



**FAPAC – FACULDADE PRESIDENTE ANTÔNIO CARLOS
INSTITUTO TOCANTINENSE PRESIDENTE ANTÔNIO CARLOS PORTO LTDA
COORDENAÇÃO DO CURSO DE ENGENHARIA CIVIL**

LEONARDO APRIGIO DA CONCEIÇÃO BARBOSA

**ESTUDO DA INFLUÊNCIA DE COMPONENTES NÃO ESTRUTURAIS NO
COMPORTAMENTO DE UM EDIFÍCIO ALTO DE CONCRETO ARMADO**

**PORTO NACIONAL – TO
2018**

LEONARDO APRIGIO DA CONCEIÇÃO BARBOSA

**ESTUDO DA INFLUÊNCIA DE COMPONENTES NÃO ESTRUTURAIS NO
COMPORTAMENTO DE UM EDIFÍCIO ALTO DE CONCRETO ARMADO**

Projeto de Pesquisa ao Curso de Engenharia Civil da FAPAC / ITPAC PORTO NACIONAL, como requisito parcial para obtenção do Grau de Bacharel em Engenharia Civil.

Área: Estruturas de concreto

Orientador: Prof. Me. Adauto Cezar Rosa do Nascimento

**PORTO NACIONAL – TO
2018**

LEONARDO APRIGIO DA CONCEIÇÃO BARBOSA

**ESTUDO DA INFLUÊNCIA DE COMPONENTES NÃO ESTRUTURAIS NO
COMPORTAMENTO DE UM EDIFÍCIO ALTO DE CONCRETO ARMADO**

Trabalho submetido ao Curso de Engenharia Civil do Instituto Tocantinense Pres. Antônio Carlos Porto Ltda como requisito para obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil.

Trabalho apresentado e defendido em 01 de junho de 2018 e aprovada perante a banca examinadora constituída pelos professores:

Orientador Prof. Me. Adauto Cezar do Nascimento Rosa

Prof. Me Douglas Freitas Augusto dos Santos

Prof. Me Alexandre Cerqueira de Jesus

**PORTO NACIONAL – TO
2018**

RESUMO

A engenharia está sempre buscando que os edifícios sejam mais altos e esbeltos e com isso a estabilidade do mesmo será uma das maiores preocupações em relação ao cálculo estrutural. Os objetivos desse trabalho é uma análise de como a alvenaria vai contribuir na rigidez de uma estrutura, sendo que para isso é necessário a modelagem numérica, através do Software SAP 2000, afim de projetar a estrutura com situações onde não há consideração da alvenaria e outro caso com a consideração da alvenaria. A metodologia desse trabalho consiste na criação de 3 modelo, sendo um sem alvenaria, um com uma biela diagonal e o outro preenchido com alvenaria, através da modelagem serão obtidos alguns parâmetros. Os parâmetros a serem analisados são: o coeficiente γ_z , sendo esse grande responsável por determinar se a estrutura vai considerar os momentos de 2ª ordem; Vibração, esse parâmetro vai relacionar as frequências naturais e verificar os impactos na estrutura; Deslocamentos, o ponto chave para determinar a estabilidade frente as forças horizontais. É esperado que comprovemos que a rigidez está relacionada com diversos fatores em especial a alvenaria.

Palavras chaves: Alvenaria, Estabilidade, Estruturas de Concreto

ABSTRACT

Engineering is always looking for buildings to be taller and slimmer, and its stability will be one of the major concerns about structural calculation. The objectives of this work is an analysis of how masonry will contribute to the rigidity of a structure, and for this it is necessary numerical modeling, through SAP 2000 Software, in order to design the structure with situations where there is no consideration of masonry and other case with the consideration of masonry. The methodology of this work consists in the creation of 3 models, one without masonry, one with a diagonal connecting rod and the other one filled with masonry, through the modeling some parameters will be obtained. The parameters to be analyzed are: the coefficient γ_z , which is responsible for determining if the structure will consider the 2nd order moments; Vibration, this parameter will relate the natural frequencies and verify the impacts on the structure; Displacements, the key point to determine stability against horizontal forces. It is expected that we will prove that rigidity is related to several factors, especially masonry.

Key words: Masonry, Stability, concrete structure

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Gráfico tensão x deformação.....	8
Figura 2 – Comportamento da figura devido à força horizontal.....	9
Figura 3 – Exemplificação da imperfeição Global.....	13
Figura 4 – Isopletas da velocidade básica V_o (m/s).....	16
Figura 5 – Fator topográfico S_1 (z).....	17
Figura 6 - Coeficiente de arrasto, C_a , para edificações paralelepípedicas em vento de baixa turbulência.....	22
Figura 7 - Comportamento do pórtico preenchido com alvenaria quando submetido a uma força lateral.....	24
Figura 8 – Modos de ruptura da alvenaria.....	25
Figura 9 – Comportamento do pórtico, submetido à força P.....	25

LISTAS DE TABELAS

Tabela 1 – Fator S_2	19
Tabela 2 – Parâmetros meteorológicos.....	20
Tabela 3 – Valores mínimos do fator estatístico S_3	21

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	5
2 OBJETIVOS	6
2.1 OBJETIVO GERAL	6
2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS	6
3 REVISÃO DE LITERATURA	7
3.1 ESTABILIDADE GLOBAL DE EDIFÍCIOS	7
3.2 ANÁLISE NÃO LINEAR	7
3.2.1 Não Linearidade Física	7
3.2.2 Não Linearidade Geométrica	9
3.3 PARÂMETROS DE ESTABILIDADE	9
3.3.1 Parâmetro De Estabilidade Alfa	9
3.3.2 Coeficiente γ_z	11
3.3.3 Análise de Estrutura de Nós Fixos	12
3.3.4 Análise de Estrutura de Nós Móveis	12
3.3.5 P-Delta	12
3.4 AÇÕES ATUANTES NA ESTRUTURA	13
3.4.1 Ações Devidas Às Imperfeições Geométricas Globais	13
3.4.2 Ação do Vento nas Edificações	14
3.4.2.1 Determinação da Velocidade do Vento	15
3.5 AÇÕES VERTICAIS	22
3.5.1 Carga Permanente	22
3.5.2 Carga Variável	23
3.6 CONTRIBUIÇÃO DA ALVENARIA PARA A RIGIDEZ DO PÓRTICO	23
3.6.1 Modelos Para Consideração da Alvenaria no Pórtico	24
3.6.2 Recomendações Normativas Para Consideração da Alvenaria	26
3.7 ANÁLISE MODAL	26
3.7.1 Frequências Naturais	26
3.7.2 Modos de Vibração	27
4 METODOLOGIA	28
5 ORÇAMENTO	31
6 CRONOGRAMA	32
7 RESULTADOS ESPERADOS	33

REFERÊNCIAS.....	34
ANEXOS	35

1 INTRODUÇÃO

No contexto da rigidez estrutural buscamos sempre como determinar fatores que melhora esse parâmetro. A alvenaria como elemento de vedação pode contribuir para a estabilidade da estrutura, inclusive alguns autores como FONSECA(2014), LOURENÇO(2014) e SILVA(2014) em seus estudos concluíram que a alvenaria prevê o enrijecimento da estrutura, dados esses obtidos através da modelagem numérica. As normas brasileiras ainda não consideram no calculo de uma estrutura a contribuição da alvenaria para a rigidez do mesmo, sendo essa a grande problemática, tendo em vista que normas internacionais já consideram a influencia da alvenaria. Esse trabalho pretende mostrar através de modelagem no Software SAP 2000, três modelos para se obter os parâmetros que determina a rigidez de uma estrutura(Deslocamentos, frequências naturais, e modos de vibrações)e com essas informações é esperado que comprovemos de fato o objetivo da pesquisa. As vantagens desse trabalho está que na modelagem os resultados são confiáveis e irão apresentar como a estrutura está se comportando em frente a diversas situações. Esse tema é de grande relevância, pois busca melhorar as normas brasileiras em especial a NBR 6118(2014), que poderia ser revisada e complementada com a alvenaria de vedação em dimensionamentos. Com esse trabalho presume uma solução no dimensionamento de estruturas de concreto, onde poderia evitar algumas problemáticas como a consideração de momentos de 2ª ordem, dentre outros fatores que simplificaria os cálculos em um edifício.

2 OBJETIVOS

2.1 OBJETIVO GERAL

Avaliar a influência de componentes não-estruturais, em especial a alvenaria de vedação, na estabilidade global de um edifício alto de concreto armado.

2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Modelar através de um *Software* computacional, um edifício alto de estrutura aporticada;
- Calcular o coeficiente de estabilidade global, gama-Z, da norma NBR 6118(2014);
- Calcular os deslocamentos laterais de cada pavimento;
- Calcular as frequências naturais e modos de vibração do modelo computacional;
- Realizar estudos comparativos a partir de modelos computacionais empregando-se metodologias encontradas na literatura técnica afim de se investigar a influência das alvenarias no comportamento global do edifício.

3 REVISÃO DE LITERATURA

3.1 ESTABILIDADE GLOBAL DE EDIFÍCIOS

Atualmente os edifícios de grande porte estão cada vez mais comuns, o avanço da engenharia proporcionou através de cálculos a garantia da estabilidade de uma construção. O uso de programas computacionais proporcionou na engenharia uma grande facilidade para determinar a estabilidade de uma obra e cada vez está sendo mais necessário o maior entendimento desse assunto pelos engenheiros e arquitetos.

A grande projeção de estruturas esbeltas, faz com que seja necessário a busca de novos métodos de cálculo, segundo Souza (2014), com as estruturas mais altas e delgadas, é necessário um maior controle do comportamento estrutural, devidos aos problemas relacionados aos efeitos de segunda ordem e vibração.

Para verificar a estabilidade de um edifício, será analisado alguns parâmetros, que de acordo com a NBR 6118(2014), os efeitos de segunda ordem são os causadores de problemas estruturais, e para determinar a sua rigidez, foi necessário conhecer os efeitos de 2ª ordem e a partir dele foi estabelecido os coeficientes α e γ_z .

Moncayo(2011), define que na engenharia as estruturas possuem um comportamento não linear e essa situação pode ocorrer nas formas: Não linearidade física, Não linearidade geométrica e não linearidade de contato.

3.2 ANÁLISE NÃO LINEAR

Quando um carregamento é não-linear, ocorre que a linha entre a força aplicada e a linha de resposta da estrutura não coincidem, nesse caso há uma distância entre a linha de força e carregamento, causando um momento (BUENO,2014). Estruturas de concreto estão muito suscetíveis para essa não linearidade, por isso é bastante estudado a geometria de sua estrutura, com o objetivo de analisar a rigidez do mesmo.

3.2.1 Não Linearidade Física

A não linearidade física está relacionada com o comportamento do material na estrutura. O concreto armado poderá sofrer impactos quando não há linearidade, ou seja o concreto e o aço terão suas características alteradas,

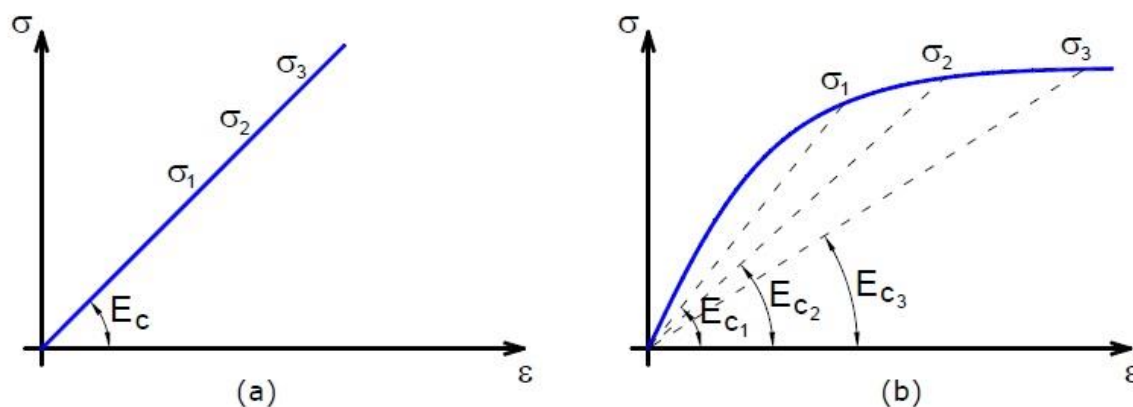
impactando na rigidez da estrutura. Fissuras, escoamento da armadura e fluência vão atribuir um comportamento não linear.

Estruturas não rígidas estão no topo dos problemas de fissuras, os nós são responsáveis pelo endurecimento de um edifício, sendo assim em análises de segunda ordem o comportamento não linear não pode ser desprezado. A elasticidade do concreto faz que não haja linearidade em relação a tensão aplicada, uma vez que a medida que aplicamos carregamento a baixa resistência do concreto a compressão faz que o mesmo fissure e entre em ruína (MONCAYO,2011).

Analisando em um gráfico, os parâmetros TensãoxDeformação(Figura 1), quando ocorrer um reta, chamamos de deformação linear(caso a), e quando ocorrer uma curva, consideramos um comportamento não linear(caso b). Essa fato está relacionado com a inercia e o modulo de elasticidade do material.

A não-linearidade física pode ser tratada de forma local ou global, dependendo do foco da análise. Quando se trata de elementos isolados como em um lance de pilar ou viga é necessário o refinamento do processo que considera a não-linearidade física, levando em conta a armadura já dimensionada e posicionada. Na consideração global se analisa o comportamento conjunto dos elementos que formam uma edificação e a estimativa dos deslocamentos finais é feita sem a necessidade de dimensionamento prévio de armaduras (Bueno, 2014).

Figura 1 – Gráfico tensão x deformação



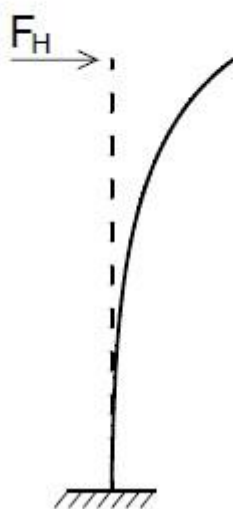
Fonte: MONCAYO, 2011

3.2.2 Não Linearidade Geométrica

A não Linearidade geométrica, está relacionada com a geometria da estrutura, ou seja com a posição do mesmo no espaço. O carregamento causará uma deformação e esse efeito causa a excentricidade, que posteriormente causa o momento de 2ª ordem.

Oliveira (2007), diz que a análise de uma não linearidade geométrica consiste em considerar o equilíbrio da mesma sobre condição de deformação, ou seja mesmo que a estrutura sofra alterações de rigidez o sistema se resultará de equações não lineares. A estrutura deformada se deve aos componentes das forças na horizontal(F_h) e vertical(F_v), a interação dessas forças acarretará em momento de 1ª ordem na base da estrutura mais o momento de 2ª ordem, devido a excentricidade.

Figura 2 – Comportamento da figura devido à força horizontal.



Fonte: MONCAYO, 2011

3.3 PARÂMETROS DE ESTABILIDADE

3.3.1 Parâmetro De Estabilidade Alfa

O parâmetro α , é o fator que determina a rigidez de uma estrutura, ou seja, a estabilidade do mesmo em frente aos efeitos de segunda ordem. Ele foi deduzido em 1967 por Beck e König, baseado na teoria de Euler, e foi definido como parâmetro de instabilidade por Franco (1985) (MONCAYO, 2011).

De acordo com a NBR 6118(2014), para determinar se a estrutura será de nós fixos, foi desenvolvida uma equação, onde o valor de α (Parâmetro de Instabilidade), deverá ser menor que α_1 , conforme a equação 1:

$$\alpha = H_{tot} \sqrt{\frac{N_k}{(E_{cs} \cdot I_c)}} \quad (1)$$

onde:

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

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

n = é o número de níveis de barras horizontais(andaes) acima da fundação ou nível pouco deslocável do subsolo;

onde:

H_{tot} = Altura total da estrutura, a partir da fundação ou de um nível pouco deslocável do subsolo;

N_k = Somatório de todas as cargas verticais atuantes na estrutura (a partir do nível considerado para o cálculo de H_{tot}), com seu valor característico;

$E_{cs} \cdot I_c$ = Somatório das rigidez de todos os pilares na direção considerada, no caso de estruturas pórticos, treliças ou mistas, ou com pilares de rigidez variável ao longo da altura, permite-se considerar produto de rigidez $E_{cs} \cdot I_c$ de um pilar equivalente de seção constante, e o valor de I deve ser calculado considerando as seções brutas dos pilares.

O valor de I_c deve ser calculado considerando as seções brutas dos pilares.

A rigidez do pilar equivalente deve ser determinada da seguinte forma:

- Aplicar o carregamento na direção horizontal da estrutura de contraventamento e calcular o deslocamento do topo da estrutura.
- Determina-se a rigidez de um pilar equivalente de seção constante, engastado na base e livre no topo, de mesma altura H_{tot} , que sofra o mesmo deslocamento no topo sob a ação do mesmo carregamento no topo.

3.3.2 Coeficiente γ_z

O Coeficiente γ_z , analisa os efeitos de 2ª ordem em estruturas de no mínimo 4 andares, ela foi desenvolvida por Franco(1991) e está relacionada com os efeitos de 1ª ordem, tendo sua utilização bastante aplicada aos edifícios de concreto armado(RODRIGUES, 2017; VIEIRA, 2017; VELOSO, 2017).

O Coeficiente γ_z é uma evolução em relação ao parâmetro α , uma vez que ele pode avaliar os esforços iniciais, os momentos de segunda ordem e determina se a estrutura é de nós fixos ou móveis (OLIVEIRA,2007).

A NBR 6118(2014), diz que o γ_z é utilizado para estruturas de no mínimo 4 andares e é determinado com base nos resultados da análise de 1ª ordem, sendo necessário também os valores de inércia e deformação de uma estrutura. Foi criado então uma equação onde é determinado se a estrutura é de nós fixos ou móveis, conforme a expressão 2:

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{tot,d}}{M1_{tot,d}}} \quad (2)$$

onde:

$\Delta M_{tot,d}$ = 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.
 $M1_{tot,d}$ = 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;

A não linearidade física é aplicada nessa equação, devido a um dos parâmetros da equação está relacionado aos deslocamentos horizontais. Em uma estrutura com carregamentos bem distribuídos, o coeficiente γ_z , desempenha uma ótima função, pois esse parâmetro pode analisar o efeito do vento na edificação. O γ_z não pode ser empregado em estruturas assimétricas, pois não está definido em sua fórmula(BUENO,2014)

Esse coeficiente majora os efeitos de 1ª ordem, estimando os efeitos de 2ª ordem. Alguns autores se controvertem sobre o valor de γ_z , alguns acham que esse valor pode chegar até 1,3(MONCAYO, 2011). A NBR 6118(2014), diz que a

majoração de esforços é devido aos esforços horizontais, sendo para esse caso uma combinação $0,95\gamma_z$, mas esse é valido para $\gamma_z \leq 1,3$.

3.3.3 Análise de Estrutura de Nós Fixos

Quando analisados as estruturas pelos parâmetros de estabilidade, determinamos se essa estrutura é de nós fixos ou móveis. Quando ocorre que a estrutura é de nós fixos, os momentos de 2ª ordem são desconsiderados, devido à estrutura ter pouco deslocamento em virtude da rigidez.

Em uma análise da estrutura, a condição de nós fixos representa uma das consequências dos diversos meios de estabilizar a estrutura, um dos exemplos é a consideração de elementos não estruturais. Considera-se que a estrutura é de nós fixos se for obedecida a condição $\gamma_z \leq 1,1$.

3.3.4 Análise de Estrutura de Nós Móveis

Em uma estrutura de nós móveis, ocorre que os deslocamentos não são pequenos e assim não deve ser desconsiderado de uma análise em uma estrutura. Segundo a NBR 6118(2014), os efeitos de 2ª ordem são maiores que 10% em relação aos esforços de 1ª ordem e para efeito de análise tem que considerar os esforços globais e locais. Considera-se que a estrutura é de nós móveis se for obedecida a condição $1,1 \leq \gamma_z \leq 3,0$.

3.3.5 P-Delta

Em estruturas altas o P-Delta desempenha um ótimo papel, devido a esse parâmetro está relacionado aos deslocamentos, porém esse parâmetro não avalia a estabilidade da estrutura, mas essa pode ser analisada após a avaliação (MONCAYO, 2011). Quando valores de γ_z ultrapassam 1,3, deve-se utilizar métodos mais precisos para o cálculo dos esforços de segunda ordem, como é o caso do P-Delta.

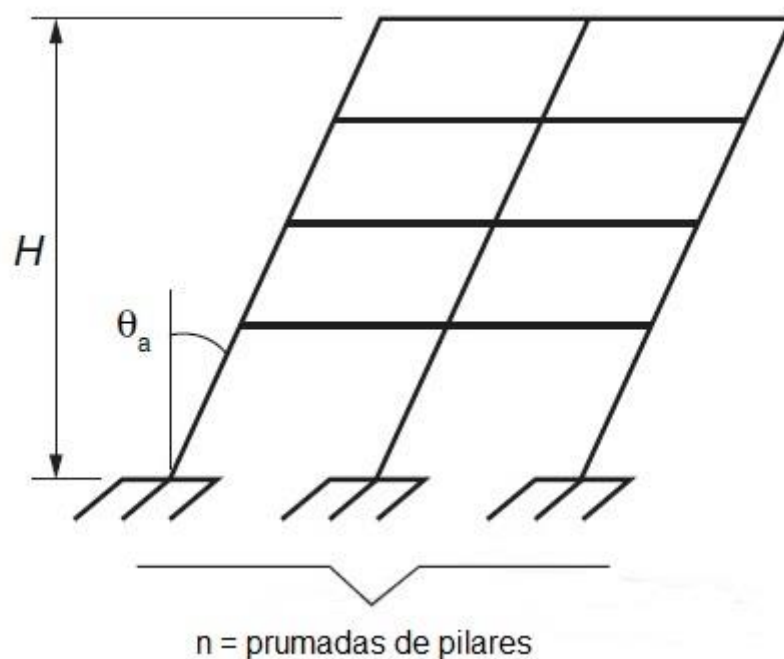
A relação entre o peso próprio e as sobrecargas determinam os efeitos de segunda ordem e o mesmo causam os deslocamentos na estrutura, com isso o acréscimo de momento corresponderá a deformação total, ou seja o processo P-Delta, faz uma análise da Carga (P), pelo deslocamento(Δ) (LACERDA, et al, 2014).

3.4 AÇÕES ATUANTES NA ESTRUTURA

3.4.1 Ações Devidas Às Imperfeições Geométricas Globais

As imperfeições geométricas, ocorrem devido aos desaprumos na estrutura. Segundo a NBR 6118(2014), as imperfeições são necessárias para a verificação do estado-limite último de uma estrutura, são elas oriundas do processo de construção do edifício, ou seja, ocorre um desaprumo vertical e com isso é gerado o efeito de segunda ordem. A figura 3 abaixo exemplifica tal situação:

Figura 3 – Exemplificação da imperfeição Global.



Fonte: Adaptado de NBR 6118/2014

Sendo:

$$\theta_1 = \frac{1}{100\sqrt{H}} \quad (3)$$

$$\theta_a = \theta_1 \sqrt{\frac{1+1/n}{2}} \quad (4)$$

Onde:

$\theta_{1\min} = 1/300$ para estruturas reticuladas e imperfeições locais;

$\theta_{1\max} = 1/200$;

H é a altura total da edificação, expressa em metros (m);

n é o número de prumadas de pilares no pórtico plano.

Observações:

Para edifícios com predominância de lajes lisas ou cogumelo, considerar $\theta_a = \theta_1$.

Para pilares isolados em balanço, deve-se adotar $\theta_1 = 1/200$.

A consideração das ações de vento e desaprumo deve ser realizada de acordo com as seguintes possibilidades:

- a) Quando 30 % da ação do vento for maior que a ação do desaprumo, considera-se somente a ação do vento.
- b) Quando a ação do vento for inferior a 30 % da ação do desaprumo, considera-se somente o desaprumo respeitando a consideração de $\theta_{1\text{mín}}$, conforme definido acima.
- c) Nos demais casos, combina-se a ação do vento e desaprumo, sem necessidade da consideração do $\theta_{1\text{mín}}$. Nessa combinação, admite-se considerar ambas as ações atuando na mesma direção e sentido como equivalentes a uma ação do vento, portanto como carga variável, artificialmente amplificada para cobrir a superposição.

A comparação pode ser feita com os momentos totais na base da construção e em cada direção e sentido da aplicação da ação do vento, com desaprumo calculado com θ_a , sem a consideração do $\theta_{1\text{mín}}$.

NOTA: O desaprumo não precisa ser considerado para os Estados Limites de Serviço.

3.4.2 Ação do Vento nas Edificações

O vento é um dos fatores de análise em uma estrutura mais dinâmico, devido ao fato de o vento não ter um comportamento único. Os grandes estudos sobre o assunto determinou alguns padrões para o vento e possibilita a projeção de estruturas. Os cálculos são majorados para uma maior confiabilidade do mesmo (NBR 6123,1988).

Segundo a NBR 6123/1988, a ação do vento depende de duas situações: Aspectos meteorológicos e Aspectos Aerodinâmicos.

Aspectos meteorológicos, estão relacionados com o local da edificação, sendo os fatores mais comuns, a posição da estrutura em relação a direção do vento predominante, fatores de topografia do terreno, a altura da edificação e também as massas de ar interferem na rigidez da estrutura.

Os aspectos aerodinâmicos, estão relacionados com as mudanças na direção do vento, ou seja, obstáculos que impedem o fluxo natural do vento, são eles: Construções, árvores ou topografia do terreno.

A NBR 6123(1988), determina a velocidade do vento no local da estrutura, como também determina como será a ação do vento na estrutura. Para determinação da velocidade característica (V_k) alguns fatores são necessários, a velocidade básica (V_o), e alguns fatores que variam conforme o tamanho da edificação e a região onde ela se encontra, bem como o posicionamento da estrutura em relação o vento.

3.4.2.1 Determinação da Velocidade do Vento

A velocidade característica é um parâmetro que determina como será ação do vento em uma estrutura, ela é determinada a partir da velocidade básica do vento que consiste em uma rajada de vento de 3 segundos, em um período de 50 anos. A velocidade característica será determinada segundo a NBR 6123/1988.

A equação da velocidade característica é definida na seguinte equação 5:

$$V_k = V_o \cdot S_1 \cdot S_2 \cdot S_3 \quad (5)$$

sendo,

V_o = Velocidade básica do vento;

S_1 = Fator topográfico;

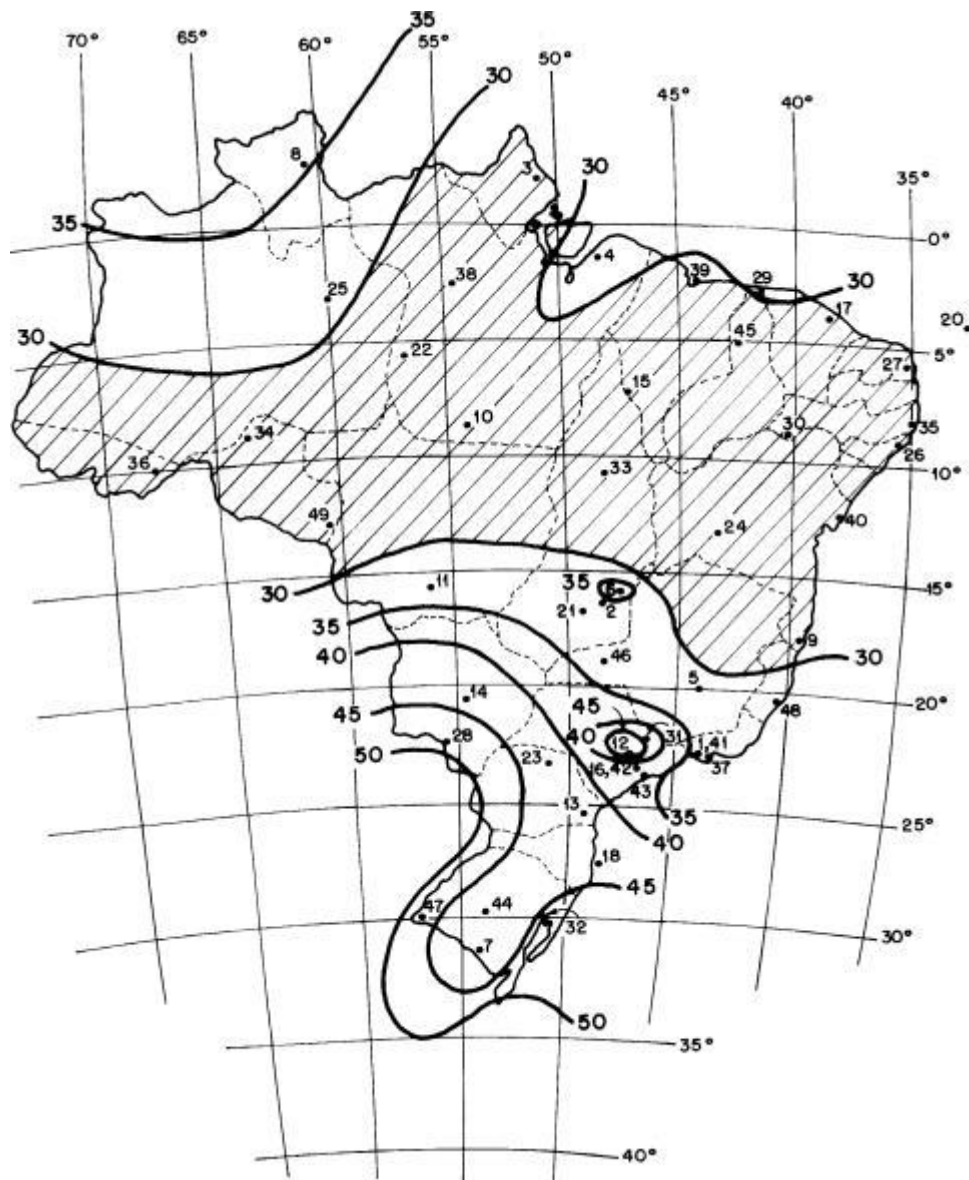
S_2 = Fator relacionado com a rugosidade do terreno e dimensões da edificação;

S_3 = Fator estatístico.

Velocidade básica do vento V_o

De acordo com a NBR 6123(1988), a velocidade básica do vento consiste na velocidade de uma rajada de 3 s, excedida em média uma vez em 50 anos, a 10 m acima do terreno, em campo aberto e plano.

Figura 4 – Isopletas da velocidade básica V_0 (m/s)



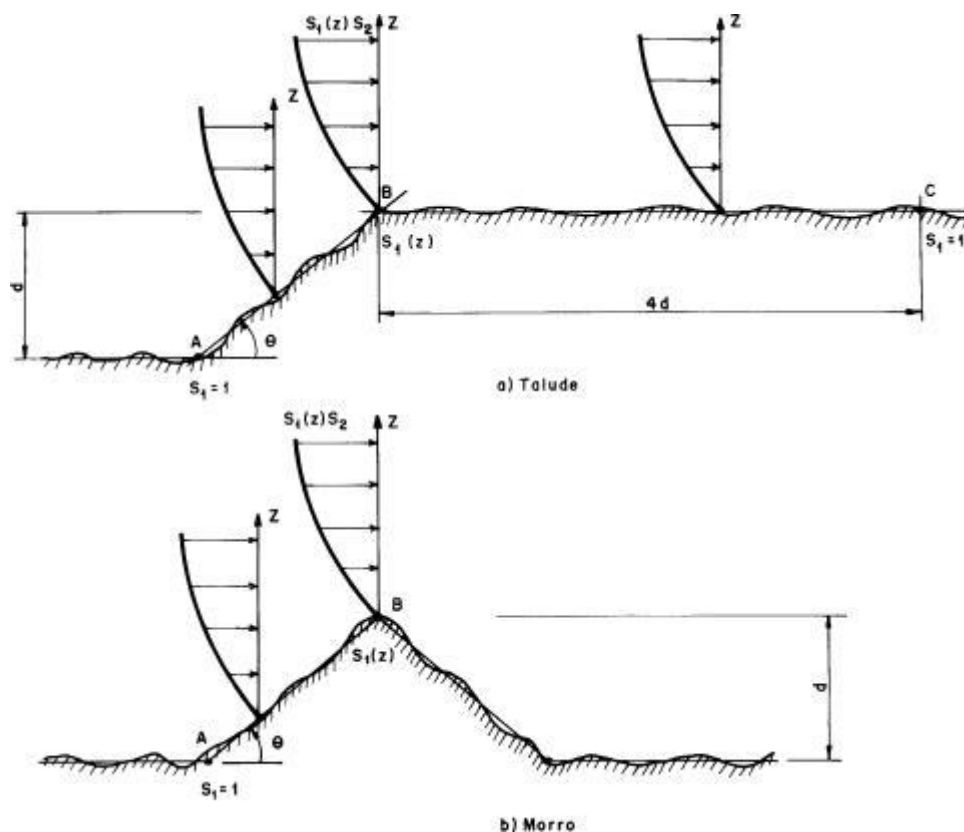
Fonte: Adaptado de NBR 6123(1988)

Fator Topográfico S_1

O fator topográfico S_1 , leva em consideração as variações do relevo do terreno e segundo a norma NBR 6123/1988, é determinado pelas seguintes condições:

Terreno plano ou francamente acidentado: $S_1 = 1,0$;

Taludes e morros alongados nos quais pode ser admitido um fluxo de ar bidimensional soprando no sentido indicado na figura 5:

Figura 5 – Fator topográfico $S_1(z)$ 

Fonte: Adaptado de NBR 6123/1988

No ponto A (morros) e nos pontos A e C (taludes): $S_1 = 1,0$;

No ponto B: Em função do ângulo

$$\theta \leq 3^\circ : S_1 = 1,0$$

$$6^\circ \leq \theta \leq 17^\circ : S_1 = 1,0 + \left(2,5 - \frac{z}{d}\right) \operatorname{tg}(\theta - 3^\circ) \geq 1$$

$$\theta \geq 45^\circ : S_1 = 1,0 + \left(2,5 - \frac{z}{d}\right) 0,31 \geq 1$$

Fator S_2

O fator S_2 , está relacionado com a rugosidade do terreno, ou seja, o efeito que o vento tem em frente a altura do terreno. A altura da edificação é considerada nesse fator, devido a ação diferente do vento em relação a proporção da estrutura, em uma casa ou construção pequena a ação do vento é maior do que em edifícios.

A NBR 6123(1998), define cinco categorias de vento:

Categoria 1: Superfícies lisas de grandes dimensões, com mais de 5 km de extensão, medida na direção e sentido do vento incidente. Exemplos: Mar calmo, rios e lagos e pântanos sem vegetação.

Categoria 2: Terrenos abertos em nível ou aproximadamente em nível, com poucos obstáculos isolados, tais como árvores e edificações baixas. Exemplos: Zonas costeiras planas, pântanos com vegetação alta, campos de aviação, pradarias e chamecas, fazendas sem sebes ou muros. A cota média dos obstáculos é ≤ 1 .

Categoria 3: Terrenos planos ou ondulados com obstáculos, tais como sebes e muros, poucos quebra-ventos de árvores, edificações baixas e espaças. Exemplos: Granjas e casas de campo, com exceção das partes com matos, fazendas com sebes e/ou muros, subúrbios a considerável distância do centro, com casas baixas e espaças. A cota média do topo dos obstáculos é considerada igual a 3 metros

Categoria 4: Terreno coberto por obstáculos numerosos e pouco espaçados, em zona florestal, industrial ou urbanizada. Exemplos: zonas de parques e bosques com muitas árvores, cidades pequenas e seus arredores, subúrbios densamente construídos de grandes cidades, áreas industriais plena ou parcialmente desenvolvidas. Cota média do topo dos obstáculos é considerada igual a 10 metros.

Categoria 5: Terrenos cobertos com obstáculos numerosos, grandes, altos e poucos espaçados. Exemplos: florestas com árvores altas, de copas isoladas, centros de grandes cidades, complexos industriais bem desenvolvidos. A Cota média do topo dos obstáculos é considerada igual ou superior a 25 metros.

Além das categorias acima citados se referem ao tipos de terrenos, existem também os fatores que estão relacionados com as dimensões da edificação, esses serão apresentados a seguir em forma de classes.

Classe A: Todas as unidades de vedação, seus elementos de fixação e peças individuais de estruturas sem vedação. Toda edificação na qual a maior dimensão horizontal ou vertical não exceda 20 m

Classe B: Toda edificação ou parte de edificação para a qual a maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal esteja entre 20 m e 50 m.

Classe C: Toda edificação ou parte de edificação para a qual a maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal exceda 50 m.

Com os dados acima, pode – se determinar o fator S_2 , pela tabela 1 logo abaixo:

Tabela 1 – 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	1,00	0,98	0,95	0,94	0,92	0,88	0,86	0,83	0,80	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	0,90	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	0,80	0,76
30	1,17	1,17	1,15	1,10	1,08	1,06	1,05	1,03	1,00	0,98	0,96	0,93	0,87	0,85	0,82
40	1,20	1,19	1,17	1,13	1,11	1,09	1,08	1,06	1,04	1,01	0,99	0,96	0,91	0,89	0,86
50	1,21	1,21	1,19	1,15	1,13	1,12	1,10	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	1,10	1,08	1,06	1,01	1,00	0,97
100	1,26	1,26	1,25	1,22	1,21	1,20	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	1,20	1,20	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	1,20	1,18	1,16	1,14	1,10	1,09	1,07
160	1,3	1,30	1,29	1,27	1,26	1,25	1,24	1,23	1,22	1,20	1,18	1,16	1,12	1,11	1,10
180	1,31	1,31	1,31	1,28	1,27	1,27	1,26	1,25	1,23	1,22	1,20	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	1,20	1,16	1,16	1,14
250	1,34	1,34	1,33	1,31	1,31	1,31	1,30	1,29	1,28	1,27	1,25	1,23	1,20	1,20	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	1,30	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	1,30	1,30	1,30
450	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,32	1,32	1,32
500	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,34	1,34	1,34

Fonte: NBR 6123(1988)

O fator S_2 , também pode ser determinado pela equação 6, sendo os parâmetros b e p, obtidos pela tabela 2:

$$S_2 = b \cdot F_r(z/10)^p, \quad (6)$$

onde,

z = é a altura acima do terreno;

F_r = é o fator de rajada correspondente à categoria II;

b = é o parâmetro de correção da classe da edificação;

p = é o parâmetro meteorológico.

Tabela 2 – Parâmetros meteorológicos

Categoria	Z_g (m)	Parâmetro	Classes		
			A	B	C
I	250	b	1,10	1,11	1,12
		p	0,06	0,065	0,07
II	300	b	1,00	1,00	1,00
		F_r	1,00	0,98	0,95
		p	0,865	0,09	0,10
III	350	b	0,94	0,94	0,93
		p	0,1	0,105	0,115
IV	420	b	0,86	0,85	0,84
		p	0,12	0,125	0,135
V	500	b	0,74	0,73	0,71
		p	0,15	0,16	0,175

Fonte: NBR 6123(1988)

Fator estatístico S_3

Fator S_3 , é baseado em conceitos estatísticos e considera o grau de segurança requerido e a vida útil da edificação. A NBR 6123(1988), estabelece uma tabela(Tabela 3) relacionando o tipo de construção com o fator S_3 .

Tabela 3 – 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.)	1,10
2	Edificações para hotéis e residências. Edificações para comércio e indústria com alto fator de ocupação	1,00
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: NBR 6123(1988)

Após a determinação dos fatores, será calculado a velocidade característica do vento. Com esse valor é possível determinar a força de arrasto(C_a).

Força de Arrasto

A força de arrasto (F_a) permite analisar o comportamento do vento em relação as faces de uma edificação, essa força depende do coeficiente de arrasto (C_a), sendo o mesmo determinado através da forma que o vento é incidido na estrutura(Relações h/l_1 e l_1/l_2) e determinada pela figura 6. A força de arrasto está também relacionada com a pressão dinâmica (q) e a área efetiva (A_e), segundo a equação 7 abaixo:

$$F_a = C_a \cdot q \cdot A_e \quad (7)$$

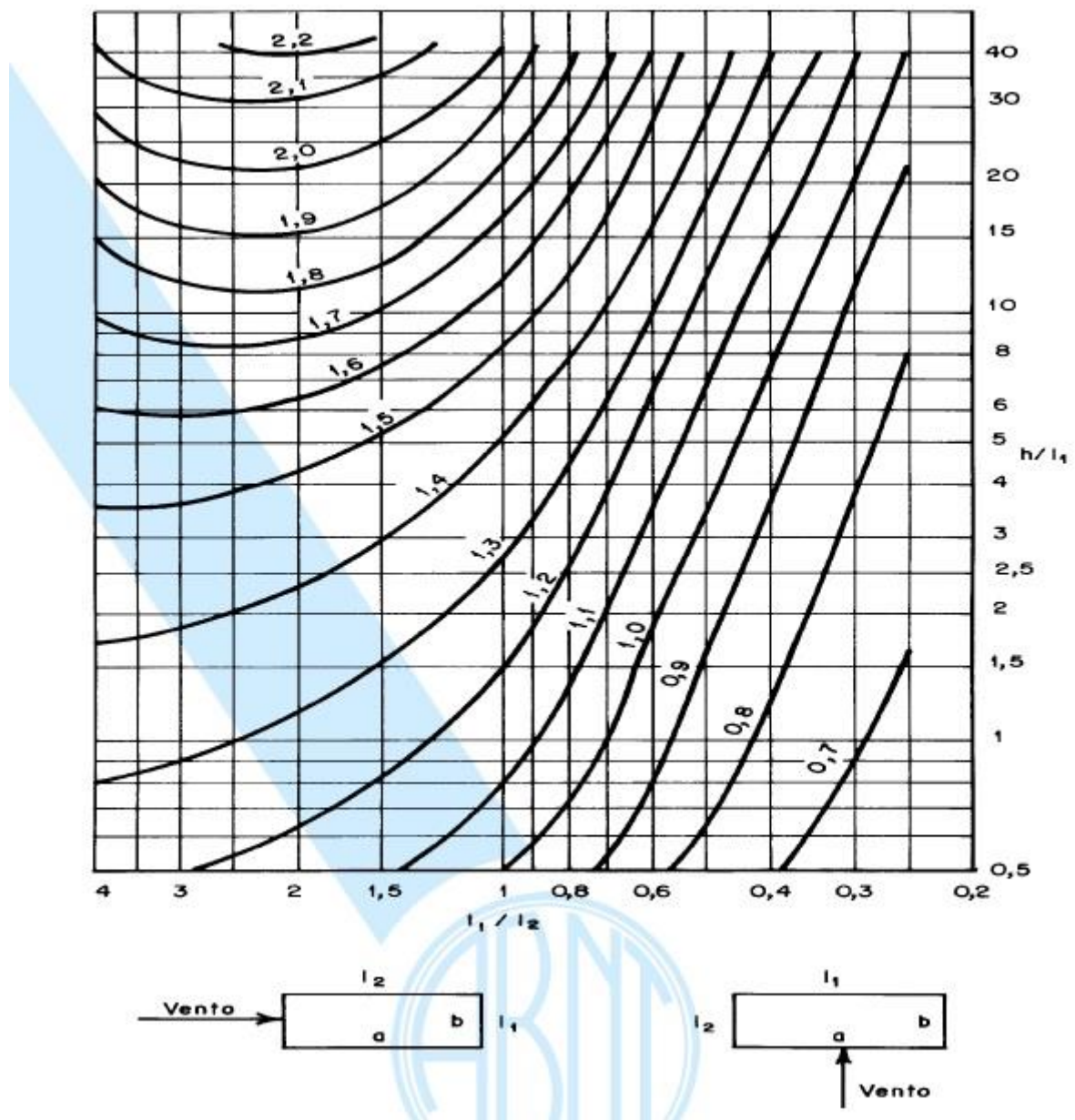
onde,

C_a = é o coeficiente de arrasto

q = é a pressão dinâmica ou pressão de obstrução

A_e = Área frontal efetiva: área da projeção ortogonal da edificação, estrutura ou elemento estrutural sobre um plano perpendicular à direção do vento ("área de sombra")

Figura 6 - Coeficiente de arrasto, C_a , para edificações paralelepípedicas em vento de baixa turbulência.



Fonte: NBR 6123/1988

3.5 AÇÕES VERTICAIS

Segundo a NBR 6120/1980, as cargas são divididas em duas categorias: Carga permanente e Carga variável.

3.5.1 Carga Permanente

De acordo com a NBR 6120(1980), a carga permanente é constituído com cargas fixas, como o peso próprio da estrutura e o peso de todos os elementos construtivos de carregamento fixo. Os exemplos desse tipo de carregamento são:

Lajes, Vigas, Pilares e etc. Alvenarias, revestimento e contrapiso também entram nesse requisito (MAONCAYO,2011)

No item 2.1.2 da NBR 6120(1980), relata sobre as divisórias, podendo serem estas serem consideradas como carga permanente em caso de não terem sido especificadas em projeto. Pisos com grande capacidade de distribuição transversal pode ser considerado no cálculo, desde que a carga distribuída por metro quadrado, não menor que um terço do peso por metro linear de parede pronta, observando o valor mínimo de 1kN/m^2 .

3.5.2 Carga Variável

Carga acidental é aquela que sofre variação na estrutura, exemplos dessas cargas são: pessoas, objetos(móveis, equipamentos), veículos etc. Em determinados tipos de construções, existe uma tabela(Tabela 2 da NBR 6120(1980)) que determina o peso médio(kN/m^2), sendo esse valor necessário para cálculo do carregamento total da edificação.

3.6 CONTRIBUIÇÃO DA ALVENARIA PARA A RIGIDEZ DO PÓRTICO

A construção de obras de alvenaria tem-se origem desde as obras primitivas. Essas obras eram feitas de argila e firmadas em madeira. Na atualidade com o aperfeiçoamento da alvenaria, ela pode desempenhar um grande papel na construção, sendo ela responsável pela vedação e de acordo com alguns autores pela resistência do edifício.

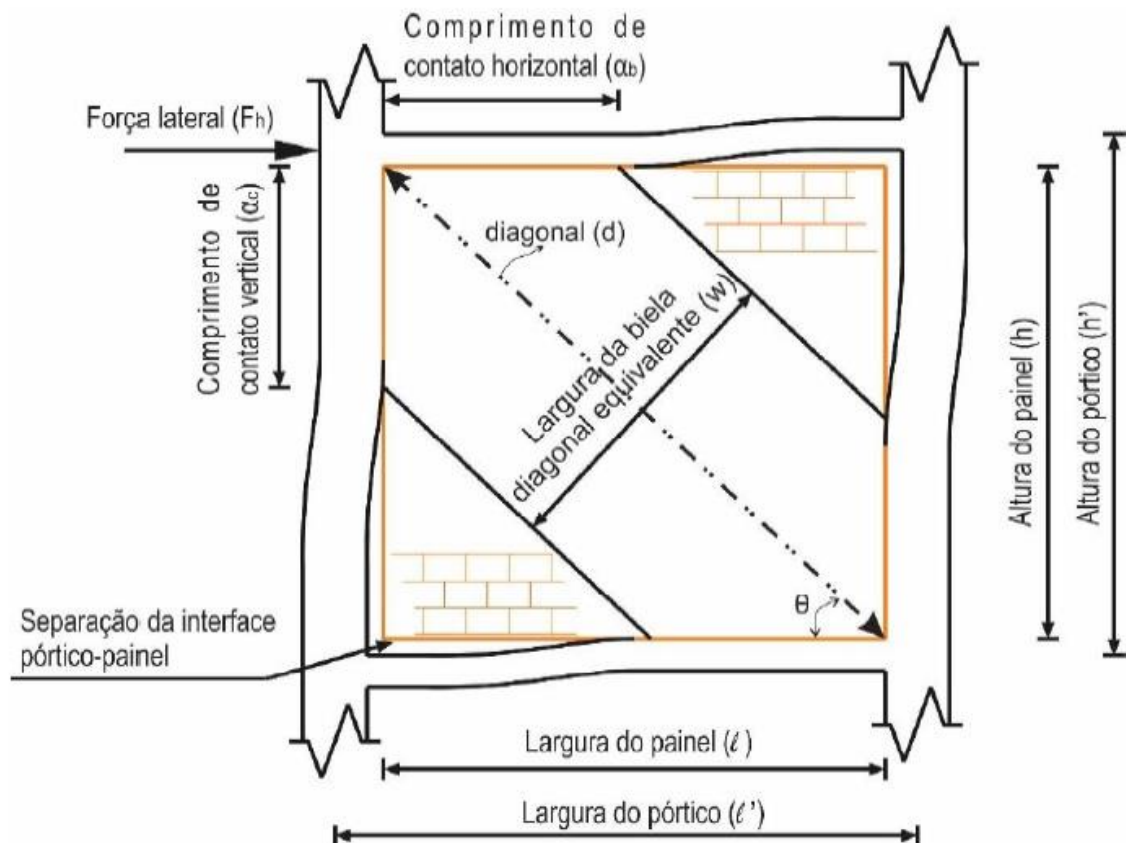
A alvenaria por muitos anos foi considerada apenas como elemento de vedação, mas, conforme os estudos vão avançando foi observado como ela pode contribuir na melhoria estrutural no que se refere à rigidez do elemento como um todo. As pesquisas indicam que a alvenaria associada à pórticos, confere a estrutura acréscimo de resistência mecânica e rigidez lateral (NASCIMENTO, 2015).

Os primeiros estudos que descrevem o comportamento do pórtico preenchido com alvenaria foi feito por POLYAKOV(1956) e POLYAKOV(1960), onde o mesmo através de uma carga horizontal (F_h), que no caso foi o vento, concluiu que a estrutura apresentava 3 estágios(NASCIMENTO, 2015). Segundo Nascimento(2015), no primeiro estágio a estrutura se comportava como uma estrutura monolítica. No segundo estágio, ocorre o descolamento entre pórtico e

painel nas regiões tracionadas, porém o contato entre eles é mantido nas regiões comprimidas, estas regiões comprimidas são definidas pelo comprimento de contato. Quando começa a aparecer as primeiras fissuras no painel, está encerrado o segundo estágio. No terceiro estágio, ocorre fissuras na diagonal do painel e, ainda assim, o conjunto pórtico-painel resiste a incrementos de carga. Conforme há aumento das fissuras caracteriza o limite da capacidade de carga do sistema.

POLYAKOV, foi um dos primeiros pesquisadores a sugerir uma analogia que substitui o painel por uma biela diagonal equivalente. Na figura 7, está exemplificado esse conceito apresentado anteriormente.

Figura 7 - Comportamento do pórtico preenchido com alvenaria quando submetido a uma força lateral



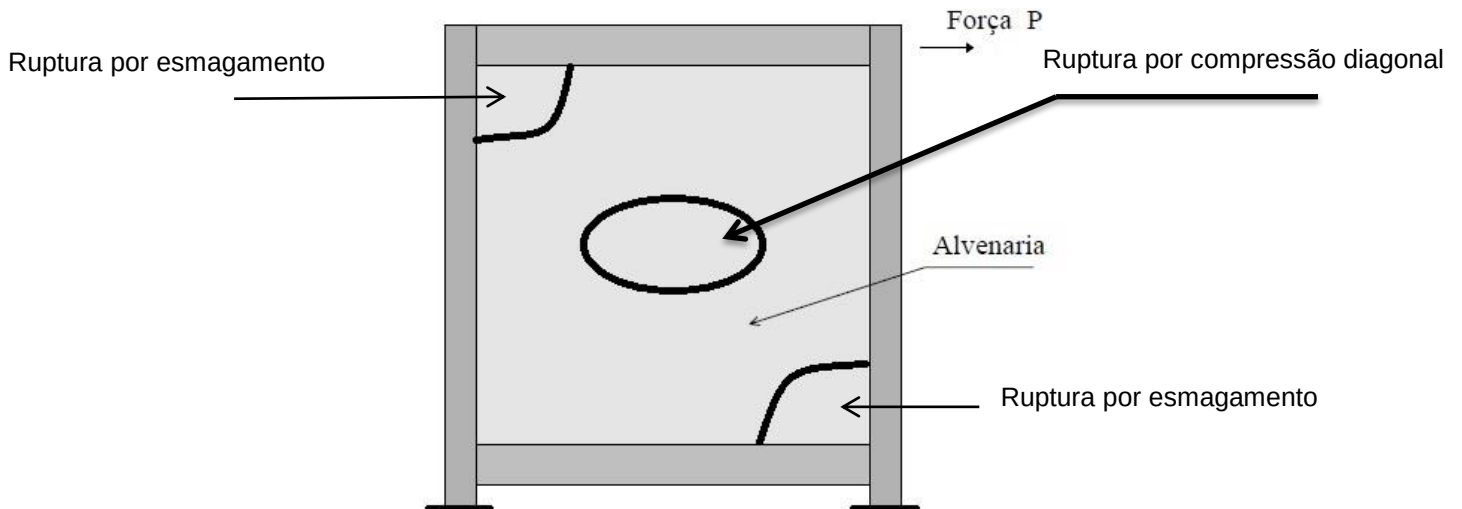
Fonte: NASCIMENTO, 2015

3.6.1 Modelos Para Consideração da Alvenaria no Pórtico

As pesquisas sobre a consideração da alvenaria começaram por volta da década de 1950, onde diversos pesquisadores estavam simulando a influencia da alvenaria no pórtico. O primeiro estudo foi de POLYAKOV(1960), que através de

estudos concluiu que o preenchimento de alvenaria em estruturas onde estão submetidas a carregamentos laterais, podem ser simulados por um elemento estrutural(Figura 8).

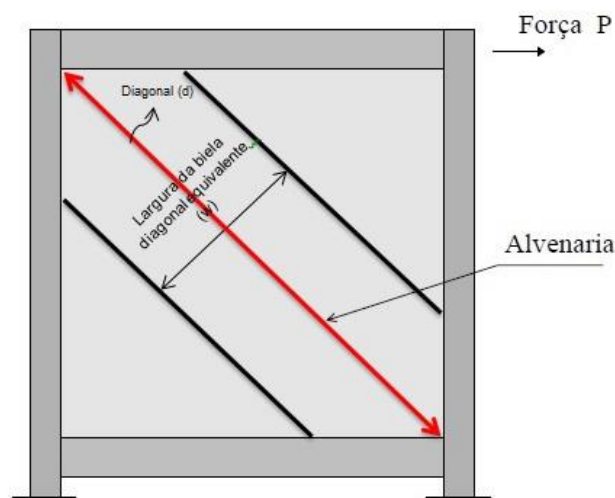
Figura 8 – Modos de ruptura da alvenaria



Fonte: Adaptado de FONSECA, 2014

A partir de 1961, HOLMES, desenvolveu uma ideia considerando a alvenaria em pórticos de aço e a partir da força aplicada (ver figura 9), sendo assim ele determinou que existe uma área em que a força dissipa na alvenaria dessa área ele recomendou uma largura efetiva(w) para a diagonal equivalente, segundo a equação 8 a seguir.

Figura 9 – Comportamento do pórtico, submetido à força P



Fonte: Adaptado de FONSECA, 2014

$$w = \frac{d}{3}$$

(8)

onde,

d = é o comprimento da diagonal do painel na sua configuração indeformada

3.6.2 Recomendações Normativas Para Consideração da Alvenaria

No Brasil ainda não tem norma que relaciona a alvenaria e a rigidez de uma estrutura, sendo esse o motivo da problemática sobre o tema. Existem normativos internacionais que consideram a alvenaria como parâmetro de estabilidade, sendo que devido a isso surgem diversos trabalhos sobre esse tema.

A norma de referencia estrangeira será a norma americana Federal Emergency Management Agency (Agencia Federal de Gestão de Emergência) FEMA 356: 2000, ela já considera a alvenaria como fator de rigidez na estrutura, e ainda atribui que os efeitos da alvenaria podem ser considerados através da análise pelo Método dos Elementos Finitos(MEF). Essa norma, possui a equação que relaciona o comprimento da diagonal com a largura da biela, conforme equação 10 a seguir:

$$\frac{w}{d} = 0,175. (\lambda h')^{-0,4} \quad (9)$$

$$\lambda = \left[\frac{E_{me} t_{inf} \sin 2\theta}{4 E_{fe} I_{col} h_{inf}} \right]^{\frac{1}{4}} \quad (10)$$

h' = Altura, da coluna entre linhas do centro da viga;

h_{inf} = Altura do painel de enchimento;

E_{fe} = Módulo de estabilidade do material da estrutura;

E_{me} = Módulo de estabilidade esperado do material de enchimento

I_{col} = Momento de inércia da figura.

t_{inf} = Espessura do painel de enchimento e suporte equivalente.

3.7 ANÁLISE MODAL

3.7.1 Frequências Naturais

A frequência natural está relacionada movimento natural da estrutura, esse movimento ocorre por diversas fontes de excitação, como o vento, ondas

sismicas do terreno e também devido a movimento de massa ao logo do edifício(Pessoas, objeto e etc.). Devido à força que ele exerce, geram vibrações na estrutura, essas vibrações, são emitidas em forma de frequência, representadas pela equação 11 a seguir:

$$f = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{k}{m}} \quad (11)$$

onde,

k = rigidez da estrutura

m = massa da estrutura

Nessa equação (12) podemos notar que com o aumento da rigidez temos maior aumento na frequência, temos o aumento da frequência natural. Nesse trabalho ao buscamos enrijecer o edifício com a alvenaria, estamos buscando o conceito dessa equação(12), onde mantendo uma mesma massa, diminuimos a vibração da edificação.

3.7.2 Modos de Vibração

Os modos de vibrações recorrentes na estrutura estão ligados a como o edifício se comportará em frente às fontes de excitação. Quanto maior a frequência mais a estrutura vai vibrar, mas existem uma frequência aceitável, que garante que não ocorrerá danos na construção.

:

4 METODOLOGIA

O objeto de estudo será uma torre (denominada Torre A), de 100,00 metros de altura, com 30 pavimentos, sendo 2 subsolos, 1 térreo, mezanino, caixa d'água, forro, pilotis, cobertura e tampa. As dimensões em planta será 20,00 x 25,00 metros, com uma construção feita em pórticos de concreto armado, lajes e núcleo central rígido. Cada pavimento tem 4 apartamentos por andar e em cada apartamento há alvenarias dispostas sobre a laje. As paredes externas e internas são constituídas por blocos de tijolos cerâmicos e a resistência característica em projeto do concreto das vigas, lajes e pilares é de 30 MPa.

Nesse trabalho será realizado um estudo do comportamento global de uma edificação sob influência da contribuição da rigidez da alvenaria em edifícios, será utilizado 3 modelos esquemáticos nas seguintes situações:

O modelo 1, será composto de uma estrutura de concreto armado e será formado apenas por um pórtico espacial constituídos por vigas e pilares modelados como elementos de barra e adição de quatros pilares em “L” que fará parte do núcleo rígido que serão modelados como elementos de casca. As lajes e as escadas, serão também modeladas como elementos de casca. O modelo será perfeitamente engastado na base e sua movimentação horizontal impedida nos arredores das garagens, onde está localizada as juntas de dilatação. Nesse modelo a alvenaria é considerada somente como carregamento distribuído na estrutura, sendo somente massa nesse modelo, sem influencia na rigidez da estrutura.

Modelo 2 tem as mesmas características do Modelo 1 com a diferença de que a ele será considerada a influência da alvenaria através da biela diagonal equivalente, isso significa que a contribuição de rigidez dos painéis é computada na análise da estrutura do modelo. A massa das bielas é desprezada no modelo, pois sua finalidade é apenas a simulação da rigidez da alvenaria e pelo fato das massas das alvenarias já estarem consideradas no Modelo 1. A ligação entre biela e pórtico é rotulada e sua largura (w) será calculada de acordo com a expressão desenvolvida por MAINSTONE (1971) e recomendada pela FEMA 356 (item 2.7.2, (equação (10))).

O Modelo 3, também tem as mesmas características do Modelo 1 e é análogo ao Modelo 2, com a diferença de que as alvenarias serão consideradas como elementos de casca (shell) para se computar a contribuição de rigidez dos painéis de alvenaria. Nesse modelo a ligação parede-pórtico será considerada como ligação rígida. Além disso as aberturas de portas e janelas serão desprezadas para todos os painéis modelados como elementos de casca

A estrutura a ser construída, será analisada pelo Método dos Elementos Finitos (MEF), devido a esse método permitir a obtenção de parâmetros que são fundamentais para esse trabalho. Esse método consiste em uma representação da estrutura em partes, denominadas elementos os quais através de métodos numéricos aproximados são determinados às tensões, deformações e descolamentos atuantes na estrutura(NASCIMENTO, 2016).

Com os modelos construídos, serão definidos os parâmetros a serem analisados como o Coeficiente de Estabilidade Gama z que irá determinar os descolamentos na estruturas, as frequências naturais e como ela está relacionada com a rigidez no edifício e os modos de vibrações e seu comportamento no prédio.

Os deslocamentos laterais serão obtidos considerando a intensidade do vento característico na estrutura(vide NBR 6123(1988)), considerando sua aplicação perpendicular a face da edificação. As frequências e os modos de vibração serão obtidos em função das forças aplicadas na estrutura, como o vento entre outros, sendo assim feita a determinação.

Com isso será feita a comparação entre os modelos apresentados afim de verificar o comportamento do mesmo em virtude das forças aplicadas. No caso a comparação será feita nas direções x e y da estrutura, considerando também os deslocamentos laterais nos 30 pavimentos a serem estudados.

Em todos os modelos serão considerados as mesmas propriedades dos materiais, bem como a mesma geometria, a seguir são listados as propriedades adotadas para os modelos:

Resistência característica a compressão do concreto em projeto(F_{ck}): 30 Mpa;

Peso específico do concreto armado: 25 kN/m³;

Módulo de elasticidade do concreto armado em GPa (E_{RC}) *apud* SU et al. (2005):

$$E_{RC} = E_{con}(1 - \rho) + E_s\rho, \text{ onde}$$

E_{con} = é o módulo de do concreto igual a $\alpha_E 5600 \sqrt{f_{ck}}$, com $\alpha_E = 1$ (NBR 6118:2014);

E_s = Módulo de elasticidade do aço adotado igual a 200 GPa;

ρ = é a taxa de armadura adotada igual a 4%;

Coeficiente de Poisson do concreto: 0,20;

Módulo de elasticidade da alvenaria de bloco cerâmico: 5.303 Mpa*;

Coeficiente de Poisson da alvenaria de bloco cerâmico: 0,15*;

Módulo de elasticidade da alvenaria de bloco de concreto: 10.259 Mpa*.

Observação: somente há um painel de bloco de concreto por pavimento localizado no núcleo rígido, os demais são blocos cerâmicos;

Coeficiente de Poisson do bloco de concreto: 0,20;

*Coeficientes obtidos a partir de dados experimentais (Módulo de elasticidade do bloco cerâmico e do bloco de concreto), dados de norma (Coeficiente de Poisson - NBR 15812-1 (2010))

5 ORÇAMENTO

Categoria: Gasto com Recursos Materiais				
Itens	Unidade	Quantidade diária	Valor unitário	Valor total diário
		R\$	R\$	R\$
Xerox/Impressão	Folha	30,00	0,15	4,50
Caneta	unid.	0,5	1,2	0,60
Licença SAP 2000	unid.	1	0,00	0,00
Total				5,10

Categoria: Gasto com Recursos Humanos				
Itens	Unidade	Quantidade diária	Valor unitário	Valor total diário
	unid	R\$	R\$	
Combustível	Litros	1,9	3,25	6,18
Alimentação	unid.	1	4,5	4,50
Total				10,68

FINANCIAMENTO TOTAL DA PESQUISA	
ITENS	Valor total diário
Categoria: Gasto com Recursos Materiais	5,10
Categoria: Gasto com Recursos Humanos	10,68
Valor Total(R\$)	15,78

As despesas para a realização do projeto de pesquisa serão custeadas pelo acadêmico pesquisador de graduação de Engenharia Civil do Instituto Tocantinense Presidente Antônio Carlos do município de Porto Nacional – TO.

7 RESULTADOS ESPERADOS

Com esse projeto de pesquisa é esperado que os parâmetros apresentados nos objetivos específicos sejam determinados com sucesso, afim de comprovar como a alvenaria contribui no enrijecimento da estrutura. É esperado também que com esse trabalho seja motivado ao instituto de normas brasileiras, a inclusão na NBR 6118/2014 a consideração da alvenaria na rigidez da estrutura, sendo assim de grande importância para o cálculo estrutural.

REFERÊNCIAS

- ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto armado – Procedimento. 3 ed. Rio de Janeiro, 2014
- ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6120**: Cargas para o cálculo de estruturas de edificações. 1 ed. Rio de Janeiro, 1980
- ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6123**: Forças devido ao vento em edificações – Procedimento. 3 ed. Rio de Janeiro, 1988
- ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 15812**: Alvenaria Estrutural – Blocos cerâmicos – Parte 1. 1 ed. Rio de Janeiro, 2010
- MONCAYO, Winston Junior Zumaeta. Análise de segunda ordem global em edifícios com estrutura de concreto armado. 2011. 221f. **Dissertação** (Mestrado em estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2011.
- SOUSA, Paulo Victor Almeida de. Efeito dos painéis de vedação nas características dinâmicas de edificações de concreto armado. 2014. 92f. **Dissertação**(Mestrado).Programa de engenharia civil. Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2014.
- Nascimento, Adauto Cezar Rosa do, Estudo numérico experimental da influência da alvenaria de vedação na rigidez de edifícios de concreto armado. 2015. 112f. **Dissertação**(Mestrado). Programa de pós graduação em Engenharia Civil. Universidade Federal do Pará, Belém, 2015.
- Pontes Neto, Raul Maurício de. Análise de processos simplificados para a avaliação da estabilidade global em estruturas de concreto armado. 2017. 86f. Trabalho de Conclusão de Curso. Centro de ciências Tecnológica e de saúde. Universidade Estadual da Paraíba, Araruna, 2017.
- Lacerda, Maiza Moana Silva et al. Avaliação dos Critérios Para Análise da Estabilidade Global em Edifícios de Concreto Armado: Estudo de Caso. **Revista Eletrônica de Engenharia Civil**. v. 9, n. 2, p. 24-37, jul. 2014.
- BUENO, M. M. E.. Estudo de valores aproximados de rigidez equivalente para vigas e pilares para análises não-lineares em estruturas de concreto armado de pequeno porte. 2014, 230f. Tese(Doutorado), Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, 2014.
- Parreira, Rui Manoel Ribeiro, Análise de dados de vibração: Contributo para a definição do estado de condição. 2009. 50f. **Dissertação**(Mestrado). Instituto Superior de Estatística e Gestão da Informação. Universidade Nova de Lisboa, Portugal, 2009

ANEXOS