

**UNIVERSIDADE FEDERAL DO RECÔNCAVO DA BAHIA
CENTRO DE CIÊNCIAS EXATAS E TECNOLÓGICAS
BACHARELADO EM ENGENHARIA CIVIL**

LEONARDO PEREIRA SILVA

ESTABILIDADE GLOBAL EM ESTRUTURA DE CONCRETO ARMADO

CRUZ DAS ALMAS - BA

2020

LEONARDO PEREIRA SILVA

ESTABILIDADE GLOBAL EM ESTRUTURA DE CONCRETO ARMADO

Trabalho de Conclusão de Curso à Universidade do Recôncavo da Bahia, como requisito parcial para obtenção do grau em Bacharel em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Luciano de Santana Rocha

CRUZ DAS ALMAS - BA

2020

LEONARDO PEREIRA SILVA

ESTABILIDADE GLOBAL EM ESTRUTURA DE CONCRETO ARMADO

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao Curso de Bacharelado em Ciências à Universidade do Recôncavo da Bahia, como requisito parcial para obtenção do grau em Bacharel em Engenharia Civil.

Cruz das Almas, 17 de dezembro de 2020.

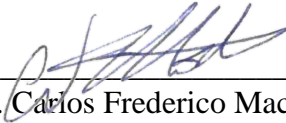
BANCA EXAMINADORA



Prof. Esp. Luciano de Santana Rocha

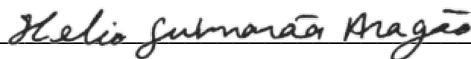
Universidade Federal do Recôncavo da Bahia

Orientador



Prof. Dr. Carlos Frederico Macêdo Cortês

Universidade Federal do Recôncavo da Bahia



Prof. MSc. Hélio Guimarães Aragão

Universidade Federal do Recôncavo da Bahia

*Dedico este trabalho a todos aqueles que
contribuíram de alguma forma para que eu
pudesse realizá-lo.*

AGRADECIMENTOS

Queria agradecer primeiramente a Deus que sem ele nada disso seria possível.

A minha mãe Valdenir por todo Amor e Dedicção e incentivo para não desistir da caminhada. Sem ela não estaria aqui.

Ao meu Pai, Jessé (in memoriam), por todo amor quando esteve presente nessa vida.

Ao meu irmão, Caíque, e meu primo-irmão, Henrique pelo incentivo e torcida para eu conquistar todos os meus objetivos.

A toda minha família, por todo amor e incentivo para continuar trilhado o meu caminho. Sem dúvida nenhuma, um dos pilares da existência.

Aos meus amigos que conheci na Universidade e que levarei para vida. Que tornaram essa aventura mais emocionante e que estenderam a mão em todas as dificuldades durante esses cinco anos de alegrias e superações. Com o passar do tempo, descobrimos que jamais alcançaremos nada sozinhos. E no final de tudo, o importante não é chegar primeiro, mas todos juntos no mesmo destino.

Ao meu orientador, Prof. Luciano Rocha, por todos os ensinamentos, paciência e conversas enriquecedoras.

Por fim, todos aqueles que me ajudaram de forma direta e indireta na construção desse trabalho

RESUMO

Neste trabalho foi feito um estudo sobre a estabilidade global em uma edificação com 10 pavimentos, avaliando como a influência da ação do vento, bem como a seção dos pilares e o vínculo da fundação, interferem na estabilidade global. Para isso, foram criadas situações em que foram avaliados dois parâmetros de estabilidade global: o parâmetro (α) e coeficiente gama z (γ_z). A partir daí, classificou-se a estrutura em nós fixos ou em nós móveis. Com os resultados desses dois parâmetros, é possível saber se os esforços de segunda ordem devem ser considerados ou não. Para as análises foram consideradas a não-linearidade física e geométrica, onde a norma ABNT NBR 6118:2014 recomenda as devidas aproximações. Por fim, foi realizado uma comparação entre os resultados obtidos através do cálculo manual e os obtidos através do software computacional EBERICK.

Palavras-chaves: Estabilidade global, coeficiente gama z, parâmetro alfa (α)

ABSTRACT

In this work, a study was made on the global stability in a building with 10 floors, evaluating how the influence of the wind action, as well as the section of the pillars and the bond of the foundation, interfere in the global stability. For this, situations were created where two parameters of global stability will be evaluated: the alpha parameter (α) and the gamma coefficient γ_z and from then on to classify the structure in fixed or moving nodes. With the results of these two parameters, it is possible to know whether second-order efforts should be considered or not. For the analyzes, the physical and geometric nonlinearity will be considered, where the NBR 6118 (2014) standard recommends the appropriate approximations. Finally, a comparison was made between the results obtained through manual calculation and those obtained through the computational software EBERICK.

Keywords: Global Stability, Ftool, coefficient γ_z , alpha parameter (α)

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Vento a Barlavento e Sotavento.....	17
Figura 2: Mapa de isopletas de vento. Velocidade básica.....	18
Figura 3: Fator Topográfico (S1).....	20
Figura 4 - Coeficiente de arrasto C_a , para edificações paralelepédicas em vento de baixa turbulência.....	24
Figura 5- Coeficiente de arrasto C_a , para edificações paralelepédicas em vento de baixa turbulência.....	25
Figura 6; imperfeição global considerado pela ABNT NBR 6118:2014	27
Figura 7: Gráfico tensão-deformação do concreto	29
Figura 8: Diferença entre análise linear e não linear geométrica	30
Figura 9: Demonstração dos efeitos de 2º ordem	32
Figura 10: Linha elástica da estrutura submetida a uma carga concentrada unitária ...	35
Figura 11: Associação de pórticos planos	36
Figura 12: Cálculo do coeficiente gama z	39
Figura 13: 3D da estrutura	42
Figura 14 - Planta de forma do edifício em análise	42
Figura 15: Corte esquemático	43
Figura 16: Associação de pórticos em X da situação I, submetidas a ação do vento ...	53
Figura 17 -Deformada da associação de pórticos em X da situação I, submetidas a ação do vento	54
Figura 18 - Associação de pórticos em Y da situação I, submetidas a ação do vento..	54
Figura 19- Deformada da associação de pórticos em Y da situação I, submetidas a ação do vento	54
Figura 20 - Associação de pórticos em X da situação II, submetidas a ação do vento	58
Figura 21 - Deformada da associação de pórticos em X da situação II, submetidas a ação do vento	58
Figura 22 - Associação de pórticos em Y da situação II, submetidas a ação do vento	58
Figura 23- Deformada da associação de pórticos em Y da situação II, submetidas a ação do vento	59
Figura 24: Associação de pórticos em X da situação 1, submetida a carga concentrada de 100KN.....	64

Figura 25 – Deformada da associação de pórticos em X da situação 1, submetida a carga concentrada de 100KN	65
Figura 26: Configuração da não-linearidade física do concreto - Pilares.....	67
Figura 27 - Configuração da não-linearidade física do concreto - Vigas	67
Figura 28: Resultados do parâmetro alfa (α) na direção X.....	68
Figura 29: Associação de pórticos em Y da situação 1, submetida a carga concentrada de 100KN.....	68
Figura 30: Deformada da associação de pórticos em Y da situação 1, submetida a carga concentrada de 100KN.....	69
Figura 31: Parâmetros e resultados do parâmetro alfa (α) na direção Y	69
Figura 32 - Parâmetros e resultados do parâmetro alfa (α) na direção X	70
Figura 33- Parâmetros e resultados do parâmetro alfa (α) na direção Y	71
Figura 34 - Janela -" Análise"	72
Figura 35 - Janela - " Ações"	72
Figura 36 - Janela - "Vento"	73
Figura 37 - Janela - "Materiais e durabilidade"	74
Figura 38: configuração do vínculo da fundação	74
Figura 39- Análise estática linear da estrutura	75
Figura 40 - Janela "Resultados"	76

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Parâmetros meteorológicos	21
Tabela 2 - Valores mínimos do fator estatístico $S3$	22
Tabela 3: Coeficiente $\gamma f = \gamma f1\gamma f3$	45
Tabela 4: Valores do coeficiente $\gamma f2$	46
Tabela 5: Coeficiente de ponderação e redução	46
Tabela 6: Valores de $S2$ para cada altura da edificação	48
Tabela 7: Coeficiente de arrasto (ca) para as duas direções em análise.....	49
Tabela 8 - Valores da força de arrasto nas duas combinações em análise.....	50
Tabela 9: Dados do edifício em análise	50
Tabela 10: Carga total do pavimento tipo.....	51
Tabela 11: Carga total no pavimento cobertura.....	52
Tabela 12 – Valores $M1, tot, d$, nas duas direções - vento como ação acidental secundária	55
Tabela 13- Valores $M1, tot, d$, nas duas direções - vento como ação acidental como principal	55
Tabela 14 - Valores de $\Delta M_{tot, d}$ para a combinação em análise.....	56
Tabela 15 - Valores de $\Delta M_{tot, d}$ para a combinação em análise.....	56
Tabela 16 - Valores de gama z nas duas direções	57
Tabela 17- Valores de gama z nas duas direções.....	57
Tabela 18 - Valores de ΔMd nas duas direções.....	59
Tabela 19 - Valores de ΔMd nas duas direções.....	59
Tabela 20 - Valores de gama z nas duas direções	60
Tabela 21 - Valores de gama z nas duas direções	60
Tabela 22 - Valores de ΔMd nas duas direções.....	61
Tabela 23 - Valores de ΔMd nas duas direções.....	61
Tabela 24 - Resultado do coeficiente gama z	61
Tabela 25- Resultado do coeficiente gama z	62
Tabela 26 - Valores de ΔMd nas duas direções.....	62
Tabela 27- Valores de ΔMd nas duas direções	63
Tabela 28 - Resultado do coeficiente gama z	63
Tabela 29 - Resultado do coeficiente gama z	63

Tabela 30 - Comparação do gama z calculado de forma analítica com o resultado do EBERICK	76
Tabela 31 - Comparação do gama z calculado de forma analítica com o resultado do EBERICK	77
Tabela 32 - Resultado do parâmetro alfa (α).....	78

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	14
2	MOTIVAÇÃO	14
3	OBJETIVOS	15
3.1	OBJETIVO GERAL.....	15
3.2	OBJETIVOS ESPECÍFICOS	15
4	REVISÃO DE BIBLIOGRÁFICA	16
4.1	AÇÕES ATUANTES NA ESTRUTURA	16
4.1.1	AÇÃO DO VENTO NAS ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO.....	16
4.2	PROCEDIMENTO DE CÁLCULO DA AÇÃO DO VENTO EM EDIFICAÇÕES EM CONCRETO ARMADO DE ACORDO COM A NORMA NBR 6123 (1988).....	17
4.2.1	DETERMINAÇÃO DA VELOCIDADE DO VENTO (VK).....	17
4.2.2	DETERMINAÇÃO DA VELOCIDADE BÁSICA DO VENTO (V0).....	18
4.2.3	FATOR TOPOGRÁFICO S1	19
4.2.4	FATOR S2	20
4.2.5	FATOR ESTATÍSTICO S3	22
4.2.6	FORÇA DE ARRASTO (Fa)	22
4.2.7	COEFICIENTE DE ARRASTO (CA).....	23
4.2.8	PRESSÃO DINÊMICA (qk).....	25
4.3	IMPERFEIÇÕES GEOMÉTRICAS GLOBAIS.....	26
5	ESTABILIDADE GLOBAL	28
5.1	NÃO-LINEARIDADE FÍSICA	28
5.2	NÃO LINEARIDADE GEOMÉTRICA	30
5.3	EFEITOS GLOBAIS DE 2ª ORDEM.....	31
6	PARÂMETROS DE ESTABILIDADE	33
6.1	ANÁLISE DE ESTRUTURAS DE NÓS FIXOS E NÓS MÓVEIS	33
6.2	INÉRCIA DO PILAR EQUIVALENTE	34
6.3	ASSOCIAÇÃO DE PÓRTICOS PLANOS	35
6.4	PARÂMETRO α	36
6.5	COEFICIENTE GAMA Z.....	38
7	METODOLOGIA DA PESQUISA	40
7.1	CLASSIFICAÇÃO DA PESQUISA.....	40

8	PROCEDIMENTO DE COLETA	40
8.1	AÇÃO HORIZONTAL DEVIDA AO VENTO	44
8.2	COMBINAÇÃO PARA O ESTADO LIMITE ÚLTIMO	44
8.3	VELOCIDADE CARACTERÍSTICA (V_K).....	46
8.3.1	VELOCIDADE BÁSICA DO VENTO (v_0).....	47
8.3.2	FATOR S_1	47
8.3.3	FATOR S_2	47
8.3.4	FATOR S_3	48
8.4	PRESSÃO DINÂMICA DO VENTO (Q_K)	48
8.5	FORÇA DE ARRASTO (F_a)	49
8.5.1	COEFICIENTE DE ARRASTO (C_a)	49
8.6	AÇÃO VERTICAL.....	50
9	ANÁLISE DA ESTRUTURA	52
9.1	COEFICIENTE GAMA Z (γ_z)	52
9.1.1	SITUAÇÃO I	52
9.1.2	SITUAÇÃO II.....	57
9.1.3	SITUAÇÃO III.....	60
9.1.4	SITUAÇÃO IV.....	62
9.1	PARÂMETRO ALFA (α)	64
9.1.1	SITUAÇÃO V	64
9.1.2	MÓDULO DE ELASTICIDADE	66
9.1.3	CONSIDERAÇÃO DA NÃO-LINEARIDADE FÍSICA	66
9.1.4	CARGA TOTAL DO EDIFÍCIO	67
9.1.5	SITUAÇÃO VI.....	70
9.2	JANELAS DE CONFIGURAÇÃO DO EBERICK VERSÃO DEMOSNTRATIVA 2021. 71	
10	ANÁLISE DOS RESULTADOS	76
10.1	COEFICIENTE GAMA Z (γ_Z).....	76
10.2	PARÂMETRO ALFA (α)	78
11	CONCLUSÃO	78
12	SUGESTÕES DE TRABALHOS FUTUROS	79
13	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	81

1 INTRODUÇÃO

A modernização da engenharia, bem como o desenvolvimento de novos equipamentos e modelagens numéricas, levaram a construções mais econômicas e edifícios cada vez mais altos. Diante desse fato, se torna uma tarefa fundamental realizar a análise de segunda ordem global de edifícios.

Para essa análise, são consideradas as não-linearidades do material e da geometria do edifício, visto que o concreto armado apresenta um comportamento não-linear. Para se fazer a devida análise da estabilidade da estrutura, se faz necessário considerar ações horizontais que são originadas principalmente pelas ações do vento e pelas imperfeições geométricas. (MONCAYO, 2011)

Para avaliação da estabilidade global, a ABNT NBR 6118:2014 traz dois métodos para análise, o primeiro se chama parâmetro alfa (α), que somente avalia de forma qualitativa a influência dos efeitos de segunda ordem, classificando assim o edifício como sendo uma estrutura de nós fixos ou de nós móveis. O segundo parâmetro se chama coeficiente gama z, que avalia a estrutura de forma qualitativa, e serve como majorador dos esforços de primeira ordem, possibilitando assim a determinação dos esforços finais de cálculo (1º ordem mais 2º ordem). Segundo esta norma, o valor de gama z não pode ultrapassar o valor de 1,3.

O projetista que não avalia corretamente a estabilidade global de edifícios pode provocar deslocamentos horizontais excessivos e aumento considerável das solicitações em seus elementos. Diante disso, é de suma importância para o projetista ter domínio sobre esse tema, e adquirir a sensibilidade aos efeitos de segunda ordem, a fim de proporcionar maior economia e segurança as estruturas projetadas.

2 MOTIVAÇÃO

Com o desenvolvimento da humanidade e o grande crescimento da população, se faz necessário a construção de edifícios cada vez mais altos e esbeltos para suprir a demanda populacional com a redução de espaço para isso. Uma vez que a força do vento é o maior causador de instabilidade em estruturas dessa magnitude, sua ação se torna um fator determinante para estabilidade de edifícios em concreto armado. Diante desse fato, a

avaliação da estabilidade global é um dos fatores fundamentais para a concepção estrutural de edifícios altos, já que ela visa garantir a segurança da estrutura através da perda de sua capacidade resistente causada pelo aumento das deformações causadas pelas ações atuantes na estrutura.

Com a automatização dos cálculos cada vez mais presente na vida do engenheiro estruturalista, muitas vezes no dia a dia desse profissional, programas computacionais realizam todos os cálculos ao apertar de um botão. Devido a essa facilidade de se realizar processamentos, muitos não se aprofundam nos cálculos envolvidos por trás dos softwares computacionais.

3 OBJETIVOS

O presente trabalho visa verificar, através de cálculos manuais, se o efeito do vento é significativo a ponto de gerar momentos de 2º ordem relevantes para o dimensionamento da estrutura.

3.1 OBJETIVO GERAL

Avaliar se o modelo estrutural adotado atende a especificações vigentes na ABNT NBR 6118:2014 para estabilidade global.

3.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Determinar os esforços horizontais e verticais atuantes na estrutura;
- Avaliar a necessidade da consideração dos efeitos de segunda ordem;
- Avaliar o comportamento da estrutura para pilares com diferentes seções transversais;
- Avaliar a influência do tipo de vinculação (Rótula ou Engaste) na fundação do edifício;

- Calcular o coeficiente gama z e parâmetro alfa (α) para as situações citadas acima;

4 REVISÃO DE BIBLIOGRÁFICA

4.1 AÇÕES ATUANTES NA ESTRUTURA

Neste capítulo será estudado as ações horizontais atuantes na estrutura, devido ação do vento e ao desaprumo, bem como os procedimentos de cálculo estabelecidos pela Norma ABNT NBR 6123:1988 e ABNT NBR 6118:2014.

4.1.1 Ação do vento nas estruturas de concreto armado

Segundo Chust e Pinheiro (2013) as ações horizontais devido ao vento se tornam um fator determinante quando há estruturas de grande altura, ou quando a maior dimensão da edificação for muito menor que sua altura. Esses efeitos se tornam muito importantes e podem desencadear em instabilidades na edificação. Com isso, é de suma importância verificar se as ações do vento são significativas e se necessitam ser consideradas no cálculo.

Chust e Pinheiro (2013) definem que o vento é o deslocamento de massas de ar decorrentes das diferenças de temperatura e pressão na atmosfera. Essas massas de ar ao encontrarem uma superfície de uma estrutura inerte produzem nela pressão: a região em que o vento exerce pressão é denominado barlavento, onde existirá uma sobrepressão. O sotavento é a região oposta de onde o vento exerce pressão, local este em que pode ocorrer sucção como pode ser verificado na Figura 1.

Figura 1 - Vento a Barlavento e Sotavento



Fonte: http://usuarios.upf.br/~zacarias/acoes_vento.pdf

4.2 PROCEDIMENTO DE CÁLCULO DA AÇÃO DO VENTO EM EDIFICAÇÕES EM CONCRETO ARMADO DE ACORDO COM A NORMA NBR 6123 (1988).

4.2.1 Determinação da velocidade do vento (V_k)

A ABNT NBR 6123:1988 estabelece que o cálculo da velocidade característica do vento, o qual é usado em projetos, depende de vários fatores como a topografia do terreno local, a influência dos obstáculos no entorno do edifício, a altura da edificação e suas dimensões, e o fator de uso do prédio que considera a vida útil e o tipo de uso. A velocidade característica pode ser dada da seguinte maneira:

$$V_k = V_0 \cdot S_1 \cdot S_2 \cdot S_3$$

onde: V_0 : É a velocidade básica do vento;

S_1 : Fator topográfico;

S_2 : Fator relativo à rugosidade do terreno, ou seja, leva em conta os obstáculos presentes no entorno da edificação e suas dimensões;

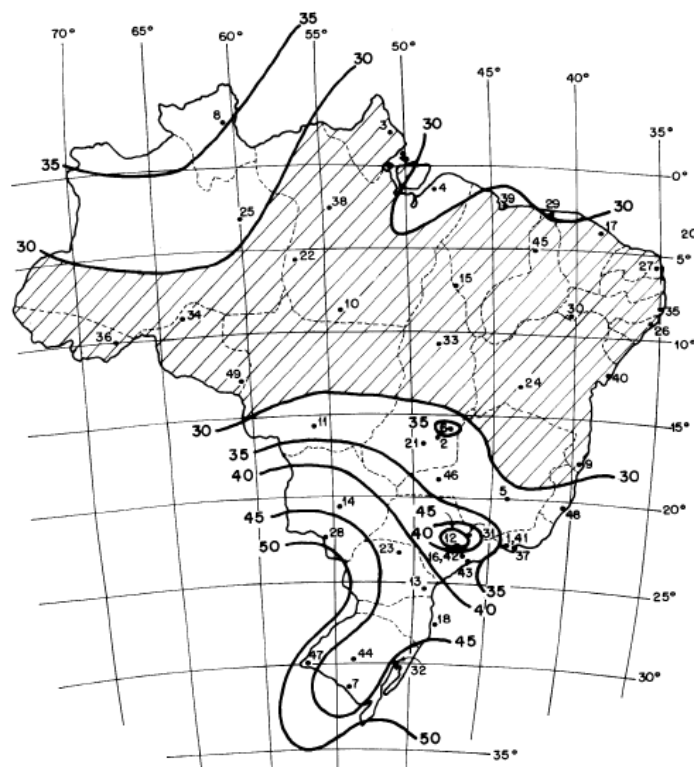
S_3 : Fator estatístico.

4.2.2 Determinação da velocidade básica do vento (V_0)

Cada região do Brasil possui uma velocidade do vento básica a ser considerada. A ABNT NBR 6123:1988 define uma velocidade básica do vento como sendo a velocidade de uma rajada de três segundos, com a probabilidade de 63% de ocorrer pelo menos uma vez em 50 anos, a 10m acima do terreno, em campo aberto e plano.

É possível obter a velocidade básica do vento com base no mapa de isopletas, representado na figura abaixo, onde essas velocidades foram obtidas através dos valores de velocidades máximas anuais, medidas em cerca de 49 cidades brasileiras e tratadas estatisticamente. Considera-se que o vento pode atuar em qualquer direção e no sentido horizontal.

Figura 2: Mapa de isopletas de vento. Velocidade básica.



Fonte: ABNT NBR 6123:1988

4.2.3 Fator Topográfico S_1

O fator topográfico leva em consideração as variações do relevo e do terreno. A ABNT NBR 6123:1988 estabelece três situações para se considerar nos cálculos.

- Terreno plano ou pouco ondulado: $S_1 = 1,0$.
- Para taludes ou morros o valor de S_1 pode ser obtido através do ângulo de inclinação θ , de acordo com a Figura 3.

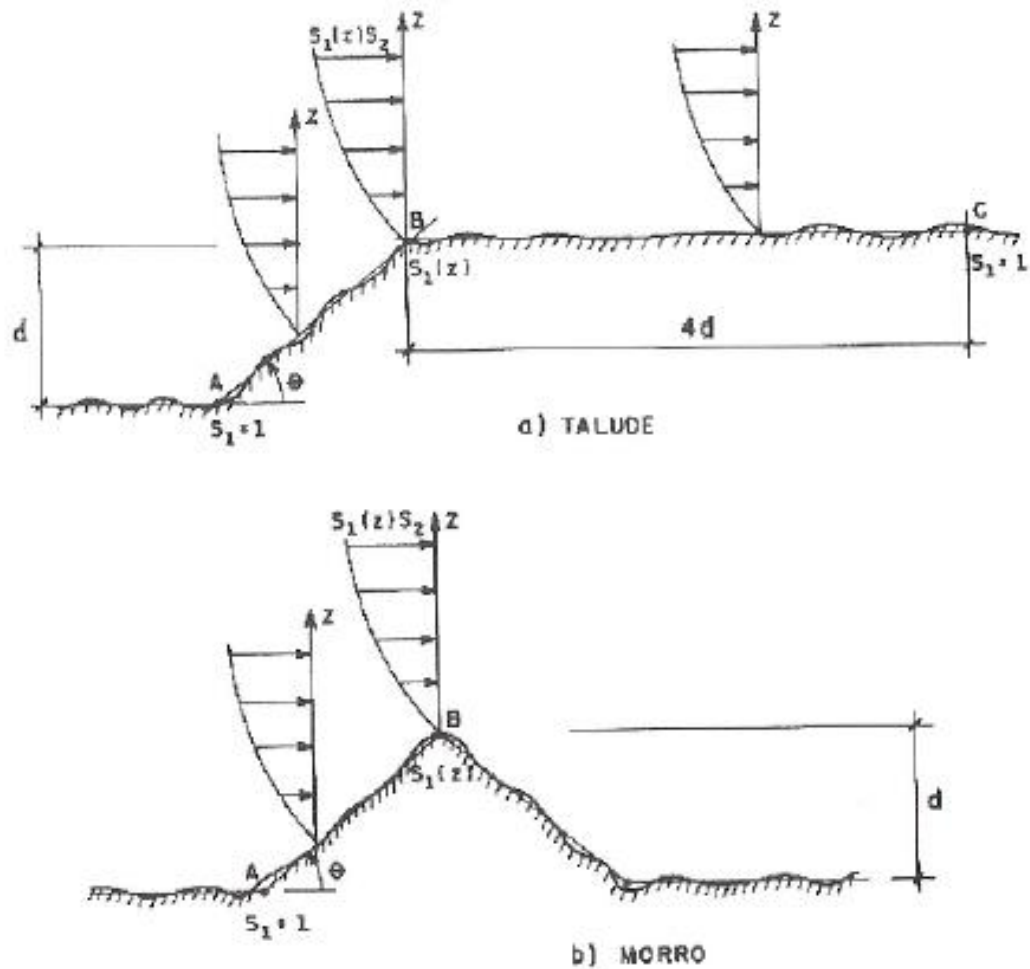
No ponto B é encontrado o valor de S_1 através das seguintes equações:

$$\theta \leq 3^\circ, S_1(z) = 1,0$$

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

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

- Vales profundos protegidos de ventos de qualquer direção: $S_1 = 0,9$.

Figura 3: Fator Topográfico (S_1)

Fonte: ABNT NBR 6123:1988

4.2.4 Fator S_2

A ABNT NBR 6123:1988 considera o fator S_2 o efeito combinado da rugosidade do terreno, da variação da velocidade do vento com a altura do terreno e das dimensões da edificação. O efeito da rugosidade está diretamente relacionado com as particularidades da edificação e a presença ou não de obstáculos ao seu redor. A ABNT NBR 6123:1988 classifica a rugosidade do terreno em cinco categoriais, onde são descritas no item 5.3.1. Já no item 5.3.2 são definidas três classes de edificações e seus elementos na ABNT NBR 6123:1988, considerando os intervalos de tempo para cálculo da velocidade média de 3, 5 e 10 segundos, respectivamente:

Logo, é possível calcular o valor de S_2 através da seguinte equação:

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

Onde: Z : é altura acima do terreno;

F_r : é o fator de rajada correspondente a categoria II;

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

p : é o parâmetro meteorológico;

Os parâmetros b , F_r e p adotados pela ABNT NBR 6123:1988 podem ser encontrados na tabela abaixo.

Tabela 1 - Parâmetros meteorológicos

Categoria	z_e (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	0,085	0,09	0,10
III	350	b	0,94	0,94	0,93
		p	0,10	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: ABNT NBR 6123:1988

4.2.5 Fator estatístico S_3

Segundo a ABNT NBR 6123:1988, o fator S_3 é baseado em conceitos estatísticos e considera o grau de segurança requerido e a vida útil da edificação. Lembrando que a velocidade do vento V_0 é a velocidade do vento que apresenta 63% de probabilidade de ser excedida em um período de 50 anos. São mostrados os valores de S_3 na Tabela 2.

Tabela 2 - 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: ABNT NBR 6123:1988

4.2.6 Força de arrasto (F_a)

Ao se analisar o vento em edificações altas, é feita uma análise global em que a superposição de efeitos externos (forma) com efeitos internos (aberturas) é obtida por meio de um coportamento global da edificação, e é representada por um único coeficiente, C_a , denominado coeficiente de arrasto. (MONCAYO, 2011)

A força de arrasto é a soma de todas as forças incidentes nas diversas partes da superfície que compõem um edifício, e permite saber as ações globais que serão utilizadas em toda a estrutura. Essa força de arrasto pode ser calculada da seguinte maneira:

$$F_a = C_a \cdot q \cdot A_e$$

sendo que,

Fa = Força de arrasto;

Ca = Coeficiente de arrasto;

q = Pressão dinâmica do vento;

Ae = Área efetiva da aplicação do vento.

4.2.7 Coeficiente de arrasto (*Ca*)

De acordo com a ABNT NBR 6123:1988, o coeficiente de arrasto é usado na avaliação da força global da estrutura, podendo ser determinado de acordo com o item 6.3 da ABNT NBR 6123:1988. É uma variável adimensional e depende da forma da edificação.

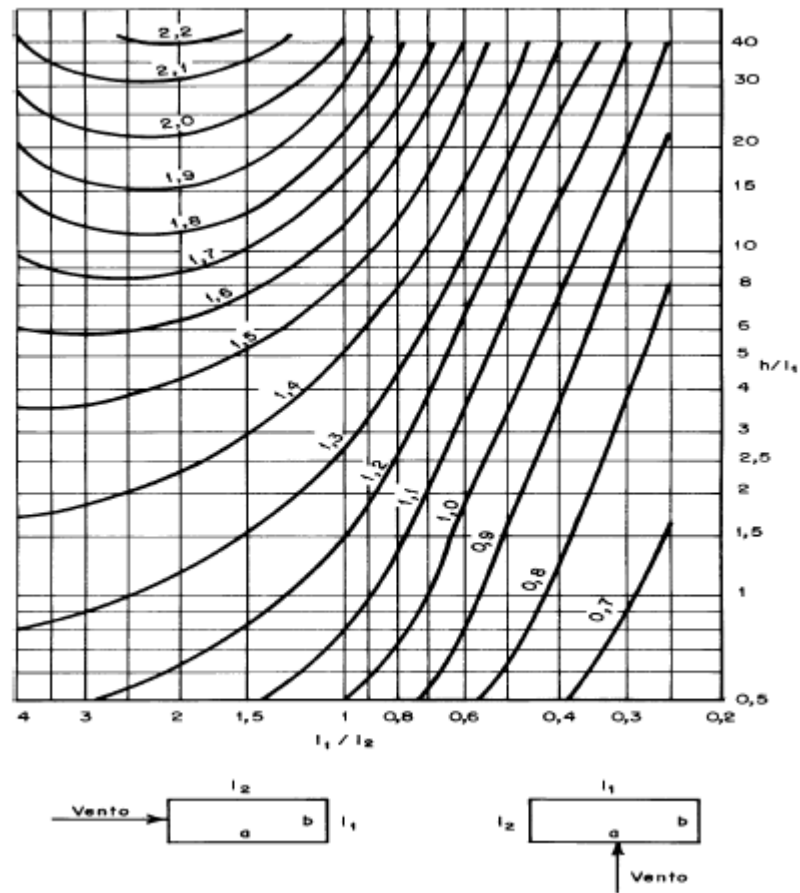
No item 6.3.1 da mesma Norma, para o vento incidindo perpendicularmente em cada uma das fachadas de uma edificação retangular em planta e apoiada no terreno, deve ser usado o gráfico da Figura 4, baixa turbulência, ou para o caso excepcional de vento de alta turbulência, o gráfico da Figura 5.

Para se obter o valor do coeficiente de arrasto no gráfico basta entrar com o valor das relações $H/L1$ e $L1/L2$ (só se aplica a edificações retangulares), em que H é altura da edificação e $L1$ e $L2$ são os comprimentos da edificação em planta. Esses valores dependem da direção da incidência do vento, isto é, da direção em que se está realizando a análise.

No item 6.5.3 na NBR 6123 (1988), uma edificação pode ser considerada suscetível a vento de alta turbulência quando sua altura não excede duas vezes a altura média das edificações nas vizinhanças, estendendo-se estas na direção e no sentido do vento incidente, a uma distância mínima de:

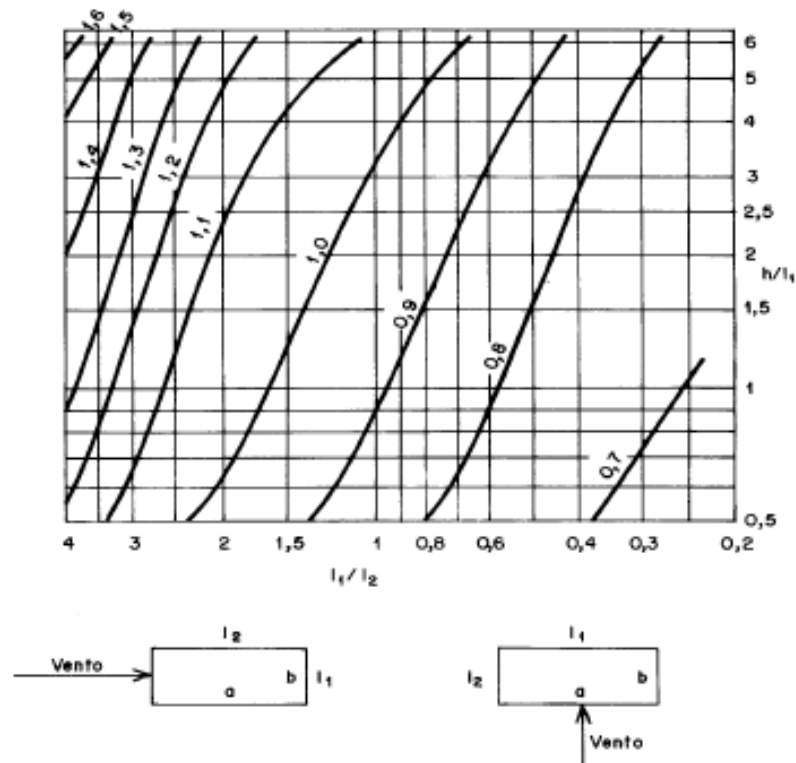
- 500m, para uma edificação de até 40m de altura;
- 1000m, para uma edificação de até 55 m de altura;
- 2000 m, para uma edificação de até 70m de altura;
- 3000 m, para uma edificação de até 80 m de altura.

Figura 4 - Coeficiente de arrasto C_a , para edificações paralelepípedicas em vento de baixa turbulência.



Fonte: ABNT NBR 6123:1988

Figura 5- Coeficiente de arrasto C_a , para edificações paralelepípedicas em vento de baixa turbulência.



Moncayo (2011) ressalta que a força global do vento que se obtém em zona de baixa turbulência é maior que aquela em zona de alta turbulência. Em uma zona de baixa turbulência não há obstáculos, dessa maneira o vento segue livremente em direção à edificação. No caso de alta turbulência, pelo fato de haver vários obstáculos no caminho, o vento não atinge a edificação com força máxima.

4.2.8 Pressão dinêmica (q_k)

A pressão de obstrução q_k causada pelo vento (pressão dinâmica do vento em N/m^2), corresponde à velocidade característica V_k (m/s^2) que é a velocidade utilizada em projetos, em condições normais de temperatura (15°) e pressão ($1atm$). (CHUST, 2013)

Segundo a ABNT NBR 6123:1988 no item 4.2, a pressão pode ser obtida através da seguinte equação:

$$q_{vento} = 0,613 \cdot V_k^2 (N/m^2)$$

onde,

V_k = Velocidade característica do vento.

4.3 IMPERFEIÇÕES GEOMÉTRICAS GLOBAIS

Com a construção de edifícios cada vez mais altos e esbeltos, vários estudos são necessários para realização da análise e dimensionamento da estrutura. Um desses estudos é o caso das imperfeições geométricas globais, também conhecidas como desaprumo. O projetista deve obrigatoriamente considerar em seus projetos uma certa irregularidade vertical, decorrente de erros construtivos no alinhamento da estrutura como um todo ou em peças isoladas, já que tem efeitos significativos sobre a estabilidade da edificação. (IBRACON, 2007 apud MONCAYO, 2011)

Kimura (2010) afirma que a análise dessas imperfeições é algo bastante complicado, em razão do fato de que não há como saber a grandeza dessas falhas que podem ocorrer durante a construção.

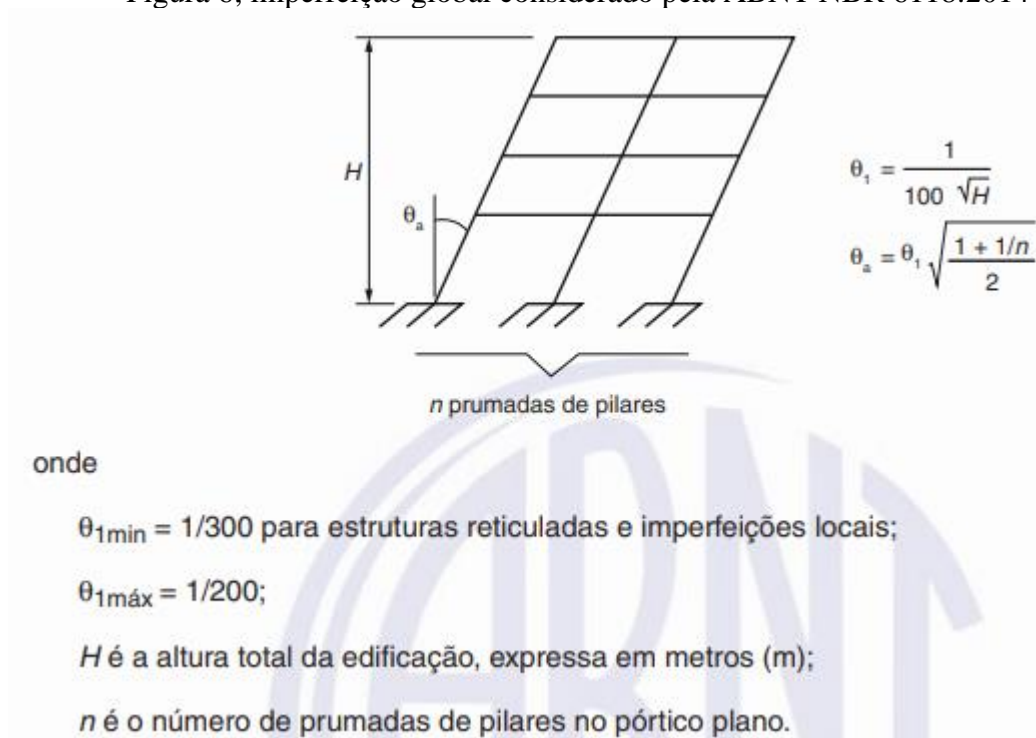
No item 11.3.3.4 “Imperfeições geométricas” da ABNT NBR 6118:2014, se afirma o seguinte:

Na verificação do estado limite último das estruturas reticuladas, devem ser consideradas as imperfeições geométricas do eixo dos elementos estruturais da estrutura descarregada. Essas imperfeições podem ser divididas em dois grupos: imperfeições globais e imperfeições locais.

O Foco deste trabalho é fazer uma análise das imperfeições globais, já que as locais estão relacionadas ao cálculo de elementos isolados, e as globais, ao edifício como um todo.

De acordo a ABNT NBR 6118:2014 no item 11.3.3.4.1, afirma que na análise global dessas estruturas, sejam elas contraventadas ou não, deve ser considerado um desaprumo dos elementos verticais, de acordo a com a Figura 6.

Figura 6; imperfeição global considerado pela ABNT NBR 6118:2014



Fonte: ABNT NBR 6123:1988

No mesmo item a norma estabelece o seguinte critério:

- Quando 30 % da ação do vento for maior que a ação do desaprumo, considera-se somente a ação do vento.

- Quando a ação do vento for inferior a 30 % da ação do desaprumo, considera-se somente o desaprumo respeitando a consideração de $\theta_{1\min}$, conforme definido acima.

Nos demais casos, combina-se a ação do vento e desaprumo, sem necessidade da consideração do $\theta_{1\min}$. 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.

Segundo Kimura (2010), de maneira geral o desaprumo global somente será mais desfavorável que o vento em edificações baixas submetidas a cargas verticais elevadas. Em edifícios altos, a maioria das vezes o vento se torna o caso mais desfavorável.

5 ESTABILIDADE GLOBAL

A avaliação da estabilidade global é uma condição necessária na elaboração de projetos de edifícios de concreto armado, uma vez que visa garantir a segurança da estrutura diante do estado limite último de instabilidade, situação que representa a perda da capacidade resistente da estrutura, causada pelo o aumento das deformações.

Segundo (KIMURA, 2007 apud GOMES, 2016) a verificação da estabilidade global tem como objetivo garantir a segurança da estrutura perante o estado limite último, sendo que...

“[...] A estabilidade global de uma estrutura é inversamente proporcional à sua sensibilidade perante os efeitos de segunda ordem. Em outras palavras, quanto mais estável for a estrutura, menores serão os efeitos de segunda ordem. Ou ainda, quanto maiores forem os efeitos de segunda ordem, menos estável será a estrutura”. (KIMURA, 2007, p.558).

Para a avaliação da estabilidade global, a ABNT NBR 6118:2014 estabelece alguns parâmetros de estabilidade, tais parâmetros consideram a não-linearidade física do concreto. Quando se estuda a estabilidade global de uma edificação, a análise não-linear se torna um tema importante para se abordar, visto que o concreto armado possui um comportamento não-linear.

Existem dois tipos principais de não-linearidades: a não-linearidade geométrica, que corresponde a uma resposta não linear da estrutura, que é a sua deformação quando submetida a carregamentos, e a não-linearidade física, referente a alterações nas propriedades físicas do material.

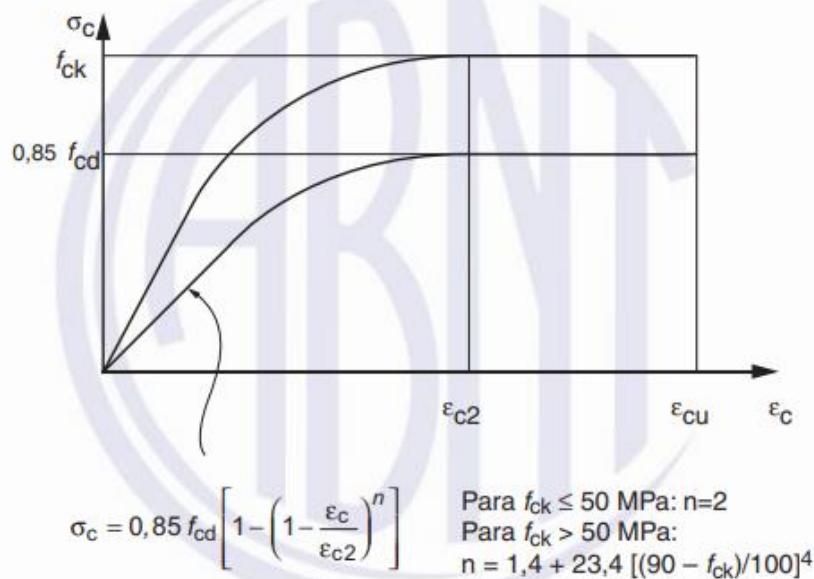
5.1 NÃO-LINEARIDADE FÍSICA

No cálculo de estruturas de edifícios altos a verificação da estabilidade global se torna fundamental, já que a estrutura é solicitada simultaneamente por ações verticais e horizontais. Para essa análise, o projetista deve levar em conta que o comportamento do material constituinte da estrutura, no caso do concreto armado, não é elástico-perfeito, devido o efeito

da fissuração, da fluência, do escoramento das armaduras, bem como outros fatores de menor importância, que conferem a ele um comportamento não-linear, a chamada não-linearidade física. (PINTO, 2002)

A não-linearidade física do concreto fica mais evidente quando verificamos o gráfico tensão-deformação do concreto, onde ao aplicar uma tensão a variação da deformação não é linear.

Figura 7: Gráfico tensão-deformação do concreto



Fonte: ABNT NBR 6118:2014

Pinto (2002) afirma que a consideração da não-linearidade física do concreto pode-se tornar uma tarefa trabalhosa e difícil de ser implementada em estruturas de concreto armado de grande porte. Isso porque, geralmente, emprega-se nesse tipo de análise um procedimento incremental e iterativo no qual, para cada nível de carregamento da estrutura, a rigidez dos elementos estruturais é estabelecida a partir das relações constitutivas dos materiais e da disposição de armadura no elemento.

Diante desse fato, a ABNT NBR 6118:2014 considera uma aproximação da não-linearidade física para a análise dos esforços globais de 2ª ordem em estruturas reticuladas com no mínimo quatro andares, pode ser considerada a não linearidade física de maneira aproximada tomando-se como rigidez dos elementos estruturais os valores seguintes:

- Para Lajes: $(EI)_{sec} = 0,3 \cdot E_{ci} I_c$
- Para Vigas: $(EI)_{sec} = 0,4 \cdot E_{ci} I_c$ para, $A'_s \neq A_s$
- Para Pilares: $(EI)_{sec} = 0,8 \cdot E_{ci} I_c$

Sendo que,

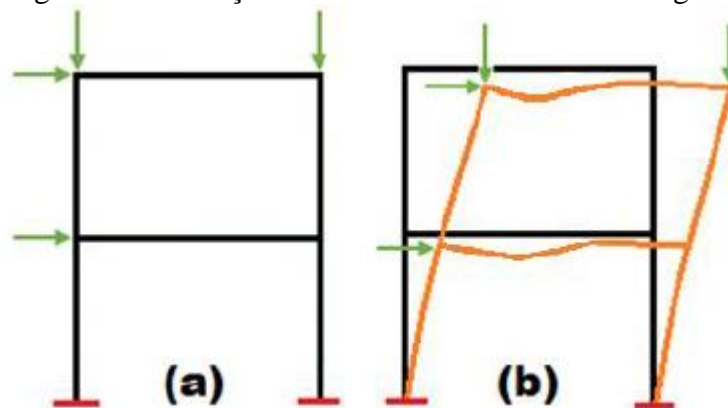
I_c é o momento de inércia da seção bruta de concreto, incluindo, quando for o caso, as mesmas colaborantes.

Vale ressaltar que esses valores de rigidez que a ABNT NBR 6118:2014 estabelece não podem ser utilizados para avaliar os esforços locais de 2º ordem pelo fato de que os lances possuem diferentes valores de rigidez. Entretanto, ao se analisar o edifício como um todo, esses valores são bem representativos, sendo assim só serão utilizados para análise global.

5.2 NÃO LINEARIDADE GEOMÉTRICA

Os efeitos devido a não linearidade geométrica são aqueles oriundos da mudança de posição da estrutura no espaço. Em projetos de edifícios altos a consideração da não-linearidade geométrica é de extrema importância. Isso porque o carregamento vertical agindo na estrutura deslocada pode ocasionar o aparecimento de acréscimos de esforços, capazes de conduzi-la ao colapso. (PINTO, 2002)

Figura 8: Diferença entre análise linear e não linear geométrica



Fonte: (SANTOS, 2018)

Nas estruturas rígidas esses efeitos são pequenos e podem ser desprezados, entretanto, nas estruturas flexíveis, tais efeitos passam a ser significativos devendo ser obrigatoriamente considerados. Desse modo, as estruturas podem ser classificadas em estruturas de nós móveis ou estruturas de nós fixos, conforme a importância dos efeitos de segunda ordem na análise.

Essa classificação será mais clara quando os parâmetros de estabilidade definidos por norma forem abordados.

5.3 EFEITOS GLOBAIS DE 2ª ORDEM

Segundo Chust e Pinheiro (2013) os esforços obtidos a partir da geometria inicial da estrutura sem deformação são chamados efeitos de primeira ordem. Já aqueles advindos da deformação da estrutura são chamados de efeitos de segunda ordem.

As considerações de equilíbrio para a estrutura deformada podem diferir muito daquelas consideradas inicialmente em estruturas indeformadas. Os deslocamentos expressivos causados pelas ação horizontais podem ocasionar o surgimento de efeitos de segunda ordem que, adicionados ao estado de solicitação original das estruturas, podem conduzi-las à instabilidade. (CARMO, 1995 apud PACIFICO, 2018)

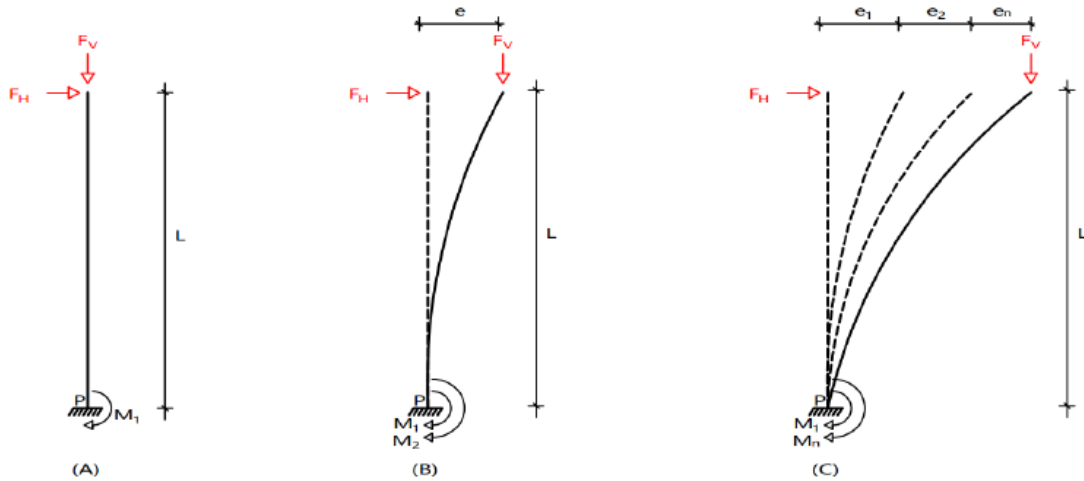
A consideração dos efeitos de segunda ordem conduzem a não-linearidade entre ações e deformações; essa não-linearidade, devido sua origem, é chamada de não-linearidade geométrica, já a não-linearidade física, que está relacionada a fissuração e a fluência do concreto, leva também a uma não linearidade entre ações e deformações (CHUST; PINHEIRO, 2013).

Rodolpho (2010) ressalva que quando fazemos a análise incluindo os efeitos de 2º ordem, os deslocamentos influenciam de forma significativa nos esforços solicitantes, isto é, quanto maiores forem os deslocamentos horizontais, maiores serão os efeitos de 2º ordem.

Diante desse fato, é essencial que a rigidez adotada para os diversos elementos estruturais seja adequada visto que ela terá influência direta nos momentos de dimensionamento.

Para melhor entendimento, os efeitos de segunda ordem serão exemplificados na Figura 9.

Figura 9: Demonstração dos efeitos de 2º ordem



Fonte: (GOMES, 2016)

Na situação A da Figura 9, só há momento de primeira ordem pois o equilíbrio foi estudado com a configuração não deformada. Podendo ser calculado da seguinte maneira:

$$M_1 = Fh \cdot L$$

Onde,

Fh = Força horizontal

L = Distância vertical

M_1 = Momento de 1º ordem

Já na situação B, logo após aplicação da carga, a estrutura se deforma com a deformação causada pela aplicação da carga horizontal, gera-se uma excentricidade de tal forma que a carga vertical irá provocar um momento na base do pilar que é denominado de momento de segunda ordem. Logo, o momento total na base no pilar será:

$$M_t = Mp = M_1 + Fv \cdot e$$

onde,

Fv = Força vertical;

e = distância horizontal (excentricidade);

A situação C exemplifica a continuidade dos acréscimos de momentos de segunda ordem até o término das deformações, se isso não ocorrer, a estrutura não estará estável e atingirá a colapso.

Logo, o momento na base do pilar será dado por:

$$M_p = M_1 + \sum M_2$$

Supondo que os acréscimos de momentos tendem a zero.

6 PARÂMETROS DE ESTABILIDADE

Para avaliação da estabilidade global de edifícios, a ABNT NBR 6118:2014 dispõe de procedimentos chamados de parâmetros de estabilidade. Alguns desses parâmetros, além de classificar a estrutura em nós fixos e em nós móveis, podem estimar os efeitos de segunda ordem.

De acordo com a ABNT NBR 6118:2014, no item 15.2,

Os efeitos de 2ª ordem, em cuja determinação deve ser considerado o comportamento não linear dos materiais, podem ser desprezados sempre que não representarem acréscimo superior a 10 % nas reações e nas solicitações relevantes na estrutura.

ou seja, esses efeitos podem ser desprezados se não representarem acréscimos superiores a 10% em relação aos efeitos de primeira ordem.

6.1 ANÁLISE DE ESTRUTURAS DE NÓS FIXOS E NÓS MÓVEIS

Segundo Chuts e Pinheiro (2013) para uma simplificação dos cálculos costuma-se definir estruturas de nós fixos e nós móveis. No item 15.4.2 da ABNT NBR 6118:2014, definem-se estruturas de nós fixos quando os efeitos globais de segunda ordem são

desprezíveis (inferiores a 10% dos respectivos esforços de primeira ordem), ou seja, os deslocamentos horizontais dos nós são pequenos.

São considerados estruturas de nós móveis quando os efeitos de segunda ordem são importantes (superiores a 10% dos respectivos esforços de primeira ordem) e devem ser considerados, isto é, os deslocamentos horizontais não são expressivos.

Oliveira (2002) afirma que todas as estruturas são deslocáveis, porém, em algumas estruturas, por exemplo aquelas classificadas como nós fixos, os deslocamentos horizontais dos nós são pequenos e, conseqüentemente, os efeitos de segunda ordem tem pouca influência nos esforços totais, podendo ser desprezados.

Em estruturas de nós móveis, a análise deve levar obrigatoriamente em conta os efeitos da não-linearidade geométrica e da não-linearidade física. Vale ressaltar que as estruturas de nós fixos não são totalmente indeslocáveis, visto que, permitem um pequeno deslocamento horizontal, porém, desprezíveis. Da mesma maneira as estruturas de nós móveis não são totalmente deslocáveis, apesar dos deslocamentos horizontais serem mais significativos, é possível dimensionar os elementos estruturais, fazendo a devida consideração nos cálculos.

A norma NBR 6118 (2014), apresenta no item 15.5 as condições para a dispensa da consideração dos esforços globais de segunda ordem, e os itens 15.5.2 e 15.5.3 definem dois processos de cálculo para avaliação da estabilidade global, que são eles: O parâmetro alfa (α) e o coeficiente (γ_z)

6.2 INÉRCIA DO PILAR EQUIVALENTE

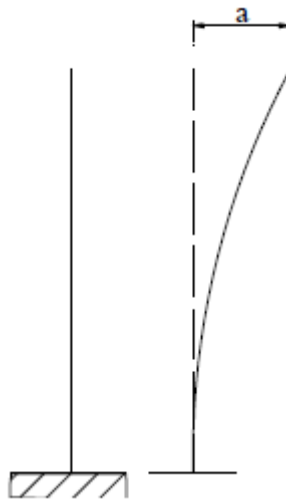
A metodologia utilizada para calcular o parâmetro alfa leva em consideração a inércia do pilar equivalente da edificação.

Em estruturas formadas por pilares e vigas com formato de pórticos, é possível se determinar um pilar de seção constante engastado na base e livre do topo, que apresente o mesmo deslocamento do pórtico. Utilizando o software de análise estrutural o Ftool é possível obter o deslocamento no topo do pórtico gerado a partir de uma força horizontal aplicada nele. Com o valor do deslocamento é calculado o valor da rigidez equivalente do pórtico através da seguinte equação:

$$(E \cdot I)_{\text{pilar}} = \frac{F \cdot H^3}{3 \cdot \delta_{\text{pórtico}}}$$

Onde: F : Força horizontal aplicada;
 H : altura da edificação ou pórtico;
 (EI) : Rigidez equivalente do pórtico;
 δ : deslocamento do pórtico.

Figura 10: Linha elástica da estrutura submetida a uma carga concentrada unitária

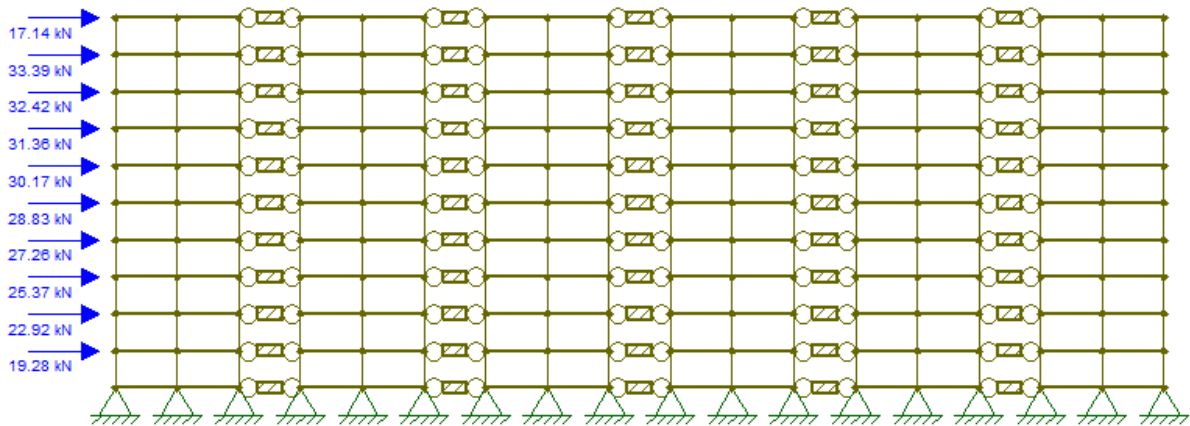


Fonte: (LACERDA, 2013)

6.3 ASSOCIAÇÃO DE PÓRTICOS PLANOS

Uma maneira de se obter o módulo de rigidez equivalente é a consideração de um modelo bidimensional, que consiste na associação plana de painéis mostrado na Figura 11. São posicionados num plano todos os pórticos e pilares-paredes que contribuem para o contraventamento na direção analisada, e interligados em cada pavimento por barras rotuladas em suas extremidades simulando as lajes, atuando como diafragma rígido. Vale ressaltar que essas barras devem possuir elevada seção transversal para não ocorrer deformação axial, e as vigas devem ter os momentos de inércias reais.

Figura 11: Associação de pórticos planos



6.4 PARÂMETRO α

O parâmetro alfa foi desenvolvido por Hubert Beck e Gert Koning em 1967 e tem como base a teoria de flambagem de barras de Euler. Vale ressaltar que o objetivo deste parâmetro é avaliar se há necessidade ou não de se considerar os efeitos de segunda ordem, porém não é possível quantificar a importância destes.

Esse parâmetro passou a ser utilizado por projetistas de todo o mundo, e é descrito pela norma brasileira ABNT NBR 6118:2014 no item 15.5.2, seu valor pode ser calculado da seguinte forma:

$$\alpha = H_{tot} \sqrt{\frac{N_k}{E_{cs} \cdot I}}$$

onde: **H_{tot}** - é a altura da estrutura, medida a partir do topo da fundação ou de um nível pouco deslocável do subsolo;

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

$E_{cs} \cdot I$ - é o somatório dos valores de rigidez de todos os pilares na direção considerada; no caso de estruturas de pórticos, de treliças ou mistas, ou com pilares de rigidez variável ao longo da altura, pode ser considerado o valor da expressão $E_{cs} I_c$ de um pilar equivalente de seção constante.

O valor de α é comparado a um valor α_1 , de modo que, se $\alpha < \alpha_1$, a estrutura é considerada de nós fixos, e se $\alpha > \alpha_1$, de nós móveis. O valor de α_1 pode ser calculado na seguinte forma:

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

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

Sendo n o número de níveis de barras horizontais (andares) acima da fundação ou de um nível pouco deslocável do subsolo.

De acordo com a ABNT NBR 6118:2014, o valor de I_c deve ser calculado considerando as seções brutas dos pilares e a rigidez do pilar equivalente deve ser calculado na seguinte maneira:

- Calcular o deslocamento do topo da estrutura de contraventamento, sob a ação do carregamento horizontal na direção considerada;
- Calcular a rigidez de um pilar equivalente de seção constante, engastado na base e livre no topo, de mesma altura H_{tot} , tal que, sob a ação do mesmo carregamento, sofra o mesmo deslocamento no topo.
- O valor-limite $\alpha_1 = 0,6$ prescrito para $n \geq 4$ é, em geral, aplicável às estruturas usuais de edifícios. Para associações de pilares-parede e para pórticos associados a pilares-parede, adotar $\alpha_1 = 0,6$. No caso de contraventamento constituído exclusivamente por pilares-parede, adotar $\alpha_1 = 0,7$. Quando só houver pórticos, adotar $\alpha_1 = 0,5$.

É importante enfatizar que o parâmetro alfa tem como objetivo fornecer ao projetista uma avaliação da sensibilidade da estrutura aos efeitos de segunda ordem. Caso a estrutura necessite da consideração de esforços adicionais, devido aos deslocamentos, o projetista deverá utilizar outro método de cálculo para quantificar os acréscimos destes esforços de segunda ordem. Um dos métodos que quantifica os efeitos de segunda ordem é o coeficiente gama z, que será discutido na próxima seção. (WORDELL, 2003, apud PINHEIRO, 2018)

6.5 COEFICIENTE GAMA Z

Estudos desenvolvidos por Franco e Vasconcelos (1991), tiveram como objetivo propor um processo simples e bastante eficiente de avaliar a estabilidade global na estrutura, bem como estimar os esforços de segunda ordem por uma simples majoração dos esforços de primeira ordem.

De acordo com a ABNT NBR 6118:2014, o coeficiente gama z é válido para estruturas reticuladas de no mínimo quatro andares. Pode ser determinado a partir dos resultados de uma análise linear de primeira ordem, para cada caso de carregamento.

O valor de γ_z para cada combinação de carregamento é dado pela expressão:

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{1,tot,d}}}$$

O $\Delta M_{tot,d}$ 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 primeira ordem. Pode-se calcular da seguinte forma:

$$\Delta M_{tot,d} = \sum P_i \cdot \alpha_i$$

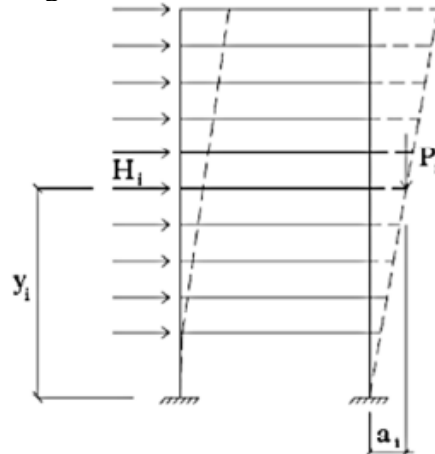
Sendo que P_i representa a força vertical no pavimento i , e α_i é o deslocamento horizontal do pavimento i em relação a base.

Já o $M_{1,tot,d}$ 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. Sendo determinado da seguinte forma:

$$M_{1,tot,d} = \sum H_i \cdot y_i$$

Sendo H_i a força horizontal no pavimento i , e y_i é a altura do pavimento i em relação a base da edificação.

Figura 12: Cálculo do coeficiente gama z



Fonte: (PINHEIRO, 2018)

Segundo a norma NBR 6118 (2014), uma estrutura é considerada como nós fixos quando $\gamma_z \leq 1,1$. E considerada como nós móveis quando seu valor $1,1 < \gamma_z \leq 1,3$. A norma brasileira limita esse valor até 1,3, valores maiores que estes apresentam uma instabilidade elevada. Valores inferiores a 1 ou até mesmo negativos são incoerentes e indicam uma estrutura totalmente instável. (MONCAYO, 2011)

É possível relacionar a parte decimal do valor obtido de γ_z com a magnitude dos efeitos globais de segunda ordem na estrutura, por exemplo:

- **1,15** – Efeitos de segunda ordem em torno de 15% dos efeitos de primeira ordem;
- **1,20** – Efeitos de segunda ordem em torno de 20% dos efeitos de primeira ordem;
- **1,30** – Efeitos de segunda ordem em torno de 30% dos efeitos de primeira ordem.

No item 15.7.2 da ABNT NBR 6118:2014, com o valor obtido de γ_z é possível estimar os esforços finais de primeira e segunda ordem por uma simples multiplicação dos esforços horizontais de primeira ordem, da combinação de carregamento considerada, por $0,95 \cdot \gamma_z$, sendo válido esse processo somente para $\gamma_z \leq 1,3$.

7 METODOLOGIA DA PESQUISA

Este trabalho tem como objetivo realizar uma análise de estabilidade global por meio dos parâmetros alfa e gama z com diferentes concepções estruturais, e verificar se os efeitos de 2º ordem são relevantes a ponto de serem considerados para o dimensionamento.

Para a análise desses parâmetros foi proposto uma edificação de 10 pavimentos em concreto armado, cujo objetivo é realizar essa análise apenas com cálculo manual com o auxílio do software Ftool – Two Dimensional Frame Analysis Versão 4.01 e planilhas eletrônicas realizadas no Excel.

É de suma importância para o projetista estrutural entender como os softwares comerciais funcionam. Esses softwares comerciais podem realizar cálculos em minutos, porém algumas etapas de cálculos são omitidas, pois é subentendido que o usuário é apto para utilização deste. Dessa forma, se o projetista não souber completamente os cálculos envolvidos dentro do programa, erros podem ocorrer e passarem despercebidos, colocando em risco a vidas de pessoas.

7.1 CLASSIFICAÇÃO DA PESQUISA

Esta pesquisa pode ser classificada como uma pesquisa teórica com estudo de caso, com aplicações de teorias e de normas vigentes brasileiras, em uma edificação genérica hipotética elaborada pelo próprio autor.

8 PROCEDIMENTO DE COLETA

Foi definido primeiramente uma estrutura hipotética em concreto armado com 10 pavimentos a ser construída na zona urbana da cidade de Cruz das Almas-BA. As dimensões dos elementos estruturais foram definidas de modo que os esforços de 2ª ordem fossem mais expressivos.

Para o cálculo das ações do vento será consultado a norma ABNT NBR 6123:1988, onde será obtido os dados climáticos e topográficos referentes a região oeste do estado da Bahia, onde fica localizada a cidade de Cruz das Almas. O procedimento de cálculo foi realizado atendendo as normas ABNT NBR 8681:2003 (Ações e segurança nas estruturas – procedimento) e ABNT NBR 6118:2014 (Projeto de estruturas de concreto -procedimento). Além disso, bibliografias complementares foram utilizadas.

Serão realizadas seis situações, quatro situações para avaliar o gama z e duas para avaliar o parâmetro alfa (α).

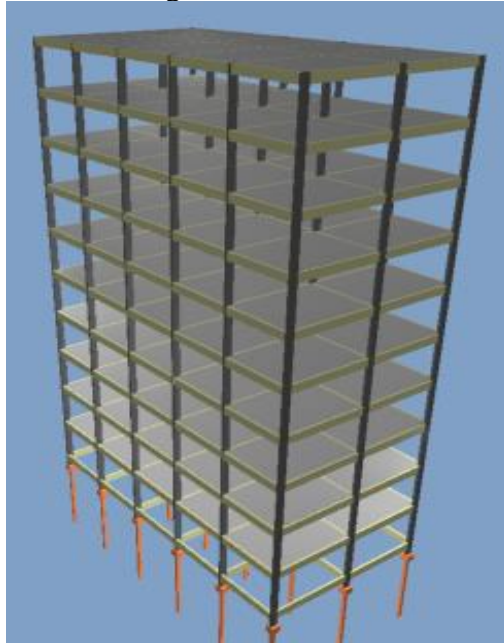
- **Situação I** – Pilares com seção de 15X40 e a fundação com apoio de segundo gênero (Rotulado)
- **Situação II** - Pilares com seção de 15X40 e a fundação com apoio de terceiro gênero (Engastado)
- **Situação III** - Pilares com seção de 20X60 e a fundação com apoio de segundo gênero (Rotulado)
- **Situação IV** - Pilares com seção de 20X60 e a fundação com apoio de terceiro gênero (Engastado)
- **Situação V** – Pilares com 15x40 – Avaliação com parâmetro alfa (α)
- **Situação VI** – Pilares com 20x60 – Avaliação com parâmetro alfa (α)

Devido ao cálculo ser realizado de forma manual, a análise será feita apenas com duas combinações última, adotando o vento como acidental principal, e a outra combinação tendo a sobrecarga como principal. Vale ressaltar que para o dimensionamento completo da edificação é preciso realizar todas as combinações possíveis, estados limites de serviço.

Para os cálculos foi considerado a não-linearidade física do concreto de forma aproximada como indica a ABNT NBR 6118:2014, para pilares $0,8 \cdot EI$ e para as vigas $0,4 \cdot EI$.

A arquitetura do edifício utilizada nesse trabalho foi elaborada pelo próprio autor e apresenta 10 pavimentos. A imagem em 3D pode ser visualizada na Figura 13 e a planta de forma do pavimento tipo pode ser visualizada na Figura 14.

Figura 13: 3D da estrutura



Fonte: Alto Qi – EBERICK (2021)

Figura 14 - Planta de forma do edifício em análise

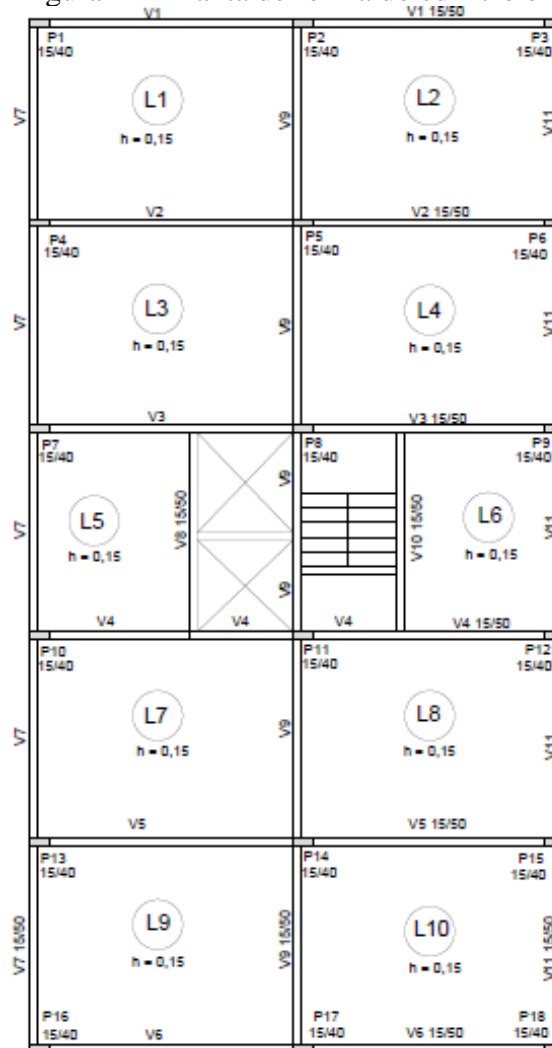
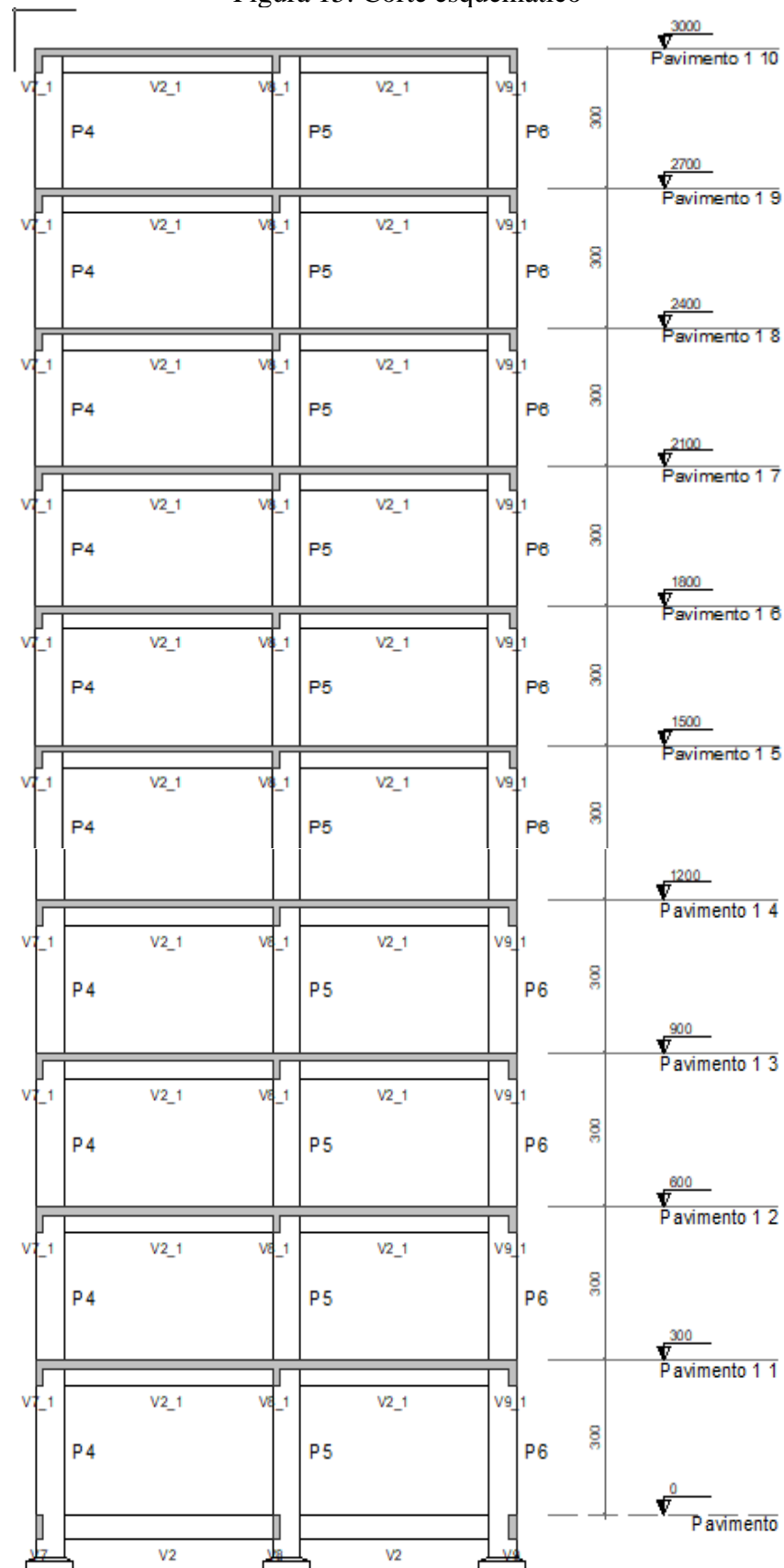


Figura 15: Corte esquemático



O edifício apresenta uma estrutura convencional composta por vigas, lajes maciças, pilares e blocos de fundação em concreto armado. Possui um pé direito de 3,00 metros resultando em uma altura total de 30 metros. O carregamento utilizado no pavimento tipo foi de 1,5 KN/m² e no pavimento cobertura 0,5KN/m² de carga acidental, a carga da escada e do elevador não foram consideradas por simplificação de cálculo.

8.1 AÇÃO HORIZONTAL DEVIDA AO VENTO

A ação horizontal considerada foi a do vento conforme a ABNT NBR 6123:1988. Para fins dessa pesquisa não foram calculadas as imperfeições geométricas.

Segundo Kimura (2010) o desaprumo global somente será mais desfavorável que o vento em edificações baixas submetidas a cargas verticais elevadas. Em edificações altas, o vento se torna a ação mais desfavorável na maioria das vezes.

8.2 COMBINAÇÃO PARA O ESTADO LIMITE ÚLTIMO

A análise da estabilidade global é feita com a combinação para o estado limite último. Na tabela 11.3 da norma NBR 6118 (2014) traz a seguinte equação para este limite.

$$F_d = \sum_{j=1}^m \gamma_{g,j} \cdot F_{gk,j} + \gamma_q \cdot \left(F_{q1,k} + \sum_{i=2}^n \Psi_{0,1} \cdot F_{qk,i} \right)$$

sendo que;

m = Número de ações permanentes;

$F_{gk,j}$ = Ação característica permanente;

n = Número de ações variáveis;

$F_{qk,i}$ = Ação Variável;

γ_g = Coeficiente de segurança para ação permanente;

γ_q = Coeficiente de segurança para ação variável;

Ψ_0 = Minorador para a carga acidental;

Para análise serem adotadas duas combinações, a primeira com a sobrecarga como carga acidental principal e a segunda tendo o vento a carga principal.

Segundo a ABNT NBR 6118:2014, os coeficientes de ponderação e redução são dados nas Tabela 3 e Tabela 4.

Tabela 3: Coeficiente $\gamma_f = \gamma_{f1}\gamma_{f3}$

Combinações de ações	Ações							
	Permanentes (g)		Variáveis (q)		Protensão (p)		Recalques de apoio e retração	
	D	F	G	T	D	F	D	F
Normais	1,4 ^a	1,0	1,4	1,2	1,2	0,9	1,2	0
Especiais ou de construção	1,3	1,0	1,2	1,0	1,2	0,9	1,2	0
Excepcionais	1,2	1,0	1,0	0	1,2	0,9	0	0
onde <i>D</i> é desfavorável, <i>F</i> é favorável, <i>G</i> representa as cargas variáveis em geral e <i>T</i> é a temperatura. ^a Para as cargas permanentes de pequena variabilidade, como o peso próprio das estruturas, especialmente as pré-moldadas, esse coeficiente pode ser reduzido para 1,3.								

Fonte: ABNT NBR 6118:2014

Tabela 4: Valores do coeficiente γ_{f2}

Ações		γ_{f2}		
		ψ_0	ψ_1^a	ψ_2
Cargas acidentais de edifícios	Locais em que não há predominância de pesos de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, nem de elevadas concentrações de pessoas ^b	0,5	0,4	0,3
	Locais em que há predominância de pesos de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, ou de elevada concentração de pessoas ^c	0,7	0,6	0,4
	Biblioteca, arquivos, oficinas e garagens	0,8	0,7	0,6
Vento	Pressão dinâmica do vento nas estruturas em geral	0,6	0,3	0
Temperatura	Variações uniformes de temperatura em relação à média anual local	0,6	0,5	0,3

^a Para os valores de ψ_1 relativos às pontes e principalmente para os problemas de fadiga, ver Seção 23.
^b Edifícios residenciais.
^c Edifícios comerciais, de escritórios, estações e edifícios públicos.

Fonte: ABNT NBR 6118:2014

Os valores dos coeficientes de ponderação e redução para cada tipo de combinação são mostrados na Tabela 5, seguindo as Tabela 3 e Tabela 4.

Tabela 5: Coeficiente de ponderação e redução

Acidental principal - Vento	Acidental principal - Sobrecarga
$\gamma_g = 1,4$	$\gamma_g = 1,4$
$\gamma_q = 1,4$	$\gamma_q = 1,4$
$\Psi_0 = 0,7$	$\Psi_0 = 0,6$

8.3 VELOCIDADE CARACTERÍSTICA (VK)

Para o cálculo da velocidade característica do vento é necessário obter os parâmetros V_0 , S_1 , S_2 e S_3 .

$$V_k = V_0 \cdot S_1 \cdot S_2 \cdot S_3$$

8.3.1 Velocidade básica do vento (v_0)

Consultando o mapa de isopleta é possível obter o seguinte valor da velocidade básica para a cidade de Cruz das Almas-BA:

$$V_0 = 30m/s$$

8.3.2 Fator S1

O fator S1 está relacionado a topografia do terreno. Como o empreendimento será realizado em um terreno pouco acidentado, o valor de S1 será

$$S1 = 1,0$$

8.3.3 Fator S2

O fator S2 usado no cálculo da velocidade do vento em uma altura z acima do nível geral do terreno é obtido pela expressão:

$$S_2 = b \cdot F_r \cdot \left(\frac{z}{10}\right)^p$$

Para obtermos os parâmetros b , F_r e p , necessitamos classificar a edificação de acordo com a rugosidade do terreno e classificá-la em relação a suas dimensões. O edifício em análise será construído na zona urbana na cidade de Cruz das Almas, logo será classificado na CATERGORIA IV, e como a maior dimensão horizontal ou vertical está entre 20m e 50m, será classificado em CLASSE B. Portanto, de acordo com a tabela dos parâmetros meteorológicos presentes na norma, os valores de b , F_r e p serão:

$$b = 0,85$$

$$Fr = 0,98$$

$$p = 0,125$$

Como o Fator S2 é função da cota z, logo foi encontrado um valor de S2 para cada nível da edificação. Os valores estão mostrados na Tabela 6.

Tabela 6: Valores de S2 para cada altura da edificação

H(m)	S2
3,00	0,72
6,00	0,78
9,00	0,82
12,00	0,85
15,00	0,88
18,00	0,90
21,00	0,91
24,00	0,93
27,00	0,94
30,00	0,96

8.3.4 Fator S3

Segundo a NBR 6123 (1988), o fator estatístico S3 é baseado em conceitos estatísticos, e considera o grau de segurança requerido e a vida útil da edificação. Como o edifício é comercial, logo o fator estatístico será:

$$S_3 = 1,00$$

8.4 PRESSÃO DINÂMICA DO VENTO (QK)

A pressão dinâmica do vento é dada pela seguinte expressão:

$$qk = 0,613 \cdot V_k^2 (N/m^2)$$

8.5 FORÇA DE ARRASTO (F_a)

A força de arrasto é calculada em relação a cada pavimento separadamente, e sua equação é dada pela equação:

$$F_a = C_a \cdot q \cdot A_e$$

8.5.1 Coeficiente de arrasto (C_a)

Será calculado o coeficiente de arrasto nas duas direções da edificação. Lembrando que o valor de L1 é o comprimento da edificação perpendicular a ação do vento, e que L2 é o comprimento perpendicular a L1, e H é a altura da edificação. De acordo com a altura média das edificações da vizinhança, o edifício em análise está suscetível a ventos de baixa turbulência.

Para se obter o coeficiente de arrasto basta calcularmos as duas relações a seguir e entrar com esses valores no gráfico da Figura 4. Os valores obtidos foram dispostos na Tabela 7.

Tabela 7: Coeficiente de arrasto (ca) para as duas direções em análise

DIREÇÃO X		DIREÇÃO Y	
L1 (m)	19,85	L1 (m)	9,98
L2 (m)	9,98	L2 (m)	19,85
H (m)	30	H (m)	30
L1/L2	1,92	L1/L2	0,52
H/L1	1,5	H/L1	2,89
Ca	1,35	Ca	0,98

Com os valores obtidos de V_k , q_k e C_a é possível encontrar a força de arrasto em cada nível do edifício, sendo que a pressão dinâmica do vento (q_k) é distribuída em uma área de contribuição, onde é levado em consideração a altura da metade do pé direito inferior somada a altura da metade do pé direito superior do lance, exceto no pavimento térreo e na cobertura, onde é tomado apenas a metade do pé direito. Os valores de força de arrasto aplicado em cada nível da edificação, bem como seus valores combinados, são mostrados na Tabela 8.

Tabela 8 - Valores da força de arrasto nas duas combinações em análise

$H(m)$	$Vk (m/s)$	$qk (KN/m^2)$	$Ae (m^2)$	$Fa (KN)$	0,84 $\cdot Fa (KN)$	1,4 $\cdot Fa (KN)$
3,00	21,50	0,28	60	22,95	19,28	32,13
6,00	23,44	0,34	60	27,29	22,92	38,21
9,00	24,66	0,37	60	30,20	25,37	42,28
12,00	25,57	0,40	60	32,45	27,26	45,44
15,00	26,29	0,42	60	34,32	28,83	48,04
18,00	26,90	0,44	60	35,92	30,17	50,28
21,00	27,42	0,46	60	37,33	31,36	52,26
24,00	27,88	0,48	60	38,59	32,42	54,03
27,00	28,29	0,49	60	39,75	33,39	55,65
30,00	28,67	0,50	30	20,40	17,14	28,57

8.6 AÇÃO VERTICAL

Para encontrar a força vertical de cada pavimento foram dispostos na Tabela 9 os dados necessários para o cálculo:

Tabela 9: Dados do edifício em análise

DADOS DO EDIFÍCIO	
Dimensão em X (m)	9,98
Dimensão em Y (m)	19,85
Carga acidental (KN/m²)	1,5
Espessura Laje (m)	0,15
γ concreto (KN/m³)	25
γ Revestimento (KN/m³)	19
Espessura Revestimento (m)	0,05
γ Bloco (KN/m³)	13
n° de pilares	18
n° de Paredes (Direção Y)	3
n° de Paredes (Direção X)	6
Pé direito (m)	3
Esp Parede (m) - (Direção Y)	0,15
Esp Parede (m) - (Direção X)	0,15
Altura Viga (m) - (Direção Y)	0,5
Largura Viga (m)- (Direção Y)	0,15
Altura Viga (m)- (Direção X)	0,5

Largura Viga (m) - (Direção X)	0,15
Altura do pilar (m)	0,4
Largura do Pilar (m)	0,15
Carga acid/Cobertura (KN/m²)	0,5

Com os dados da Tabela 9 foi obtido a força resultante em cada pavimento devido a carga permanente das vigas, lajes, paredes, pilares, revestimento e da carga acidental da laje. O cálculo pode ser obtido da seguinte maneira:

$$F_{acidental} = \text{área total} \cdot \text{Carga acidental}$$

$$F_{Perm Laje} = \text{área total} \cdot \text{Esp Laje} \cdot \gamma_{concreto}$$

$$F_{Perm Reves} = \text{área total} \cdot \text{Esp reves} \cdot \gamma_{argamassa}$$

$$F_{Pem Paredes (dir y)} = N^{\circ} \text{ de paredes} \cdot (\text{comp total}_{(diry)}) \cdot \text{Esp da par} \cdot \text{alt útil} \cdot \gamma_{Bloco}$$

$$F_{Pem Paredes (dir x)} = N^{\circ} \text{ de paredes} \cdot (\text{comp total}_{(dirx)}) \cdot \text{Esp da par} \cdot \text{alt útil} \cdot \gamma_{Bloco}$$

$$F_{vigas (dir y)} = N^{\circ} \text{ de vigas} \cdot (\text{comp total}_{(diry)}) \cdot Bw \cdot h \cdot \gamma_{concreto}$$

$$F_{vigas (dir x)} = N^{\circ} \text{ de vigas} \cdot (\text{comp total}_{(dirx)}) \cdot Bw \cdot h \cdot \gamma_{concreto}$$

$$F_{Pilares} = N^{\circ} \text{ de Pilares} \cdot (\text{comp} \cdot \text{larg} \cdot (\text{pé direito} - \text{Esp Laje})) \cdot \gamma_{concreto}$$

A força resultante total no pavimento tipo será dado pela soma de todas as forças encontradas. O resultado total foi disposto na Tabela 10 para um melhor entendimento.

Tabela 10: Carga total do pavimento tipo

PAVIMENTO TIPO			
Carga	Tipo	Valor (KN)	Total parcial (KN)
Acidental	Laje do Pavimento	297,15	297,1545
Permanente	Laje do Pavimento	742,89	
Permanente	Revestimento	188,20	
Permanente	Paredes (Direção Y)	290,31	

Permanente	Paredes (Direção X)	291,92
Permanente	Vigas (Direção Y)	111,66
Permanente	Vigas (Direção X)	112,28
Permanente	Pilares	76,95
TOTAL PERMANENTE		1814,19
TOTAL PERM+ACIDENTAL		2111,34

De forma análoga foi feito o mesmo procedimento para a força resultante do pavimento cobertura. Os valores estão dispostos na Tabela 11.

Tabela 11: Carga total no pavimento cobertura

PAVIMENTO COBERTUTA			
Carga	Tipo	Valor (KN)	Total parcial (KN)
Acidental	Laje do Pavimento	99,05	99,0515
Permanente	Laje do Pavimento	742,89	
Sobrecarga	Revestimento	188,20	
Permanente	Vigas (Direção Y)	111,66	
Permanente	Vigas (Direção X)	112,28	
Permanente	Pilares	76,95	
TOTAL PERMANENTE			1231,97
TOTAL PERM+ACIDENTAL			1331,02

Com isso pode-se calcular o momento de 2ª ordem que será demonstrado no próximo capítulo.

9 ANÁLISE DA ESTRUTURA

9.1 COEFICIENTE GAMA Z (γ_z)

9.1.1 Situação I

Para o cálculo do coeficiente gama z (γ_z) é necessário obter o deslocamento em cada nível da estrutura. Para isso, foram obtidos os valores desses deslocamentos nas duas direções (X e Y) do edifício, utilizando o modelo de associação de pórticos planos submetidos a ação

do vento em seus respectivos níveis de atuação com o auxílio do software Ftool. Vale ressaltar que foi considerado a não-linearidade física do concreto, onde a ABNT NBR 6118 :2014 estabelece a aproximação de $0,4 \cdot EI$ para as vigas e $0,8 \cdot EI$ para os pilares.

Como já explicado no Capítulo 6, o coeficiente gama z pode ser determinado pela seguinte expressão:

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

Para a situação I será determinado o valor de gama z para a estrutura com as seguintes características:

- Pilares 15X40
- Vinculo da fundação, apoio de 2º gênero (Rotulado)
- fck =30 Mpa

Primeiro foi lançado no Ftool o modelo estrutural com a força do vento aplicada em cada nível da edificação, e a partir daí foi possível obter os deslocamentos de cada nó nas direções X e Y.

Figura 16: Associação de pórticos em X da situação I, submetidas a ação do vento

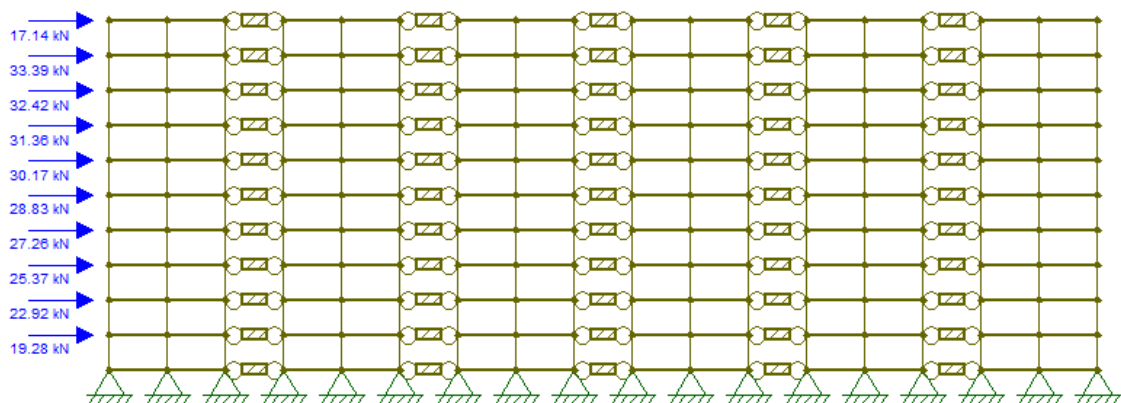


Figura 17 -Deformada da associação de pórticos em X da situação I, submetidas a ação do vento

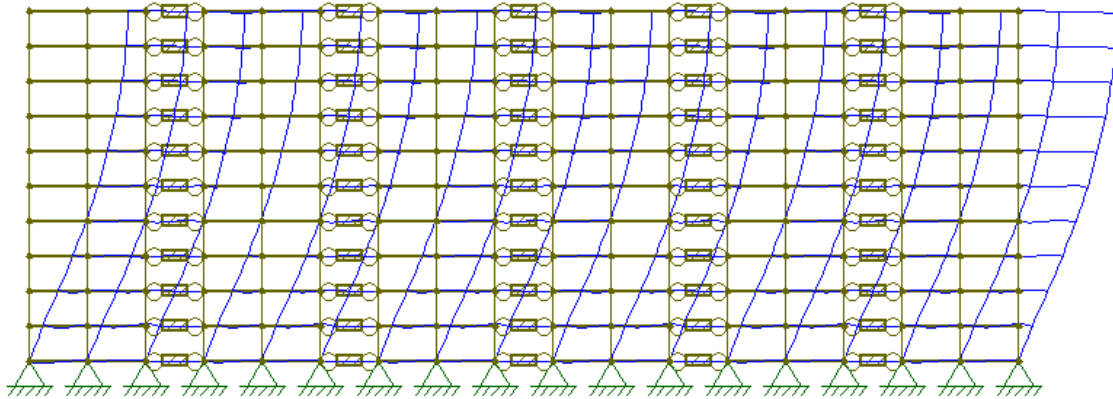


Figura 18 - Associação de pórticos em Y da situação I, submetidas a ação do vento

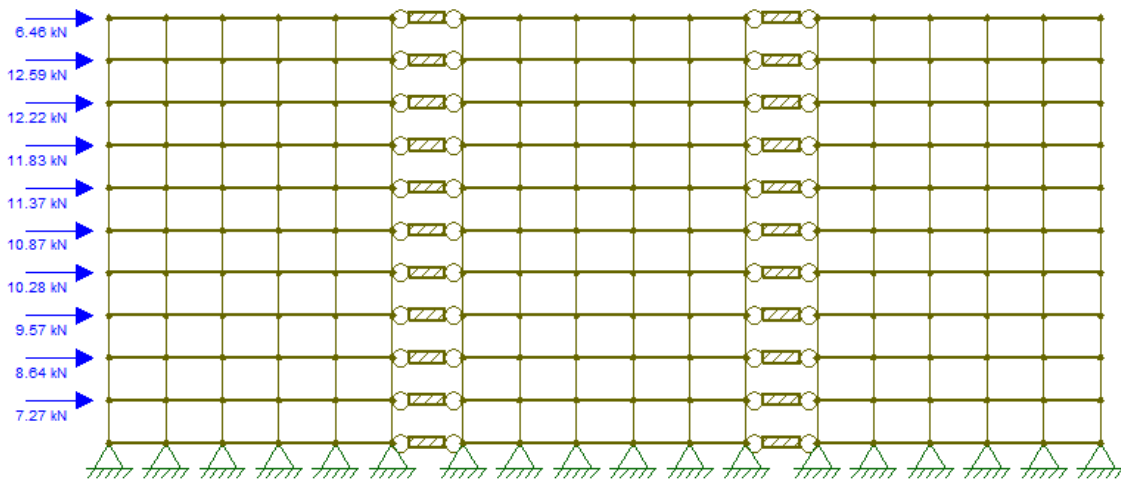
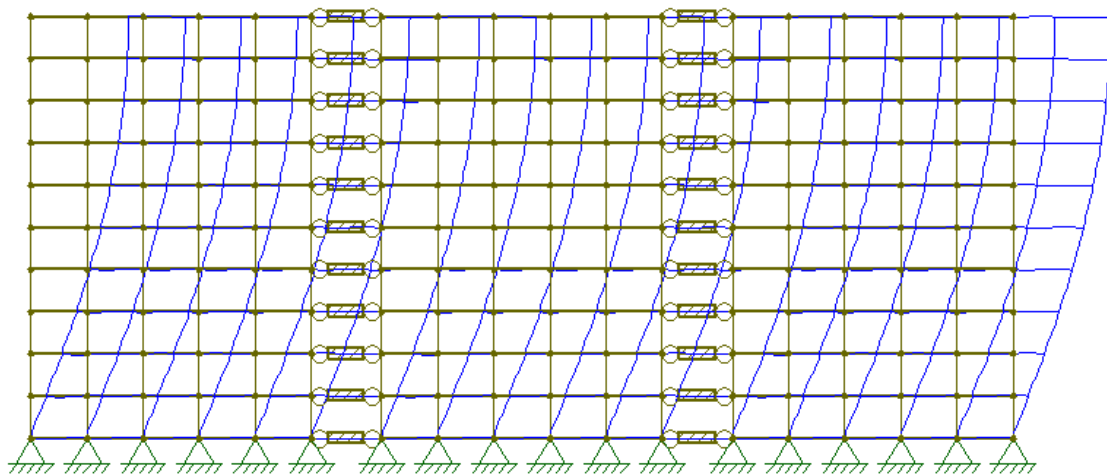


Figura 19- Deformada da associação de pórticos em Y da situação I, submetidas a ação do vento



Os valores de descolamento em cada nó estão mostrados na Tabela 14 e Tabela 15. Para o cálculo do $M_{1,tot,d}$, basta fazermos o produto da força horizontal e a distância vertical até a base, e posteriormente fazer o somatório para cada combinação. Os resultados estão dispostos na Tabela 12 e Tabela 13.

Tabela 12 – Valores $M_{1,tot,d}$, nas duas direções - vento como ação acidental secundária

$Z(cm)$	$0,84 \cdot Fhi (KN)$	$Fhi \cdot e_i$	
		Direção X	Direção Y
300,0	19,28	5783,08	2180,90
600,0	22,92	13754,55	5187,10
900,0	25,37	22832,87	8610,70
1200,0	27,26	32714,02	12337,06
1500,0	28,83	43238,57	16306,07
1800,0	30,17	54306,01	20479,80
2100,0	31,36	65846,31	24831,86
2400,0	32,42	77807,48	29342,64
2700,0	33,39	90149,22	33996,94
3000,0	17,14	51419,62	19391,29
$\Delta M1, tot (KN.cm) = \sum Fh_i \cdot e_i$		457851,72	172664,36

Tabela 13- Valores $M_{1,tot,d}$, nas duas direções - vento como ação acidental como principal

$Z(cm)$	$1,4 \cdot Fhi (KN)$	$Fhi \cdot e_i$	
		Direção X	Direção Y
300,0	32,13	9638,46	2180,90
600,0	32,20	22924,25	5187,10
900,0	42,28	38054,78	8610,70
1200,0	45,43	54523,36	12337,06
1500,0	48,04	72064,29	16306,07
1800,0	50,29	90510,02	20479,80
2100,0	52,26	109743,84	24831,86
2400,0	54,02	129679,13	29342,64
2700,0	55,65	150248,71	33996,94
3000,0	28,56	85699,37	19391,29
$\Delta M1, tot (KN.cm) = \sum Fh_i \cdot e_i$		763086,20	172664,36

Calculando agora o valor de $\Delta M_{tot,d}$ é preciso obter os deslocamentos de cada nível da estrutura e em seguida multiplicar o valor do deslocamento pelo somatório das cargas

verticais de cada pavimento. O procedimento para obtenção de $\Delta M_{tot,d}$ já foi descrito no Capítulo 6. Os resultados são mostrados na Tabela 14 e Tabela 15 com suas respectivas combinações.

Tabela 14 - Valores de $\Delta M_{tot,d}$ para a combinação em análise

COMBINAÇÃO: 1,4G + 1,4(Q+0,6V)					
Cota (cm)	Nd (KN)	Deslocamentos (cm)		ΔM_d (KN.cm)	
		Direção X	Direção Y	Direção X	Direção Y
300	2774,46	0,58	0,62	1609,19	1720,16
600	2774,46	1,24	1,24	3440,33	3440,33
900	2774,46	1,85	1,80	5132,75	4994,03
1200	2774,46	2,41	2,30	6686,45	6381,26
1500	2774,46	2,89	2,74	8018,19	7602,02
1800	2774,46	3,32	3,10	9211,20	8600,82
2100	2774,46	3,66	3,39	10154,52	9405,42
2400	2774,46	3,92	3,60	10875,88	9988,05
2700	2774,46	4,09	3,74	11347,54	10376,48
3000	1740,23	4,19	3,79	7291,55	6595,46
$\sum \Delta M_d$				73767,59	69104,02

Tabela 15 - Valores de $\Delta M_{tot,d}$ para a combinação em análise

COMBINAÇÃO: 1,4G + 1,4(0,7Q+V)					
Cota (cm)	Nd (KN)	Deslocamentos (cm)		ΔM_d (KN.cm)	
		Direção X	Direção Y	Direção X	Direção Y
300	2774,46	0,69	0,62	2570,16	1720,16
600	2774,46	1,47	1,23	5458,29	3440,33
900	2774,46	2,22	1,80	8187,43	4994,03
1200	2774,46	2,90	2,3	10651,61	6381,26
1500	2774,46	3,51	2,74	12824,33	7602,02
1800	2774,46	4,02	3,1	14652,59	8600,82
2100	2774,46	4,44	3,39	16109,90	9405,42
2400	2774,46	4,76	3,6	17275,74	9988,05
2700	2774,46	4,98	3,74	18044,14	10376,48
3000	1740,23	5,12	3,79	11856,41	6595,46
$\sum \Delta M_d$				117630,59	110282,81

Por fim, foi calculado o coeficiente gama z, através da equação (1). Os resultados das duas combinações em análise estão dispostos na Tabela 16 e na Tabela 17.

Tabela 16 - Valores de gama z nas duas direções

Combinação: 1,4G + 1,4(Q+0,6V)		
	Direção X	Direção Y
$M_{1,d}$: momento de tombamento (KN.cm)	457851,72	172664,36
ΔM_d: momento de segunda ordem (KN.cm)	73767,59	69104,02
Coeficiente gama z (γ_z)	1,19	1,67

Tabela 17- Valores de gama z nas duas direções

Combinação: 1,4G + 1,4(0,7Q+V)		
	Direção X	Direção Y
$M_{1,d}$: momento de tombamento (KN.cm)	763086,20	287773,94
ΔM_d: momento de segunda ordem (KN.cm)	117630,59	110282,81
Coeficiente gama z (γ_z)	1,18	1,62

9.1.2 SITUAÇÃO II

Para a situação II será determinado o valor de gama z para a estrutura com as seguintes características:

- Pilares 15X40
- Vigas 15 x 50
- fck =30Mpa
- Vinculo da fundação, apoio de 3º gênero (Engastado)

Figura 20 - Associação de pórticos em X da situação II, submetidas a ação do vento

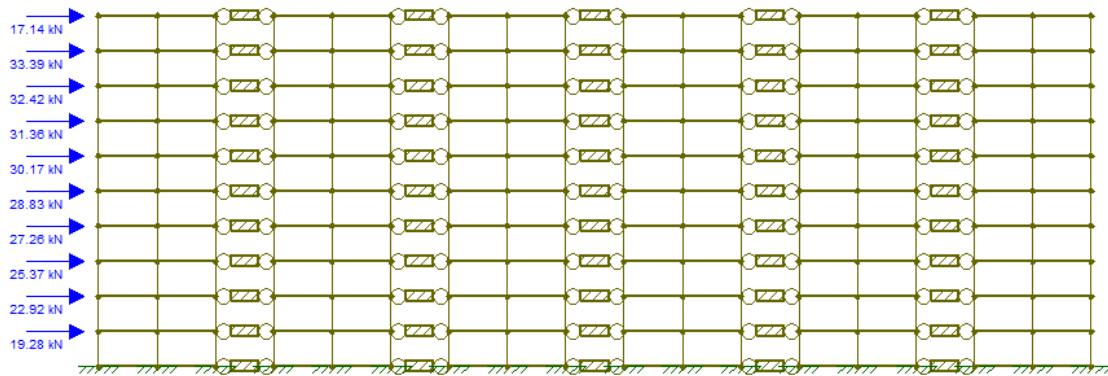


Figura 21 - Deformada da associação de pórticos em X da situação II, submetidas a ação do vento

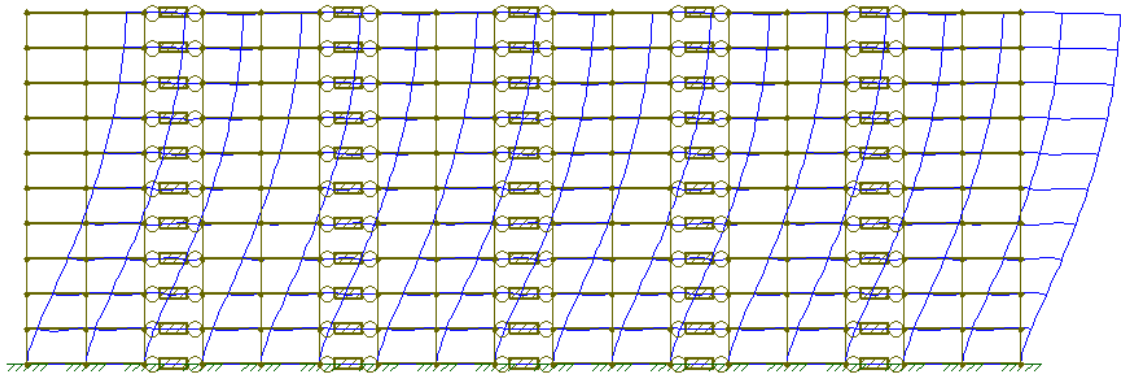


Figura 22 - Associação de pórticos em Y da situação II, submetidas a ação do vento

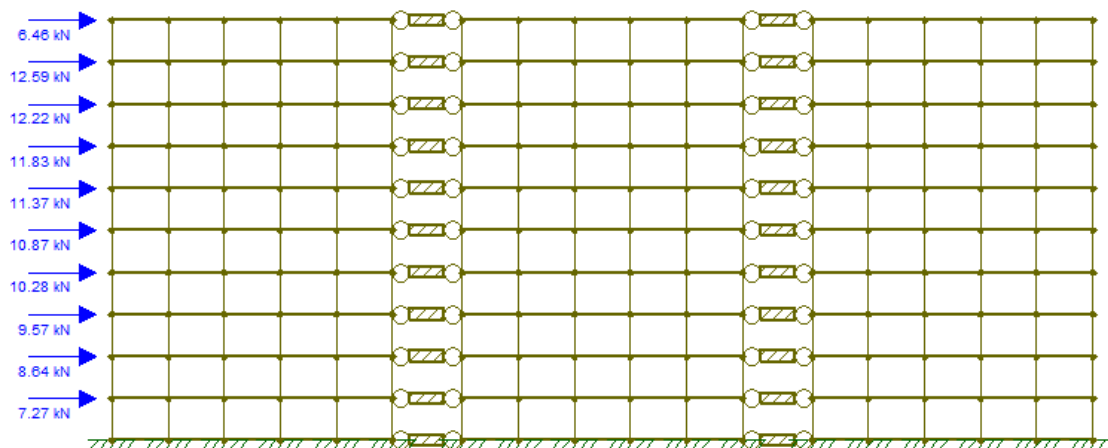
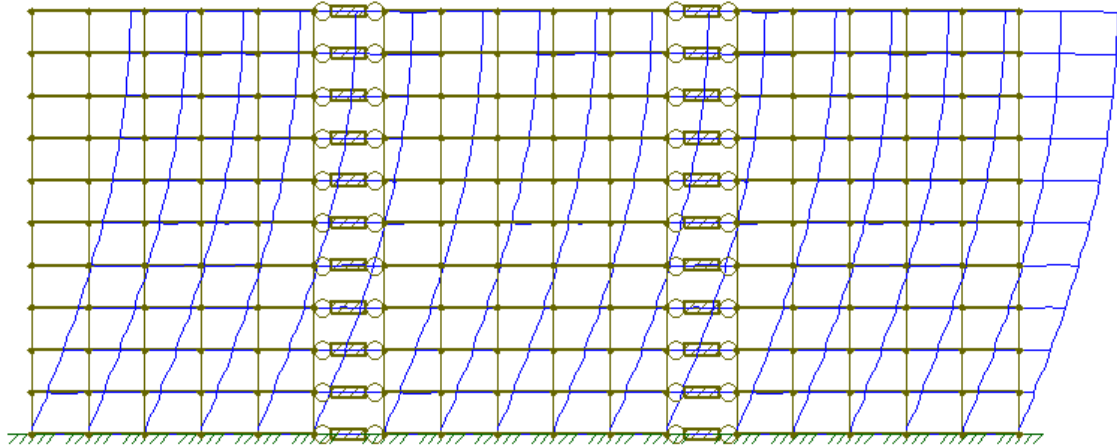


Figura 23- Deformada da associação de pórticos em Y da situação II, submetidas a ação do vento



Para o cálculo do coeficiente gama z, foi adotado o mesmo procedimento utilizado na situação I, e os resultados são mostrados na Tabela 20 e Tabela 21.

Tabela 18 - Valores de ΔM_d nas duas direções

COMBINAÇÃO: 1,4G + 1,4(Q+0,6V)					
Cota (cm)	Nd (KN)	Deslocamentos (cm)		ΔM_d (KN.cm)	
		Direção X	Direção Y	Direção X	Direção Y
300	2774,46	0,40	0,59	1149,80	1695,95
600	2774,46	1,02	1,20	2931,98	3449,39
900	2774,46	1,63	1,76	4685,43	5059,11
1200	2774,46	2,17	2,26	6237,65	6496,36
1500	2774,46	2,68	2,7	7703,64	7761,13
1800	2774,46	3,10	3,06	8910,93	8795,95
2100	2774,46	3,44	3,35	9888,26	9629,55
2400	2774,46	3,70	3,57	10635,63	10261,94
2700	2774,46	3,87	3,7	11124,29	10635,63
3000	1740,23	3,97	3,76	7305,84	6919,39
$\sum \Delta M_d$				70573,45	70704,40

Tabela 19 - Valores de ΔM_d nas duas direções

COMBINAÇÃO: 1,4G + 1,4(0,7Q+V)					
Cota (cm)	Nd (KN)	Deslocamentos (cm)		ΔM_d (KN.cm)	
		Direção X	Direção Y	Direção X	Direção Y
300	2774,46	0,67	0,98	1842,29	1695,95
600	2774,46	1,71	2,01	4701,97	3449,39
900	2774,46	2,73	2,94	7506,65	5059,11
1200	2774,46	3,64	3,78	10008,87	6496,36

1500	2774,46	4,47	4,5	12291,11	7761,13
1800	2774,46	5,17	5,11	14215,89	8795,95
2100	2774,46	5,73	5,59	15755,72	9629,55
2400	2774,46	6,16	5,95	16938,08	10261,94
2700	2774,46	6,45	6,17	17735,49	10635,63
3000	1740,23	6,61	6,26	11889,15	6919,39
$\sum \Delta M_d$				112885,22	113080,60

Tabela 20 - Valores de gama z nas duas direções

Combinação: **1,4G + 1,4(Q+0,6V)**

	Direção X	Direção Y
$M_{1,d}$: momento de tombamento (KN.cm)	457851,72	172664,36
ΔM_d: momento de segunda ordem (KN.cm)	70573,45	70704,40
Coefficiente gama z (γ_z)	1,18	1,69

Tabela 21 - Valores de gama z nas duas direções

Combinação: **1,4G + 1,4(0,7Q+V)**

	Direção X	Direção Y
$M_{1,d}$: momento de tombamento (KN.cm)	763086,20	287773,94
ΔM_d: momento de segunda ordem (KN.cm)	112885,22	113080,60
Coefficiente gama z (γ_z)	1,17	1,65

9.1.3 SITUAÇÃO III

Para situação III será determinado o valor de gama z para a estrutura com as seguintes características:

- Pilares 20X60cm
- Vigas 15 x 50cm
- Vinculo da fundação, apoio de 2º gênero (Rotulado)
- $f_{ck}=30\text{Mpa}$

Os resultados estão dispostos na Tabela 24 e Tabela 25.

Tabela 22 - Valores de ΔM_d nas duas direções

COMBINAÇÃO: 1,4G + 1,4(Q+0,6V)					
Cota (cm)	Nd (KN)	Deslocamentos (cm)		ΔM_d (KN.cm)	
		Direção X	Direção Y	Direção X	Direção Y
300	2874,49	0,42	0,24	1207,29	689,88
600	2874,49	0,88	0,50	2529,55	1437,25
900	2874,49	1,33	0,73	3823,08	2098,38
1200	2874,49	1,74	0,94	5001,62	2702,02
1500	2874,49	2,11	1,12	6065,18	3219,43
1800	2874,49	2,42	1,27	6956,28	3650,61
2100	2874,49	2,67	1,40	7674,90	4024,29
2400	2874,49	2,86	1,48	8221,05	4254,25
2700	2874,49	2,99	1,54	8594,74	4426,72
3000	1840,26	3,07	1,56	5649,60	2870,81
$\sum \Delta M_d$				55723,29	29373,64

Tabela 23 - Valores de ΔM_d nas duas direções

COMBINAÇÃO: 1,4G + 1,4(0,7Q+V)					
Cota (cm)	Nd (KN)	Deslocamentos (cm)		ΔM_d (KN.cm)	
		Direção X	Direção Y	Direção X	Direção Y
300	2874,49	0,70	0,40	1924,78	1099,88
600	2874,49	1,47	0,83	4042,04	2282,24
900	2874,49	2,22	1,22	6104,31	3354,62
1200	2874,49	2,91	1,57	8001,59	4317,01
1500	2874,49	3,51	1,87	9651,41	5141,92
1800	2874,49	4,03	2,12	11081,25	5829,34
2100	2874,49	4,44	2,33	12208,62	6406,78
2400	2874,49	4,76	2,47	13088,52	6791,73
2700	2874,49	4,98	2,57	13693,45	7066,70
3000	1840,26	5,12	2,61	9209,14	4694,50
$\sum \Delta M_d$				89005,12	46984,72

Tabela 24 - Resultado do coeficiente gama z

Combinação: 1,4G + 1,4(Q+0,6V)		
	Direção X	Direção Y
$M_{1,d}$: momento de tombamento (KN.cm)	457851,72	172664,36
ΔM_d: momento de segunda ordem (KN.cm)	55723,29	29373,64

Coefficiente gama z (γ_z)	1,14	1,20
--	-------------	-------------

Tabela 25- Resultado do coeficiente gama z

Combinação: 1,4G + 1,4(0,7Q+V)

	Direção X	Direção Y
$M_{1,d}$: momento de tombamento (KN.cm)	763086,20	287773,94
ΔM_d: momento de segunda ordem (KN.cm)	89005,12	46984,72
Coefficiente gama z (γ_z)	1,13	1,20

9.1.4 SITUAÇÃO IV

Para situação IV será determinado o valor de gama z para a estrutura com as seguintes características:

- Pilares 20X60cm
- Vigas 15 x 50cm
- Vinculo da fundação, apoio de 3º gênero (Engastado)
- fck =30Mpa

Os resultados se encontram na Tabela 28 e na Tabela 29.

Tabela 26 - Valores de ΔM_d nas duas direções**COMBINAÇÃO: 1,4G + 1,4(Q+0,6V)**

Cota (cm)	Nd (KN)	Deslocamentos (cm)		ΔM_d(KN. cm)	
		Direção X	Direção Y	Direção X	Direção Y
300	2874,49	0,19	0,21	546,15	603,64
600	2874,49	0,57	0,46	1638,46	1322,27
900	2874,49	0,99	0,69	2845,75	1983,40
1200	2874,49	1,38	0,9	3966,80	2587,04
1500	2874,49	1,74	1,08	5001,62	3104,45
1800	2874,49	2,05	1,23	5892,71	3535,63
2100	2874,49	2,30	1,36	6611,34	3909,31
2400	2874,49	2,47	1,45	7100,00	4168,02
2700	2874,49	2,62	1,5	7531,17	4311,74
3000	1840,26	2,70	1,53	4968,71	2815,60

$\sum \Delta M_d$	46102,71	28341,11
-------------------	----------	----------

Tabela 27- Valores de ΔM_d nas duas direções

COMBINAÇÃO: 1,4G + 1,4(0,7Q+V)						
Cota (cm)	Nd (KN)	Deslocamentos (cm)		ΔM_d (KN.cm)		
		Direção X	Direção Y	Direção X	Direção Y	
300	2874,49	0,32	0,34	879,90	934,89	
600	2874,49	0,95	0,76	2612,20	2089,76	
900	2874,49	1,64	1,15	4509,49	3162,14	
1200	2874,49	2,31	1,50	6351,78	4124,53	
1500	2874,49	2,90	1,80	7974,10	4949,44	
1800	2874,49	3,41	2,06	9376,44	5664,36	
2100	2874,49	3,83	2,26	10531,31	6214,30	
2400	2874,49	4,14	2,41	11383,71	6626,75	
2700	2874,49	4,36	2,50	11988,64	6874,22	
3000	1840,26	4,51	2,54	8111,96	4568,60	
$\sum \Delta M_d$				73719,54	45209,00	

Tabela 28 - Resultado do coeficiente gama z

Combinação: 1,4G + 1,4(Q+0,6V)		
	Direção X	Direção Y
$M_{1,d}$: momento de tombamento (KN.cm)	457851,72	172664,36
ΔM_d : momento de segunda ordem (KN.cm)	46102,71	28341,11
Coeficiente gama z (γ_z)	1,11	1,20

Tabela 29 - Resultado do coeficiente gama z

Combinação: 1,4G + 1,4(0,7Q+V)		
	Direção X	Direção Y
$M_{1,d}$: momento de tombamento (KN.cm)	763086,20	287773,94
ΔM_d : momento de segunda ordem (KN.cm)	73719,54	45209,00
Coeficiente gama z (γ_z)	1,11	1,19

9.1 PARÂMETRO ALFA (α)

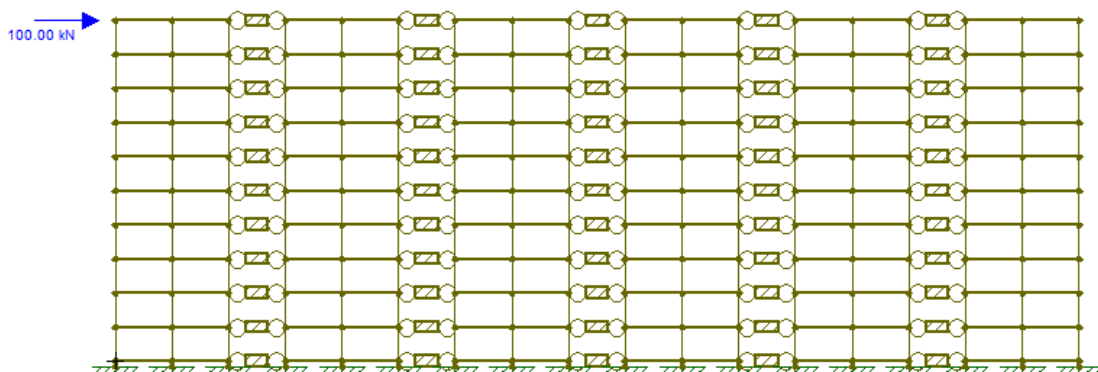
9.1.1 Situação V

Na situação V será determinado o valor do parâmetro alfa (α) para a estrutura com as seguintes características.

- Pilares 15X40cm
- Vigas 15 x 50cm
- $f_{ck} = 30\text{Mpa}$

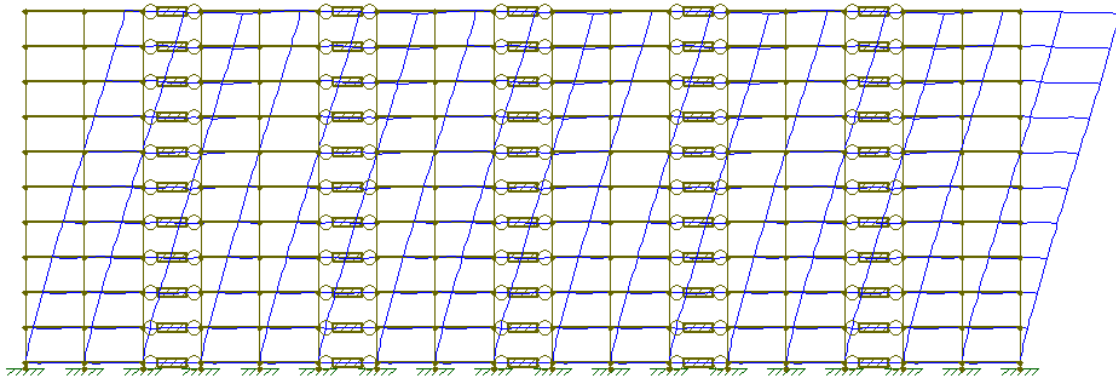
Para o cálculo do parâmetro alfa é necessário obter o deslocamento no topo da estrutura. Para isso, foi calculado o valor do deslocamento nas duas direções X e Y do edifício, utilizando o modelo de associação de pórticos planos submetidos a uma força de 100KN, com o auxílio do software Ftool. Vale ressaltar que foi considerado a não-linearidade física do concreto, onde a NBR 6118 (2014) estabelece a aproximação de $0,4 \cdot EI$ para as vigas e $0,8 \cdot EI$ para os pilares.

Figura 24: Associação de pórticos em X da situação 1, submetida a carga concentrada de 100KN



Fonte: FTOOL, (2018)

Figura 25 – Deformada da associação de pórticos em X da situação 1, submetida a carga concentrada de 100kN



Fonte: FTOOL, (2018)

Com o deslocamento obtido no topo é calculado o (EI) do pilar equivalente, com base na seguinte equação.

$$(E \cdot I)_{\text{pilar eqv}} = \frac{F \cdot H^3}{3 \cdot \delta_{\text{pórtico}}}$$

onde,

$$F = 100 \text{ kN}$$

$$H = 30 \text{ m}$$

$$\delta_{\text{pórtico}} = 27,68 \text{ mm}$$

Obtido o valor do (EI) do pilar equivalente, é possível calcular o parâmetro alfa com a seguinte equação.

$$\alpha = H_{\text{tot}} \sqrt{\frac{N_k}{E_{cs} \cdot I}}$$

sendo que,

N_k = Soma total das forças verticais do edifício

H = Altura total do edifício

$(E_{cs} \cdot I)$ = (EI) do pilar equivalente

9.1.2 Módulo de Elasticidade

O item 8.2.8 da norma ABNT NBR 6118:2014 estabelece que quando não forem realizados ensaios, pode-se estimar o valor do módulo de elasticidade inicial usando a expressão a seguir:

$$E_{ci} = \alpha_E \cdot 5600 \cdot \sqrt{f_{ck}}, \text{ para } f_{ck} \text{ de } 20\text{Mpa a } 50\text{ Mpa}$$

Em que;

$$\alpha_E = 1,2 \text{ para basalto e dibásico;}$$

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

$$\alpha_E = 0,9 \text{ para cálcario;}$$

$$\alpha_E = 0,7 \text{ para arenito;}$$

O módulo de deformação secante pode ser obtido segundo método de ensaio estabelecido na ABNT NBR 8522, ou estimado pela expressão:

$$E_{cs} = \left(0,8 + 0,2 \cdot \frac{f_{ck}}{80} \right) \cdot E_{ci}$$

9.1.3 Consideração da não-linearidade física

Com o valor do módulo de elasticidade secante do concreto calculado, aplica-se a redução da rigidez com os seguintes valores:

- Para vigas: $0,4 \cdot E_{cs}$

- Para pilares: $0,8 \cdot E_{cs}$

Esses valores foram configurados no software Ftool. Como pode ser verificado na Figura 26 e na Figura 27.

Figura 26: Configuração da não-linearidade física do concreto - Pilares

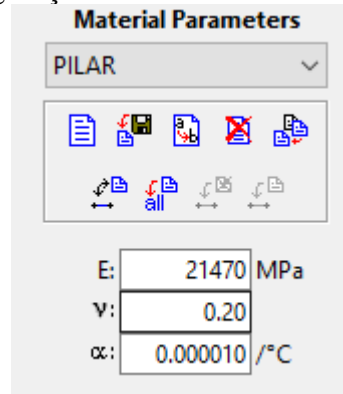
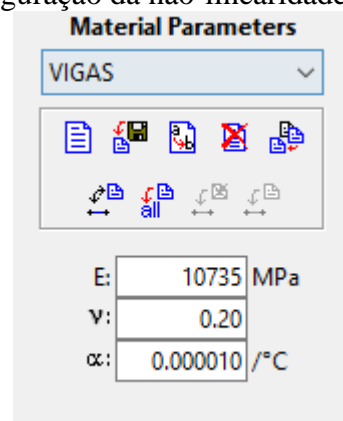


Figura 27 - Configuração da não-linearidade física do concreto - Vigas



9.1.4 Carga total do edifício

Para calcularmos a carga total do edifício utilizamos os valores obtido das cargas de cada pavimento no Capítulo 8 da seguinte forma:

$$Carga\ total = for\ ca\ do\ pav\ tipo \cdot 9 + for\ ca\ do\ pav\ cobertura$$

Os valores necessários para o cálculo, bem como os resultados obtidos, estão dispostos na Figura 28;

Figura 28: Resultados do parâmetro alfa (α) na direção X

PARÂMETRO ALFA (α) - DIREÇÃO X		
Htot	30	m
fck	30	Mpa
Eci	30672,463	Mpa
Ecs	26838,405	Mpa
CONSIERANDO A NLF		
Ecs-NLFvigas	10735,362	Mpa
Ecs-NLFpilares	21470,724	Mpa
CÁLCULO DO EI(pilar equivalente)		
E _{lev}	32514451	KN.m ²
Deslocamento no Topo - Ftool		
δ (mm)	27,68	
CARGA TOTAL DO PRÉDIO		
Pav Tipo (KN)	2188,29	
Cobertura (KN)	1407,97	
Carga Total (KN)	21102,58675	
Alfa - Fundação Engastada		
α	0,76	
$\alpha 1$	0,6	
NÓS MÓVEIS		

De maneira análoga fez-se o mesmo procedimento para o cálculo do parâmetro alfa na direção y, e foi encontrado o resultado mostrado na Figura 31.

Figura 29: Associação de pórticos em Y da situação 1, submetida a carga concentrada de 100KN

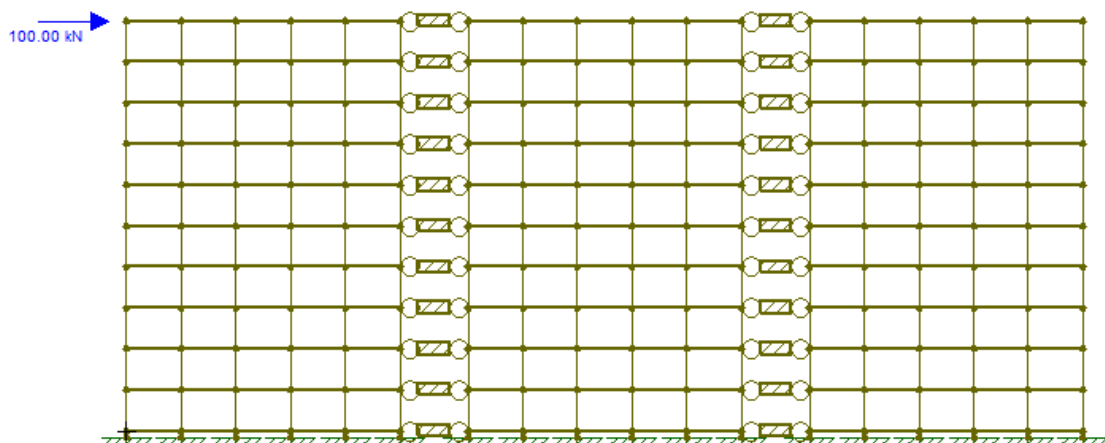


Figura 30: Deformada da associação de pórticos em Y da situação 1, submetida a carga concentrada de 100KN

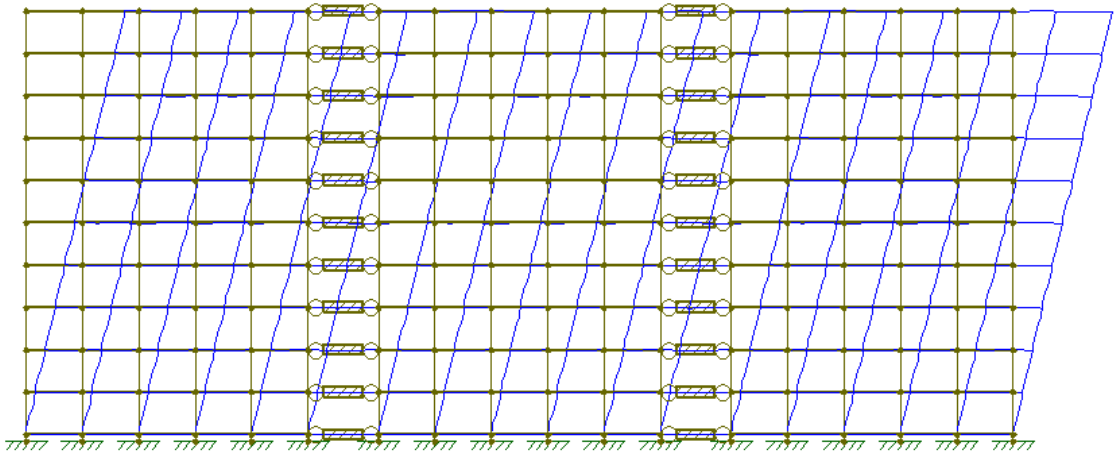


Figura 31: Parâmetros e resultados do parâmetro alfa (α) na direção Y

PARÂMETRO ALFA (α) - DIREÇÃO Y		
Htot	30	m
fck	30	Mpa
Eci	30672,46	Mpa
Ecs	26838,41	Mpa
CONSIERANDO A NLF		
Ecs-NLFvigas	10735,36	Mpa
Ecs-NLFpilares	21470,72	Mpa
CÁLCULO DO EI(pilar equivalente)		
Eleqv	13554217	KN.m ²
Deslocamento no topo - Ftool		
δ (mm)	66,4	
CARGA TOTAL DO PRÉDIO		
Pav Tipo (KN)	2111,34	
Cobertura (KN)	1331,02	
Carga Total (KN)	20333,08675	
Alfa - Fundação Engastada		
α	1,16	
$\alpha 1$	0,6	
NÓS MÓVEIS		

9.1.5 Situação VI

O procedimento que foi usado para calcular o parâmetro alfa (α) na situação V, foi usado para o cálculo dos pilares de 20x60. Os resultados encontrados tanto para a direção X como para a direção Y se encontram na Figura 33 e Figura 33.

- Pilares 20X60
- Vigas 15 x 50
- fck = 30Mpa

Figura 32 - Parâmetros e resultados do parâmetro alfa (α) na direção X

PARÂMETRO ALFA (α) - DIREÇÃO X		
Htot	30	m
fck	30	Mpa
Eci	30672,463	Mpa
Ecs	26838,405	Mpa
CONSIERANDO A NLF		
Ecs-NLFvigas	10735,362	Mpa
Ecs-NLFpilares	21470,724	Mpa
CÁLCULO DO EI(pilar equivalente)		
E_{eqv}	46777547	KN.m ²
Deslocamento no Topo - Ftool		
δ (mm)	19,24	
CARGA TOTAL DO PRÉDIO		
Pav Tipo (KN)	2188,29	
Cobertura (KN)	1407,97	
Carga Total (KN)	21102,58675	
Alfa - Fundação Engastada		
α	0,64	
$\alpha 1$	0,6	
NÓS MÓVEIS		

Figura 33- Parâmetros e resultados do parâmetro alfa (α) na direção Y

PARÂMETRO ALFA (α) - DIREÇÃO Y			
Htot	30	m	Deslocamento no topo - Ftool
fck	30	Mpa	δ (mm)
Eci	30672,46	Mpa	27,3
Ecs	26838,41	Mpa	CARGA TOTAL DO PRÉDIO
CONSIERANDO A NLF			Pav Tipo (KN)
Ecs-NLFvigas	10735,36	Mpa	2188,29
Ecs-NLFpilares	21470,72	Mpa	Cobertura (KN)
CÁLCULO DO EI (pilar equivalente)			1407,97
E_{lev}	32967033	KN.m ²	Carga Total (KN)
			21102,58675
			Alfa - Fundação Engastada
			α
			0,76
			$\alpha 1$
			0,6
			NÓS MÓVEIS

9.2 JANELAS DE CONFIGURAÇÃO DO EBERICK VERSÃO DEMOSNTRATIVA 2021.

Para fornecer uma confiabilidade dos resultados obtidos pelo cálculo manual, foi feito o lançamento da estrutura do edifício no software EBERICK, e os resultados foram comparados com os que foram obtidos com o cálculo analítico.

Na configuração da Análise das estruturas, adotou-se para os pórticos o modelo integrado como pode ser verificado na Figura 34. Também é possível configurar os valores da não-linearidade física através da redução da rigidez dos elementos estruturais. De acordo com a ABNT NBR 6118:2014.

Figura 34 - Janela - " Análise"

Análise

Geral

Redução no engaste para nós semirrígidos: 15 %

Redução na torção para os pilares: 0 %

Redução na torção para as vigas: 85 %

Aumento na rigidez axial dos pilares: 1 ...

Salvar automaticamente o projeto após o processamento

Ligação viga-pilar

Flexibilizar ligação com pilar equivalente

Aplicar para relação h/b maior que: 5 ...

Não linearidade física

Rigidez das vigas: 0.4 Ec.Ic

Rigidez dos pilares: 0.8 Ec.Ic

Rigidez das lajes: 0.5 Ec.Ic

Rigidez das estacas: 0.8 Ec.Ic

Não linearidade geométrica

Utilizar o processo P-Delta

Número máximo de iterações: 10

Precisão mínima: 1 %

Combinação vertical de cálculo: 1.4G1+1.4G2+1.4Q+1.1A ...

Imperfeições globais

Tipo de estrutura: Estruturas usuais

Combinação vertical característica: G1+G2+Q+A ...

Processo

Grelhas + pórtico espacial

Modelo integrado

Painéis de lajes... Modelo da fundação...

Modelo ELS... Avançado...

OK Cancelar Ajuda

Fonte: AltoQi – EBERICK (2021)

Nesta versão o projetista pode criar novos carregamentos para a edificação, além dos existentes. O projetista pode fazer essas combinações para cada carregamento, através da janela "Ações", como mostrado na Figura 35.

Figura 35 - Janela - " Ações"

Ações

Ações Comparações

Tipo

- Permanente
- Retração
- Acidental
- Subpressão
- Temperatura
- Vento
- Desaprumo

Grupo

Nome: Permanente

Não simultâneas: as ações não ocorrem na mesma combinação

Permanentes simultâneas: apenas permanentes, ocorrem sempre juntas como favoráveis ou desfavoráveis

Acidentais simultâneas: apenas acidentais, permite ter mais que um coeficiente principal na mesma combinação

Acidentais simultâneas ou não: apenas acidentais, permite ter mais que um coeficiente principal na mesma combinação

Fonte: AltoQi – EBERICK (2021)

Vale ressaltar que para todos os exemplos foi adotado somente a combinação para o estado limite último normal.

A versão demonstrativa do EBERICK (2021) calcula a ação do vento segundo a ABNT NBR 6123:1988. As devidas considerações podem ser feitas através da caixa de diálogo apresentada na Figura 36. Através dessa janela é possível realizar as devidas configurações para o cálculo da ação do vento na edificação. Para análise do efício foram feitas as configurações apresentadas na Figura 36.

Figura 36 - Janela - "Vento"

Vento

Velocidade m/s

Aplicação do Vento

Ângulo °

Casos

Topografia

Encostas e cristas de morros em que ocorre aceleração do vento. Vales com efeito de afunilamento (S1 = 1.1)

Vales profundos, protegidos de todos os ventos (S1 = 0.9)

Demais casos (S1 = 1.0)

Edificação

Maior dimensão horizontal ou vertical

Rugosidade do terreno

Fator Estatístico S3

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 comunicações, etc.): 1.10

Edificações para hotéis e residências. Edificações para comércio e indústria com alto fator de ocupação: 1.00

Edificações e instalações industriais com baixo fator de ocupação (depósitos, silos, construções rurais, etc.): 0.95

Fonte: Alto Qi – EBERICK (2021)

Na janela “Materiais e durabilidade” é feito as devidas configurações das características dos materiais, como mostrado na Figura 37. Nesse projeto foi adotado um $f_{ck} = 30\text{Mpa}$ e classe de agressividade II.

Figura 37 - Janela - "Materiais e durabilidade"

Materiais e durabilidade

Aplicação
 Projeto inteiro
 Por pavimento

Pavimento

Aviões
 Cam. 10cm.1
 Cam. 10cm.2
 Cam. 10cm.3
 Cam. 10cm.4
 Cam. 10cm.5
 Cam. 10cm.6
 Cam. 10cm.7
 Cam. 10cm.8
 Cam. 10cm.9
 Cam. 10cm.10
 Cam. 10cm.11
 Cam. 10cm.12
 Cam. 10cm.13
 Cam. 10cm.14
 Cam. 10cm.15
 Cam. 10cm.16
 Cam. 10cm.17
 Cam. 10cm.18
 Cam. 10cm.19
 Cam. 10cm.20
 Cam. 10cm.21
 Cam. 10cm.22
 Cam. 10cm.23
 Cam. 10cm.24
 Cam. 10cm.25
 Cam. 10cm.26
 Cam. 10cm.27
 Cam. 10cm.28
 Cam. 10cm.29
 Cam. 10cm.30
 Cam. 10cm.31
 Cam. 10cm.32
 Cam. 10cm.33
 Cam. 10cm.34
 Cam. 10cm.35
 Cam. 10cm.36
 Cam. 10cm.37
 Cam. 10cm.38
 Cam. 10cm.39
 Cam. 10cm.40
 Cam. 10cm.41
 Cam. 10cm.42
 Cam. 10cm.43
 Cam. 10cm.44
 Cam. 10cm.45
 Cam. 10cm.46
 Cam. 10cm.47
 Cam. 10cm.48
 Cam. 10cm.49
 Cam. 10cm.50
 Cam. 10cm.51
 Cam. 10cm.52
 Cam. 10cm.53
 Cam. 10cm.54
 Cam. 10cm.55
 Cam. 10cm.56
 Cam. 10cm.57
 Cam. 10cm.58
 Cam. 10cm.59
 Cam. 10cm.60
 Cam. 10cm.61
 Cam. 10cm.62
 Cam. 10cm.63
 Cam. 10cm.64
 Cam. 10cm.65
 Cam. 10cm.66
 Cam. 10cm.67
 Cam. 10cm.68
 Cam. 10cm.69
 Cam. 10cm.70
 Cam. 10cm.71
 Cam. 10cm.72
 Cam. 10cm.73
 Cam. 10cm.74
 Cam. 10cm.75
 Cam. 10cm.76
 Cam. 10cm.77
 Cam. 10cm.78
 Cam. 10cm.79
 Cam. 10cm.80
 Cam. 10cm.81
 Cam. 10cm.82
 Cam. 10cm.83
 Cam. 10cm.84
 Cam. 10cm.85
 Cam. 10cm.86
 Cam. 10cm.87
 Cam. 10cm.88
 Cam. 10cm.89
 Cam. 10cm.90
 Cam. 10cm.91
 Cam. 10cm.92
 Cam. 10cm.93
 Cam. 10cm.94
 Cam. 10cm.95
 Cam. 10cm.96
 Cam. 10cm.97
 Cam. 10cm.98
 Cam. 10cm.99
 Cam. 10cm.100

Aviões

Todas as informações estão definidas corretamente

Detalhes...

Geral

Classe de agressividade: II (moderada)

Dimensão do agregado: 19 mm

Controle rigoroso nas dimensões dos elementos

Considerar redução no cobrimento para peças com fck acima do requerido para a classe de agressividade

Abertura máxima das fissuras

Contato com o solo: 0,2 mm

Contato com a água: 0,1 mm

Demais peças: 0,3 mm

Combinações: Frequentes

Elementos

	Concreto	Cobrimento (peças externas)	Cobrimento (peças internas)	Cobrimento (contato com o solo)	
Vigas	C-30	3 cm	3 cm	3 cm	Bitolas...
Pilares	C-30	3 cm	3 cm	4,5 cm	Bitolas...
Lajes	C-30	2,5 cm		3 cm	Bitolas...
Reservatórios	C-30	3 cm			Bitolas...
Blocos	C-30			4,5 cm	Bitolas...
Sapatas	C-30			4,5 cm	Bitolas...
Tubulões	C-30			4,5 cm	Bitolas...
Muros	C-30			4,5 cm	Bitolas...
Radier	C-30			4,5 cm	Bitolas...

Elementos pré-moldados

	Concreto	Cobrimento (peças externas)	
Vigas	C-25	3 cm	Bitolas...
Pilares	C-25	3 cm	Bitolas...

Etapas...

Tipo: Pré-moldado

Fluência... Barras... Classes... OK Cancelar Ajuda

Fonte: AltoQi – EBERICK (2021)

Na janela Pilar é possível configurar o vínculo da fundação, considerando como engastado ou rotulado. É mostrado na Figura 38.

Figura 38: configuração do vínculo da fundação

Pilar de fundação

Pilar

Nome: P1 Ambiente: Externo

Modelo

Altura barra: Auto 110 cm Vínculo pilar: Engastado

Vínculo apoio: Rotulado

Seção do pilar

Tipo: retangular

b: 20 cm h: 60 cm

b1: 0 cm h1: 0 cm

Ângulo de abertura: 90 °

Ângulo de rotação: 270 °

Elevação: 0 cm Manter seção constante na prumada

Fundação

Bloco Associação: Rotação: 0° com o pilar

Sapata Divisa Ângulo: 270 °

Tubulão Profundidade (df): 110 cm

Altura do arranque (ha): 100 cm

Capitel

Usar capitel

Ângulo de rotação: 0 ° b: 100 cm

Espessura: 30 cm h: 100 cm

OK Cancelar Desenho... Cargas... Ajuda

Após todas configurações incrementadas pelo usuário, é feito a análise linear mostrada na Figura 39, obtendo os esforços para dimensionamento dos elementos no Estado limite último e os deslocamentos elásticos da estrutura.

Figura 39- Análise estática linear da estrutura

Análise da estrutura

Estado-limite último (ELU)

Análise estática linear

Verificação das etapas construtivas

Dimensionamento dos elementos

Dimensionar todos os elementos

Dimensionar elementos selecionados ...

Estado-limite de deformações excessivas (ELS-DEF)

Determinação dos deslocamentos do pórtico

Adotar rigidez configurada

Calcular rigidez fissurada

Determinação dos deslocamentos das lajes

Adotar rigidez configurada

Calcular rigidez fissurada

Estado-limite de vibrações excessivas (ELS-VE)

Análise dinâmica do pórtico

Análise dinâmica das lajes

Verificar todos os pavimentos

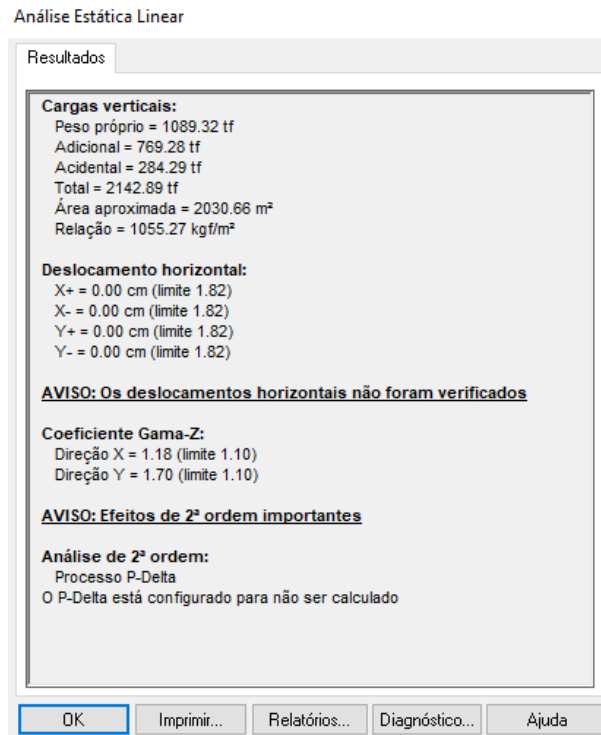
Verificar pavimentos selecionados ...

OK Cancelar Configurar... Ajuda

Fonte: AltoQi – EBERICK (2021)

Depois de realizada a análise, o próprio software emite os resultados, sendo possível assim obter os valores de gama z, bem como seus deslocamentos. O EBERICK ainda emite os relatórios referentes aos deslocamentos horizontais e as combinações consideradas.

Figura 40 - Janela "Resultados"



Fonte: AltoQi – EBERICK (2021)

10 ANÁLISE DOS RESULTADOS

Neste capítulo é apresentado os resultados obtidos nas seis situações.

Inicialmente foi feita a comparação com os resultados do gama z obtidos nas quatro situações e comparadas com o resultado obtido no software EBERICK. Têm-se os seguintes resultados apresentados na Tabela 30 e na Tabela 31 para a combinação adotada.

10.1 COEFICIENTE GAMA Z (γ_z)

Tabela 30 - Comparação do gama z calculado de forma analítica com o resultado do EBERICK

Combinação 1: 1,4G + 1,4(Q+0,6V)				
Coeficiente gama z				
	Analítico		Eberick	
	Direção X	Direção Y	Direção X	Direção Y
Situação I	1,19	1,67	1,18	1,70

Situação II	1,18	1,69	1,16	1,64
Situação III	1,14	1,20	1,12	1,22
Situação IV	1,11	1,20	1,10	1,20

Tabela 31 - Comparação do gama z calculado de forma analítica com o resultado do EBERICK

Combinação 2: 1,4G + 1,4(0,5Q+V)				
Coefficiente gama z				
	Analítico		Eberick	
	Direção X	Direção Y	Direção X	Direção Y
Situação I	1,18	1,62	1,17	1,65
Situação II	1,17	1,65	1,15	1,60
Situação III	1,13	1,20	1,12	1,20
Situação IV	1,11	1,29	1,09	1,19

Diante dos valores mostrados na Tabela 30 e na Tabela 31, verificou-se que os valores obtidos no software computacional EBERICK, nas duas combinações em análise, apresentaram valores bem próximos dos valores encontrados analiticamente, sendo considerados valores satisfatórios. Visto que, nenhum dos valores apresentaram diferença maior que 10%.

Diante desse fato, é notório perceber que o cálculo analítico, apesar de adotar um modelo conservador, apresenta resultados satisfatórios para elaboração de projetos estruturais.

Para análise de 2ª ordem, verificou-se que as situações I, II e III tanto na direção X quanto na direção Y nas duas combinações, a estrutura foi classificada em nós móveis pelo cálculo analítico e pelo cálculo computacional. Isso se deve porque os valores de gama z foram maiores que 1,1, conseqüentemente os efeitos de 2ª ordem não podem ser dispensados, sendo necessário realizar a devida majoração dos esforços horizontais de 1ª ordem, da combinação de carregamento considerado, por $0,95\gamma_z$ indicado no item 15.7.2 da ABNT NBR 6118 :2014. Entretanto, a situação IV, na direção X tanto no cálculo analítico quanto no cálculo através do software EBERICK a estrutura foi classifica em nós fixos, pois o valores de gama z deram menores ou igual a 1,1. Conseqüentemente os efeitos de 2ª ordem não são relevantes.

Segundo a norma ABNT NBR 6118:2014, o valor de gama z não pode ser maior que 1,3, visto que a estrutura apresentará uma grande instabilidade, podendo vir a ruína.

Logo, percebemos que as situações I e II na direção Y nas duas combinações, apresentaram gama z maiores que 1,3, isso pode ser explicado pela disposição dos pilares, bem como pela sua baixa rigidez nessa direção, apresentando-se assim maiores deslocamentos horizontais, maiores que nas outras situações. Conseqüentemente não poderíamos realizar a

majoração de $0,95\gamma_z$, sendo necessário mudar a concepção estrutural de modo que fosse reduzido esse parâmetro para abaixo de 1,3.

Já as situações III e IV na direção X apresentaram os melhores resultados, tanto na combinação 1 quanto na combinação 2, devido ao fato de que os pilares nessas situações apresentaram maior rigidez, ocasionando menores deslocamentos horizontais, favorecendo a estabilidade do edifício.

10.2 PARÂMETRO ALFA (α)

Tabela 32 - Resultado do parâmetro alfa (α)

	Parâmetro alfa (α)	
	Direção X	Direção Y
Situação I	0,76	1,16
Situação II	0,64	0,76

Como a edificação em análise apresenta mais que 4 pavimentos, logo, o valor de $\alpha_1=0,6$. Como o valor de $\alpha > \alpha_1$, conseqüentemente a estrutura é classificada em nós móveis nas duas situações e direções.

É importante enfatizar que o parâmetro alfa (α) somente pode avaliar a estrutura de forma qualitativa, não sendo possível fazer a estimativa dos esforços de 2ª ordem, sendo necessário ao projetista buscar outro método para estimar esses efeitos. Um método que obtém valores bem consideráveis é o coeficiente gama z.

11 CONCLUSÃO

A partir da análise de uma edificação com 10 pavimentos na qual foi verificado se os efeitos de 2º ordem eram relevantes a ponto de serem considerados no dimensionamento da estrutura, os resultados obtidos se mostraram bastante satisfatórios, sendo que um dos objetivos principais era avaliar a ação do vento atuando sobre a estrutura, e como a concepção estrutural interfere na estabilidade global.

Neste trabalho foi proposto seis situações afim de se estudar a estabilidade global. Foi calculado o gama z para quatro situações variando as dimensões dos pilares bem como o vínculo da fundação e o parâmetro alfa (α) para duas situações.

Constatamos que a alteração do vínculo das fundações quase que não altera o valor de gama z, visto que, a diferença de valores da situação I para a situação II na direção X foi praticamente nula, enquanto que na direção Y teve um aumento. Isso foi verificado nas duas combinações em análise.

Já quando comparamos os resultados das situações I e III, verificamos uma diferença de do valor de gama z na direção X de 4,38% e na direção Y uma diferença de 39,17%. A diferença dos resultados na situação II e IV na direção X foi de 6,3% e na direção Y de 40,83%. Todos esses valores foram comparados na combinação 1. Na combinação 2, a diferença da situação I e III, foi de 4,42% e na direção Y de 35%, por fim, a situação II e IV tiveram uma variação de 5,41% na direção X e na direção Y de 27,91%.

Ao analisar o parâmetro alfa (α) na situação V e VI, verificamos a diferença de 18,75% na direção X e de 52,63% na direção Y.

A partir desses resultados, podemos constatar o quanto a rigidez dos pilares interfere na estabilidade global das estruturas, visto que, a formação de pórticos de contraventamento nas duas direções da estrutura, acarreta menores deslocamentos horizontais, favorecendo assim, a estabilidade global.

Com as situações propostas em relação a disposição dos pilares, bem como a consideração do vínculo da fundação mostraram a importância da correta concepção estrutural e como elas interferem na estabilidade global. Constatamos que em edifícios altos é necessário pilares com seções bem maiores do que as usuais, pelo fato de proporcionar rigidez e estabilidade a estrutura.

Também pode-se verificar que o cálculo manual, apesar de considerar um modelo conservador apresentou resultados bem próximos ao de um software de cálculo estrutural, além de proporcionar um melhor entendimento das rotinas de cálculo utilizadas no software comercial.

12 SUGESTÕES DE TRABALHOS FUTUROS

- Avaliar a estabilidade global com diferentes concepções estruturais;

- Considerar outro método para análise de efeitos de 2º ordem e comparar com o parâmetro alfa e o coeficiente gama z;
- Calcular o gama z com seções dos pilares circulares;
- Verificar a estabilidade global com núcleos rígidos;
- Avaliar como a mudança do fck interfere na estabilidade global;

13 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

SANTOS, Tatyane Pacifico dos. **Comportamento do sistema estrutural em edifícios altos de concreto armado considerando a influência das modelagens do núcleo rígido**. 2018. 177 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Centro de Tecnologia, Universidade Federal de Alagoas, Maceió, 2018. Cap. 5.

GOMES, Kevin Santa Cruz. **Avaliação dos esforços de segunda ordem em estruturas usuais do tipo edifício**. 2016. 76 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Centro de Ciências Exatas e Tecnológicas, Universidade Federal do Recôncavo da Bahia, Cruz das Almas, 2016. Cap. 7.

CAMICIA, Rodrigo Junior da Motta. **Análise da estabilidade global de edifícios com múltiplos pavimentos em concreto armado com diferentes tipos de lajes e inclusão de núcleos rígidos**. 2017. 106 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Pato Branco, 2017. Cap. 6.

GUTIERRE, Saulo Migotto. **Estudo sobre a contribuição das lajes na estabilidade global de edifícios**. 2016. 236 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2016. Cap. 7.

MONCAYO, Winston Junior Zumaeta. **Análise de segunda ordem global em edifícios com estrutura de concreto armado**. 2011. 221 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, São Carlos, 2011. Cap. 8.

CARVALHO, R.C.; PINHEIRO, L.M. **Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado**. 2. ed. São Paulo: Pini Ltda, 2013. 311 p.

CHINEM, Rodolpho Mendonça. **Avaliação da estabilidade global de edifícios**. 2010. 97 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Escola de Engenharia Civil, Universidade Federal de Goiás, Goiânia, 2010. Cap. 5.

KIMURA, A. E. (2007). **Informática aplicada em estruturas de concreto armado: cálculos de edifícios com o uso de sistemas computacionais**. Editora Pini, São Paulo, 2007;

HAUCH, Anderson da Silva. **Análise da estabilidade global de estruturas de concreto armado**. 2010. 75 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Departamento de Tecnologia, Universidade Regional do Noroeste do Estado do Rio Grande do Sul, Ijuí, 2010. Cap. 6.

ARAÚJO, Silas Oliveira. **Análise da estabilidade global de estruturas de concreto da cidade de Goiânia**. 2016. 59 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Escola de Engenharia Civil, Universidade Federal de Goiás, Goiânia, 2016. Cap. 5.

PAIXÃO, João Fernando Martins *et al.* Análise de estabilidade global em edifícios altos. **Revista Eletrônica de Engenharia Civil**, Espírito Santo, p. 01-16, 31 ago. 2016. Mensal.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto - Procedimento. 3 ed. Rio de Janeiro, 2014. 238 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6123**: Forças devidas ao vento em edificações. 3 ed. Rio de Janeiro, 1988. 69 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2003). **NBR 8681**: Ações e segurança nas estruturas - Procedimento. Rio de Janeiro, ABNT;

CHAMBERLAIN, Zacarias. **Ações do vento em edificações**. Passo Fundo: Próprio Autor, 2016. Color. Notas de aulas.

ALTOQI. **Ajuda do EBERICK** suporte da alto qi. Disponível em: http://help.altoqi.com.br/eberick/default.aspx#pageid=altoqi_eberick.: 2020.

