \text{ cm}^2$ .



$$Ea = b - (2 * \text{cobrimento} + 2 \varnothing \text{ estribo} + 2 \varnothing \text{ longitudinal})$$

$$Ea = 15 \text{ cm} - (2 \times 3 \text{ cm} + 2 \times 0,5 \text{ cm} + 2 \times 1,6 \text{ cm})$$

$$Ea = \mathbf{4,80 \text{ cm}} \rightarrow \text{OK!}$$

$$Ea \geq \begin{cases} 2 \text{ cm} \\ \varnothing \text{ longitudinal} = 2 \text{ cm} \\ 1,2 \times \varnothing \text{ Ag. (19,0 mm)} = 2,28 \text{ cm} \end{cases}$$

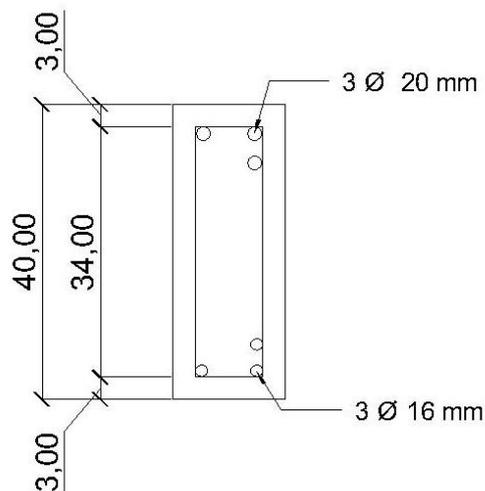
$$d1 = C + \varnothing t + \varnothing l$$

$$d1 = 3,0 \text{ cm} + 0,5 \text{ cm} + 1,6 \text{ cm} \therefore \mathbf{d1 = 5,1 \text{ cm}}$$

$$def = 40 \text{ cm} - 5,1 \text{ cm} \therefore \mathbf{def = 34,9 \text{ cm}}$$

Logo, temos definido os diâmetros longitudinal da viga:

Figura 49 - Detalhamento das barras longitudinais.

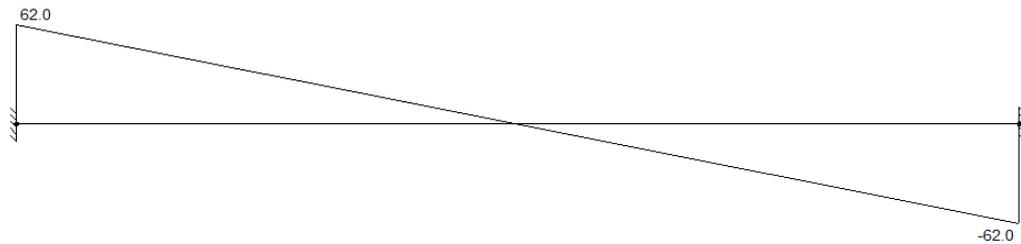


Fonte: Autor

#### 4.4.2 Armadura transversal

Conforme o diagrama de esforços cortantes gerado no Ftool, com a variação de temperatura, dimensiona-se os estribos da viga sob flexão simples, segundo critérios da NBR 6118/2014, como segue:

Figura 50 - Diagrama de esforço cortante sem temperatura (kN)



Fonte: Autor

##### ➤ Verificação do concreto

- $V_{sd} = \gamma_f * V_s$

$$V_{sd} = 62,0 * 1,4$$

$$V_{sd} = 86,8 \text{ KN}$$

- $\alpha_{v2} = 1 - \frac{f_{ck}}{250}$

$$\alpha_{v2} = 1 - \frac{30}{250}$$

$$\alpha_{v2} = 0,88$$

- $V_{rd2} = 0,27 * \alpha_{v2} * f_{cd} * b_w * d$

$$V_{rd2} = 0,27 * 0,88 * \frac{3,0}{1,4} * 15 * 34,5$$

$$V_{rd2} = 263,48 \text{ KN}$$

$$V_{sd} < V_{rd2} \rightarrow 86,80 \text{ KN} < 263,48 \text{ KN} \rightarrow \text{OK}$$

##### ➤ Verificação complementar

- $f_{ctk,inf} = 0,7 * f_{ctm}$

$$f_{ctk,inf} = 0,7 * (0,3 * \sqrt[3]{30^2})$$

$$f_{ctk,inf} = 2,03 \text{ MPa}$$

- $f_{ctd} = \frac{f_{ctk,inf}}{\gamma_c}$   
 $f_{ctd} = \frac{2,03}{1,4}$   
 $f_{ctd} = 1,45 \text{ MPa}$

- $V_c = 0,6 * f_{ctd} * b_w * d$   
 $V_c = 0,6 * 0,145 * 15 * 34,5$   
 $V_c = 45,02 \text{ KN}$

➤ **Armadura transversal mínima**

- $p_{w, min} = 0,2 * \frac{f_{ctm}}{f_{ywk}}$   
 $p_{w, min} = 0,2 * \frac{2,90}{500}$   
 $p_{w, min} = 0,12\%$

- $\left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{min} = b_w * p_{w, min}$   
 $\left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{min} = 15 * 0,0012$   
 $\left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{min} = 0,018 \text{ cm}^2/\text{cm} \rightarrow \left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{min} = \mathbf{1,80 \text{ cm}^2/\text{m}}$

- $V_{sd}^* = V_c + \left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{min} * 0,9 * f_{ywd} * d$   
 $V_{sd}^* = 45,02 + 0,018 * 0,9 * \frac{50}{1,15} * 34,5$   
 $V_{sd}^* = \mathbf{72,02 \text{ KN}}$

➤ **Condições para diâmetro e armadura**

- ✚  $5 \text{ mm} \leq \phi_t \leq \frac{b_w}{10} \rightarrow \mathbf{5 \text{ mm} \leq \phi_t \leq 15 \text{ mm}}$

- ✚ Se,  $V_{sd} < 0,67 * V_{rd2} \rightarrow 7 \text{ cm} \leq s \leq 0,6 * d$  ou 30 cm

- ✚ Se,  $V_{sd} > 0,67 * V_{rd2} \rightarrow 7 \text{ cm} \leq s \leq 0,3 * d$  ou 20 cm

Logo:  $86,80 < 0,67 * 263,48 \rightarrow 86,80 < 176,53 \rightarrow \mathbf{7 \text{ cm} \leq s \leq 20 \text{ cm}}$

➤ **Cálculo das armaduras**

Para armadura mínima

$$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{\min} = 1,80 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Para  $\phi = 5,0 \text{ mm}$

$$\frac{1,80}{0,4} \rightarrow 4,5 \rightarrow 5 \text{ estribos}$$

$$S = \frac{100}{5} \rightarrow s = 20 \text{ cm}$$

**Ø5.0mm c/ 20cm**

➤ **Para  $V_{sd} = 62,0 \text{ KN}$  ( $V_{sd} = 86,8 \text{ KN}$ )**

- $V_{sd} = V_c + V_{sw}$

$$86,80 = 45,02 + V_{sw}$$

$$V_{sw} = 41,78 \text{ KN}$$

- $\left(\frac{A_{sw}}{s}\right) = \frac{V_{sw}}{0,9 \times f_{ywd} \times d}$

$$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right) = \frac{41,78}{0,9 \times \left(\frac{50}{1,15}\right) \times 34,5}$$

$$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right) = 0,0309 \text{ cm}^2/\text{cm} \rightarrow \left(\frac{A_{sw}}{s}\right) = \mathbf{3,09 \text{ cm}^2/\text{m}}$$

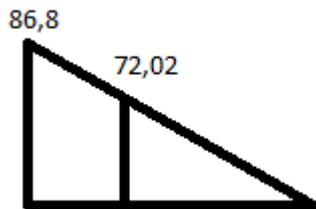
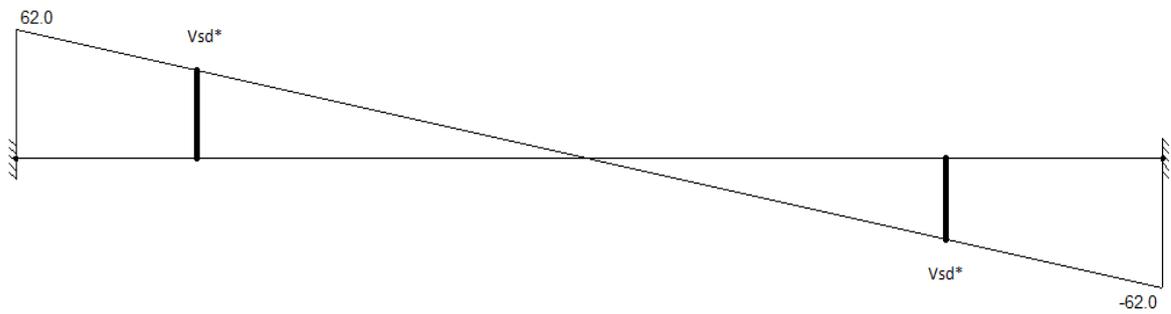
Para  $\phi = 5,0 \text{ mm}$

$$\frac{3,09}{0,4} \rightarrow 8 \text{ estribos}$$

$$S = \frac{100}{8} \rightarrow s = 12,50 \text{ cm} \rightarrow s = 12 \text{ cm}$$

**Ø5.0mm c/ 12cm**

➤ **Detalhamento das armaduras**

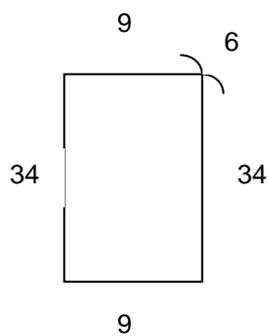
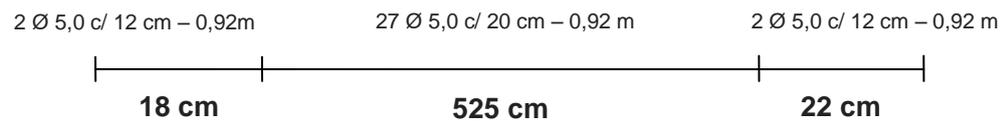


$$\frac{86,8 \text{ KN}}{316,5 \text{ cm}} = \frac{72,02 \text{ KN}}{x_2} \rightarrow x_2 = 262,61 \text{ cm}$$

$$x_1 = 54 \text{ cm}$$



Retirando as metades dos pilares, temos:

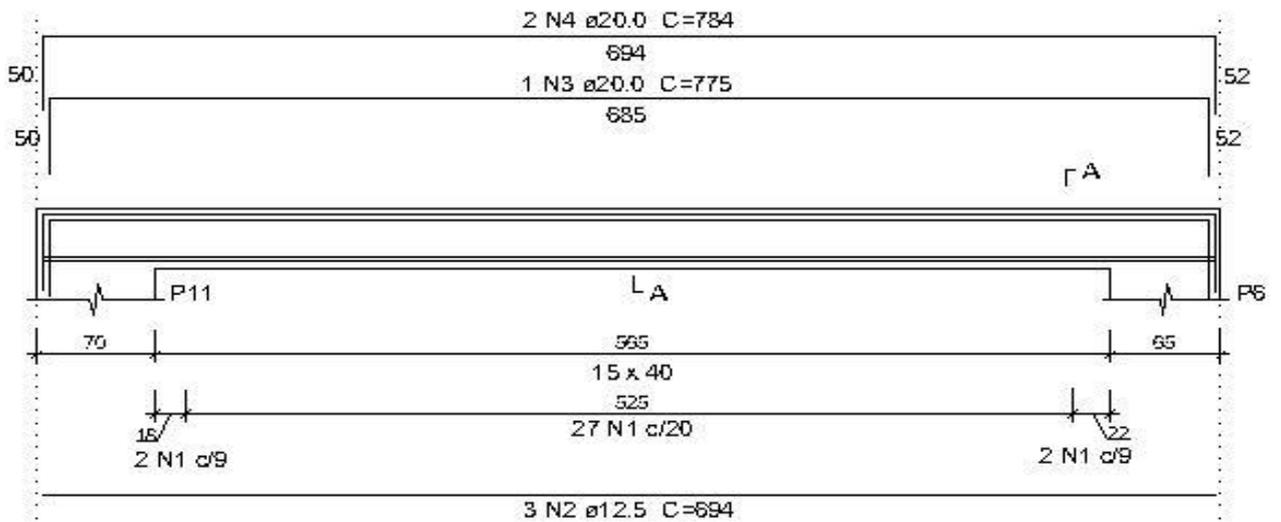


#### 4.5 DETALHAMENTO DAS VIGAS

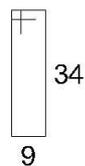
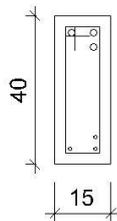
Ao dimensionar as vigas com a variação de temperatura e sem a variação de temperatura, pode-se comparar com a viga dimensionada no software Eberick, podendo fazer uma análise mais profunda, quando dimensionada pelos três modelos.

A seguir temos os detalhes das vigas:

Figura 51 - Detalhamento da viga sem a variação de temperatura de Palmas/TO



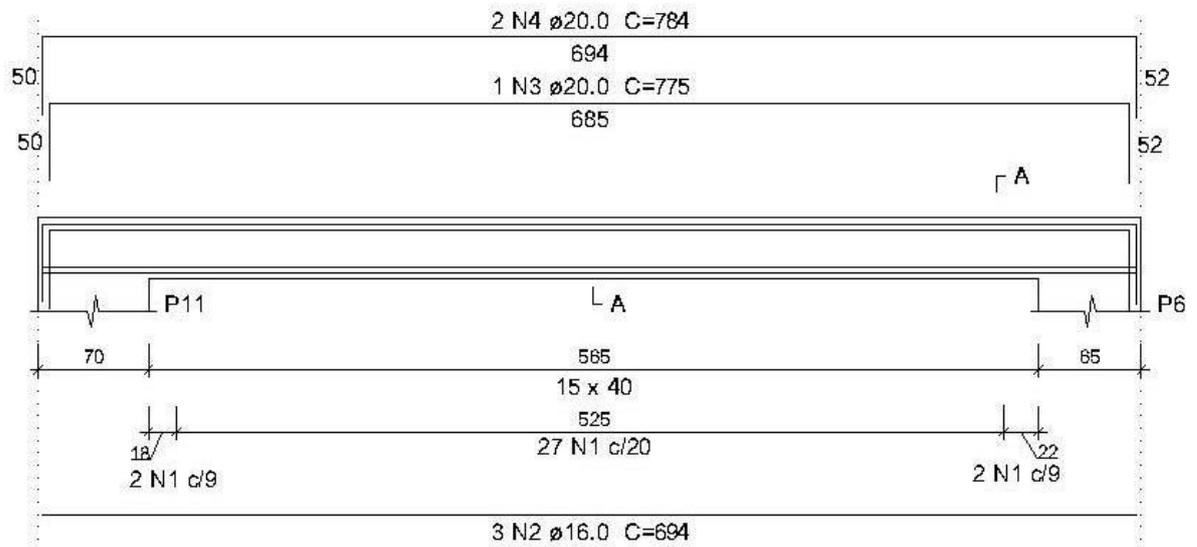
#### SEÇÃO A-A ESC 1:25



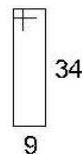
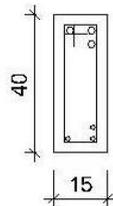
31 N1  $\varnothing$ 5.0 C=92

Fonte: Autor

Figura 52 - Detalhamento da viga submetida a variação de temperatura de Palmas/TO



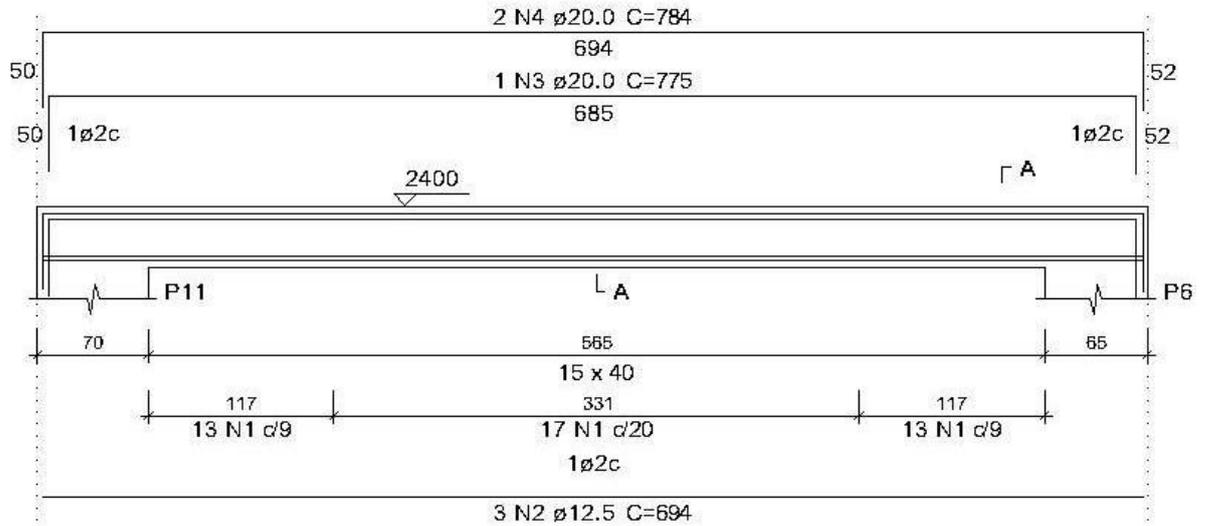
**SEÇÃO A-A**  
ESC 1:25



31 N1  $\phi$ 5.0 C=92

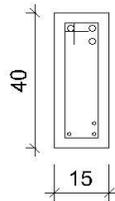
Fonte: Autor

'Figura 53 - Detalhamento da viga (Software Eberick)



## SEÇÃO A-A

ESC 1:25

43 N1  $\varnothing$ 5.0 C=98

Fonte: Autor

Figura 54 - Quadro comparativo das vigas.

Vigas	Seção	Momento Fletor de Cálculo Negativo (kN.m)	Momento Fletor de Cálculo Positivo (kN.m)	Esforço Cortante de Cálculo (kN)	Armadura Longitudinal		Armadura Transversal	
					As superior	As negativo	Asw	Asw mínimo
Sem variação	40 cm x 15 cm	91,56	45,78	86,80	3 $\varnothing$ 20,0 mm	3 $\varnothing$ 12,5 mm	$\varnothing$ 5,0 mm c/ 9 cm	$\varnothing$ 5,0 mm c/ 20 cm
Com variação	40 cm x 15 cm	75,46	61,88	86,80	3 $\varnothing$ 20,0 mm	3 $\varnothing$ 16,0 mm	$\varnothing$ 5,0 mm c/ 9 cm	$\varnothing$ 5,0 mm c/ 20 cm
Software Eberick	40 cm x 15 cm	93,65	43,62	100,52	3 $\varnothing$ 20,0 mm	3 $\varnothing$ 12,5 mm	$\varnothing$ 5,0 mm c/ 9 cm	$\varnothing$ 5,0 mm c/ 20 cm

Fonte: Autor

Ao dimensionar uma estrutura deve-se levar em conta o cumprimento das condições básicas de qualidade, quais sejam, o desempenho em serviço (principalmente fissuração controlada e flechas), a capacidade resistente (segurança à ruptura) e a durabilidade da estrutura.

Este trabalho considerou somente as vigas submetidas à flexão simples, bem como, considerou apenas os carregamentos distribuídos uniformemente e, também, a variação de temperatura.

Ao observar os dados que foram utilizados nos cálculos, percebeu-se que os momentos de cálculo negativo da viga sem variação de temperatura e obtidos pelo Eberick tiveram uma pequena diferença de 2,09 kN.m e, ao compará-los com a viga submetida a variação de temperatura, percebe-se que houve uma redução relativamente alta, de 17,15 kN.m. Quanto aos momentos de cálculo positivo percebe-se que, assim como nos cálculos negativos, os valores obtidos sem variação de temperatura e no software Eberick foram aproximados, com diferença de apenas 2,16 kN.m, mas em relação a viga submetida a variação de temperatura houve um aumento de 17,18 kN.m.

Sendo assim, conclui-se que as armaduras longitudinais das vigas sem variação de temperatura e obtida no software Eberick foram iguais, uma vez que tiveram seus momentos máximos bem próximos. Todavia, ao comparar tais momentos com àqueles obtidos da viga submetida a variação de temperatura, verifica-se um aumento na parte inferior da viga (tracionada), levando a um aumento da área de aço.

Assim, pode-se concluir que as movimentações térmicas causam uma redistribuição dos momentos fletores nas vigas e, com essa redistribuição, ocorre o excesso de momento positivo e negativo em alguns pontos, podendo gerar fissuras tanto na parte inferior (momento positivo), quanto na parte superior (momento negativo). Essas fissuras se distribuem, quase sempre, de forma uniforme, apresentando ângulo de 45° nas vigas de poucas alturas e ângulo de 60° nas vigas de maiores alturas.

A armadura transversal apresentou valores idênticos tanto para a viga sem variação de temperatura, como para a viga com variação de temperatura e a viga obtida no software Eberick, sendo utilizado nas partes mais solicitadas estribos  $\emptyset$  5,0 mm c/ 9 cm e nas partes menos solicitadas, estribos  $\emptyset$  5,0 mm c/ 20 cm. A viga

obtida no Eberick apresentou uma distância maior no detalhamento dos estribos, o que nos leva a perceber que o programa considera mais estribos nas partes mais solicitadas da viga, como medida de segurança para evitar o cisalhamento.

Sendo assim, ao fazer o detalhamento são utilizados menos estribos nas áreas não tão solicitadas e mais estribos nas áreas de maior esforço cortante, apresentando, assim, uma solução mais eficaz para a resistência desse esforço.

## 5. CONCLUSÃO

Ao realizar este trabalho foi possível ter uma maior percepção quanto a área de estruturas. Verificou-se que é necessário estar sempre atualizado, mantendo-se um estudo contínuo, uma vez que são muitas minúcias a serem consideradas, que vão desde a localidade da obra até as particularidades de projeto realizadas pelo engenheiro.

A elaboração deste projeto de pesquisa serviu para uma melhor compreensão e assimilação das bases teóricas instruídas no decorrer da graduação. Notou-se ser necessário a compreensão de cada uma das disciplinas estudadas na área de estruturas, além do fato de que o projetista deve se manter sempre atento, precavido e sensato ao realizar os cálculos de um projeto.

Ao realizar o cálculo de forma manual, foi possível adquirir um maior entendimento acerca do elemento estrutural, favorecendo, deste modo, uma melhor visão estrutural para elaboração de projetos futuros, o que pode evitar falhas e complicações no dimensionamento, alcançando-se, assim, um desempenho igualmente satisfatório e econômico.

A análise do detalhamento executado por meio eletrônico, através do software computacional, para a mesma estrutura foi essencial para a comparação com o cálculo manual, demonstrando que apesar de existir vários aspectos da estrutura que são estipulados por normas, a prática e a experiência do projetista têm grande influência no resultado de uma estrutura.

Pois bem, no que concerne à influência ou não da temperatura no elemento estrutural estudado, notou-se que na análise dos momentos fletores e esforços cortantes de cálculo da viga, sem variação de temperatura e da viga lançada no software Eberick, houve uma pequena variação nos dados extraídos, diferença esta que não influenciou no resultado final.

Na análise final, verificou-se que ao dimensionar a estrutura com os valores de cálculos sem variação de temperatura e pelo software Eberick, percebeu-se que o momento fletor da viga com variação de temperatura fica dentro do intervalo de segurança, (32,70 à 45,78 kN.m) , sendo assim, conclui-se que não é necessário adotar o critério de variação térmica, pois ao considerar o pior caso de temperatura de Palmas/TO, o momento fletor gerado por esta variação é menor ou semelhante aos momentos fletores de cálculos sem a variação e do programa.

Por fim, notou-se que independentemente da escolha dos materiais e dos métodos utilizados, só é possível alcançar um projeto de qualidade com a intervenção de um engenheiro capacitado e que compreenda que deve sempre prezar pela segurança e demais aspectos como a economia, qualidade, estética e economia de materiais são imprescindíveis.

## REFERÊNCIAS

\_\_\_\_\_. **NBR 5739**: Concreto: Ensaio de Compressão de Corpos-de-Prova Cilíndricos. Rio de Janeiro, 2007.

\_\_\_\_\_. **NBR 6118**: Projeto de Estruturas de Concreto: Procedimento. Rio de Janeiro, 2014.

\_\_\_\_\_. **NBR 7211**: Agregados para Concreto: Especificação. Rio de Janeiro, 2009.

\_\_\_\_\_. **NBR 7480**: Aço Destinado à Armaduras para Estruturas de Concreto Armado: Especificação. Rio de Janeiro, 2007.

\_\_\_\_\_. **NBR 8186**: Ações e Segurança nas Estruturas: Procedimento. Rio de Janeiro, 2004.

**Ações E Combinações Das Ações**. 2014. Disponível em: <<http://civilnet.com.br/Files/Sistemas%20Estruturais/Acoese combinacoes dasacoes.pdf>>. Acesso em: 09 Abr. 2017

ALMEIDA, Luiz Carlos de. **Flexão Simples – Seção Retangular; Dimensionamento**. [Nota de aula: Concreto Armado]. 2002. Disponível em: <[http://www.fec.unicamp.br/~almeida/au405/secao\\_retangular\\_dim.pdf](http://www.fec.unicamp.br/~almeida/au405/secao_retangular_dim.pdf)>. Acesso em: 10 Abr. 2017

ARAÚJO, José Milton. **Curso de Concreto Armado**. 3 ed. Rio Grande: Editora Dunas, 2014.

ARAÚJO, Roldão. **Dimensionamento De Vigas**. Disponível em: <<https://conecta.ulbra-to.br/turmas/2016/2/0577/projeto-de-estruturas-de-concreto-armado-i/material-didatico/0DE131B5-F99D-43F0-A3E1-EE48A6D705CC>>. Acesso em: 10 Abr. 2017.

BARTZ, Rodrigo Coelho. **Avaliação da Influência do Tipo de Resina nas Características Mecânicas e na Durabilidade de Vigas reforçadas com Fibras de Carbono**: Análises Iniciais. In: IX SALÃO DE INICIAÇÃO CIENTÍFICA PUCRS, 9., 2008, Rio Grande do Sul. **Anais...**. Rio Grande do Sul: Pucrs, 2008. p. 01 - 10. Disponível em: <[http://www.pucrs.br/research/salao/2008-IXSalaoIC/index\\_files/main\\_files/trabalhos\\_sic/engenharias/civil/62010.pdf](http://www.pucrs.br/research/salao/2008-IXSalaoIC/index_files/main_files/trabalhos_sic/engenharias/civil/62010.pdf)>. Acesso em: 02 mar. 2017.

BASTOS, Paulo Sérgio dos Santos. **FLEXÃO NORMAL SIMPLES - VIGAS**. 2015. Disponível em: <<http://www.feb.unesp.br/pbastos/concreto1/FlexaoSimples.pdf>>. Acesso em: 02 mar. 2017.

BASTOS, Paulo Sérgio dos Santos. **Dimensionamento de Vigas de Concreto Armado à Força Cortante**. 2017. Disponível em:

<<http://wwwp.feb.unesp.br/pbastos/concreto2/Cortante.pdf>>. Acesso em: 16 maio 2017.

BOTELHO, M.H.C, MARCHETTI, O. **Concreto Armado Eu Te Amo**. São Paulo: Edgard Blucher, 2004.

CARVALHO, Roberto Chust & FIGUEIREDO, Jasson Rodrigues. **Cálculo e Detalhamento de Estruturas Usuais de Concreto Armado**. Segundo a NBR 6118:2007. 3ª ed. São Carlos: Edufscar, 2007.

CARVALHO, Roberto Chust; FIGUEIREDO FILHO, Jasson Rodrigues de. **Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado**: Segundo a NBR 6118:2014. 4ª ed. São Carlos: Edufscar, 2014.

CASTRO, Gleidismar das Graças Simão. **Um Método Geral De Cálculo Para Verificação De Estruturas De Concreto Em Situação De Incêndio**. 2005. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2005.

COLLIS, Jill; HUSSEY, Roger. **Pesquisa Em Administração**: Um Guia Prático Para Alunos De Graduação E Pós-Graduação. 2. ed. Porto Alegre: Bookman, 2005.

COSTA, Carla Neves; SILVA, Valdir Pignatta e. **Estruturas de Concreto Armado em Situação de Incêndio**. 2002. In: Anais das Jornadas Sul-Americanas de Engenharia Estrutural, Universidade de Brasília (UnB), Brasília, 2002.

FIGUEIREDO, A. D.; COSTA, C. N.; SILVA, V. P. **Aspectos Tecnológicos Dos Materiais De Concreto Em Altas Temperaturas**. In: Seminário internacional núcleo de pesquisa em tecnologia da arquitetura e urbanismo. São Paulo: NUTAU/FAU-USP, 2002.

FUSCO, P. B. **Estruturas de Concreto**: Fundamentos do Projeto Estrutural. São Paulo: McGRAW-HILL do Brasil, v. 1, 1976.

GIL, Antônio Carlos. **Como Elaborar Projetos De Pesquisa**. 3. ed. São Paulo: Atlas, 1996.

GIL, Antônio C. **Métodos E Técnicas De Pesquisa Social**. 5. ed. São Paulo: Atlas, 2006.

HIBBELER, R. C.. **Análise das Estruturas**. 8. ed. São Paulo: Pearson, 2013. 200 p.

KIMURA, Alio. **Informática Aplicada Em Estruturas De Concreto Armado**: Cálculo de Edifícios com o Uso de Sistemas Computacionais. São Paulo: Pini, 2007.

LEONHARDT, F.; MONNING, E.. **Construções de Concreto**: Princípios Básicos do Dimensionamento de Estruturas de Concreto Armado. Vol. 1, Rio de Janeiro: Ed. Interciência, 1977.

MARTHA, Luiz Fernando. **Análise De Estruturas: Conceitos e Métodos Básicos**. Rio de Janeiro: Elsevier, 2010.

MARTHA, Luiz Fernando. **FTOOL: Um Programa Gráfico-Interativo para Ensino de Comportamento de Estruturas**. 2001. Disponível em: <[http://coral.ufsm.br/decc/ECC1008/Downloads/Manual\\_Ftool.pdf](http://coral.ufsm.br/decc/ECC1008/Downloads/Manual_Ftool.pdf)>. Acesso em: 30 set. 2017.

MARTINS, Juliana. **Projetos: Conceitos estruturais**. 2013. Disponível em: <<http://equipedeobra.pini.com.br/construcao-reforma/59/artigo284523-2.aspx>>. Acesso em: 31 agosto 2017.

MORALES, Gilson; CAMPOS, Alessandro; FAGANELLO, Adriana M. Patriota. A ação do fogo sobre os componentes do concreto. **Semina: Ciências Exatas e Tecnológicas**, Londrina, v. 1, n. 32, p.47-55, mar. 2011. Semestral. Disponível em: <<http://www.uel.br/revistas/uel/index.php/semexatas/article/viewFile/4057/8315>>. Acesso em: 09 abr. 2017.

Palmas: FREITAS, T.P.F. SOUZA, L.B. 2016. **Aspectos Do Clima Urbano De Palmas – TO No Episódio De Outono-Inverno**. Disponível em: <<http://www.seer.ufu.br/index.php/caminhosdegeografia/article/download/31836/18900>>. Acesso em: 28 fev. 2017.

PORTLAND, Associação Brasileira de Cimento. **Guia Básico de Utilização do Cimento Portland**. 2002. Disponível em: <[http://www.abcp.org.br/cms/wp-content/uploads/2016/05/BT106\\_2003.pdf](http://www.abcp.org.br/cms/wp-content/uploads/2016/05/BT106_2003.pdf)>. Acesso em: 04 set. 2017.

PRADO, Eduardo Parente; FUSCO, Péricles Brasiliense. **Intervenções em estruturas de concreto**. 1998.[s.n.], São Paulo, 1998.

REINA, Ana Gabriela Román. **Dimensionamento De Elementos De Concreto À Flexão Simples Em Situação De Incêndio**. 2010. Monografia (Especialização) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, 2010.

ROVERE, H.L.L. MORAES, P.D. 2005. Disponível em: <<https://ecivilufes.files.wordpress.com/2011/04/anc3a1lise-estrutural-apostilaecv5220.pdf>>. Acesso em: 28 fev. 2017.

**Saiba Quais São as Cinco Cidades Mais Quentes Do Brasil**. 2014. Disponível em: <<https://climatologiageografica.com/saiba-quais-sao-cinco-cidades-mais-quentes-brasil/>>. Acesso em: 27 Fev. 2017

SORIANO, Humberto Lima. **Estática Das Estruturas**. 2. ed. Rio de Janeiro: Ciência Moderna, 2010.