



**FAPAC - FACULDADE PRESIDENTE ANTÔNIO CARLOS  
INSTITUTO TOCANTINENSE PRESIDENTE ANTÔNIO CARLOS PORTO  
LTDA  
ENGENHARIA CIVIL**

**ANDRESSA VOLPATO ZUCOLLI**

**ANÁLISE COMPARATIVA ENTRE ESTRUTURAS DE AÇO E DE  
CONCRETO ARMADO**

**PORTO NACIONAL-TO  
2019**

**ANDRESSA VOLPATO ZUCOLLI**

**ANÁLISE COMPARATIVA ENTRE ESTRUTURAS DE AÇO E DE  
CONCRETO ARMADO**

Projeto de conclusão do curso de Engenharia Civil da FAPAC/ITPAC PORTO NACIONAL como requisito parcial para obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil.

Área: Estruturas

Orientador: Douglas Freitas Augusto dos Santos

**PORTO NACIONAL-TO  
2019**

**ANDRESSA VOLPATO ZUCOLLI**

**ANÁLISE COMPARATIVA ENTRE ESTRUTURAS DE AÇO E DE  
CONCRETO ARMADO**

Projeto de pesquisa submetido ao curso de Engenharia Civil do Instituto Tocantinense Presidente Antônio Carlos Porto Ltda., como requisito parcial para obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil.

Apresentado e defendido em \_\_\_\_/\_\_\_\_/\_\_\_\_ pela Banca examinadora constituída pelos professores:

---

Professor: Me. Douglas Freitas Augusto dos Santos

---

Professor: Me. Alesi Teixeira Mendes

---

Engenheiro Civil: Rirô Bandeira Mendes de Oliveira

**PORTO NACIONAL - TO  
2019**

## RESUMO

A execução de um edifício passa por vários processos e etapas para que se obtenha o resultado final, com a construção de prédios cada vez mais altos a análise da estrutura é algo de extrema importância para a segurança e durabilidade de uma edificação. Com a construção civil em constantes avanços tecnológicos, vários métodos são apresentados para melhorias no desempenho e projeção de obras. Sendo assim, este trabalho tem por objetivo apresentar métodos comparativos e de modelagem estrutural em sistemas construtivos de aço e de concreto armado. Deste modo, para que este comparativo entre os dois sistemas estruturais ocorra, será utilizado o *software Robot Structural Analysis*, definindo dois modelos, sendo, o modelo I em estrutura de concreto armado e o modelo II em estrutura de aço. Para essa avaliação também serão consideradas as propriedades dos materiais empregados, custos em relação aos materiais, normas vigentes e os agentes que poderão influenciar no desempenho da edificação, parâmetros como estabilidade global, deslocamentos de elementos e momentos no sistema estrutural em estudo. Após o processamento dos dois modelos, os resultados serão comparados, visando concluir qual dos métodos se torna mais viável para execução.

**Palavras chaves:** Sistema Estrutural, Aço, Concreto Armado, Comparativo Estrutural.

## **ABSTRACT**

The execution of a building goes through several processes and steps to obtain the final result, with the construction of increasingly tall buildings, the analysis of the structure is extremely important for the safety and durability of a building. With civil construction in constant technological advances, various methods are presented for improvements in performance and projection of works. Thus, this paper aims to present comparative and structural modeling methods in steel and reinforced concrete construction systems. Thus, for this comparison between the two structural systems to occur, the software Robot Structural Analysis will be used, defining two models, being model I in reinforced concrete structure and model II in steel structure. For this evaluation will also be considered the properties of materials used, cost in relation to materials, current standards and the agents that may influence the performance of the building, parameters such as global stability, displacements of elements and moments in the structural system under study. After processing both models, the results will be compared, aiming to conclude which of the methods becomes more viable for execution.

**Keywords:** Structural System, Steel, Reinforced Concrete, Structural Comparative.

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Diagrama tensão - deformação idealizado .....	15
Figura 2 – Diagrama tensão - deformação bilinear de tração .....	16
Figura 3 – Tensão - deformação do aço. ....	20
Figura 4 – Efeitos de segunda ordem. ....	25
Figura 5 – Mapa de Isopletas .....	26
Figura 6 – Localização de onde será executado o edifício.....	31
Figura 7 – Planta baixa tipo.....	32
Figura 8 – Coeficiente de arrasto, $C_a$ , para edificações paralelepípedicas em vento de alta turbulência .....	36

## SUMÁRIO

<b>1. INTRODUÇÃO</b> .....	<b>9</b>
<b>2. OBJETIVOS</b> .....	<b>10</b>
2.1. OBJETIVO GERAL.....	10
2.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....	10
<b>3. REFERENCIAL TEÓRICO</b> .....	<b>11</b>
3.1. ESTRUTURA DE CONCRETO.....	11
3.1.1. Resistência do concreto .....	12
3.1.2. Peso específico do concreto .....	12
3.1.3. Módulo de elasticidade do concreto armado.....	12
3.1.4. Tensão x deformação.....	15
3.2. ESTRUTURA DE AÇO.....	16
3.2.1. Resistência do aço .....	18
3.2.2. Módulo de elasticidade do aço.....	18
3.2.3. Peso específico do aço .....	18
3.2.4. Tensão x deformação do aço .....	19
3.3. ESTABILIDADE GLOBAL.....	20
3.3.1. Estabilidade global do concreto armado.....	20
3.3.2. Estabilidade global do aço .....	24
3.4. AÇÕES DO VENTO SEGUNDO A ABNT NBR 6123 (2013).....	26
3.4.1. Velocidade básica do vento.....	26
3.4.2. $V_k$ – Velocidade característica do vento .....	27
3.4.3. $q$ – Pressão dinâmica do vento .....	27
3.4.4. $S_1$ – Fator topográfico .....	27
3.4.5. $S_2$ – Fator de rugosidade.....	28
3.4.6. $S_3$ – Fator estatístico.....	30
<b>4. METODOLOGIA</b> .....	<b>31</b>
4.1. DESCRIÇÃO DO EDIFÍCIO.....	31
4.2. MATERIAIS EMPREGADOS .....	32
4.2.1. Modelo I – Concreto Armado.....	32
4.2.2. Modelo II – Aço .....	33
4.3. MODELAGEM ESTRUTURAL.....	33
4.4. LEVANTAMENTO DOS CARREGAMENTOS DOS MODELOS I E II.....	33

4.5. CÁLCULO DAS AÇÕES DO VENTO SEGUNDO A NBR 6123 (2013) ...	34
4.5.1. Velocidade básica do vento.....	34
4.5.2. Fator topográfico – $S_1$ .....	34
4.5.3. Fator de Rugosidade – $S_2$ .....	34
4.5.4. Fator estatístico – $S_3$ .....	35
4.5.5. Velocidade característica do vento - $V_k$ .....	35
4.5.6. Pressão dinâmica do vento – $q$ .....	35
4.5.7. Força de Arrasto – $F_a$ .....	36
4.6. COMBINAÇÕES.....	37
5. CRONOGRAMA .....	38
REFERÊNCIAS.....	39



## 1. INTRODUÇÃO

Inovações surgem constantemente na engenharia civil seja em materiais ou métodos construtivos, possibilitando que obras de engenharia se tornem cada vez maiores, mais resistentes, sofisticadas e de rápida execução. Além disso, tecnologias como *softwares* auxiliam de forma cada vez mais eficiente na elaboração de projetos e conhecimentos sobre as ações que atuam nas estruturas, tornando-as mais seguras e econômicas, uma vez que através desses programas computacionais podem-se obter cálculos muito mais precisos.

No Brasil o método construtivo mais utilizado há muitos anos é o concreto armado, mas atualmente as estruturas em aço estão ganhando espaço. Trata-se de um método construtivo que pode ser executado em um tempo menor, não gera tantos rejeitos, permite vãos livres maiores e uma estrutura mais leve, reduzindo conseqüentemente os gastos com fundações quando comparado com as estruturas de concreto armado.

Por outro lado, estruturas metálicas necessitam de mão de obra especializada, além disso, não possuem fácil acessibilidade, o que pode causar transtornos e encarecer a obra em alguns locais por causa do transporte. As estruturas em concreto armado necessitam de mão-de-obra menos qualificada para sua execução, esse método também permite moldagem da estrutura com auxílio de fôrmas e apresenta elevada resistência se comparado a outras formas construtivas.

Deste modo, torna-se difícil escolher qual dos métodos construtivos se torna mais viável e adequado. Com isso, este trabalho tem como fundamento realizar um comparativo estrutural entre as estruturas em concreto armado e em aço, para um determinado edifício que será utilizado para o estudo. Para a avaliação entre os métodos, normas vigentes e agentes que influenciam no desempenho da edificação devem ser considerados, além disso, para uma comparação mais precisa será utilizado o *software Robot Structural Analysis*, que é capaz de realizar a modelagem do edifício em estudo nos dois métodos estruturais que serão utilizados, sendo, o modelo I estrutura de concreto armado e modelo II estrutura de aço.

## **2. OBJETIVOS**

### **2.1. OBJETIVO GERAL**

Avaliar e comparar sistemas estruturais em aço e concreto armado, para um determinado edifício.

### **2.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS**

- Comparar a estabilidade global dos modelos adotados em concreto armado e aço;
- Comparar os deslocamentos e momentos dos pilares dos dois sistemas estruturais adotados;
- Verificar o custo dos materiais dimensionados dos sistemas estruturais modelos.

### 3. REFERENCIAL TEÓRICO

Para o bom desempenho de uma obra se faz necessária a realização de um estudo avaliativo e comparativo na escolha do sistema estrutural, pois o mesmo interfere diretamente no custo, cronograma e adaptação técnica do projeto.

É denominada estrutura a parte ou o conjunto de partes de uma construção que é destinada a resistir a cargas. Elemento estrutural é o nome dado a cada parte portante da construção, o mesmo tem função de resistir e transmitir os esforços incidentes a outros elementos, através de veículos que os unem, tendo por finalidade conduzi-los ao solo (DIAS, 1997).

#### 3.1. ESTRUTURA DE CONCRETO

Uma estrutura de concreto armado é uma ligação solidária de concreto com um material resistente á tração, que em geral, é o aço. O aço entretanto, não pode estar isolado ou pouco íntimo com o concreto que o rodeia. O aço deve estar solidário, atritado, fundido junto, trabalhando junto, se deformando junto e igualmente com o concreto. Quanto mais atrito tiver entre o concreto e o aço, mais próximo estará do concreto armado (BOTELHO; MARCHETTI, 2010).

#### **Vantagens da estrutura de concreto:**

- Custo baixo de manutenção;
- Uma estrutura em concreto armado pode ser moldada em diferentes maneiras e formatos, com o auxílio de fôrmas;
- Em comparação as estruturas metálicas, as estruturas de concreto exigem mão de obra menos qualificada para sua execução;
- Resistência ao fogo e ao tempo;
- Possui elevada resistência se comparado a outros materiais utilizados em construções;
- O concreto quando armado, também possui boa resistência a esforços de tração;
- Boa resistência ao desgaste mecânico, como a choques e vibrações.

### **Desvantagens da estrutura de concreto:**

- Por sua produção ser muitas vezes *in loco*, sua resistência final pode ser afetada pela ocorrência de erros durante os processos de mistura e cura;
- Demolições geralmente são inviáveis, se levado em consideração o custo;
- A utilização de fôrmas metálicas ou de madeira encarece o projeto;
- Devido a seu tempo de cura, as estruturas de concreto possuem um tempo maior de execução, se comparada a outros sistemas construtivos;
- As estruturas de concreto armado geram muito lixo e resíduos de construção;
- Para a execução de um edifício de múltiplos andares, os pilares da estrutura de concreto possuem seções maiores se comparados à estrutura metálica.

#### **3.1.1. Resistência do concreto**

O valor da resistência do concreto ( $f_{ck}$ ) é uma das variáveis que interferem no cálculo de uma estrutura, possui como unidade de medida dessa resistência o MPa (**Mega Pascal**), se trata de um dado importante para a sua qualidade, usado em diferentes etapas da obra. O controle de qualidade do concreto é avaliado por alguns ensaios, como os de resistência à compressão. O mais utilizado é o Ensaio de Compressão de Corpos-de-prova Cilíndricos, regulamentado pela ABNT NBR 5739 (2018).

“Esta Norma prescreve o método pelo qual devem ser ensaiados à compressão os corpos-de-prova cilíndricos, moldados conforme a NBR 5738 (2015) e extraídos conforme a NBR 7680 (2015)” (ABNT NBR 5739, 2018).

#### **3.1.2. Peso específico do concreto**

De acordo com a ABNT NBR 6120 (1980), o concreto simples possui peso específico aparente de  $24 \text{ KN/m}^3$ , já o concreto armado tem o peso específico aparente de  $25 \text{ KN/m}^3$ . Peso específico de um material pode ser definido como o peso por unidade de volume, como simbologia obtém a letra grega Gamma ( $\gamma$ ).

#### **3.1.3. Módulo de elasticidade do concreto armado**

Segundo a ABNT NBR 6118 (2014), “quando não forem realizados ensaios, pode-se estimar o valor do módulo de elasticidade inicial ( $E_{ci}$ ) usando as equações 01 e 02”.

A ABNT NBR 8522 (2017), estabelece o método de ensaio para que se obtenha o módulo de elasticidade ( $E_{ci}$ ), nesta norma considera-se o módulo de deformação tangente inicial, que é obtido aos 28 dias de idade.

- Para  $f_{ck}$  de 20 MPa a 50 MPa:

$$E_{ci} = \alpha_E \cdot 5600 f_{ck} \quad \text{Equação 01}$$

- Para  $f_{ck}$  de 55 MPa a 90 MPa:

$$E_{ci} = 21,5 \cdot 10^3 \cdot \alpha_E \cdot \left( \frac{f_{ck}}{10 + 1,25} \right)^{1/3} \quad \text{Equação 02}$$

Onde:

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

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

$\alpha_E = 0,9$  para calcário;

$\alpha_E = 0,7$  para arenito.

Em relação ao módulo de deformação secante, o mesmo pode ser obtido segundo o método de ensaio estabelecido na ABNT NBR 8522 (2017), ou estimado a partir da equação 03 abaixo, de acordo com a ABNT NBR 6118 (2014).

$$E_{ce} = \alpha_i \cdot E_{ci} \quad \text{Equação 03}$$

Onde:

$$\frac{\alpha_i = 0,8 + 0,2 \cdot f_{ck}}{80} \leq 1,0 \quad \text{Equação 04}$$

Os valores arredondados para o módulo de elasticidade encontram-se de acordo com a resistência característica do concreto, além disso, podem ser utilizados no projeto estrutural e estão apresentados no quadro 1 (ABNT NBR 6118 2014).

Quadro 1 – Valores arredondados para módulo de elasticidade

CLASSE DE RESISTÊNCIA	C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50	C60	C70	C80
<b>E<sub>ci</sub> (GPa)</b>	25	28	31	33	35	38	40	42	43	45
<b>E<sub>cs</sub> (GPa)</b>	21	24	27	29	32	34	37	40	42	45
<b>α<sub>i</sub></b>	0,85	0,86	0,88	0,89	0,9	0,91	0,93	0,95	0,98	1,00

Fonte: ABNT NBR 6118 (2014).

De acordo com a ABNT NBR 6118 (2014), a composição do traço do concreto e a natureza dos agregados que o compõe, definem sua deformação elástica. Em relação a um elemento estrutural ou seção transversal, em sua avaliação o módulo de elasticidade pode ser considerado único, à tração e à compressão, igual ao módulo de deformação secante (E<sub>cs</sub>). Já o módulo de elasticidade inicial (E<sub>ci</sub>), pode ser utilizado no cálculo das perdas de protensão. Em caso do módulo de elasticidade possuir idade inferior a 28 dias, sua avaliação pode ser realizada pelas equações 05 e 06.

- Para os concretos com f<sub>ck</sub> de 20 MPa a 45 MPa:

$$E_{ci}(t) = \left( \frac{f_{ckj}}{f_{ck}} \right)^{0,5} \quad \text{Equação 05}$$

- Para os concretos com f<sub>ck</sub> de 50 MPa a 90 MPa:

$$E_{ci}(t) = \left( \frac{f_{ckj}}{f_{ck}} \right)^{0,3} \quad \text{Equação 06}$$

Onde:

E<sub>ci</sub>(t) = estimativa do módulo de elasticidade do concreto (entre 7 e 28 dias);

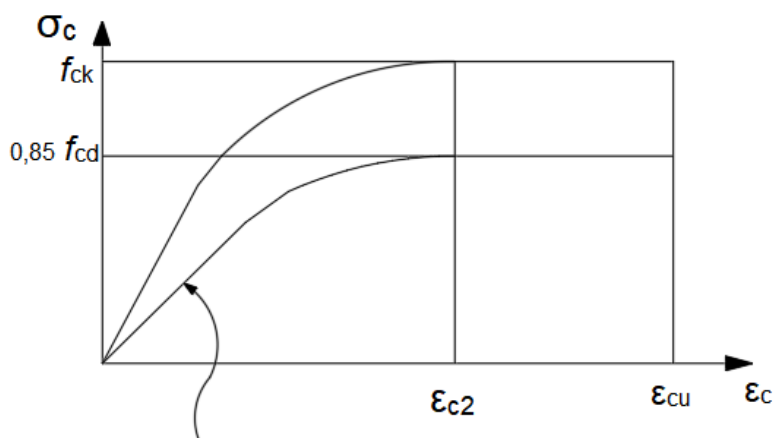
f<sub>ckj</sub> = resistência característica à compressão do concreto (idade que se pretende estimar o módulo de elasticidade).

### 3.1.4. Tensão x deformação

- Compressão

Segundo a ABNT NBR 6118 (2014), para as tensões de compressão inferiores a  $0,5 f_c$ , admite-se relação linear entre tensões e deformações. No estado-limite último, as análises podem ser realizadas empregando o diagrama tensão-deformação idealizado (Figura 1), ou de acordo com as simplificações propostas (equação 07).

Figura 1 – Diagrama tensão - deformação idealizado



Fonte: ABNT NBR 6118 (2014).

$$\alpha_c = 0,85 \cdot f_{cd} \cdot \left[ 1 - \left( \frac{1 - \epsilon_c}{\epsilon_{c2}} \right)^n \right] \quad \text{Equação 07}$$

Para  $f_{ck} \leq 50$  MPa:  $n=2$ ;

Para  $f_{ck} > 50$  MPa:  $n = 1,4 + 23,4 \left[ \frac{(90 - f_{ck})}{100} \right]^4$ .

Onde:

$\epsilon_{c2}$  = deformação específica de encurtamento do concreto no início do patamar plástico;

$\epsilon_{cu}$  = deformação específica de encurtamento do concreto na ruptura.

Os valores que podem ser considerados para os parâmetros  $\epsilon_{c2}$  e  $\epsilon_{cu}$  são definidos a seguir, de acordo com a ABNT NBR 6118 (2014):

Para concretos de classes até C50:

$$\varepsilon_{c2} = 2,0 \text{ \%};$$

$$\varepsilon_{cu} = 3,5 \text{ \%}.$$

Para concretos de classes C55 até C90:

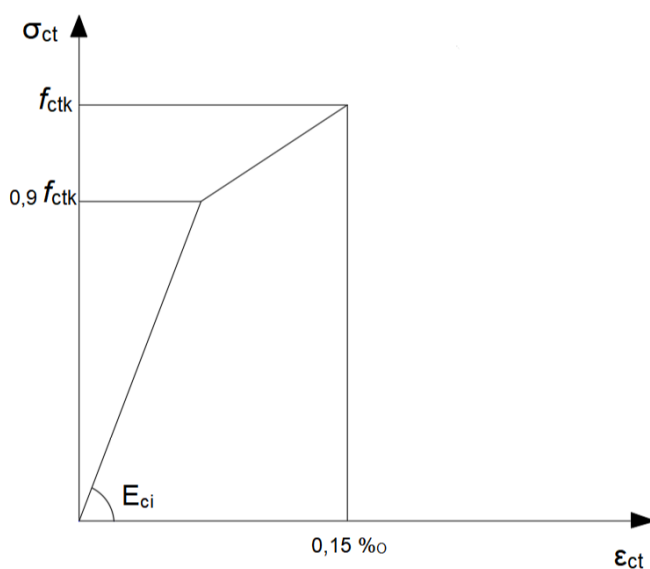
$$\varepsilon_{c2} = 2,0 \text{ \%} + 0,085 \text{ \%}_o \cdot (f_{ck} - 50)0,53;$$

$$\varepsilon_{cu} = 2,6 \text{ \%} + 35 \text{ \%} \cdot [(90 - f_{ck})/100]^4.$$

- Tração

Conforme a ABNT NBR 6118 (2014), o diagrama tensão -deformação bilinear de tração, apresentado na figura 2, é adotado para o concreto não fissurado:

Figura 2 – Diagrama tensão - deformação bilinear de tração



Fonte: ABNT NBR 6118 (2014).

### 3.2. ESTRUTURA DE AÇO.

Há décadas as estruturas metálicas são utilizadas mundialmente em edificações de múltiplos andares, já no Brasil, o uso de estruturas metálicas é algo recente, há pouco tempo o país despertou para o grande mercado da construção civil industrializada. As estruturas de aço são a aposta do mercado brasileiro em algo novo, esse tipo de construção permite um projeto liberalista, o aço é um material versátil e possui uma série de vantagens, (CORTEZ *et al*, 2017).



O aço vem sendo usado cada vez mais na construção civil, pois ele possibilita soluções arrojadas e eficientes para variados tipos de obras. Entre os séculos XIX e XX, para que pudesse atender à crescente demanda no mercado da construção civil industrializada, o aço passou a ser utilizado na forma de estruturas pré-fabricadas importadas. A partir disso, desenvolveram-se diversas aplicações para o aço, desde pontes metálicas até os mais modernos prédios comerciais e residenciais (CORTEZ *et al*, 2017).

O aço é classificado segundo sua composição química, os principais compostos são:

- **Aço Carbono:** Aço composto pela união de ferro puro, carbono e elementos residuais como manganês, fósforo ou silício (esses em menor quantidade). Deste modo, é um material que apresenta boa soldabilidade, já em casos de aumento no seu teor de carbono, o aço se torna um material quebradiço, dificultando assim sua soldabilidade.
- **Aço de baixa liga:** Com o intuito de aumentar a resistência do aço, essas ligas metálicas além das propriedades do aço carbono, possuem a adição de outros elementos em proporções significativas, como cobre, nióbio, entre outros. Deste modo, torna-se um aço com elevada resistência mecânica e a corrosão, permitindo ainda assim sua soldabilidade, pois possui teor de carbono em torno de 0,20%.
- **Aço de baixa liga com tratamento térmico:** Além das propriedades do aço de baixa liga, esse aço recebe um tratamento térmico, onde são adicionados alguns componentes como vanádio, níquel e alumínio podendo assim aumentar sua resistência a corrosão atmosférica.

#### **Vantagens da estrutura metálica:**

- Trata-se de um material 100% reciclável, reduzindo assim seu impacto ambiental;
- Por ser uma estrutura mais leve, podem reduzir de forma significativa os custos das fundações;
- Permitem vãos livres maiores, se comparado à estrutura de concreto armado, permitindo maior utilização do espaço;
- Estruturas metálicas podem ser desmontadas e reaproveitadas, gerando poucos rejeitos;
- Possibilita um canteiro de obra mais limpo e enxuto;

- A estrutura de Aço é compatível com outros materiais;
- Nas estruturas metálicas as passagens de dutos e encanamentos se tornam mais simples, quando comparada a outros sistemas estruturais. Esse tipo de estrutura possibilita uma flexibilidade em seu uso;
- Menor prazo de execução quando comparado a sistemas convencionais, pois esse sistema permite que se trabalhe em diferentes etapas da construção simultaneamente. Além disso, intempéries como chuva não prejudicam o rendimento da obra;
- Estrutura metálica pode ser projetada com seções mais esbeltas.

#### **Desvantagens da estrutura metálica:**

- Necessita de mão de obra especializada para que a obra seja executada;
- Não possui fácil acessibilidade, encarecendo a estrutura metálica em alguns locais por questões como transporte;
- Necessita de tratamento anticorrosivo, é uma parte cara e de difícil aplicação;
- Alteração após a estrutura ser calculada pode causar grandes transtornos, se tornando muitas vezes inviável;
- Suas seções esbeltas aumentam os riscos a flambagem e peças comprimidas;
- Exige maiores cuidados em relação a seu comportamento ao fogo, em relação a sua dilatação térmica e perda da capacidade resistente;
- Gera vibrações e ruídos que podem causar incomodo aos usuários do edifício.

#### **3.2.1. Resistência do aço**

A ABNT NBR 6152 (2002) regulamenta os ensaios de tração para determinação da resistência do aço, esta norma especifica o método de ensaio de tração a ser realizado em materiais metálicos e define as propriedades mecânicas que podem ser determinadas à temperatura ambiente.

#### **3.2.2. Peso específico do aço**

Peso específico de um material pode ser definido como o peso por unidade de volume, como simbologia obtém a letra grega Gamma ( $\gamma$ ). O aço possui peso específico aparente de  $78,5 \text{ KN/m}^3$ , conforme a ABNT NBR 6120 (1980).

#### **3.2.3. Módulo de elasticidade do aço**

Segundo a ABNT NBR 8800 (2008), o valor adotado para o aço na faixa normal de temperaturas atmosféricas, é de 205 GPa (gigapascal) para o módulo de

elasticidade (E). Quanto maior o módulo de elasticidade de um material, mais rígido ele será ou menor será sua deformação elástica.

### 3.2.4. Tensão x deformação do aço

Segundo Buffoni (2019), através dos resultados dos ensaios obtém-se o gráfico (modelo apresentado na figura 3), deste modo, podem ser calculados vários valores de tensão e deformação que correspondem ao corpo de prova utilizado no ensaio, os valores podem ser definidos de acordo com as equações 08 e 09:

- Tensão nominal

$$\alpha = \frac{P}{A_0} \quad \text{Equação 08}$$

Onde:

$\sigma$  = Tensão;

P = Carga Aplicada;

$A_0$  = Área da seção transversal do corpo de prova.

- Deformação nominal

Pode ser determinada a partir da leitura do extensômetro, ou pela equação 09:

$$\varepsilon = \frac{\delta}{L_0} \quad \text{Equação 09}$$

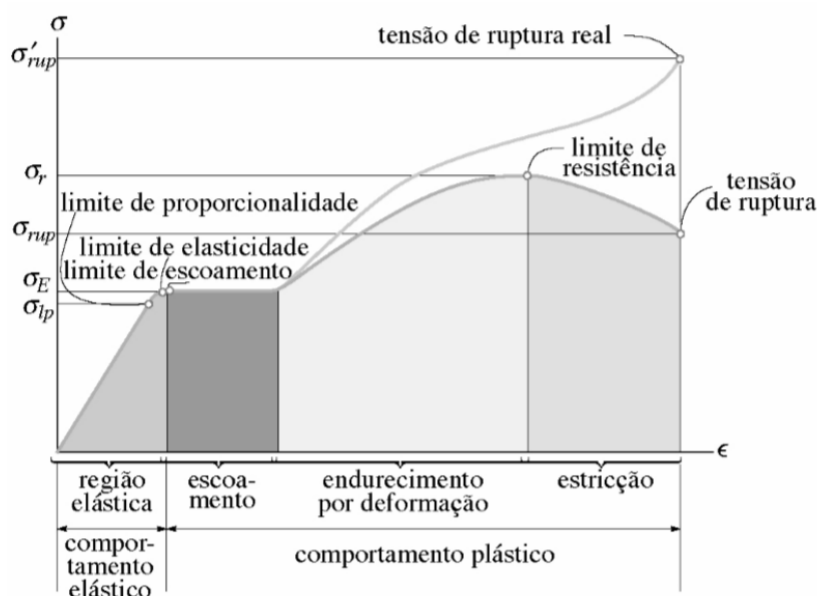
Onde:

$\varepsilon$  = Deformação;

$\delta$  = Variação do comprimento de referência;

$L_0$  = Comprimento de referência inicial.

Figura 3 – Tensão - deformação do aço.



Fonte: Buffoni (2019).

### 3.3. ESTABILIDADE GLOBAL

Estruturas que possuem elevada altura estão mais sujeitas a sofrerem com instabilidade, ocasionada por atuações gravitacionais e ações laterais, deste modo o cálculo do vento sobre a estrutura se torna muito importante, avaliar a estabilidade global de um elemento ou conjunto de elementos estruturais é um fator indispensável para a concepção estrutural. As cargas horizontais e verticais causam deslocamento horizontal aos nós da estrutura, esses nós são separados como fixo e móvel, para facilitar os cálculos (CARVALHO, 2013; ALVES; PAIXÃO, 2016).

#### 3.3.1. Estabilidade global do concreto armado

Segundo a ABNT NBR 6118 (2014) em relação à ação das cargas verticais e horizontais, os nós da estrutura deslocam-se horizontalmente. Efeitos globais de segunda ordem é o nome que se dá aos esforços de segunda ordem causados por esses deslocamentos horizontais que os nós sofrem. Já os efeitos locais de segunda ordem afetam principalmente os esforços solicitantes ao longo das barras da estrutura, como em um lance de pilar, por exemplo, quando os respectivos eixos não conseguem se manter retilíneos.

São consideradas estruturas de nós fixos, quando os nós possuem deslocamentos horizontais pequenos, assim, os efeitos de segunda ordem são desprezíveis. Quando os deslocamentos não são pequenos (superiores a 10% dos respectivos esforços de primeira ordem), as estruturas são consideradas de nós móveis, deste modo, torna-se importante considerar os efeitos globais de segunda ordem, além dos efeitos locais e localizados (ABNT NBR 6118, 2014).

### 3.3.1.1. Parâmetro de instabilidade ( $\alpha$ )

A formulação do parâmetro de instabilidade ( $\alpha$ ) foi realizada por Beck e König em 1966, a mesma se dá por uma analogia realizada entre o comportamento de um edifício e de um pilar (engastado na base e no topo desse edifício), quando expostos a uma carga vertical distribuída de forma uniforme ao longo da altura da edificação. Esse parâmetro é utilizado para avaliar a sensibilidade da estrutura diante dos efeitos de segunda ordem, a partir dele as estruturas podem ser classificadas em nós fixos ou nós móveis (OLIVEIRA, 2007).

Segundo a ABNT NBR 6118 (2014) a utilização desse parâmetro se restringe a estruturas que apresentem forma simétrica, sua classificação se dá em relação ao valor do parâmetro de instabilidade. Quando  $\alpha$  for menor que o valor de referência denominado  $\alpha_1$ , essa estrutura será de nós fixos, os valores de  $\alpha$  e  $\alpha_1$  são determinados pela equação 10.

$$\alpha = H_{tot} \cdot \sqrt{\frac{N_k}{E_{cs} \cdot I_c}} \quad \text{Equação 10}$$

Quando:

$$\alpha_1 = 0,2 + 0,1n, \text{ se } n \leq 3 ;$$

$$\alpha_1 = 0,6, \text{ se } n \geq 4 .$$

Onde:

- $n$  = É o número de níveis de andares acima da fundação ou de um nível pouco deslocável do solo;
- $H_{tot}$  = É a altura total da estrutura (medida a partir da fundação ou de um nível pouco deslocável do subsolo);
- $N_k$  = É a somatória de todas as cargas verticais atuantes na estrutura;

- $Ecs \times Ic$  = Representa o somatório dos valores de rigidez de todos os pilares na direção considerada.

Valor-limite  $\alpha_1 = 0,6$  : é aplicado nas estruturas usuais de concreto (adotando mesmo valor para associação de pilares, pórticos e pilares-paredes);

Valor-limite  $\alpha_1 = 0,7$ : no caso de contraventamento constituído exclusivamente por pilares-parede;

Valor-limite  $\alpha_1 = 0,5$ : quando houver apenas pórticos.

### 3.3.1.2. Coeficiente ( $\gamma_z$ )

Criado por Franco e Vasconcelos (1991), o coeficiente  $\gamma_z$  (Gamma Z) é um parâmetro que determina a estabilidade de um edifício de concreto armado. Através dele pode-se mensurar a sensibilidade da estrutura aos efeitos de 2ª ordem, utilizando os efeitos de 1ª ordem, devido às cargas horizontais para obtenção de efeitos aproximados de 2ª ordem. Esse parâmetro é mais utilizado do que o parâmetro de instabilidade ( $\alpha$ ).

Segundo a ABNT NBR 6118 (2014), item 15.5.3, “o valor de  $\gamma_z$  para cada combinação de carregamento é dado a partir da equação 11”:

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{1,tot,d}}} \quad \text{Equação 11}$$

Onde:

- $M_{1,tot,d}$  = é o momento de tombamento, ou seja, a soma dos momentos de todas as forças horizontais da combinação considerada, com seus valores de cálculo, em relação à base da estrutura;
- $\Delta M_{tot,d}$  = é a soma dos produtos de todas as forças verticais atuantes na estrutura, na combinação considerada, com seus valores de cálculo, pelos deslocamentos horizontais de seus respectivos pontos de aplicação, obtidos da análise de 1ª ordem.

Considera-se que a estrutura é de nós fixos se for obedecida à condição  $\gamma_z \leq 1,1$  e de nós móveis se  $1,1 < \gamma_z \leq 1,3$ .

A partir do resultado obtido pelo coeficiente  $\gamma_z$  é possível classificar uma estrutura em função de sua mobilidade. Considera-se que a estrutura é de nós fixos se for obedecida à condição  $\gamma_z \leq 1,1$ , e os efeitos de segunda ordem global poderão ser desprezados. Quando o valor de  $\gamma_z$  obtido estiver entre  $1,1 < \gamma_z \leq 1,3$ , os efeitos de segunda ordem devem ser considerados, majorando os esforços horizontais da combinação de carregamento pelo produto  $0,95 \gamma_z$ , em casos onde o valor de  $\gamma_z > 3$  utiliza-se métodos como o  $P - \Delta$  para que se obtenha os valores do efeito de segunda ordem (MONCAYO, 2011; NUNES; SILVA, 2017).

### 3.3.1.3. Método $P - \Delta$

Não se trata de um parâmetro de estabilidade, pois a análise é feita posteriormente, mas a partir do Método  $P - \Delta$  podem ser obtidos os esforços de primeira e segunda ordem global. O efeito dos deslocamentos sucessivos se transforma em forças horizontais equivalentes, pois esse é um processo de análise não-linear geométrica. (MACAYO, 2011).

O processo  $P-\Delta$  é o mais utilizado para cálculo de estruturas deformadas, primeiramente é analisada a estrutura indeformada submetida às ações horizontais, logo após, será determinado os deslocamentos relativos entre pavimentos, a partir da análise obtendo-se os deslocamentos resultantes. As forças verticais em cada pavimento que geram momentos proporcionais aos deslocamentos relativos, esses momentos poderão ser substituídos por binários equivalentes constituídos por forças horizontais, em que as resultantes, em cada pavimento, são denominadas forças horizontais fictícias, dadas pela equação 12, (LIMA, 2001; OLIVEIRA, 2007).

$$H_i = \frac{\sum V_i \cdot d_i}{h_i} - \frac{\sum V_{i+1} \cdot d_{i+1}}{h_{i+1}} \quad \text{Equação 12}$$

Onde:

- $V_i$  e  $V_{i+1}$  - forças verticais acumuladas até os pavimentos  $i$  e  $i+1$ , respectivamente;
- $h_i$  e  $h_{i+1}$  - pés-direitos dos pavimentos  $i$  e  $i+1$ , respectivamente;

- $d_i$  e  $d_{i+1}$  - deslocamentos horizontais relativos do pavimento  $i$  em relação ao pavimento  $i-1$  e do pavimento  $i+1$  em relação ao pavimento  $i$ , respectivamente.

Segundo França (1985) as forças horizontais fictícias deverão ser somadas as forças horizontais iniciais e faz-se nova análise de primeira ordem. Para cada interação, novas forças horizontais fictícias são encontradas e isto se sucede até que os valores fiquem constantes.

Os resultados obtidos por essa análise indicam como os efeitos de segunda ordem se apresentam em cada elemento estrutural, deste modo, haverá um valor de  $P-\Delta$  referente a cada pilar e a cada viga, de modo que apresente o resultado de cada elemento individualmente. Além disso, as forças horizontais iniciais devem ser somadas as forças horizontais fictícias, realizando uma nova análise de primeira ordem, para cada interação novas forças horizontais fictícias serão encontradas, repetindo o processo até que os valores se apresentem de forma constante, (FRANÇA, 1985).

### **3.3.2. Estabilidade global do aço**

Quanto ao efeito dos deslocamentos, os esforços internos podem ser determinados por dois tipos de análises. Assim sendo, a primeira é a análise linear, que apresenta teoria de primeira ordem, onde tem por base a geometria indeformada. Por outro lado, com base na geometria deformada da estrutura se tem a análise não-linear, ela deve ser usada sempre que os esforços internos forem influenciados significativamente pelos deslocamentos (ABNT NBR 8800, 2008).

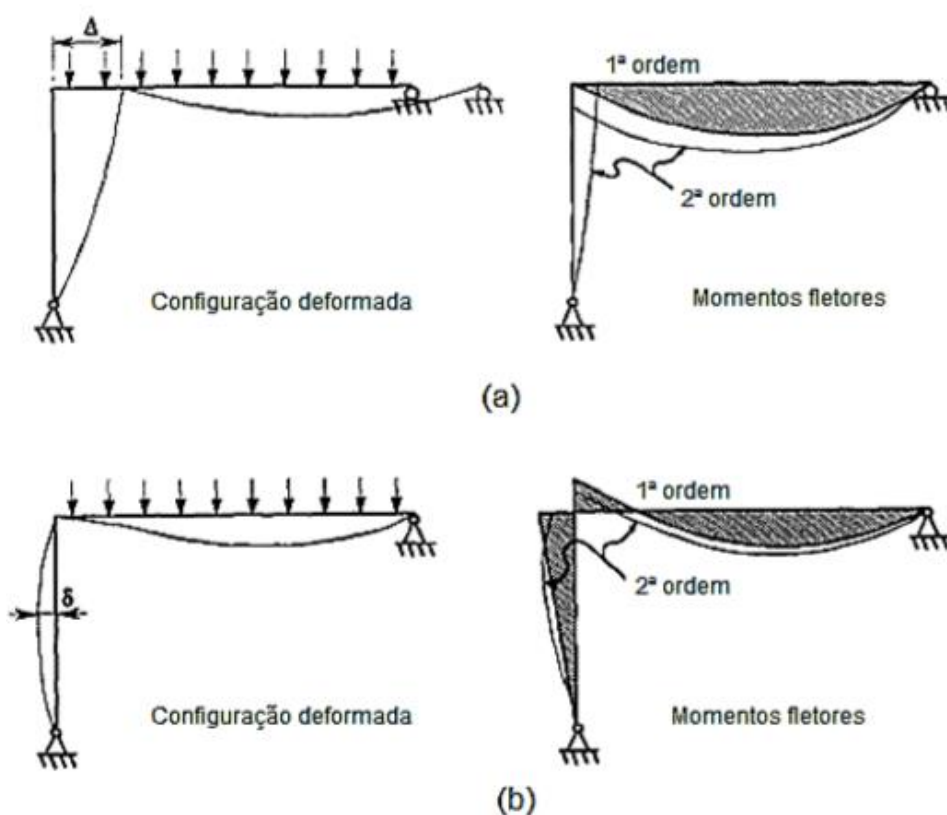
Segundo a ABNT NBR 8800 (2008), são ditos como globais de segunda ordem ( $P-\Delta$ ), os efeitos que são causados pelos deslocamentos horizontais aos nós da estrutura. Já os efeitos locais de segunda ordem ( $P - \delta$ ), são os que ocorrem nos eixos das barras por não serem retilíneos. As estruturas podem ser classificadas de acordo com sua sensibilidade aos deslocamentos, considerando para essa classificação a relação máxima entre o deslocamento lateral do andar relativo à base, obtido na análise de segunda ordem e aquele que será obtido da análise de primeira ordem, considerando todos os andares e em todas as combinações últimas de ações estipuladas, dividindo-se em:



- Pequena deslocabilidade:  $\leq 1,1$ .
- Média deslocabilidade: entre 1,1 e 1,4.
- Grande deslocabilidade:  $>1,4$ .

De acordo com Oliveira (2018), a figura 4 representa os efeitos de segunda ordem, onde na figura 4.a apresenta momento fletor nulo nas extremidades da viga, causando assim momento fletor nulo no pilar, isso ocorre por se tratar de uma análise de primeira ordem do pórtico, com translação permitida. Já na análise de segunda ordem desse pórtico apresenta um momento fletor superior na viga e conseqüentemente um valor diferente de zero para o pilar. O efeito  $P - \Delta$  causa esse aumento de momento, onde  $P$  é a carga vertical aplicada e  $\Delta$  será o deslocamento horizontal sofrido pelo pórtico. Já na figura 4.b se aplica o efeito  $P - \delta$ , causando análise de segunda ordem e translação horizontal restringida, onde  $\delta$  será o deslocamento lateral ao longo do comprimento do pilar.

Figura 4 – Efeitos de segunda ordem.



Fonte: Adaptado de ZIEMIAN (2010, apud OLVEIRA 2018).

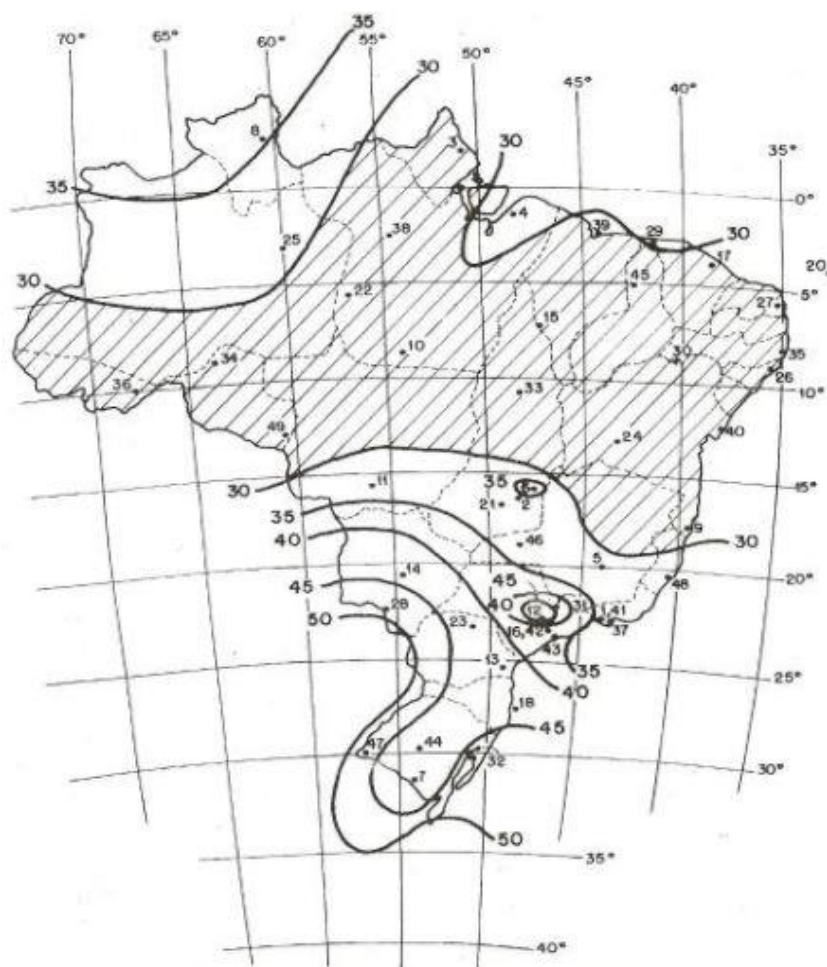
### 3.4. AÇÕES DO VENTO SEGUNDO A ABNT NBR 6123 (2013)

As determinações das forças devidas ao vento são regidas e calculadas de acordo com a ABNT NBR 6123 (2013) “Forças devidas ao vento em edificações”. Esta norma regulamenta quais são as condições exigíveis nas considerações das forças à ação estática e dinâmica do vento, para fim de cálculos da edificação.

#### 3.4.1. Velocidade básica do vento

Nomeada Velocidade básica do vento ( $V_0$ ), se trata da velocidade de uma rajada de três segundos, intensificada em média de uma vez a cada 50 anos, a uma altura de 10m acima do terreno, em campo aberto plano, sua unidade de medida é metros por segundo (m/s). Admite-se que o vento básico sopra em qualquer direção horizontal, de acordo com a figura 5 (ABNT NBR 6123, 2013).

Figura 5 – Mapa de Isopletas



Fonte: ABNT NBR 6123 (2013)

### 3.4.2. $V_k$ – Velocidade característica do vento

Obtém-se a velocidade característica do vento ( $V_k$ ) a partir da velocidade básica do vento, multiplicada pelos fatores  $S_1$ ,  $S_2$  e  $S_3$ , adequando-se ao local onde a estrutura será executada, conforme a equação 13:

$$V_k = V_o \cdot S_1 \cdot S_2 \cdot S_3 \quad \text{Equação 13}$$

Onde:

$V_k$  = Velocidade característica do vento;

$V_o$  = Velocidade básica do vento;

$S_1$  = Fator topográfico;

$S_2$  = Fator de rugosidade;

$S_3$  = Fator estatístico.

### 3.4.3. $q$ – Pressão dinâmica do vento

De acordo com NBR 6123 a pressão dinâmica do vento ( $q$ ) é dada em  $N/m^2$ , correspondente à velocidade característica, em condições normais de pressão (1 atm = 1013,2 mbar = 101320 Pa) e de temperatura 15°C, obtida a partir da equação 14:

$$q = 0,613 \cdot V_k^2 \quad \text{Equação 14}$$

Onde:

$q$  = Pressão dinâmica do vento;

$V_k$  = Velocidade característica do vento.

### 3.4.4. $S_1$ – Fator topográfico

O fator topográfico leva em consideração para a sua determinação as variações do relevo do terreno. Deste modo, se divide em:

- Terreno plano ou fracamente acidentado:  $S_1 = 1,0$ ;
- Taludes e morros:  $S_1 > 1$ ;
- Vales profundos, protegidos de ventos que venham de qualquer direção:  $S_1 = 0,9$ .

### 3.4.5. S<sub>2</sub> – Fator de rugosidade

Fator que considera o efeito em relação a rugosidade do terreno, a variação da velocidade do vento com a elevação da altura acima do terreno, das dimensões da edificação ou parte da edificação analisada. Com a altura acima do terreno, em casos de ventos fortes a velocidade do vento aumenta, o aumento varia de acordo com a rugosidade do terreno e do intervalo de tempo considerado na determinação de sua velocidade, este intervalo está diretamente ligado com as dimensões da edificação.

Segundo a NBR 6123 a determinação da rugosidade do terreno é dividida em cinco categorias que serão apresentadas no quadro 2, a classificação é feita a partir das características do terreno.

Quadro 2 – Categorias para determinação do Fator de rugosidade

<b>Categoria</b>	<b>Descrição do ambiente</b>
<b>I</b>	Mar calmo, lagos, rios, pântanos.
<b>II</b>	Campos de aviação, fazendas.
<b>III</b>	Casas de campo, fazendas com muros, subúrbios, com altura média dos obstáculos de 3,0 m.
<b>IV</b>	Cidades pequenas, subúrbios densamente construídos, áreas industriais desenvolvidas, com muros, subúrbios, com altura média dos obstáculos de 10,0 m.
<b>V</b>	Florestas com árvores altas, centros de grandes cidades, com altura média igual ou superior a 25,0 m.

Fonte: ABNT NBR 6123 (2013)

A dimensão da edificação também deve ser considerada, divide-se em três classes, apresentadas no quadro 3, com intervalo de tempo para cálculo da velocidade média respectivamente de 3s, 5s e 10s.

Quadro 3 – Classe para determinação do Fator de rugosidade

<b>Classe</b>	<b>Descrição</b>
<b>A</b>	Maior dimensão da superfície frontal menor ou igual a 20 metros
<b>B</b>	Maior dimensão da superfície frontal entre 20 e 50 metros
<b>C</b>	Maior dimensão da superfície frontal que 50 metros

Fonte: ABNT NBR 6120 (2013)

A altura sobre o terreno também é usada para cálculo da velocidade do vento, uma altura  $Z$  acima do nível geral do terreno, pode ser calculada pela equação 15:

$$S_2 = b \cdot F_r \cdot \left(\frac{Z}{10}\right)^p \quad \text{Equação 15}$$

Onde:

$S_2$  = Fator de rugosidade;

$b$  = a menor dimensão horizontal de uma edificação;

$F_r$  = Fator de rajada (correspondente à categoria II);

$Z$  = Cota acima do terreno;

$P$  = Expoente da lei potencial de variação de  $S_2$ .

Para a determinação de  $S_2$ , são apresentados no quadro 4 os parâmetros para as cinco categorias. Já no quadro 5, são apresentados os valores para as categorias de rugosidade do terreno e classes de dimensões da edificação.

Quadro 4 – Parâmetros meteorológicos

Categoria	$Z_g$ (m)	Parâmetros	Classes		
			A	B	C
I	250	b	1,1	1,11	1,12
		p	0,06	0,065	0,07
II	300	b	1	1	1
		$F_r$	1	0,98	0,95
III	350	p	0,085	0,09	0,1
		b	0,94	0,94	0,93
IV	420	p	0,1	0,105	0,115
		b	0,86	0,85	0,84
V	500	p	0,12	0,125	0,135
		b	0,74	0,73	0,71
		p	0,15	0,16	0,175

Fonte: ABNT NBR 6123 (2013)

Quadro 5 – Fator  $S_2$

Z (m)	Categoria														
	I			II			III			IV			V		
	Classe			Classe			Classe			Classe			Classe		
	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	C
≤ 5	1,06	1,04	1,01	0,94	0,92	0,89	0,88	0,86	0,82	0,79	0,76	0,73	0,74	0,72	0,67
10	1,1	1,09	1,06	1	0,98	0,95	0,94	0,92	0,88	0,86	0,83	0,8	0,74	0,72	0,67
15	1,13	1,12	1,09	1,04	1,02	0,99	0,98	0,96	0,93	0,9	0,88	0,84	0,79	0,76	0,72
20	1,15	1,14	1,12	1,06	1,04	1,02	1,01	0,99	0,96	0,93	0,91	0,88	0,82	0,8	0,76
30	1,17	1,17	1,15	1,1	1,08	1,06	1,05	1,03	1	0,98	0,96	0,93	0,87	0,85	0,82
40	1,2	1,19	1,17	1,13	1,11	1,09	1,08	1,06	1,04	1,01	0,99	0,96	0,91	0,86	0,86

Fonte: ABNT NBR 6123 (2013)

Quadro 5 – Fator  $S_2$  (Continuação)

Z (m)	Categoria														
	I			II			III			IV			V		
	Classe			Classe			Classe			Classe			Classe		
	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	C
50	1,21	1,21	1,19	1,15	1,13	1,12	1,1	1,09	1,06	1,04	1,02	0,99	0,94	0,93	0,89
60	1,22	1,22	1,21	1,16	1,15	1,14	1,12	1,11	1,09	1,07	1,04	1,02	0,97	0,95	0,92
80	1,25	1,24	1,23	1,19	1,18	1,17	1,16	1,14	1,12	1,1	1,08	1,06	1,01	1	0,97
100	1,26	1,26	1,25	1,22	1,21	1,2	1,18	1,17	1,15	1,13	1,11	1,09	1,05	1,03	1,01
120	1,28	1,28	1,27	1,24	1,23	1,22	1,2	1,2	1,18	1,16	1,14	1,12	1,07	1,06	1,04
140	1,29	1,29	1,28	1,25	1,24	1,24	1,22	1,22	1,2	1,18	1,16	1,14	1,1	1,09	1,07
160	1,3	1,3	1,29	1,27	1,26	1,25	1,24	1,23	1,22	1,2	1,18	1,16	1,12	1,11	1,1
180	1,31	1,31	1,31	1,28	1,27	1,27	1,26	1,25	1,23	1,22	1,2	1,18	1,14	1,14	1,12
200	1,32	1,32	1,32	1,29	1,28	1,28	1,27	1,26	1,25	1,23	1,21	1,2	1,16	1,16	1,14
250	1,34	1,34	1,33	1,31	1,31	1,31	1,3	1,29	1,28	1,27	1,25	1,23	1,2	1,2	1,18
300	-	-	-	1,34	1,33	1,33	1,32	1,32	1,31	1,29	1,27	1,26	1,23	1,23	1,22
350	-	-	-	-	-	-	1,34	1,34	1,33	1,32	1,3	1,29	1,26	1,26	1,26
400	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,34	1,32	1,32	1,29	1,29	1,29
420	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,35	1,35	1,33	1,3	1,3	1,3
450	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,32	1,32	1,32
500	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,34	1,34	1,34

Fonte: ABNT NBR 6123 (2013)

### 3.4.6. $S_3$ – Fator estatístico

Baseado em conceitos probabilísticos, o fator estatístico considera grau de segurança requerido e vida útil da edificação. A velocidade básica do vento apresenta um período de recorrência médio de 50 anos, a probabilidade de que a velocidade  $V_0$  seja igualada ou excedida nesse período é de 63%, (0,63), e a vida útil adotada é de 50 anos. Os valores mínimos do Fator  $S_3$  serão indicados no quadro 6.

Quadro 6 – Valores mínimos do fator estatístico  $S_3$ .

Grupo	Descrição	$S_3$
1	Edificações cuja ruína total ou parcial pode afetar a segurança ou possibilidade de socorro a pessoas após uma tempestade destrutiva (hospitais, quartéis de bombeiros e de forças de segurança, centrais de comunicação, etc.)	1,1
2	Edificações para hotéis e residências. Edificações para comércio e indústria com alto fator de ocupação.	1
3	Edificações e instalações industriais com baixo fator de ocupação (depósitos, silos, construções rurais, etc.)	0,95
4	Vedações (telhas, vidros, painéis de vedação, etc.)	0,88
5	Edificações temporárias. Estruturas dos grupos 1 a 3 durante a construção.	0,83

Fonte: ABNT NBR 6123 (2013).

## 4. METODOLOGIA

A análise comparativa realizada nesse trabalho será baseada em um edifício hipotético. Nesse capítulo serão apresentados os modelos adotados para o comparativo das estruturas em concreto armado e aço, as especificações dos materiais empregados, os valores de carregamentos adotados, método que será utilizado para modelagem estrutural, etc.

### 4.1. DESCRIÇÃO DO EDIFÍCIO

O edifício hipotético que será utilizado para o presente estudo estará localizado na cidade de Porto Nacional, no estado do Tocantins, em um terreno em frente à ITPAC PORTO, no setor Jardim do Ypês II, conforme a Figura 6. Ele possui quatro pavimentos tipos, com 3 metros de pé direito cada pavimento, totalizando uma altura máxima para o prédio de 12 metros, a partir do nível zero do solo.

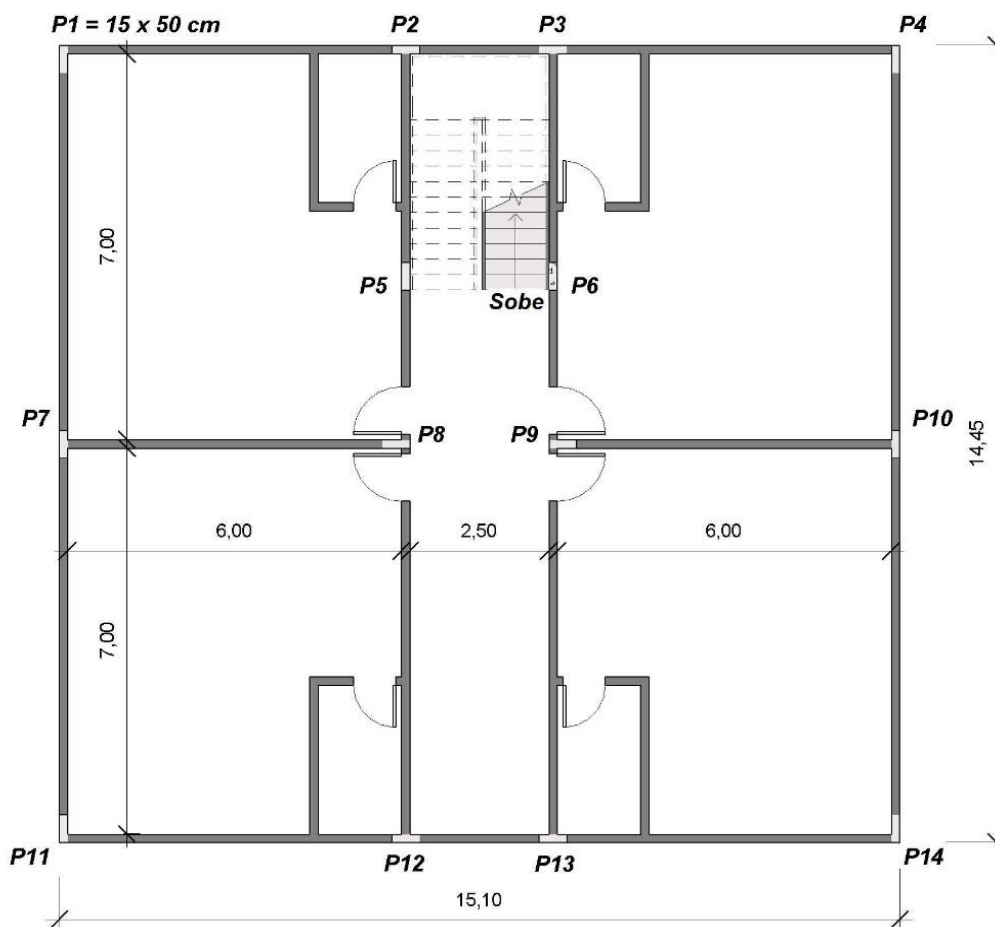
Na figura 7, está representada a planta baixa da edificação que será utilizada, cada pavimento é composto por hall social, escada, quatro salas e quatro banheiros (sendo um em cada uma das salas).

Figura 6 – Localização de onde será executado o edifício



Fonte: Google Earth (2019).

Figura 7 – Planta baixa tipo



## 4.2. MATERIAIS EMPREGADOS

### 4.2.1. Modelo I – Concreto Armado

Para a estrutura em concreto armado, o concreto utilizado será o de classe C-30, por se tratar de um material com alta resistência é amplamente utilizado nas construções de edifícios. Especificado para o projeto o concreto com  $F_{ck}$  30 MPa, ele será utilizado em vigas, pilares e lajes da edificação.

CA-50 será o aço utilizado para as armaduras longitudinais e transversais. É um dos aços mais utilizados em obras, por ser um material laminado a quente, que possui elevada resistência à tração e grande versatilidade, trás segurança a obra. Além disso, o aço apresenta uma perfeita combinação com o concreto, pois garante alta aderência em junção com o mesmo.



#### 4.2.2. Modelo II – Aço

Para a estrutura metálica será admitido um aço com finalidade estrutural, o A36, é um aço de baixo carbono apresentando resistência e tenacidade. Normalmente laminado a quente, as propriedades mecânicas do A36 o tornam particularmente adequado para aplicações estruturais, seu baixo teor de carbono impede que o tratamento térmico tenha muito efeito sobre esse aço. Além disso, A36 atende a padrões mecânicos específicos, seu limite de elasticidade mínima é de 36.000 psi (libras por polegada quadrada), dentre suas características a mais importante é a resistência ao escoamento.

#### 4.3. MODELAGEM ESTRUTURAL

Atualmente em meio a tanta tecnologia é quase impossível executar um projeto de engenharia sem o auxílio de algum *software*, são eles que facilitam o trabalho de quem precisa lidar com projetos, tornando mais simples fatores como cálculos, representações, desenhos e simulações.

Para que possamos realizar uma adequada comparação entre os dois métodos construtivos, se faz necessária à utilização de um *software* para o dimensionamento da estrutura, tanto para o modelo I como para o modelo II. Dentre as várias opções disponíveis atualmente no mercado, o escolhido para a modelagem da edificação será o *software Robot Structural Analysis*, a partir dele pode-se calcular vários tipos de estruturas, desde estruturas em concreto armado até estruturas em aço, atingindo rapidamente os resultados.

Assim sendo, o *Robot Structural Analysis* é versátil o suficiente para cobrir a análise de elementos finitos do mais simples ao mais complexo pórtico, com a utilização desse programa computacional será possível o cálculo e a modelagem dos pilares, vigas e lajes da edificação. Além disso, com a possibilidade de cálculo dos dois métodos estruturais pelo mesmo *software*, tornam-se mais precisos os resultados para a comparação de viabilidade entre os dois modelos.

#### 4.4. LEVANTAMENTO DOS CARREGAMENTOS DOS MODELOS I E II

Os valores admitidos para a edificação estão representados no quadro 7, os valores adotados são baseados na ABNT NBR 6120 (1980).

Quadro 7 – Levantamento dos carregamentos

<b>Carregamento</b>	<b>Peso específico dos materiais (kN/m<sup>3</sup>)</b>
Peso próprio da Estrutura de Concreto Armado	25,0 (kN/m <sup>3</sup> )
Peso próprio da Estrutura de Aço	78,5 (kN/m <sup>3</sup> )
Paredes	13,0 (kN/m <sup>3</sup> )
<b>Carregamento</b>	<b>Valores mínimos das cargas verticais (kN/m<sup>2</sup>)</b>
Revestimento	1,0 (kN/m <sup>2</sup> )
Sobrecarga Cobertura	0,5 (kN/m <sup>2</sup> )
Sobrecarga Tipo	2,0 (kN/m <sup>2</sup> )

Fonte : Adaptado de ABNT NBR 6120 (1980).

#### 4.5. CÁLCULO DAS AÇÕES DO VENTO SEGUNDO A NBR 6123 (2013)

##### 4.5.1. Velocidade básica do vento

O valor da velocidade básica do vento ( $V_0$ ) é indicado pelas isopleias da NBR 6123, deste modo, para a região de Porto Nacional – TO onde o edifício estará localizado, adota-se  $V_0 = 30\text{m/s}$ .

##### 4.5.2. Fator topográfico – $S_1$

O terreno onde o prédio estará localizado pode ser definido como: Terreno plano ou fracamente acidentado, deste modo,  $S_1 = 1,0$ .

##### 4.5.3. Fator de Rugosidade – $S_2$

O fator de rugosidade é dividido em categorias, em função dos obstáculos em volta do terreno. De acordo com a localização do edifício foi classificado como: Categoria IV – Terrenos cobertos por obstáculos numerosos e pouco espaçados, em zona florestal, industrial ou urbanizadas. Altura média dos obstáculos de 10m.

Além disso, também existe uma classificação por categorias de acordo com a maior dimensão da edificação em estudo, o edifício será classificado como: Classe A – Toda edificação na qual a maior dimensão horizontal ou vertical não exceda 20m. Deste modo, se obtém os valores abaixo:

$$b = 0,86;$$

$$p = 0,12;$$

$$Fr = 0,98.$$

Utilizando a equação 15, citada anteriormente, encontraremos o valor de  $S_2$ :

$$S_2 = b \cdot Fr \cdot \left(\frac{Z}{10}\right)^p \quad \text{Equação 15}$$

- $S_2$  para  $Z = 3\text{m} \rightarrow S_2 = 0,86 \cdot 0,98 \cdot \left(\frac{3}{10}\right)^{0,12} = 0,73$
- $S_2$  para  $Z = 6\text{m} \rightarrow S_2 = 0,86 \cdot 0,98 \cdot \left(\frac{6}{10}\right)^{0,12} = 0,79$
- $S_2$  para  $Z = 9\text{m} \rightarrow S_2 = 0,86 \cdot 0,98 \cdot \left(\frac{9}{10}\right)^{0,12} = 0,83$
- $S_2$  para  $Z = 12\text{m} \rightarrow S_2 = 0,86 \cdot 0,98 \cdot \left(\frac{12}{10}\right)^{0,12} = 0,86$

#### 4.5.4. Fator estatístico – $S_3$

Esse fator se baseia em conceitos estatísticos, considerando o grau de segurança e a vida útil da edificação. O edifício foi classificado como: grupo 2 – edificação comercial, onde o  $S_3 = 1,0$ .

#### 4.5.5. Velocidade característica do vento - $V_k$

$$V_k = V_0 \cdot S_1 \cdot S_2 \cdot S_3 \quad \text{Equação 13}$$

- $V_k$  para  $Z = 3\text{m} \rightarrow V_k = 30 \cdot 1,0 \cdot 0,73 \cdot 1,0 = 21,9 \text{ m/s}$
- $V_k$  para  $Z = 6\text{m} \rightarrow V_k = 30 \cdot 1,0 \cdot 0,79 \cdot 1,0 = 23,7 \text{ m/s}$
- $V_k$  para  $Z = 9\text{m} \rightarrow V_k = 30 \cdot 1,0 \cdot 0,83 \cdot 1,0 = 24,9 \text{ m/s}$
- $V_k$  para  $Z = 12\text{m} \rightarrow V_k = 30 \cdot 1,0 \cdot 0,86 \cdot 1,0 = 25,8 \text{ m/s}$

#### 4.5.6. Pressão dinâmica do vento – $q$

$$q = 0,613 \cdot V_k^2 \quad \text{Equação 14}$$

- $q$  para  $Z = 3\text{m} \rightarrow q = 0,613 \cdot 21,9^2 = 294 \text{ N/m}^2$
- $q$  para  $Z = 6\text{m} \rightarrow q = 0,613 \cdot 23,7^2 = 344,31 \text{ N/m}^2$
- $q$  para  $Z = 9\text{m} \rightarrow q = 0,613 \cdot 24,9^2 = 380,06 \text{ N/m}^2$
- $q$  para  $Z = 12\text{m} \rightarrow q = 0,613 \cdot 25,8^2 = 408,03 \text{ N/m}^2$

#### 4.5.7. Força de Arrasto – $F_a$

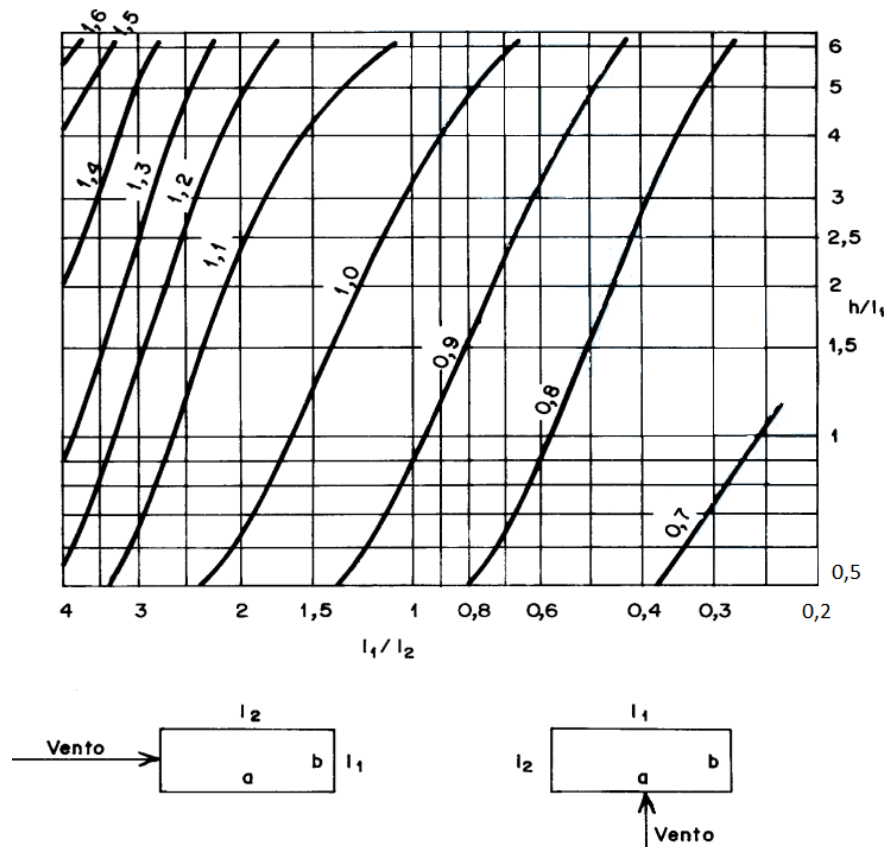
A força de arrasto descreve a força que será aplicada aos nós de cada pavimento da edificação, sendo calculada pela equação 16, disponível na ABNT NBR 6123 (2013).

$$F_a = C_a \cdot q_v \cdot A_e \quad \text{Equação 16}$$

##### 4.5.7.1. Cálculo para coeficiente de arrasto – $C_a$

Para determinação do valor para o coeficiente de arrasto, considerando vento de alta turbulência, utiliza-se o ábaco apresentado na imagem 8.

Figura 8 – Coeficiente de arrasto,  $C_a$ , para edificações paralelepípedicas em vento de alta turbulência



Fonte: ABNT NBR 6123 (2013)

- $C_{a_{0^\circ}} = \begin{cases} h/L_1 \\ L_1/L_2 \end{cases} = \frac{12/14,45 = 0,83}{14,45/15,10 = 0,95} = 0,87$
- $C_{a_{90^\circ}} = \begin{cases} h/L_1 \\ L_1/L_2 \end{cases} = \frac{12/15,10 = 0,79}{15,10/14,45 = 1,04} = 0,89 \rightarrow \text{Adota-se a pior situação.}$

#### 4.5.7.2. Cálculo para força horizontal de arrasto – $F_a$

- $F_{a_1} = 0,89 \cdot 0,294 \cdot (15,10 \cdot 3) = 11,85 \text{ KN}$
- $F_{a_2} = 0,89 \cdot 0,344 \cdot (15,10 \cdot 3) = 13,87 \text{ KN}$
- $F_{a_3} = 0,89 \cdot 0,380 \cdot (15,10 \cdot 3) = 15,32 \text{ KN}$
- $F_{a_4} = 0,89 \cdot 0,408 \cdot (15,10 \cdot 1,5) = 8,22 \text{ KN}$

#### 4.6. COMBINAÇÕES

Sabe-se que todas as estruturas estão sujeitas a ações, deste modo, se faz necessária a consideração dessas ações. As combinações apresentadas abaixo foram realizadas com base no estado limite último.

- ELU 1 -  $F_d = PP \cdot 1,0 + \text{Revestimento} \cdot 1,0 + \text{parede} \cdot 1,0 + \text{cobertura} \cdot 1,0$ ;
- ELU 2 -  $F_d = PP \cdot 1,4 + \text{Revestimento} \cdot 1,4 + \text{parede} \cdot 1,4 + \text{cobertura} \cdot 1,4$ ;
- ELU 3 -  $F_d = \text{PERMANENTE\_FAV} + SC \cdot 1,4 + Vx \cdot 0,84$ ;
- ELU 4 -  $F_d = \text{PERMANENTE\_FAV} + Vx \cdot 1,4 + SC \cdot 0,98$ ;
- ELU 5 -  $F_d = \text{PERMANENTE\_FAV} + SC \cdot 1,4 + Vx \cdot 0,84$ ;
- ELU 6 -  $F_d = \text{PERMANENTE\_FAV} + SC \cdot 1,4 + Vx \cdot 0,98$ ;
- ELU 7 -  $F_d = \text{PERMANENTE\_DESF} + SC \cdot 1,4 + Vx \cdot 0,84$ ;
- ELU 8 -  $F_d = \text{PERMANENTE\_DESF} + Vx \cdot 1,4 + SC \cdot 0,98$ ;
- ELU 9 -  $F_d = \text{PERMANENTE\_DESF} + SC \cdot 1,4 + Vx \cdot 0,84$ ;
- ELU 10 -  $F_d = \text{PERMANENTE\_DESF} + SC \cdot 1,4 + Vx \cdot 0,98$ .

Onde:

PP = Peso Próprio;

ELU = Estado limite último;

Perm = cargas permanentes;

DESF. = Cargas desfavoráveis;

FAV = Cargas favoráveis;

SC = sobrecarga;

Vx e Vy = esforços do vento conforme as coordenadas da planta.

## 5. CRONOGRAMA

Quadro 8 – Cronograma da pesquisa

ATIVIDADE	2019/2				2020/1				
	Ago.	Set.	Out.	Nov.	Fev.	Mar.	Abr.	Mai.	Jun.
Concepção do Projeto	X								
Revisão Bibliográfica		X	X						
Metodologia			X	X					
Defesa do Projeto				X					
Modelagens Estruturais					X	X			
Análise dos dados obtidos							X		
Comparação dos Resultados							X		
Conclusão								X	
Redação Final									X

Fonte: Elaborado pela autora.

## REFERÊNCIAS

ALVES, Elcio Cassimiro; PAIXÃO, João Fernando Martins. **Análise de estabilidade global em edifícios altos**. 2016. Espírito Santo: Reec - Revista Eletrônica de Engenharia Civil, v.13, jun. 2017. 48-63p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR - 8800: Projeto de Estrutura de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios**. 2008. 237p. Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 5738: Concreto - Procedimento para moldagem e cura de corpos de prova**. 2015. 9p. Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 5739: Concreto - Ensaio de compressão de corpos de prova cilíndricos**. 2018. 9p. Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6120: Cargas para o cálculo de estruturas e edificações**. 1980. 5p. Rio de Janeiro

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6152: Materiais metálicos – ensaio de tração a temperatura ambiente**. 2002. 40p. Rio de Janeiro

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7680: Concreto - Extração, preparo, ensaio e análise de testemunhos de estruturas de concreto, Parte 1: Resistência à compressão axial**. 2015. 24p. Rio de Janeiro

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8522: Concreto – determinação dos módulos estáticos de elasticidade e de deformação à compressão**. 2017. Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR-6118: Projeto de Estrutura de Concreto-Procedimento**. 2014. 238p. Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR-6123: Forças devidas ao vento em edificações**. 2013. 66p. Rio de Janeiro, Rio de Janeiro.

BOTELHO, Manoel Henrique Campos; MARCHETTI, Osvaldemar . **Concreto armado eu te amo**. Vol.1. 6.ed . São Paulo: Editora Blucher, 2010. 507p.

BUFFONI, Salete Souza de Oliveira. **Propriedades Mecânicas dos Materiais**. UFF Universidade Federal Fluminense. Escola de engenharia industrial metalúrgica de Volta Redonda. Disponível em: <http://www.professores.uff.br/salete/wp-content/uploads/sites/111/2017/08/aula-6pdf>, acesso em: 27 set. 2019.

CARVALHO, Roberto Chust. **Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado** – segundo a NBR 6118:2003. 3.ed. São Paulo:EdUFSCar – Editora da Universidade Federal de São Carlos, 2013.

CORTEZ, Lucas Azevedo da Rocha; et al. **Uso das estruturas de aço no Brasil**. 2017. 11p.- Curso de Engenharia Civil, Caderno de Graduação, Ciências Exatas e Tecnologia, Alagoas, 2017. Vol. 4. Disponível em: <periodicos.set.edu.br>. 217-228p. Acesso em: 24 out. 2019.

DIAS, Luís Andrade de Mattos. **Estruturas de aço, conceitos técnicas e linguagens**. 9.ed . São Paulo: Zigurate Editora. 1997. 316p.

FRANÇA, R. L. S. **Exemplo de Cálculo do Esforço de Segunda Ordem Global em um Edifício de Concreto Armado**, *in*: Colóquio Sobre Estabilidade Global de Estruturas de Concreto Armado. IBRACON, São Paulo, SP, 1985.

FRANCO, Mário ; VASCONCELOS, Augusto C. (1991). **Practical assessment of second order effects in tall buildings**. In: COLLOQUIUM ON THE CEB-FIP MC 90, Rio de Janeiro. Proceedings... Rio de Janeiro : COPPE/UFRJ, 1991.

GOOGLE EARTH-MAPAS. **Http://mapas.google.com**. Acesso em: 14 nov.2019.

LIMA, Juliana Soares. **Verificação da punção e da estabilidade global em edifícios de concreto: desenvolvimento e aplicação de recomendações normativas**. 2001. 249p. Dissertação - Escola de Engenharia de São Carlos, São Carlos, 2001.

MONCAYO, Winston Junior Zumaeta. **Análise de segunda ordem global em edifícios com estrutura de concreto armado**. 2011. 221p. Dissertação ( Mestre em Ciências ). Escola de Engenharia de São Carlos, São Carlos, São Paulo.

NUNES, Emerson Eduardo Aires; SILVA, Nermizio Almeida. **Efeitos globais de segunda ordem em edifícios de concreto armado**. 2017. 82p. Monografia. Instituto tocantinense presidente Antônio Carlos Porto, Porto Nacional, Tocantins.

OLIVEIRA, Danielle Meireles de. **Estudo dos processos aproximados utilizados para a consideração das não-linearidades física e geométrica na análise global das estruturas de concreto armado**. (2007). 327p. Tese (Pós-Graduação em Engenharia das Estruturas) - Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2007

OLIVEIRA, Letícia Cardoso de. **Estudo comparativo entre estruturas de aço e estruturas mistas de aço e concreto aplicadas a edifícios de múltiplos andares**. 2018. 155 p. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Departamento Acadêmico de Construção Civil, Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Curitiba, 2018.

PEREIRA, Caio. **Estrutura Metálica: Processo executivo, vantagens e desvantagens**., Escola Engenharia, atualizado em 29 jul.2019. Disponível em: <https://www.escolaengenharia.com.br/estrutura-metalica/>. Acesso em: 23 set. 2019.



PEREIRA, Caio. **O que é concreto armado?**. Escola Engenharia. Disponível em: <https://www.escolaengenharia.com.br/concreto-armado/>. atualizado em 08 mai.2019. Acesso em: 23 set. 2019

ZIEMIAN, Ronald D. **Guide to stability design criteria for metal structures**. 6th ed. New Jersey: John Wiley and Sons, 2010.