



UNIVERSIDADE ESTADUAL DA PARAÍBA
CENTRO DE CIÊNCIAS TECNOLOGIA E SAÚDE – CCTS
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

RAUL MAURICIO DE PONTES NETO

ANÁLISE DE PROCESSOS SIMPLIFICADOS PARA A AVALIAÇÃO DA
ESTABILIDADE GLOBAL EM ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO

ARARUNA - PB

2017

RAUL MAURICIO DE PONTES NETO

ANÁLISE DOS PROCESSOS SIMPLIFICADOS PARA A AVALIAÇÃO DA
ESTABILIDADE GLOBAL DE ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO

Trabalho de conclusão de curso
apresentado à Universidade Estadual da
Paraíba, como parte de requisito para
obtenção do título de graduado em
engenharia civil.

Área de concentração: Estruturas

Orientador: Marinaldo dos Santos Júnior

Coorientação: Túlio Raunyr Cândido
Felipe

ARARUNA - PB

2017

É expressamente proibida a comercialização deste documento, tanto na forma impressa como eletrônica. Sua reprodução total ou parcial é permitida exclusivamente para fins acadêmicos e científicos, desde que na reprodução figure a identificação do autor, título, instituição e ano da dissertação.

P813a Pontes Neto, Raul Mauricio de
Análise de processos simplificados para a avaliação da
estabilidade global em estruturas de concreto armado [manuscrito]
/ Raul Mauricio de Pontes Neto. - 2017.
86 p. : il. color.

Digitado.

Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em
ENGENHARIA CIVIL) - Universidade Estadual da Paraíba,
Centro de Ciências Tecnologia e Saúde, 2017.

"Orientação: Prof. Esp. Marinaldo dos Santos Júnior,
Departamento de Engenharia Civil".

"Co-Orientação: Túlio Raunyr Cândido Felipe

1. Paramentro Alfa. 2. Coeficiente Gamaz. 3. P-Delta. 4.
Estabilidade global. 5. Efeito do vento I. Título.

21. ed. CDD 624.183 41

RAUL MAURICIO DE PONTES NETO

ANÁLISE DOS PROCESSOS SIMPLIFICADOS PARA A AVALIAÇÃO DA ESTABILIDADE GLOBAL DE ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO

Trabalho de Conclusão de Curso ou Tese ou Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Estadual da Paraíba, como requisito parcial à obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil.

Área de concentração: Estruturas.

Aprovada em: 19/04/2017.

BANCA EXAMINADORA



Prof. Leonardo Medeiros da Costa (UFPE)

Universidade Estadual da Paraíba (UEPB)



Prof. Marinaldo dos Santos Junior (UFCG)

Universidade Estadual da Paraíba (UEPB)



Prof. Pedro Filipe de Luna Cunha (UFCG)

Universidade Estadual da Paraíba (UEPB)

AGRADECIMENTOS

Agradeço ao professor Marinaldo dos Santos Junior, orientador desse trabalho pelo seu tempo dedicado as inúmeras correções e valiosas dicas que enriqueceu de forma imensa esse trabalho.

Agradeço a meu grande amigo e coorientador Túlio Raunyr Cândido Felipe, que apesar do seu mestrado, dedicou seu tempo para correções e esclarecimento de dúvidas que tornou possível a conclusão desse trabalho.

Aos amigos e colegas de graduação Matheus Mariz, Advanaldo de Sousa, Rafael Barbosa.

Ao meu grupo de estudo de estudo Carcará, Phillyp Johny Lindolfo da Silva, Jhones Remos Macêdo da Rocha Calixto, Otavio Fernandes, Marcossuel de Lima, , Ítalo Andrade Vasconcelos, pelas valiosas horas que passei com esses grandes amigos, e que parte do conhecimento adquirido durante esses anos foi por meio deles.

Aos meus professores pelos valiosos ensinamentos.

Aos meus familiares.

Aos meus pais Josimar Marinho de Pontes e Maria de Lourdes dos Santos Pontes, por todo esforço feito para esse sonho de se tornar um engenheiro civil se tornasse realidade.

A minha noiva Janilma Francisco da Silva, pela dedicação, preocupação e cuidado durante essa árdua caminhada.

A todos que não foram citados, que porem de alguma forma contribuiu para a realização deste trabalho.

Descobre que se leva muito tempo para se tornar a pessoa que se deseja tornar, e que o tempo é curto. Aprende que não importa até o ponto onde já chegamos, mas para onde estamos, de fato, indo – mas, se você não sabe para onde está indo, qualquer lugar servirá.

William Shakespeare

RESUMO

Diante das dificuldades de se encontrar espaço para construção nas grandes cidades e com o melhoramento dos materiais empregados na construção civil, conseguimos cada dia mais construir edificações cada vez mais altas, e a consequência disso é que as estruturas são cada vez mais esbeltas a fim de se obter um maior aproveitamento da área disponível. E com isso, alguns aspectos são de fundamental importância no dimensionamento dessas construções, como por exemplo, a estabilidade dos elementos de toda a edificação sob efeito do vento. Neste trabalho foi feito um estudo sobre a estabilidade global das estruturas de concreto armado em edifícios considerando a não-linearidade física e geométrica, utilizando os parâmetros de estabilidade α e Coeficiente γ_z , os quais são recomendados pela NBR 6118:2014, e análise utilizando o processo iterativo P-Delta, também conhecido como Cálculo Rigoroso de Pórticos. Dessa forma pode-se classificar nossa edificação como sendo de nós fixos ou nós móveis. Viu-se também a importância da posição dos pilares na influência do parâmetro de estabilidade da edificação no qual observaremos que com algumas mudanças pode-se ter um ganho significativo na possibilidade de acréscimo de alguns pavimentos de possíveis pavimentos extras, tornando assim possível como que cheguemos ainda mais alto.

Palavras-Chave: Parâmetro α . Coeficiente γ_z . P-Delta. Estabilidade global. Efeito do vento.

ABSTRACT

Faced with the difficulties encountered in finding good land for construction in the big cities and with the improvement of the materials used in construction, we are able to build more and more buildings every day and this has the consequence that the structures become slimmer in order to make better use of the available area. And with that, some aspects are of fundamental importance in the sizing of these constructions, with for example the stability of the elements of the entire building effect to the wind. In this work, a study will be made on the overall stability of reinforced concrete structures in buildings considering physical and geometric non-linearity using the parameters Parameter stability α and Coefficient γ_z which are recommended by NBR 6118: 2014, and analyzed using P-Delta iterative process, also known as Rigorous Calculus of Frames, and in this way we can classify our edification as being fixed or flexible. We will also see the importance of the position of the pillars in the influence of the parameter of stability of the building in which we will observe that with some changes we can have a significant gain of possible extra pavements, thus making possible that we arrive even higher.

Palavras-Chave: Parameter α . Coefficient γ_z . P-Delta. Global stability. Wind effect.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Diagrama tensão-deformação do concreto.....	21
Figura 2 – Diagrama momento-curvatura	21
Figura 3 – Diagrama normal-momento-curvatura.....	22
Figura 4 – Barra vertical com mudança de posição no espaço.....	24
Figura 5 – Barra vertical submetida a ação vertical e horizontal.	25
Figura 6 – Reações na barra vertical indeformada.	25
Figura 7 – Reações na barra vertical deformada.	26
Figura 8 – Isopletas do Brasil.	28
Figura 9 – Fator topográfico S_1 para morros e taludes.	29
Figura 10 – Coeficiente de arrasto, C_a , para edificações paralelepípedicas em vento de baixa turbulência.....	35
Figura 11 – Coeficiente de arrasto, C_a , para edificações paralelepípedicas em vento de alta turbulência.....	36
Figura 12 – Modelo de pórtico planos associados.....	37
Figura 13 – Consideração para o Cálculo de Rigidez Equivalente.	38
Figura 14 – Relação entre α e γ_z para edifícios de concreto armado.	42
Figura 15 – Iteração do Processo P-Delta.	44
Figura 16 – Cargas Fictícias (H') em edifícios de múltiplos andares.....	44
Figura 17 – Deslocamentos dos Pavimentos.	45
Figura 18 – Deslocamentos Horizontais entres os Pavimentos.....	46
Figura 19 – Esquema de forças verticais (a) e horizontais fictícias (b).....	47
Figura 20 – Planta do pavimento tipo da Edificação.....	50
Figura 21 – Deslocamento horizontal na direção x do vento.	54
Figura 22 – Pórticos associados na direção x do vento.	54
Figura 23 – Pórticos associados na direção y do vento.	55
Figura 24 – Deslocamento horizontal na direção y do vento.	55
Figura 25 – Cargas atuante na direção X do vento.....	62
Figura 26 – Cargas atuante na direção Y do vento.....	62
Figura 27 – Deslocamento na direção X do vento.....	63
Figura 28 – Deslocamento na direção Y do vento.....	63
Figura 29 – Modelo 3D para 4 pavimentos.	66

Figura 30 – Entrada dos valores de Sobrecarga de Utilização e Cargas Permanente no Cypecad.	67
Figura 31 – Entrada dos dados do vento.	67
Figura 32 – Valores para cargas de vento.....	68
Figura 33 – Deslocamento horizontal máximo na direção X do vento.	68
Figura 34 – Deslocamento horizontal máximo na direção Y do vento.	69
Figura 35 – pavimento tipo para exemplo 4.1.	71
Figura 36 – Variação do Parâmetro P-Delta em relação aos Andares do Edifício para o exemplo 4.1.	72
Figura 37 – Pavimento tipo para exemplo 4.2.....	73
Figura 38 – Variação do parâmetro P-Delta em relação aos andares do edifício para o exemplo 4.2.	75
Figura 39 – Pavimento tipo para exemplo 4.3.....	76
Figura 40 - Variação do parâmetro P-Delta em relação aos andares do edifício para o exemplo 4.3.	78
Figura 41 – Pavimento tipo para exemplo 4.4.....	79
Figura 42 – Variação do parâmetro P-Delta em relação aos andares do edifício para o exemplo 4.4.	81

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Parâmetros meteorológicos.....	32
Tabela 2 – Valor para S_2	33
Tabela 3 – Valores mínimos do fator estatístico S_3	34
Tabela 4 – Valores estimados de módulo de elasticidade em função da resistência característica à compressão do concreto, considerando $\beta E = 1$	49
Tabela 5 – Parâmetros e valores para S_2	51
Tabela 6 – Velocidade característica do vento.	51
Tabela 7 – Pressão de obstrução do vento.	52
Tabela 8 – Forças estática devido ao vento aplicada da direção X por pavimento.	53
Tabela 9 – Forças estática devido ao vento aplicada da direção Y por pavimento.	53
Tabela 10 – Cálculo momento equivalente na direção x do vento.....	56
Tabela 11 – Cálculo momento equivalente na direção y do vento.....	56
Tabela 12 – Cargas verticais atuantes dos pavimentos.....	58
Tabela 13 – Cargas verticais atuantes do forro.....	59
Tabela 14 – Valores para $\Delta M_{tot}, d$, para direção x do vento.	63
Tabela 15 – Valores para $\Delta M_{tot}, d$, para direção y do vento.	64
Tabela 16 – Valores para M_1, av para direção x do vento.....	64
Tabela 17 – Valores para M_1, av para direção y do vento.....	65
Tabela 18 – Verificação da estabilidade global pelo método P- Δ	69
Tabela 19 – Valores Parâmetro P – delta para a direção X e Y do vento para o exemplo 4.1 .	71
Tabela 20 – Valores Parâmetro P – Delta para o 7º andar do exemplo 4.1.....	72
Tabela 21 – Valores Parâmetro P – delta para a direção X e Y do vento para o exemplo 4.2.	74
Tabela 22 – Valores Parâmetro P – delta para o 7º andar do exemplo 4.2.....	74
Tabela 23 – Valores Parâmetro P – delta para a direção X e Y do vento para o exemplo 4.3.	77
Tabela 24 – Valores Parâmetro P – delta para o 11º andar do exemplo 4.3.....	77
Tabela 25 – Valores Parâmetro P – Delta para a direção X e Y do vento para o exemplo 4.4.	80
Tabela 26 – Valores Parâmetro P – delta para o 11º andar do exemplo 4.4.....	80

LISTA DE ABREVIATURAS E SIMBOLOS

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas

NBR – Norma Brasileira

CEB – Comité Euro-Internacional du Béton

After Hours – versão de livre acesso do software.

FTOOL – Programa estrutural voltado basicamente de pórticos planos.

NLF – Não-linearidade física.

NLG – Não-linearidade geométrica.

f_{ck} – Resistência característica do concreto.

E_{cs} – Módulo de elasticidade secante do concreto.

E_{ci} – Módulo de elasticidade inicial do concreto.

q_{vento} – Pressão de obstrução (N/m^2).

V_k – Velocidade característica do vento (m/s).

V_0 – Velocidade básica do vento

S_1 – Fator topográfico

S_2 – Fator de rugosidade do terreno

S_3 – Fator estatístico

C_a – Coeficiente de arrasto

F_a – Força de arrasto do vento

A_e – Área de obstrução.

EI – Rigidez equivalente da estrutura.

q – Carga distribuída.

H – Altura total do edifício.

a – Deslocamento do topo do edifício quando submetido a ação lateral de valor q .

n – Número de níveis de barras horizontais.

H_{tot} – Altura total da estrutura.

N_k – Somatório de todas as cargas verticais atuante na estrutura (KN)

$E_c \cdot I_c$ – Produto da rigidez de um pilar equivalente de são constante.

$M_{1,tot,d}$ – Momento de tombamento

$\Delta M_{tot,d}$ – Soma dos produtos de todas as forças verticais atuantes na estrutura.

V' – Cortante fictícia.

H' – Carga lateral fictícia, H' .

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	14
2	OBJETIVO	16
3	MATERIAIS E MÉTODOS	17
3.1	MATERIAIS	17
3.1.1	Cypecad 2016	17
3.1.2	Ftool	17
3.2	MÉTODOS.....	17
4	DISCURSSÕES	19
4.1	ESTRUTURAS DE NÓS FIXOS E NÓS MOVEIS.....	19
4.2	CONTRAVENTAMENTO.....	19
4.3	ANALISE NÃO-LINEAR	20
4.3.1	Não-linearidade Física	20
4.3.2	Não-linearidade geométrica	23
4.4	CÁLCULO DAS FORÇAS DEVIDO AO VENTO.....	26
4.4.1	Calculo dos esforços solicitantes devido ao vento	27
4.4.2	Fator topográfico (S1)	28
4.4.3	Fator S2	29
4.4.3.1	Rugosidade do terreno	29
4.4.3.2	Dimensões da edificação	30
4.4.3.3	Altura sobre o terreno	31
4.4.4	Fator estatístico S3	34
4.4.5	Coefficiente de arrasto Ca	34
4.4.6	Força de arrasto do vento	36
4.5	MÉTODO DE CÁLCULO E RIGIDEZ EQUIVALENTE.	37
4.6	PARÂMETRO DE ESTABILIDADE α	39
4.7	COEFICIENTE γ_z	40
4.8	RELAÇÃO ENTRE OS COEFICIENTES α E γ_z	42
4.9	PARÂMETRO DE ESTABILIDADE P – Δ	43
4.9.1	Método da carga lateral fictícia	43
5	EXEMPLOS E RESULTADOS	48
5.1	EXEMPLO 1 - PARÂMETRO α	48

5.1.1	Cálculo das forças devido ao vento	50
5.1.1.1	Velocidade Básica do vento	50
5.1.1.2	Fator topográfico	50
5.1.1.3	Fator S_2	51
5.1.1.4	Fator Estatístico s_3	51
5.1.1.5	Velocidade Característica	51
5.1.1.6	Pressão de obstrução.....	52
5.1.1.7	Coefficiente de arrasto.	52
5.1.1.8	Força de arrasto	52
5.1.2	Cálculo da rigidez equivalente	56
5.1.3	Obtenção do Parâmetro α	58
5.2	EXEMPLO 2 - COEFICIENTE γ_z	61
5.3	EXEMPLO 3 - RESULTADO DO CYPECAD 2016.....	66
5.4	EXEMPLO 4	70
5.4.1	Exemplo 4.1	70
5.4.2	Exemplo 4.2	73
5.4.3	Exemplo 4.3	76
5.4.4	Exemplo 4.4	79
6	DISCURSÕES.....	82
7	CONCLUSÃO.....	84
	REFERÊNCIAS	85

1 INTRODUÇÃO

A partir do momento em que o homem deixou de ser nômade e começa a construir suas próprias casas, que basicamente eram feitas de pedras que de forma simples eram sobrepostas umas nas outras, começou um grande avanço tecnológico na construção de casas. Com o passar dos tempos as casas que antes não passavam de alguns metros de altura começaram a crescer verticalmente e hoje vemos edifícios com mais de 800 metros de altura, como por exemplo o Burj Khalifa em Dubai.

Atualmente com o aumento das grandes cidades e a falta de espaço horizontal, cresce a necessidade de construir edifícios cada vez mais altos e esbelto, e o grande avanço e melhoria na fabricação dos materiais utilizados faz com que isso se torne cada vez mais possível.

Segundo Carmo (1995, P. 1), vem se despertando um enorme interesse, pelos profissionais da área, para possíveis problemas de estabilidade e deslocamentos excessivos no equilíbrio de estruturas de edifícios solicitadas por ações verticais e horizontais. E são esses deslocamentos excessivos, acarretando esforços adicionais, que são chamados de Efeitos de Segunda Ordem. Esses efeitos, combinados com os carregamentos originais, podem comprometer a sua estabilidade.

De acordo com Carvalho e Pinheiro (2009, p. 180), *”as estruturas, mesmo as mais simples, estão sempre sujeitas, além das ações gravitacionais, às ações laterais decorrentes, principalmente, do efeito de ventos. No caso de estruturas de grande altura ou que têm uma razão grande entre a altura e maior dimensão em planta grande, estes efeitos se tornam mais importantes e podem, inclusive, desencadear situações de instabilidade do edifício.”*

Inúmeros estudos foram realizados no intuito de se prever parâmetros simplificados que ajudassem os projetistas na necessidade de uma análise de segunda ordem nas estruturas sem a necessidade de realizar uma análise não-linear. Os parâmetros atualmente mais utilizados nessa análise são:

- Parâmetro α
- Coeficiente γ_z
- Processo $P - \Delta$

Dentre esses citados, focaremos no Parâmetro α e no Coeficiente γ_z , que são as estratégias que a NBR 6118:2003 e NBR 6118:2014 disponibiliza para uma análise de segunda ordem de forma simplificada.

Segundo Carvalho e Pinheiro (2009, p. 180), *”se essa estrutura possuir uma grande rigidez, os efeitos de segunda ordem [...] serão pequenos, resultando em momentos de segunda ordem desprezíveis para efeito de cálculo.”*

2 OBJETIVO

O objetivo deste trabalho é fazer uma revisão bibliográfica dos métodos adotados pela NBR 6118:2003 e NBR 6118:2014 para análise dos esforços globais de segunda ordem e, posteriormente, utilizando o software Cypecad 2016 After Hours, fazer uma comparação entre o método P-Delta adotado no software e os adotados pela NBR 6118.

3 MATERIAIS E MÉTODOS

3.1 MATERIAIS

São utilizadas estratégias de cálculos manuais, indicados pela NBR 6118:2003 e NBR 6118:2014 para análise dos efeitos de segunda ordem e programas de cálculos estruturais.

3.1.1 Cypecad 2016

O Cypecad é um software para projetos estruturais em concreto armado, pertencente à família de conceito BIM (Building Information Model), permitindo a realização de projeto de todas as especialidades de engenharia de forma integrada e com informação compartilhada.

A versão em português do Cype é de responsabilidade da Top Informática, empresa certificada pela norma NP EN ISO 9001:2008 “no âmbito das atividades de concessão, validação, adaptação e comercialização de Software e Bibliografia Técnica para engenharia, assistência técnica e formação aos utilizadores. ”

A versão do software utilizada foi a After Hours, é uma versão de livre acesso e tem limitações horárias para a sua utilização. Foi concebida principalmente para utilização por parte de estudantes.

3.1.2 Ftool

O Ftool é um programa voltado para o ensino acadêmico para estudo do comportamento estrutural basicamente de pórticos planos. Foi um projeto de pesquisa, desenvolvido inicialmente na plataforma DOS no primeiro semestre de 1991, coordenado por professores da PUC-Rio de Janeiro com o apoio do CNPq (Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico). A partir dos carregamentos previamente estabelecidos, o Ftool fornece os valores da deformada dos pórticos associados, podendo assim calcular a rigidez equivalente necessário a determinação do parâmetro (MACIEL, SOUZA, MOURA, 2011).

3.2 MÉTODOS

Foi feita uma comparação entre os métodos sugeridos adotados pela NBR 6118:2003, e a NBR 6118:2014, que são os Parâmetro de estabilidade α e o Coeficiente γ_z , com o método

adotado pelo software Cypecad After Hours 2016, que utiliza o método P-Delta para análise dos esforços de segunda ordem.

Também se buscou ver a influência da locações dos pilares no método P-Delta, tendo o auxílio o software Cypecad After Hours 2016 nos dados obtidos.

4 DISCURSÕES

A NBR 6118:2003 e 6118:2014 no item 15 disponibiliza duas estratégias aproximadas para a verificação de possibilidades de se dispensar os esforços globais de segunda ordem sem a necessidade de cálculos rigorosos, dessa forma podemos classificar as estruturas de edifícios em: Estruturas de nós fixos ou Estruturas de nós móveis. E para essa classificação usaremos os seguintes métodos:

- Parâmetro de estabilidade α ;
- Coeficiente γ_z .

Esses métodos serão, de forma mais sucinta, apresentados a seguir.

4.1 ESTRUTURAS DE NÓS FIXOS E NÓS MOVEIS

No item 15.4.2 da NBR 6118:2003 e NBR 6118:2014, podemos ter uma classificação quanto as estruturas de nós fixos e estruturas de nós móveis, segundo a NBR 6118:2003 e NBR 6118:2014, “As estruturas são consideradas, para efeito de cálculo de nós fixos, quando os deslocamentos horizontais dos nós são pequenos e por decorrência os efeitos globais de 2ª ordem são desprezíveis (inferiores a 10% dos respectivos esforços de 1ª ordem) [...]”. Se esse requisito for atendido podemos considerar apenas os efeitos locais e feitos localizados de 2ª ordem simplificando enormemente os devidos cálculos.

Já as estruturas serão consideradas de nós móveis, segundo a NBR 6118:2003 e NBR 6118:2014, quando “Os deslocamentos horizontais não são pequenos [...], (superiores a 10% dos respectivos esforços de 1ª ordem) ”. Nessas estruturas devem ser consideradas tanto os esforços de 2ª ordem globais como os locais e localizados.

4.2 CONTRAVENTAMENTO

Segundo a NBR 6118:2003 e NBR 6118:2014, “é possível identificar, dentro das estruturas, subestruturas que, devido à sua grande rigidez as ações horizontais, resistem a maior parte dos esforços decorrentes dessas ações. Essas estruturas são chamadas subestruturas de contraventamento”. Essas subestruturas podem ser classificadas como estruturas de nós fixos e nós móveis, isso irá depender da análise de acordo com as definições do tópico 4.1.

De acordo com Araújo (2010, p. 222), “ *A grande dificuldade da análise estrutural frente às ações horizontais (ação do vento e sismos) consiste na repartição das cargas para os elementos de contraventamento. Isso ocorre pela natureza tridimensional do problema.* ”

Quando os elementos estruturais se comportarem de forma idêntica, podemos empregar um processo simplificado, nesse procedimento a interação entre os níveis de lajes é desprezada, e assim adotamos uma rigidez equivalente para os elementos contraventados para um andar específico. Também se admite que as lajes são extremamente rígidas no seu próprio plano, de forma que não haja nenhum movimento ocorrente no plano, isto é, considera-se a laje como um diafragma rígido. Outra consideração é que os elementos contraventados recebam apenas cargas do seu plano vertical, sendo nula a rigidez na direção normal a este plano, a rigidez a torção também será nula (ARAÚJO, 2010).

4.3 ANÁLISE NÃO-LINEAR

Antes de ser descritos os parâmetros para verificação da estabilidade global, é necessário ter conhecimento sobre a análise não-linear, pois o concreto armado possui um comportamento não-linear. Este comportamento é influenciado pelas não linearidades que a estrutura está sujeita, são elas: a não-linearidade física (NLF), a não-linearidade geométrica (NLG) e a não-linearidade de contato (NLC). A NLF provém do comportamento não-linear dos materiais. Já a NLG consiste em formular a condição de equilíbrio na posição deslocada da estrutura. Enquanto a NLC decorre de alteração nas condições de contorno durante o processo de carregamento e deformação da estrutura (PROENÇA, 2016).

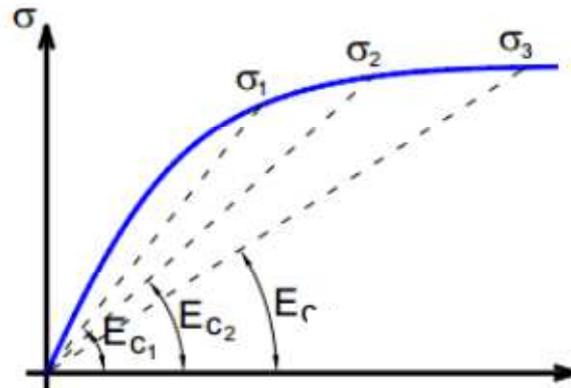
4.3.1 Não-linearidade Física.

O projetista deve levar em conta que o concreto armado não é um material elástico perfeito, pois o efeito da fissuração, da fluência, o escoamento das armaduras e outros fatores de menor importância conferem ao mesmo um comportamento não linear, que se denomina de não-linearidade física (PINTO, 1997).

Pode-se ver esse comportamento não-linear (uma curva) do concreto armado através do diagrama mostrado na Figura 1 **Erro! Fonte de referência não encontrada.**, que relaciona a tensão e deformação.

Pode-se observar na Figura 1, que para as tensões σ_1 , σ_2 e σ_3 do concreto não responde de mesma forma pois para as tensões citadas encontramos os seguintes módulos de elasticidade

Figura 1 - Diagrama tensão-deformação do concreto.

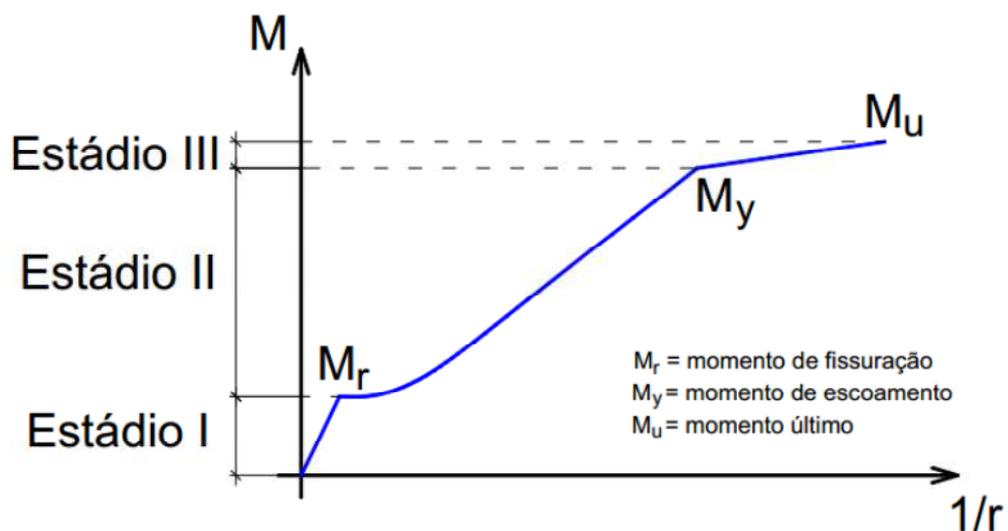


Fonte: MONCAYO, 2011.

E_{c1} , E_{c2} e E_{c3} , respectivamente. Logo é fácil observar que o módulo de elasticidade não é constante, ou seja, não é único para assim se caracterizar um comportamento não-linear.

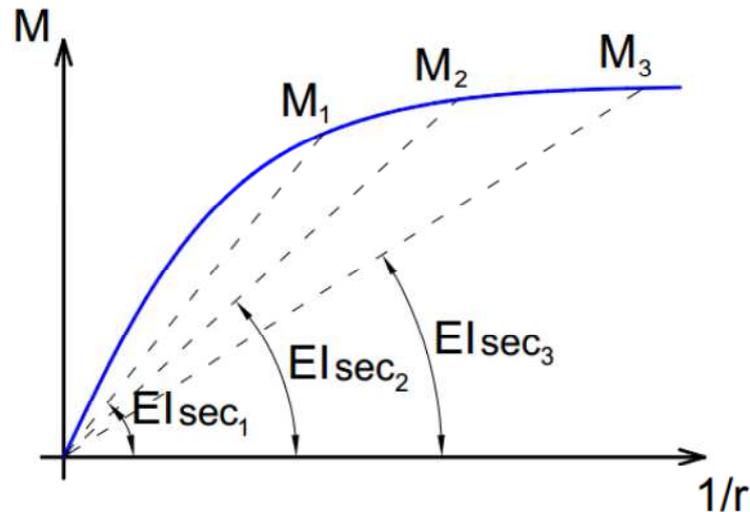
De acordo com Moncayo (2011, p.24), “o projetista analisa sua estrutura baseando-se em momentos fletores, e não em tensões. Por isso é possível utilizar um diagrama chamado momento-curvatura ($M-1/r$), indicado na figura 2, que pode ser utilizado na análise não-linear de pavimentos, no cálculo de flechas, e o diagrama normal-momento-curvatura ($N-M-1/r$), mostrado na figura 3, que é empregado no cálculo de elementos submetidos a esforço normal, por exemplo, para o cálculo de vigas submetidas à flexão composta e, principalmente, para o cálculo de pilares. ”

Figura 2 - Diagrama momento-curvatura



Fonte: MONCAYO, 2011.

Figura 3 - Diagrama normal-momento-curvatura.



Fonte: MONCAYO, 2011.

A grande vantagem em utilizar a relação momento-curvatura, é a obtenção direta da rigidez EI , em quanto que no diagrama tensão-deformação obtém apenas o módulo de elasticidade.

Porém, a construção desse diagrama, sem auxílio de um computador em projetos de edifício é algo praticamente inviável, pois a construção desses diagramas é de extremo trabalho, e por essa condição que a norma NBR 6118:2003 e NBR 6118:2014 permite que se faça uma análise linear, porém deve-se fazer alguns ajustes. Nos casos de uma análise de serviço, por exemplo para o cálculo de flechas, onde serão consideradas os efeitos da fissuração e da fluência, a norma NBR 6118:2003 e NBR 6118:2014, no item 14.6.4.1, considera permitir uma simplificação.

Para o cálculo de uma análise global de uma edificação, pode-se usar um coeficiente redutor, e dessa forma pode-se considerar um valor constante para a rigidez EI , pois esse coeficiente tem a função de simular a variação da rigidez de modo simplificado. Dessa forma temos de forma aproximada o efeito da não-linearidade física (MONCAYO, 2011, p. 26).

De acordo com o item 15.7.3 da norma NBR 6118:2003 e NBR 6118:2014, os coeficientes redutores são diferentes para lajes, vigas e pilares, e se restringindo a estruturas retificadas e com no mínimo quatro andares, esses coeficientes redutores para estruturas de nós moveis são:

- Para lajes: $(EI)_{sec} = 0,3 \cdot E_{ci} \cdot I_c$ (1)

- Para vigas com $A_s \neq A'_s$: $(EI)_{sec} = 0,4 \cdot E_{ci} \cdot I_c$; (2)
- Para vigas com $A_s = A'_s$: $(EI)_{sec} = 0,5 \cdot E_{ci} \cdot I_c$; (3)
- Para pilares: $(EI)_{sec} = 0,8 \cdot E_{ci} \cdot I_c$. (4)

Sendo:

I_c = Momento de inércia da seção bruta de concreto, incluindo no caso de seções T, as mesas colaborantes quando for o caso.

A_s = Armadura de tração.

A'_s = Armadura de compressão, em casos de armadura dupla.

Porém, em edifícios usuais, é de rara observação casos em que $A_s = A'_s$. Dessa forma na maioria dos casos temos $(EI)_{sec} = 0,4 \cdot E_{ci} \cdot I_c$, valendo para vigas com armadura duplas ou simples.

Uma condição que existia na NBR 6118:2003 e não existe mais na NBR 6118:2014 era a redução da rigidez relacionada a condição da estrutura de contraventamento, onde quando fosse composta exclusivamente por vigas e pilares, e o γ_z menos que 1,3, dessa forma poderia calcular a rigidez dessas vigas e pilares com a seguinte equação:

$$(EI)_{sec} = 0,7 \cdot E_{ci} \cdot I_c \quad (5)$$

E como foi dito anteriormente, esses valores são apenas utilizados para estruturas reticuladas e de no mínimo quatro pavimentos, limitação adotada, pois ainda existe uma grande falta de estudo para estruturas reticuladas com menos de quatro andares. Porém, há grandes possibilidades de que esses coeficientes sejam menores, como por exemplo $(EI)_{sec} = 0,6 \cdot E_{ci} \cdot I_c$ ou $(EI)_{sec} = 0,5 \cdot E_{ci} \cdot I_c$ (MONTAYO, 2011, p.27).

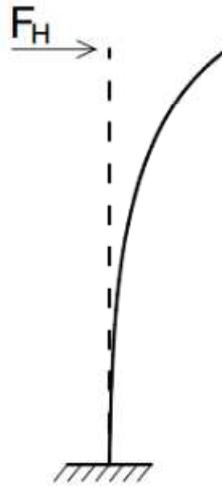
4.3.2 Não-linearidade geométrica.

De acordo com Pinto (1997), “os efeitos devidos a não-linearidade geométrica, são aqueles oriundos da mudança de posição da estrutura no espaço”, e seus efeitos são determinados através de uma análise onde considera-se a estrutura na sua configuração final de equilíbrio.

Pode-se ver essa mudança de posição pela Figura 4, que a partir do momento que uma força horizontal é acrescentada a uma barra vertical e engastada na base e livre no topo, há uma mudança de posição, onde a barra sai da posição indeformada (inicial), indo para posição da linha cheia.

“Os efeitos da não-linearidade geométrica são determinados quando se analisa o equilíbrio na posição deformada, ou seja, quando se realiza a análise com a barra na posição linha cheia” (MONTAYO, 2011, p.28).

Figura 4 - Barra vertical com mudança de posição no espaço.



Fonte: MONCAYO, 2011, p. 28.

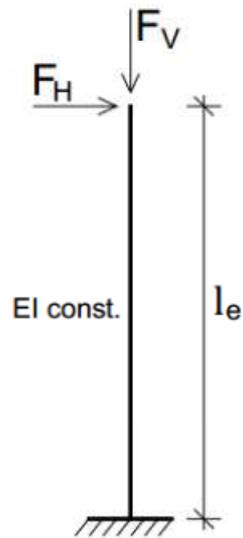
Para ficar mais claro o conceito da não-linearidade geométrica, será analisada, uma barra vertical, submetida às forças vertical e horizontal, como vemos na Figura 5.

Dessa forma para que a estrutura, mostrada na Figura 5, se mantenha em equilíbrio na posição indeformada, ou seja, posição inicial, na sua base deve surgir reações, e essas reações são mostradas na Figura 6.

O momento M_1 mostrada na Figura 6, é chamado de momento fletor de primeira ordem, pois recebe esse nome por ele ter sido analisado a partir do equilíbrio da barra na posição indeformada.

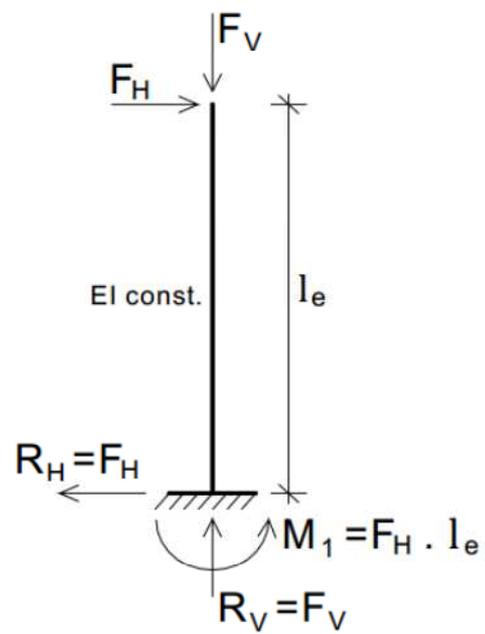
Porém, a partir do momento que analisa a mesma estrutura, mas considerando a deformação, ou seja, considerando o deslocamento u provocado pela ação da força horizontal F_H , isso fará com que na base exista um acréscimo de momento ($\Delta M = F_H \cdot u$), aumentando o valor do momento de primeira ordem M_1 . Esse acréscimo de momento é um efeito de segunda ordem, pois foi um esforço que surgiu com a análise do equilíbrio da estrutura na sua posição deformada (MONTTOYA, 2011, p. 30). Ver Figura 7.

Figura 5 - Barra vertical submetida a ação vertical e horizontal.



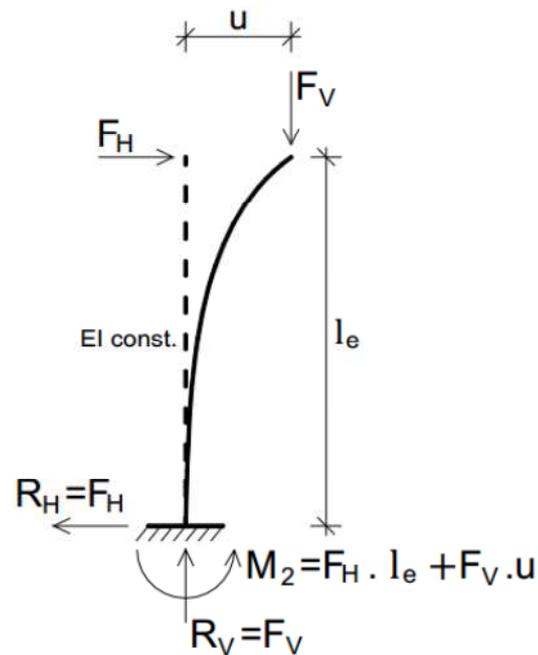
Fonte: MONCAYO, 2011.

Figura 6 - Reações na barra vertical indeformada.



Fonte: MONCAYO, 2011.

Figura 7 - Reações na barra vertical deformada.



Fonte: MONCAYO, 2011..

De acordo com Montoya (2011, p. 30), “o acréscimo de momento é um efeito de segunda ordem, pois foi um esforço que surgiu com a análise do equilíbrio da estrutura na sua posição deformada. Portanto, somente se esse esforço for levado em conta na análise, é que a não-linearidade geométrica da estrutura estará sendo considerada.”

4.4 CÁLCULO DAS FORÇAS DEVIDO AO VENTO

Segundo Carvalho e Pinheiro (2009, p, 191), a força devida a ação do vento sempre deve ser sempre considerada e determinadas de acordo com a NBR 6123:1988 (Forças devidas ao Vento em Edificações), permitindo-se o emprego de regras simplificadas prevista em normas brasileiras específicas.

Segundo a NBR 6123:1988, as forças relativas ao vento devem ser calculadas separadamente para elementos de vedações e suas fixações (telhas vídeos, esquadrias, entre outros), para partes da estrutura (telhados e paredes) e para a estrutura como um todo.

4.4.1 Cálculo dos esforços solicitantes devido ao vento

Será apresentado agora o processo de cálculo de acordo como a NBR 6123:1988, onde os esforços obtidos podem ser concentrados ao nível de cada pavimento.

De acordo com o teorema de Bernoulli podemos determinar a pressão de obstrução q_{vento} (pressão dinâmica do vento N/m^2), correspondente a velocidade característica V_k (m/s), que será a velocidade que se usa no projeto, em condições normais de temperatura (15°) e pressão ($1 \text{ atm} = 1013,2 \text{ mbar} = 101320 \text{ Pa}$), (CARVALHO & PINHEIRO, 2009, p, 191).

O valor da pressão de obstrução pode ser determinado da seguinte forma:

$$q_{vento} = 0,613 \cdot v_k^2 \text{ (N/m}^2\text{)} \quad (6)$$

A NBR 6123:1988, determina que a velocidade característica do vento, deve ser feito a partir da velocidade básica do vento de acordo com a equação seguinte:

$$v_k = V_0 \cdot S_1 \cdot S_2 \cdot S_3 \text{ (m/s)} \quad (7)$$

Em que:

V_0 = Velocidade básica do vento;

S_1 = Fator que depende da topografia;

S_2 = Fator de rugosidade do terreno;

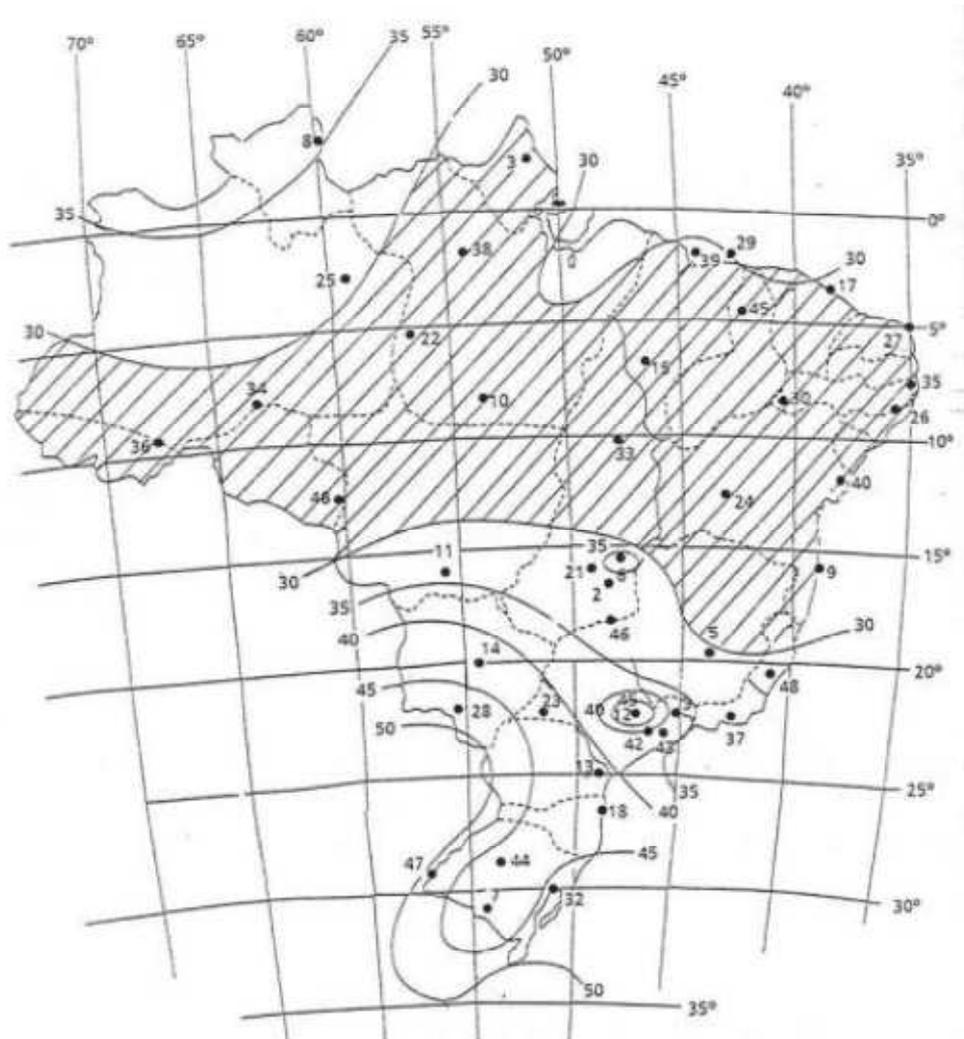
S_3 = Fator estatístico.

A velocidade básica do vento, V_0 , é a velocidade de uma rajada de 3s, excedida em média uma vez em 50 anos, a 10 m acima do terreno, em campo aberto e plano. A Figura 8 apresenta o gráfico das isopletas da velocidade básica no Brasil, com intervalos de 5 m/s.

De acordo com Carvalho & Pinheiro (2009, p. 193), os valores de S_1 , S_2 e S_3 são empregadas para fazer uma “adaptação” ao valor da velocidade do vento medida experimentalmente, com a real velocidade que atua na edificação.

Calculada o valor da pressão de obstrução, podemos calcular o valor da força de arrasto, obtida em função do coeficiente de arrasto C_a .

Figura 8 - Isopletas do Brasil.



Fonte: NBR 6123:1988.

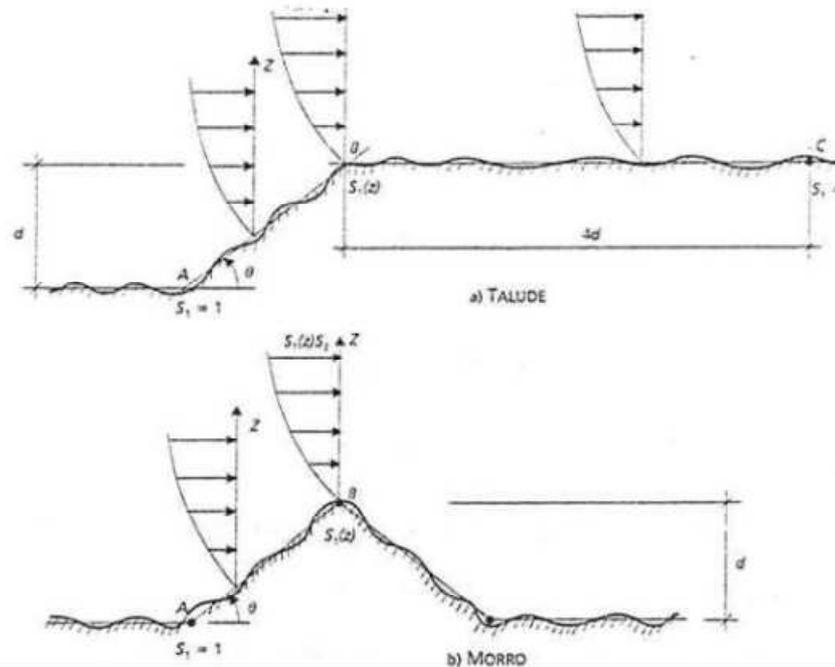
4.4.2 Fator topográfico (S_1)

O fator topográfico leva em conta as variações presentes no terreno, e para conseguir defini-lo temos que caracterizar esse terreno, podendo ser ele um terreno plano ou pouco ondulado, com taludes e situados em morro. Na Figura 9, pode-se ver essas três situações, onde temos os pontos A, B e C. No Ponto A está configurado um terreno de característica plana. O ponto B está em uma situação de aclive em que há um aumento da velocidade no vento. No ponto C temos uma situação de pouca velocidade do vento, pois o terreno está na situação de vale protegido, dessa maneira tem-se os seguintes valores para cada uma dessas situações:

- Terrenos planos ou fracamente acidentado: $S_1 = 1,00$
- Vales protegidos de ventos de qualquer direção: $S_1 = 0,90$

Para taludes e morros alongados nos quais pode ser admitido um fluxo de ar bidimensional soprando no sentido indicado na Figura 9.

Figura 9 - Fator topográfico S_1 para morros e taludes.



Fonte: NBR 6123:1988.

4.4.3 Fator S_2

De acordo com a NBR 6123:1988, o fator S_2 é um fator que considera uma combinação do efeito da rugosidade do terreno, e da variação da velocidade do vento com a altura acima do terreno, também avaliando as dimensões da edificação ou parte dela, (ver tabela 2).

4.4.3.1 Rugosidade do terreno

A NBR 6123:1988 classifica a rugosidade do terreno em cinco categorias, que são:

Categoria 1: Superfícies lisas de grandes dimensões, com mais de 5 km de extensão, medida na direção e sentido do vento incidente. Exemplos:

- Mar calmo;
- Lagos E rios;
- Pântanos sem vegetação.

Categoria 2: Terrenos abertos em nível ou aproximadamente em nível, com poucos obstáculos isolados, tais como árvores e edificações baixas. Exemplos:

- Zonas costeiras planas;
- Pântanos com vegetação rala;
- Campos de aviação;
- Pradarias e charnecas;
- Fazendas sem sebes ou muros.

A cota média do topo dos obstáculos é considerada inferior ou igual a 1,0 m.

Categoria 3: Terrenos planos ou ondulados com obstáculos, tais como sebes e muros, poucos quebra-ventos de árvores, edificações baixas e esparsas. Exemplos:

- Granjas e casas de campo, com exceção das partes com matos;
- Fazendas com sebes e/ou muros;
- Subúrbios a considerável distância do centro, com casas baixas e esparsas.

A cota média do topo dos obstáculos é considerada igual a 3,0 m.

Categoria 4: Terrenos cobertos por obstáculos numerosos e pouco espaçados, em zona florestal, industrial ou urbanizada. Exemplos:

- Zonas de parques e bosques com muitas árvores;
- Cidades pequenas e seus arredores;
- Subúrbios densamente construídos de grandes cidades;
- Áreas industriais plena ou parcialmente desenvolvidas.

A cota média do topo dos obstáculos é considerada igual a 10 m.

Categoria 5: Categoria V: Terrenos cobertos por obstáculos numerosos, grandes, altos e pouco espaçados. Exemplos:

- Florestas com árvores altas, de copas isoladas;
- Centros de grandes cidades;
- Complexos industriais bem desenvolvidos.

A cota média do topo dos obstáculos é considerada igual ou superior a 25 m.

4.4.3.2 Dimensões da edificação

Segundo a NBR 6123:1988, a velocidade do vento varia continuamente, e seu valor médio pode ser calculado sobre qualquer intervalo de tempo. Foi verificado que o intervalo mais curto das medidas usuais (3 s) corresponde a rajadas cujas dimensões envolvem

convenientemente obstáculos de até 20 m na direção do vento médio. Quanto maior o intervalo de tempo usado no cálculo da velocidade média, tanto maior a distância abrangida pela rajada. Foram escolhidas as seguintes classes de edificações, partes de edificações e seus elementos, com intervalos de tempo para cálculo da velocidade média de, respectivamente, 3 s, 5 s e 10 s:

- Classe A: Todas as unidades de vedação, seus elementos de fixação e peças individuais de estruturas sem vedação. Toda edificação na qual a maior dimensão horizontal ou vertical não exceda 20 m.
- Classe B: Toda edificação ou parte de edificação para a qual a maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal esteja entre 20 m e 50 m.
- Classe C: Toda edificação ou parte de edificação para a qual a maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal exceda 50 m.

4.4.3.3 Altura sobre o terreno

O fator S_2 usado no cálculo da velocidade do vento em uma altura z acima do nível geral do terreno é obtido pela expressão 8, os parâmetros que permitem determinar S_2 para as cinco categorias desta Norma são apresentados na Tabela 1.

$$S_2 = b \cdot F_r \cdot \left(\frac{Z}{10}\right)^P \quad (8)$$

Em que:

Tabela 1 - Parâmetros meteorológicos.

Categoria	Z (m)	Parâmetro	Classes		
			A	B	C
1	250	b	1,10	1,11	1,12
		p	0,06	0,065	0,07
2	300	b	1,00	1,00	1,00
		F_r	1,00	0,98	0,95
		p	0,085	0,09	0,10
3	350	b	0,94	0,94	0,93
		p	0,10	0,105	0,115
4	420	b	0,86	0,85	0,84
		p	0,12	0,125	0,135
5	500	b	0,74	0,73	0,71
		p	0,15	0,16	0,175

Fonte: ABNT 6123:1988

Tabela 2 - Valor para S_2 .

Z (m)	Categoria														
	I			II			III			IV			VI		
	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	C
≤ 5	1,06	1,04	1,01	0,94	0,92	0,89	0,88	0,86	0,82	0,79	0,76	0,73	0,74	0,72	0,67
10	1,10	1,09	1,06	1,00	0,98	0,95	0,94	0,92	0,88	0,86	0,83	0,80	0,74	0,72	0,67
15	1,13	1,12	1,09	1,04	1,02	0,99	0,98	0,96	0,93	0,90	0,88	0,84	0,79	0,76	0,72
20	1,15	1,14	1,12	1,06	1,04	1,02	1,01	0,99	0,96	0,93	0,91	0,88	0,82	0,80	0,76
30	1,17	1,17	1,15	1,10	1,08	1,06	1,05	1,03	1,00	0,98	0,96	0,93	0,87	0,85	0,82
40	1,20	1,19	1,17	1,13	1,11	1,09	1,08	1,06	1,04	1,01	0,99	0,96	0,91	0,89	0,86
50	1,21	1,21	1,19	1,15	1,13	1,12	1,10	1,09	1,06	1,04	1,02	0,99	0,94	0,93	0,89
60	1,22	1,22	1,21	1,16	1,15	1,14	1,12	1,11	1,09	1,07	1,04	1,02	0,97	0,95	0,92
80	1,25	1,24	1,23	1,19	1,18	1,17	1,16	1,14	1,12	1,10	1,08	1,06	1,01	1,00	0,97
100	1,26	1,26	1,25	1,22	1,21	1,20	1,18	1,17	1,15	1,13	1,11	1,09	1,05	1,03	1,01
120	1,28	1,28	1,27	1,24	1,24	1,22	1,20	1,20	1,18	1,16	1,14	1,12	1,07	1,06	1,04
140	1,29	1,29	1,28	1,25	1,26	1,24	1,22	1,22	1,20	1,18	1,16	1,14	1,10	1,09	1,07
160	1,30	1,30	1,29	1,27	1,23	1,26	1,24	1,23	1,22	1,20	1,18	1,16	1,12	1,11	1,10
180	1,31	1,31	1,31	1,28	1,27	1,27	1,26	1,25	1,23	1,22	1,20	1,18	1,14	1,14	1,12
200	1,32	1,32	1,32	1,29	1,28	1,28	1,27	1,26	1,25	1,23	1,21	1,20	1,16	1,16	1,14
250	1,34	1,34	1,33	1,31	1,31	1,31	1,30	1,29	1,28	1,27	1,25	1,23	1,20	1,20	1,18
300	-	-	-	1,34	1,33	1,33	1,32	1,32	1,31	1,29	1,27	1,26	1,23	1,23	1,22
350	-	-	-	-	-	-	1,34	1,34	1,33	1,32	1,30	1,29	1,26	1,26	1,26
400	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,34	1,32	1,32	1,29	1,29	1,29
420	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,35	1,35	1,33	1,30	1,30	1,30
450	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,32	1,32	1,32
500	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,34	1,34	1,34

Fonte: ABNT 6123:1988

4.4.4 Fator estatístico S_3

De acordo com a NBR 6123:1988, o fator estatístico S_3 é baseado em conceitos estatísticos, e considera o grau de segurança requerido e a vida útil da edificação. Na falta de uma norma específica sobre segurança nas edificações ou de indicações correspondentes na norma estrutural, os valores mínimos do fator S_3 são os indicados na Tabela 3.

Tabela 3 - Valores mínimos do fator estatístico S_3 .

Grupo	Descrição	S_3
1	Edificações cuja ruína total ou parcial pode afetar a segurança ou possibilidade de socorro a pessoas após uma tempestade destrutiva (hospitais, quartéis de bombeiros e de forças de segurança, centrais de comunicação, etc.)	1,10
2	Edificações para hotéis e residências. Edificações para comércios e indústria com alto fator de ocupação	1,0
3	Edificações e instalações industriais com baixo fator de ocupação (depósito, 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 6123:1988

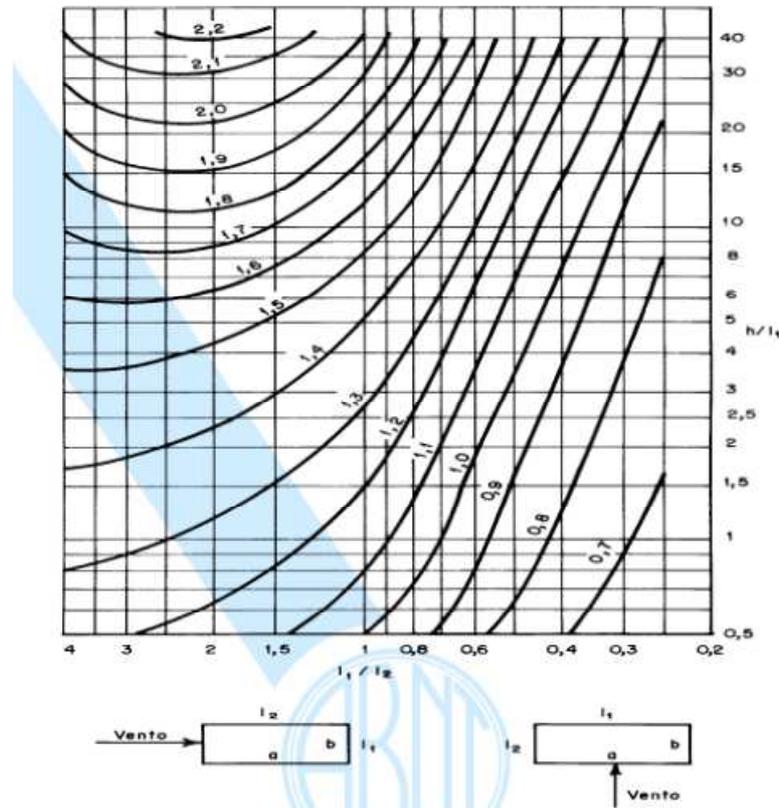
4.4.5 Coeficiente de arrasto C_a

O coeficiente de arrasto C_a é usado na avaliação da força global na estrutura, (Carvalho & Pinheiro, 2009, p 201), sendo determinado conforme o item 6.3 da NBR 6123:1988 e podendo variar de 0,7 a 2,2 dependendo da edificação.

De acordo com o item 6.3.1, para ventos incidindo perpendicularmente a cada uma das fachadas de uma edificação retangular em planta e assente no terreno, deve ser usado o gráfico da Figura 10, ou para casos excepcionais do vento de alta turbulência, o gráfico da Figural 11.

Os coeficientes de arrasto são dados, nessas figuras, em função das relações h/l_1 e l_1/l_2 (só se aplica a edificações retangulares) em que h é a altura da edificação acima do terreno, medida até o topo da platibanda ou nível do beiral, l_1 é a largura da edificação (dimensão horizontal perpendicular à direção do vento) e l_2 é a profundidade da edificação (dimensão na direção do vento).

Figura 10 - Coeficiente de arrasto, C_a , para edificações paralelepípedicas em vento de baixa turbulência.

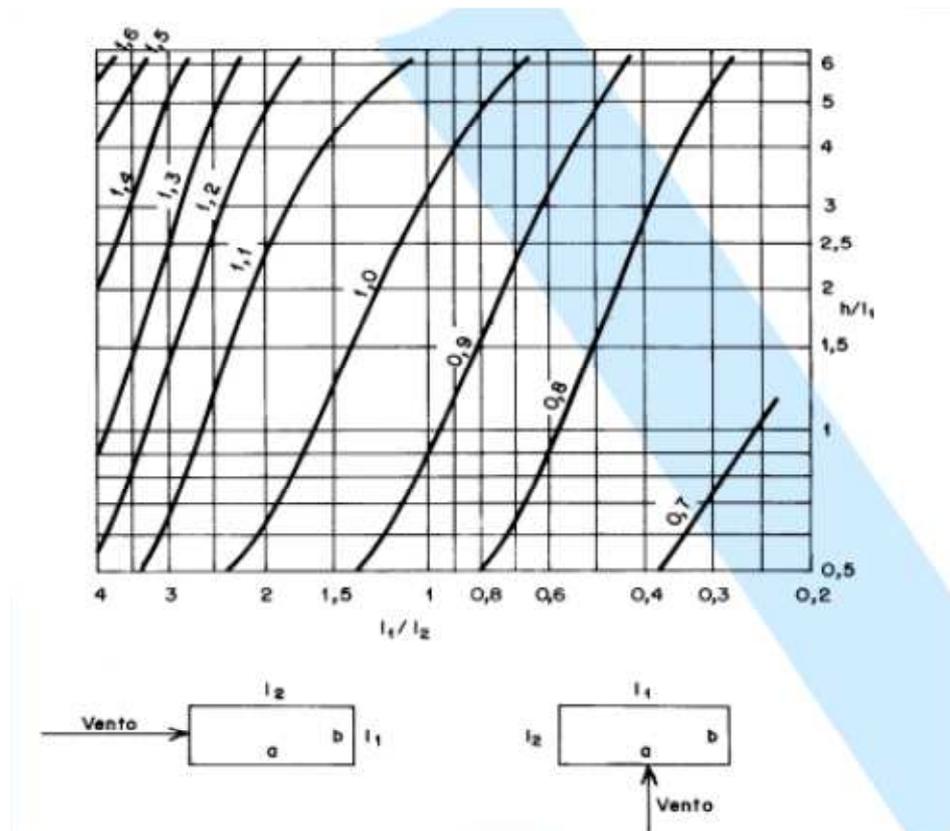


Fonte: ABNT 6123:1988

Conforme o item 6.5.3 da NBR 6123:1988, uma edificação pode ser considerada em zona de vento de alta turbulência (caracterizado para grandes cidades e categoria IV e V, em que geralmente há uma diminuição no coeficiente, pois a sucção a solavento é reduzido), quando sua altura não exceder duas vezes a altura média das edificações da vizinhança, estende-se estas, na direção e no sentido do vento incidente, a uma distância mínima de:

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

Figura 11 - Coeficiente de arrasto, C_a , para edificações paralelepípedicas em vento de alta turbulência.



Fonte: ABNT 6123:1988

4.4.6 Força de arrasto do vento.

A força do vento que atua em uma superfície de uma edificação é considerada sempre perpendicular a esta. A força de ação do vento F_g é a soma de todas as forças incidentes nas diversas partes (superfície) que compõem um edifício, e permite saber as ações globais que serão utilizadas em toda a estrutura. A componente da força global na direção do vento é a força de arrasto F_a , obtida por:

$$F_a = C_a \cdot q \cdot A_e \quad (9)$$

Onde:

q = a pressão dinâmica do vento (pressão de obstrução);

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

4.5 MÉTODO DE CÁLCULO E RIGIDEZ EQUIVALENTE.

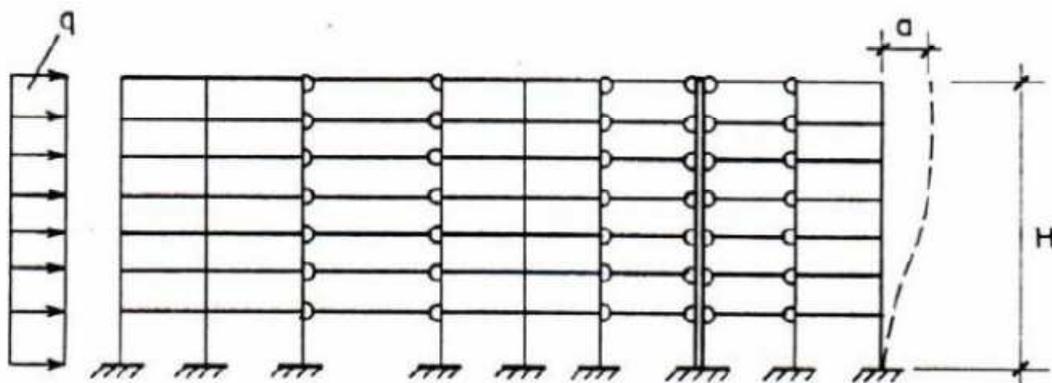
Para se fazer uma análise global de um edifício, é de extrema importância a utilização de um modelo que permita estabelecer a rigidez associada a estrutura que compõe o edifício (MARCIEL, SOUZA & MOURA, 2011, p. 29).

E com este intuito segundo Bueno (2009), "[...] os edifícios usuais são geralmente representados por estruturas reticuladas formadas por pórticos planos ou espaciais de forma que resistam a ações tanto horizontal quanto verticais e contenham elementos que garantam a estabilidade, permitindo que a estrutura se deforme, porém, não excessivamente, para assegurar que esta nunca atinja o estado limite último de instabilidade, ou seja, perder a capacidade resistente pelo aumento das deformações. ”

A maneira mais precisa para o cálculo da rigidez equivalente, é através de modelos tridimensionais. Também pode-se usar um modelo apresentado por pórticos planos que resultam em valores aproximados ao do modelo efetuado pelo modelo tridimensional (MARCIEL, SOUZA & MOURA, 2011, p. 29). Porém, o modelo de pórticos planos além de seus valores estarem a favor da segurança, também é muito empregado no meio técnico por ser mais simples.

O modelo por pórticos planos consiste na associação sequencial de pórticos em um plano com as demais estruturas de contraventamento, que são ligadas em cada pavimento por barras rígidas articuladas nas extremidades, de modo que as lajes se assemelhe a um diafragma (GIONDO, 2007) citado por (MARCIEL, SOUZA & MOURA, 2011, p. 29), como pode ser vista na Figura 12.

Figura 12 - Modelo de pórtico planos associados.

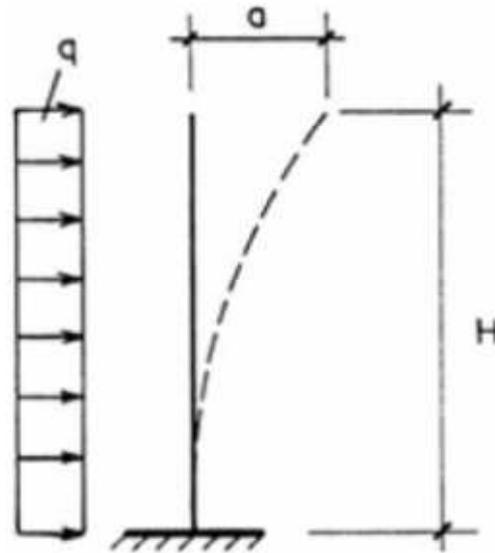


Fonte: GIONGO, 2007 citado por MARCIEL, SOUZA & MOURA.

Dessa forma pode ser feito uma análise do comportamento de uma estrutura tridimensional se baseando na análise de uma coluna equivalente (MARCIEL, SOUZA & MOURA, 2011, p. 30).

E para isso utiliza-se o critério que fixa uma rigidez mínima convencional, e o cálculo dessa rigidez mínima deve-se considerar a estrutura como um pilar de seção constante, livre no topo e engastado na base com altura igual à do edifício, na qual é aplicada uma força horizontal distribuída ao longo de toda a seção, como podemos ver na Figura 13.

Figura 13 - Consideração para o Cálculo de Rigidez Equivalente.



Fonte: Vanderley citado por Marciel, Souza & Moura (2008).

Dessa forma, utiliza-se a equação 10 para poder calcular a rigidez equivalente da estrutura proposta acima:

$$EI = \frac{q \cdot H^4}{8 \cdot a} \quad (10)$$

Onde:

q = carga distribuída.

H = altura total do edifício.

a = deslocamento do topo do edifício quando submetido a ação lateral de valor q .

E podemos considerar a não linearidade-física de forma aproximada segundo a NBR 6118:2014, usando como já dito na seção 4.3.1, os valores dos coeficientes de reduções da rigidez dos elementos estruturais, e usando as mesmas considerações.

4.6 PARÂMETRO DE ESTABILIDADE α

O parâmetro α , foi proposto por dois estudiosos alemães, Gert Konig e Hubert Beck, em 1967, que consideraram um edifício esbelto, com material elástico, e os pilares eram contraventados de paredes rígidas.

Segundo Maciel, Souza & Moura (2011, p. 32), “no seu desenvolvimento matemático, os pilares foram submetidos por um sistema contínuo, para possibilitar a análise por equação diferencial semelhante ao de flambagem em barras isoladas. O coeficiente resultante dessa análise ficou conhecida como coeficiente α .”

Em 1978 esse parâmetro foi adotado pelo CEB-FIP manual of Buckling and Instability, onde estabeleceram os limites para os valores de α . Com a aceitação pela CEB do limite de 10% de majoração como valor desprezível, estabeleceu através de cálculos, que a instabilidade dessa majoração para um certo tipo de estrutura não poderia ser maior que 0,6. E depois de algum tempo, esse parâmetro foi generalizado para qualquer tipo de estrutura, onde a estabilidade α não poderia passar de 0,6 (MACIEL, SOUZA & MOURA, 2011, p 32).

Logo, pela teoria de Beck, para uma estrutura ser considerada de nós fixos, o parâmetro de estabilidade α , dada pela Equação 11, deve ser menor que α_1 , definido a seguir:

$$\alpha = H_{tot} \sqrt{\frac{N_k}{(E_{cs} \cdot I_c)}} \quad (11)$$

- $\alpha_1 = 0,2 + 0,1 \cdot n$ se $n \leq 3$
- $\alpha_1 = 0,6$ se $n \geq 4$

Em que:

n = Número de pavimentos, acima da fundação ou de um nível pouco deslocável do subsolo.

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

N_k = Somatório de todas as cargas verticais atuante na estrutura (a partir do nível considerado para o cálculo de H), com seu valor característico.

$E_{cs} \cdot I_c$ = Somatório da 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, permite-se considerar produto de rigidez $E_{cs} \cdot I_c$ de um pilar equivalente de seção constante, e o valor de I deve ser calculado considerando as seções brutas dos pilares.

De acordo com a NBR 6118:2003 e NBR 6118:2014 no item 15.5.2, para associações de pilares-parede e pórticos associados a pilares-parede, adotar $\alpha_1 = 0,6$. Já para contraventamento constituído exclusivamente por pilares-parede, adotar $\alpha_1 = 0,7$, e em casos de contraventamento constituído exclusivamente por pórticos deve-se reduzir $\alpha_1 = 0,5$.

Em Franco (1985) citado por Moncayo “*observa-se que, na dedução de α_1 , foi levada em conta uma carga vertical de cálculo $N_d = 1,4 \times N_k$ e a rigidez reduzida igual a $0,7 \times E_{cs}I_c$. Isto explica porque no cálculo do parâmetro α utilizam-se esforços característicos e rigidez integral da seção*”.

4.7 COEFICIENTE γ_z .

Os engenheiros e professores Augusto Carlos Vasconcelos e Mario Franco, apresentaram em 1991 na comissão do CEB, no Rio de Janeiro, um artigo sobre resultados de um estudo feito para obtenção de uma estratégia que pudesse tornar mais simples a análise de se classificar uma estrutura como sendo de nós fixos ou de nós móveis e estimar uma boa ordem de grandeza dos efeitos de segunda ordem (MACIEL, SOUZA & MOURA, 2011, p. 34). Esse estudo foi nomeado de coeficiente γ_z , que se encontra na NBR 6118:2014 como uma estratégia de utilização para verificação do efeito de segunda ordem, sendo uma estratégia muito utilizada.

De acordo com Moncayo (2016, P.30), “*o Coeficiente γ_z é um parâmetro que avalia, de forma simples e bastante eficiente, a estabilidade global de um edifício com estrutura de concreto armado.*”

Segundo Franco & Vasconcelos (1991), citado por Moncayo (2016, p. 30), o valor limite estabelecido para o valor γ_z é de 1,20. Pinto, Corrêa e Ramalho (2005) chegaram a uma conclusão em que o limite do coeficiente pode ser um pouco conservador, podendo estabelecer o limite para 1,25, evitando valores acima disso.

Segundo a NBR 6118:20014, é considerado estruturas de nos fixos se atendida a condição $\gamma_z \leq 1,1$. Valores inferiores a 1,0, ou mesmo negativos, são incoerentes e indicam que a estrutura é totalmente insustentável.

O valor do coeficiente γ_z é determinado pela equação 13, de acordo com o item 15.5.3 da NBR 6118:2014.

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{1,tot,d}}} \quad (13)$$

Em que:

$M_{1,tot,d}$ = Momento de tombamento, ou seja, soma de todas as forças horizontais, com seus valores de cálculo, em relação a base da estrutura.

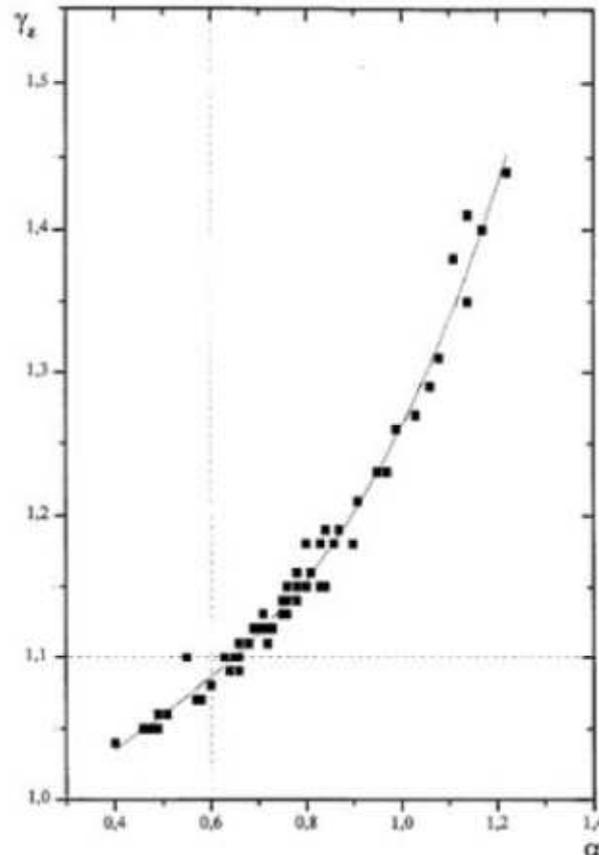
$\Delta M_{tot,d}$ = Soma dos produtos de todas as forças verticais atuantes na estrutura, na combinação considerada, com seus valores de cálculo, pelo deslocamento horizontais de seus respectivos pontos de aplicação, obtidos da análise de primeira ordem.

Segundo o item 15.7.2 da NBR 6118:2014, com o valor de γ_z é possível estimar os esforços finais (1ª + 2ª 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 $\gamma_z \leq 1,3$.

4.8 RELAÇÃO ENTRE OS COEFICIENTES α E γ_z .

Após estudar vários edifícios de concreto armado, Carmo (1995) obteve uma nuvem de pontos (ver Figura 14), onde é possível fazer uma correlação entre o parâmetro α e o coeficiente γ_z através de uma equação cúbica.

Figura 14 - Relação entre α e γ_z para edifícios de concreto armado.



Fonte: CARMO (1995)

De acordo com Moncayo (2016, P.71), “o objetivo principal de se achar essa correlação, obtendo-se γ_z a partir de valores de α , é que com o parâmetro α só é possível se fazer uma avaliação da estabilidade do edifício, classificando-o como de nós fixos ou móveis. Com o parâmetro γ_z , além de ser possível a mesma avaliação, pode-se também estimar os esforços de segunda ordem. Lembra-se que o parâmetro α surgiu em 1967, e o γ_z , em 1991. Antes dessa época era muito difícil realizar uma análise de segunda ordem, pois isto era muito trabalhoso e o computador não estava acessível como nos dias atuais.” Isso fazia que os engenheiros não projetassem estruturas de nós moveis antes do parâmetro γ_z , eles já projetavam

as estruturas para torna-las de nós fixos, fazendo com que pudessem desprezar os efeitos de segunda ordem.

Através da nuvem de pontos indicada na figura 14, foi possível ajustar uma equação cúbica relacionando os dois coeficientes:

$$\gamma_z = 0,90 + 0,52 \cdot \alpha - 0,62 \cdot \alpha^2 + 0,46 \cdot \alpha^3 \quad (14)$$

4.9 PARÂMETRO DE ESTABILIDADE P – Δ

O processo P-Delta não é um parâmetro de estabilidade, mas como ele é podemos obter os esforços de primeira e segunda ordem. A avaliação da estabilidade global só é realizada após análise do processo P-Delta, pois esse processo nada mais é do que uma análise não-linear geométrica. Na literatura, há diversos métodos que levam em conta este processo, tais como: Método de Dois Ciclos Iterativos, Método da Carga Lateral Fictícia, Método da Carga de Gravidade Iterativa e Método da Rigidez Negativa.

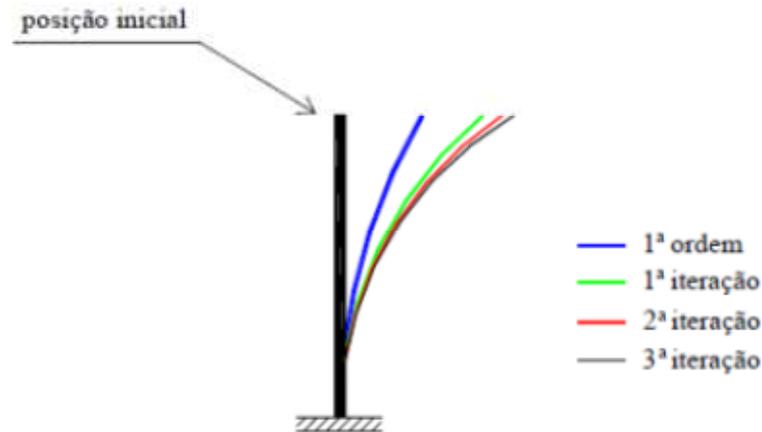
Neste trabalho será dada ênfase apenas ao Método da Carga Lateral Fictícia, por ele ser o mais conhecido entre todos e por possuir aplicação relativamente simples e oferecer estimativas satisfatórias dos efeitos de segunda ordem.

4.9.1 Método da carga lateral fictícia

O método da carga lateral fictícia segundo Maciel, Souza & Moura “*trata-se de um método iterativo que consiste na aplicação de um conjunto de cargas horizontais equivalentes para simular os esforços gerados pelas cargas verticais quando atuam na posição deformada.*”

Ainda segundo Maciel, Souza & Moura “*o processo consiste em verificar inicialmente a deformação gerada pela aplicação dos esforços horizontais e verticais na estrutura em sua posição inicial [...]*”. Após a análise de primeira ordem, iniciam-se as iterações até que se chegue numa posição de equilíbrio, como pode ser visto na figura 15.

Figura 15 - Iteração do Processo P-Delta.

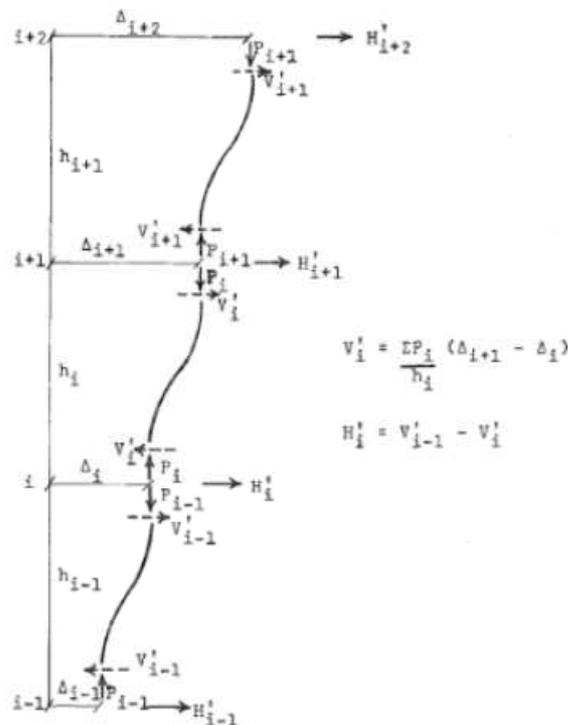


Fonte: LIMA (2001).

Após feita a primeira iteração, obtém-se uma nova força lateral fictícia, e a partir dessa nova força, repete-se a mesma análise até que se tenha uma posição de equilíbrio (MONCAYO, 2011).

A figura 15 mostra o processo P-Delta aplicado em uma barra simples na vertical, engastada na base e livre no topo, porém, esse processo é aplicado também para edifícios de múltiplos andares, como mostra a figura 16.

Figura 16 - Cargas Fictícias (H') em edifícios de múltiplos andares.



Fonte: GAIOTTI (1989) citado por MONCAYO.

Para um melhor entendimento da figura 16, consideraremos algumas etapas. A primeira será a aplicação de um carregamento vertical, surgindo logo após os esforços horizontais fictícios (cortante fictícia, V' , e a carga lateral fictícia, H'), onde podemos obter os esforços cortantes fictícios pela seguinte expressão:

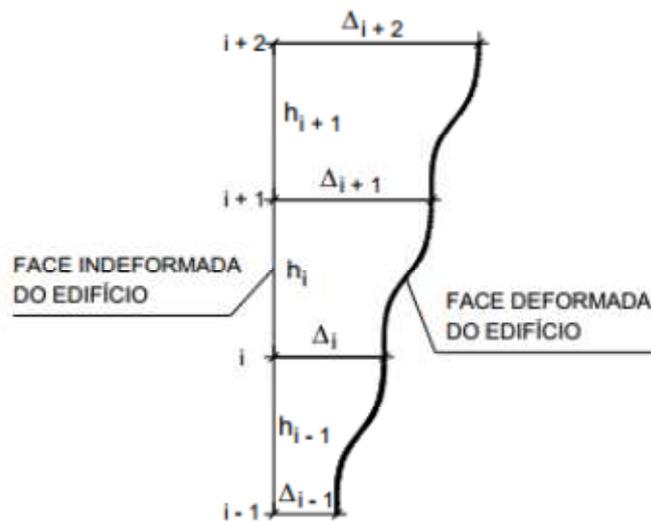
$$V' = \frac{\sum P_i}{h_i} \cdot (\Delta_{i+1} - \Delta_i) \quad (15)$$

Já para obtenção carga lateral fictícia H' de um andar (i), e feita a subtração do esforço cortante fictícia desse andar (i) do valor relativo ao andar inferior ($i - 1$), ou seja:

$$H'_i = V'_{i-1} - V'_i \quad (16)$$

A figura 17, mostra a face indeformada do edifício e a face deformada, representada pela linha mais escura em forma de onda.

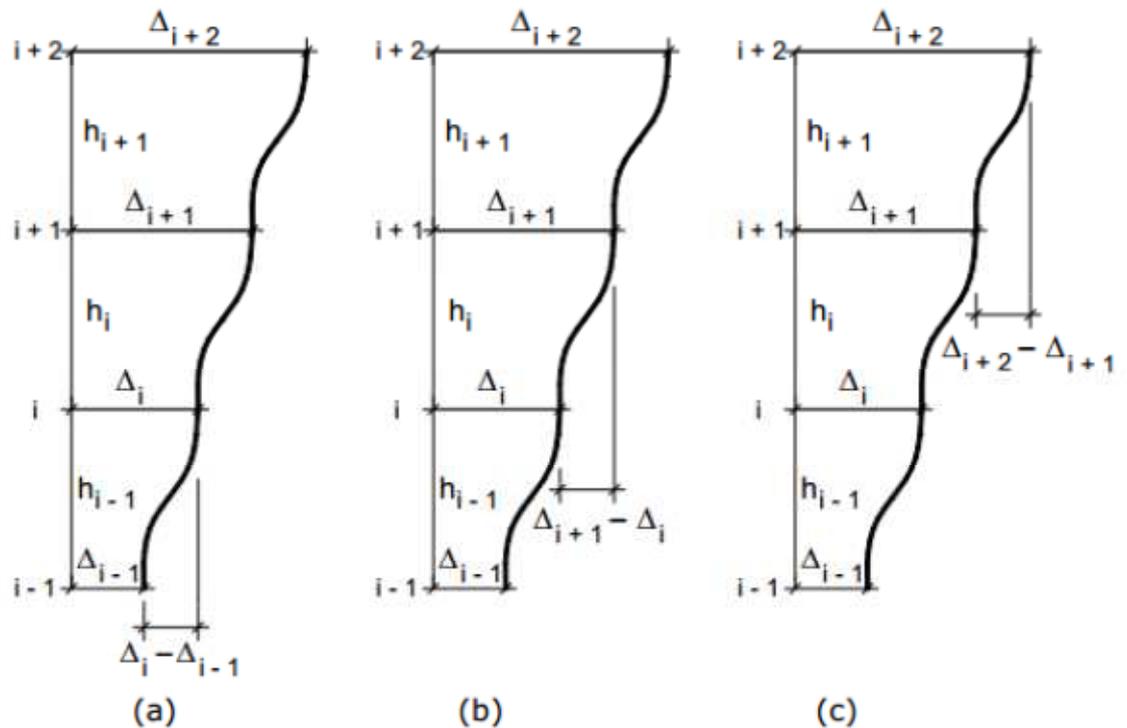
Figura 17 - Deslocamentos dos Pavimentos.



Fonte: MONCAYO (2011).

A figura 18 mostra os deslocamentos horizontais existente entre os pavimentos

Figura 18 - Deslocamentos Horizontais entre os Pavimentos.

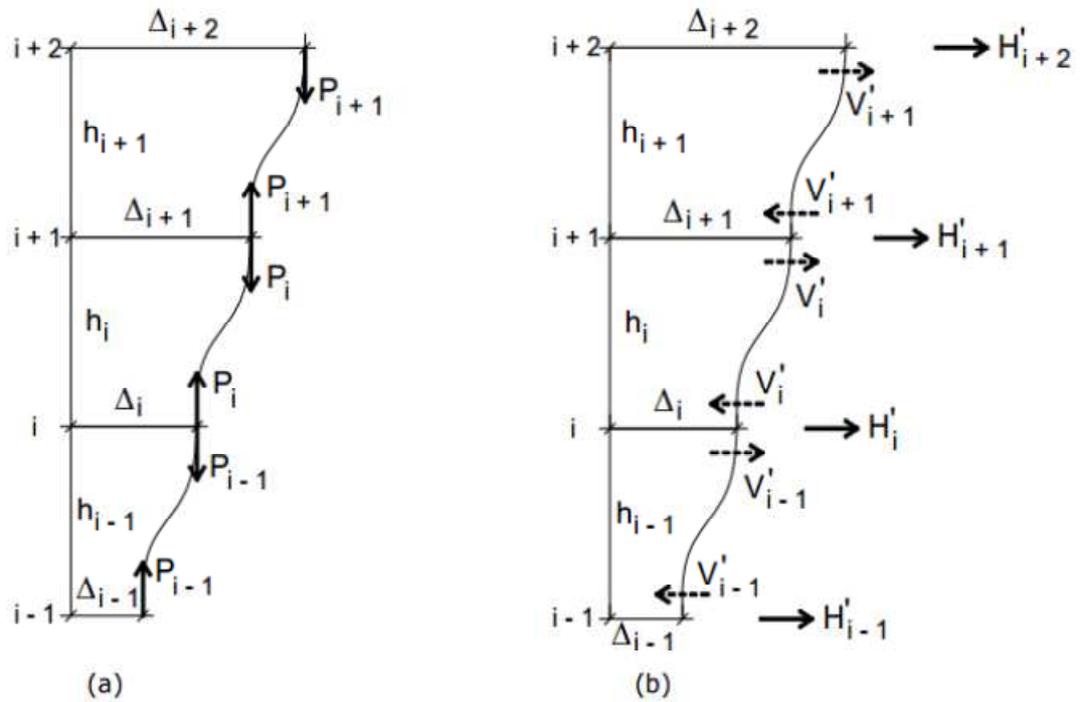


Fonte: MONCAYO (2011).

Por causa dos deslocamentos horizontais existente entre os pavimentos, ocasionado pela aplicação das cargas verticais como mostrado na figura 19-(a), surgirão momentos.

De acordo com Moncayo, “os deslocamentos entre os pavimentos da figura 18- (b), ter-se-ia o momento igual a $\sum P_i \cdot (\Delta_{i+1} - \Delta_i)$. Dividindo-se cada parcela pela respectiva altura h_i , obtém-se o binário de forças cortantes fictícias, o qual é representado pela expressão 15. Subtraindo-se a força cortante V'_i de V'_{i-1} , mostrada na figura 19-(b), obtém-se a expressão 16, anteriormente mostrada, para a carga lateral fictícia H'_i .”

Figura 19 - Esquema de forças verticais (a) e horizontais fictícias (b).



Fonte: MONCAYO (2011).

E para a obtenção do momento final de segunda ordem global, devem-se realizar algumas iterações até que se chegue à posição de equilíbrio.

5 EXEMPLOS E RESULTADOS

5.1 EXEMPLO 1 - PARÂMETRO α

Para exemplificar o parâmetro α , consideraremos um edifício de 6 pavimentos (sendo um térreo, 4 pavimentos tipos e uma cobertura), portificada, com planta baixa tipo de acordo com a figura 20 e com as seguintes características:

Seção transversal dos Pilares: 15x40 *cm*

Seção transversal das Vigas: 12x30 *cm*;

Classe do concreto: *C – 30*

De acordo com o item 8.2.8 da NBR 6118:2014 o módulo de deformação tangente inicial ou simplesmente modulo de deformação inicial pode ser obtido através da seguinte equação:

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

Em que:

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

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

$\beta_E = 0,9$ para calcário;

$\beta_E = 0,7$ para arenito;

O modulo de deformação secante pode ser obtido segundo o método de ensaio estabelecido na NBR 8522:2008, ou estimada pela expressão abaixo:

$$E_{cs} = \beta_i \cdot E_{ci} = \left(0,8 + 0,2 \cdot \frac{f_{ck}}{80} \right) \cdot E_{ci} \leq E_{ci} \quad (17)$$

O Quadro abaixo, reprodução da Tabela 8.1 da NBR 6118:2014, apresenta valores estimados arredondados que podem ser usados no projeto estrutural.

Tabela 4 - Valores estimados de módulo de elasticidade em função da resistência característica à compressão do concreto, considerando $\beta_E = 1$.

Classe de Resistência	C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50	C60	C70	C80	C90
$E_{ci}(GPa)$	25	28	31	33	35	38	40	42	43	45	47
$E_{cs}(GPa)$	21	24	27	29	32	34	37	40	42	45	47
β_i	0,85	0,86	0,88	0,89	0,90	0,91	0,92	0,95	0,98	1,00	1,00

Fonte: NBR 6118:2014.

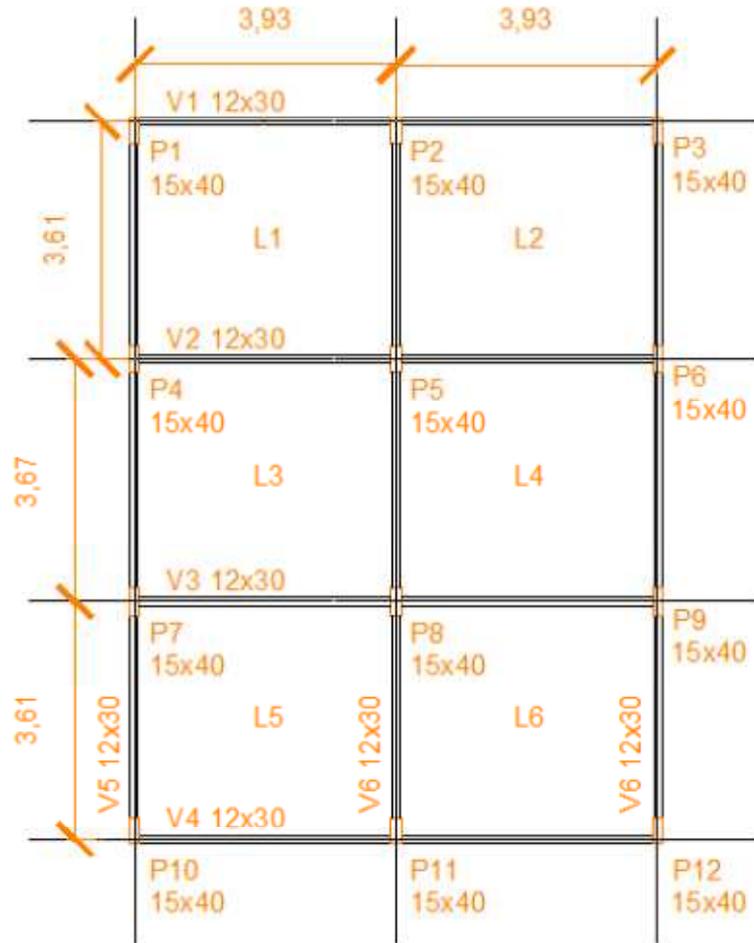
De acordo com a equação 17 temos:

$$E_{cs} = 0,88 \cdot 5600 \cdot \sqrt{f_{ck}} = 0,88 \cdot 5600 \cdot \sqrt{30} = 26991 \text{ MPa} = 2,70 \times 10^7 \text{ KN/m}^2$$

Sendo que a construção é situada na Paraíba com estrutura constituída por pórticos. Terreno da construção é totalmente plano com poucos obstáculos e destinada a residência

Foi admitido o peso próprio das lajes (piso e forro) igual a $2,0 \text{ KN/m}^2$, com lajes maciças de altura 8 cm , o revestimento no pavimento é de 3 cm , carga acidental no forro de $0,5 \text{ KN/m}^2$, com revestimento de 2 cm , as espessuras das paredes iguais a 9 cm , com peso próprio da alvenaria de 13 KN/m^3 de acordo com a NBR 6120:1980 (blocos de tijolo furado) e revestimento com valor de 18 KN/m^3 (argamassa de cal, areia e cimento).

Figura 20 - Planta do pavimento tipo da Edificação.



5.1.1 Cálculo das forças devido ao vento

5.1.1.1 Velocidade Básica do vento

Pelo mapa de isopleias (Figura 8), verifica-se que para a Paraíba, a velocidade básica do vento pode ser tomada como aproximadamente $v_0 = 30 \text{ m/s}$.

5.1.1.2 Fator topográfico

Para terrenos planos ou fracamente acidentados, como é o caso, o fator topográfico a considerar é $S_1 = 1,00$.

5.1.1.3 Fator S_2

A edificação está em região de terreno aberto em nível com árvores e edificações baixas, assim pertencendo a categoria II, e como a maior dimensão em planta da edificação é inferior a 20 m, assim enquadra-se na classe A e os parâmetros b , F_r e p são apresentados a partir da Tabela 5 e Equação 8, pode-se encontrar os seguintes valores para S_2 .

Tabela 5 - Parâmetros e valores para S_2 .

Alturas (m)	b	F_r	p	S_2
3,1	1	1	0,085	0,91
6,2	1	1	0,085	0,96
9,3	1	1	0,085	0,99
12,4	1	1	0,085	1,02
15,5	1	1	0,085	1,04

5.1.1.4 Fator Estatístico s_3

O fator estatístico S_3 , leva em conta o grau de segurança e a vida útil da obra, em função do tipo de edificação e como se destina a uma residência, temos $S_3 = 1,00$.

5.1.1.5 Velocidade Característica

Com os valores da velocidade básica do vento e os fatores S_1 , S_2 e S_3 , de acordo com o item 4.4, é possível encontrar a velocidade característica do vento para cada uma das alturas da edificação, a partir da equação 7, como podemos observar na Tabela 6.

Tabela 6 - Velocidade característica do vento.

Alturas	V_0 (m/s)	S_1	S_2	S_3	V_k (m/s)
3,10	30	1	0,91	1	27,30
6,20	30	1	0,96	1	28,80
9,30	30	1	0,99	1	29,70
12,40	30	1	1,02	1	30,60
15,50	30	1	1,04	1	31,20

5.1.1.6 Pressão de obstrução.

Da mesma forma a pressão de obstrução q_{vento} , é calculada para cada altura a partir da Equação 6 e seus valores mostrados na Tabela 7.

Tabela 7 - Pressão de obstrução do vento.

Alturas	q_{vento} (KN/m ²)
3,10	0,46
6,20	0,51
9,30	0,54
12,40	0,57
15,50	0,60

5.1.1.7 Coeficiente de arrasto.

O coeficiente de arrasto é aquele para edificações paralelepípedicas e situadas em regiões com ventos de baixas turbulência.

Para a direção x do vento, temos:

$$\left. \begin{array}{l} h/l_1 = 15,50/11 = 1,41 \\ l_1/l_2 = 11/8 = 1,37 \end{array} \right\} \rightarrow \text{Figura 10} \rightarrow C_a = 1,25$$

Na direção y do vento, temos:

$$\left. \begin{array}{l} h/l_1 = 15,50/8 = 1,94 \\ l_1/l_2 = 8/11 = 0,73 \end{array} \right\} \rightarrow \text{Figura 10} \rightarrow C_a = 1,08$$

5.1.1.8 Força de arrasto

Com os valores já obtidos é possível agora encontrar a força de arrasto em cada nível da edificação (equação 9) essa força (**F**) calculada para cada pilar é distribuída metade para o nó superior e metade para o inferior do lance, onde chamaremos essa força de **F_a** exceto no primeiro piso acima do térreo, onde a força (**F**) vai toda para o nó superior, e os valores se encontram nas Tabela 8 e 9,

Tabela 8 - Forças estática devido ao vento aplicada da direção X por pavimento.

Pavimento	Altura do Pavimento	Altura acumulada	V_k (m/s)	q_{vento} (kN/m ²)	F (KN)	F_a (KN)
Térreo	-	-	-	-	-	-
1º Pav.	3,10	3,10	27,30	0,46	19,61	19,61
2º Pav.	3,10	6,20	28,80	0,51	21,74	22,38
3º Pav	3,10	9,30	29,70	0,54	23,02	23,66
4º Pav	3,10	12,40	30,60	0,57	24,30	24,94
Cobertura	3,10	15,50	31,20	0,60	25,58	12,79

Tabela 9 - Forças estática devido ao vento aplicada da direção Y por pavimento.

Pavimento	Altura do Pavimento	Altura acumulada	C_a	V_k (m/s)	q_{vento} (kN/m ²)	F (KN)	F_a (KN)
Térreo	-	-	-	-	-	-	-
1º Pav.	3,10	3,10	1,00	27,30	0,46	12,32	12,32
2º Pav.	3,10	6,20	1,00	28,80	0,51	13,66	14,06
3º Pav	3,10	9,30	1,00	29,70	0,54	14,46	14,87
4º Pav	3,10	12,40	1,00	30,60	0,57	15,27	15,67
Cobertura	3,10	15,50	1,00	31,20	0,60	16,07	8,04

Com o auxílio do programa Ftool foram obtidos os deslocamentos em cada pavimento (ver Figura 21) considerando a associação dos pórticos formados pelos pilares P.1 ao P.3, P.4. ao P.6, P.7 ao P.9 e P.10 ao P.12 devido ao vento incidindo a 90°, como mostra a figura 22.

Os valores das inércias dos pilares e vigas são apresentados abaixo:

$$I_{pilares,x} = 0,4 \times 0,15^3 / 12 = 0,112 \times 10^{-3} m^4$$

$$I_{pilares,y} = 0,15 \times 0,4^3 / 12 = 0,800 \times 10^{-3} m^4$$

$$I_{vigas} = 0,12 \times 0,3^3 / 12 = 0,270 \times 10^{-3} m^4$$

Dessa forma obtemos o valor do deslocamento máximo no topo dos pórticos associado, que é de:

$$\delta_{\text{pórtico, topo}} = 3,53 \text{ cm}$$

Figura 22 - Pórticos associados na direção x do vento.

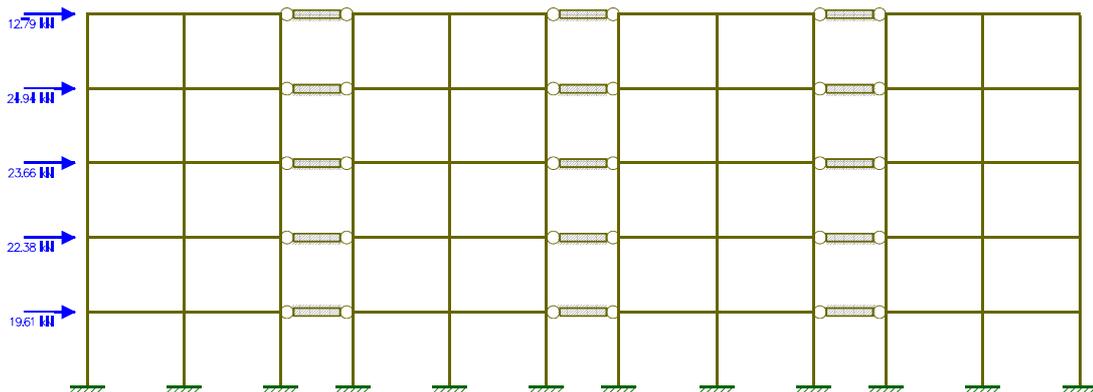
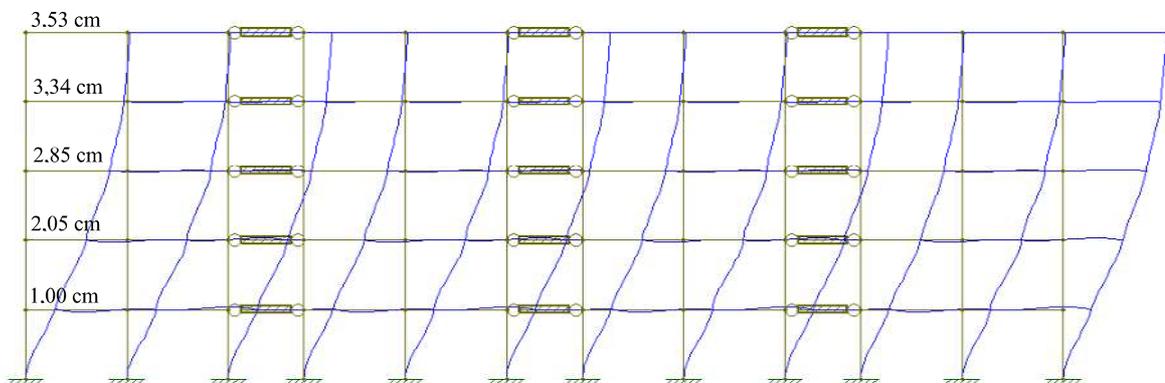


Figura 21 - Deslocamento horizontal na direção x do vento.



Da mesma forma foi feito para o vento coincidindo a 90° no sentido dos Pilares P.1 ao P.10, P.2 ao P.11 e P.3 ao P.12, onde a Figura 23 mostra a associação dos pórticos e a figura 24 os deslocamentos horizontais.

Dessa forma obtemos o valor do deslocamento máximo no topo dos pórticos associado, é de:

$$\delta_{\text{pórtico, topo}} = 0,68 \text{ cm}$$

Figura 23 - Pórticos associados na direção y do vento.

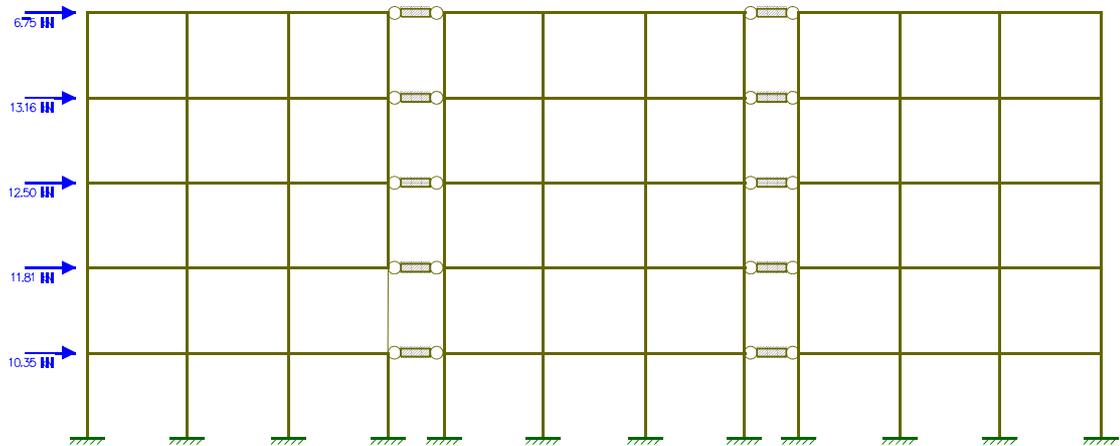
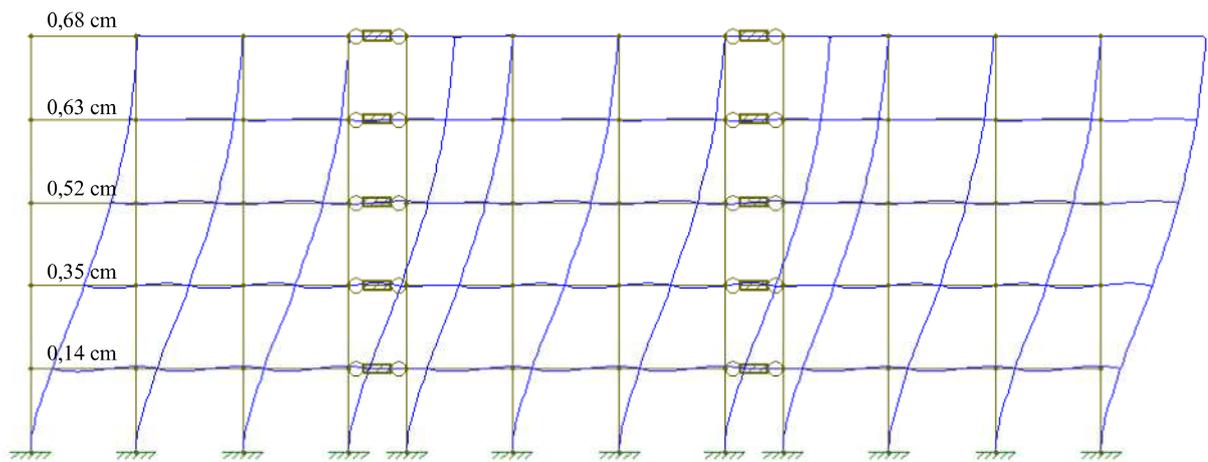


Figura 24 - Deslocamento horizontal na direção y do vento.



5.1.2 Cálculo da rigidez equivalente

Para direção x, tem-se:

Tabela 10 - Cálculo momento equivalente na direção x do vento.

	H acumulado (m)	$F_{a,d}$ (KN)	M_x (KN/m)
Cobertura	15,5	12,79	198,25
4º Pav.	12,40	24,94	309,26
3º Pav.	9,30	23,66	220,04
2º Pav	6,20	22,38	138,76
1º Pav	3,10	19,61	60,79
Térreo	0	0	0,00
Total			927,09

Para direção y, tem-se:

Tabela 11 - Cálculo momento equivalente na direção y do vento.

	H acumulado (m)	F_a (KN)	M_y (KN/m)
Cobertura	15,5	8,04	124,62
5º Pav.	12,40	15,67	194,31
4º Pav.	9,30	14,87	138,29
2º Pav	6,20	14,06	87,17
1º Pav	3,10	12,32	38,19
Térreo	0	0	0,00
Total			582,58

Para análise dos parâmetros de estabilidade foi definido um pilar que possua a rigidez equivalente ao edifício. A força equivalente aplicada no topo deste pilar será igual a uma força que gere o mesmo momento na base do pilar que a somatória dos momentos de cada força horizontal em relação à base do pilar.

Dessa forma usando a equação abaixo, tem-se:

$$F_{eq} = \frac{\sum F_i l_i}{H_{total}} \quad (18)$$

$$F_{eq,x} = \frac{927,09}{15,5} = 59,81 \text{ KN}$$

$$F_{eq,y} = \frac{582,58}{15,5} = 37,59 \text{ KN}$$

Logo, a inercia equivalente para as direções x e y do vento é:

$$I_x = \frac{F_{eq} \times H^3}{3 \times \delta_{portico} \times E_{cs}} = \frac{59,81 \times 15,50^3}{3 \times 3,53 \times 10^{-2} \times 2,70 \times 10^7} = 0,0779 \text{ m}^4$$

$$I_y = \frac{F_{eq} \times H^3}{3 \times \delta_{portico} \times E_{cs}} = \frac{37,59 \times 15,50^3}{3 \times 0,68 \times 10^{-2} \times 2,70 \times 10^7} = 0,254 \text{ m}^4$$

5.1.3 Obtenção do Parâmetro α

Para a obtenção do parâmetro α , deve-se conhecer todas as cargas verticais na estrutura, como o edifício analisado tem 4 pavimentos com a laje de cobertura (forro) e térreo, para simplificação para obtenção das cargas verticais iremos adotar para o térreo as mesmas cargas dos pavimentos tipos, dessa forma a tabela 12 mostra todas as cargas dos pavimentos.

Tabela 12 - Cargas verticais atuantes dos pavimentos.

Carga	Tipo	Valor	Total Parcial (KN)
Acidental	Laje pavimento tipo	$L_x \cdot L_y \cdot q = 8 \times 11 \times 1,5 =$	132
Permanente	Laje pavimento tipo	$L_x \cdot L_y \cdot g_1 = 8 \times 11 \times 2 =$	176
Sobrecarga Permanente	Pavimento (piso)	$L_x \cdot L_y \cdot h_{piso} \cdot \gamma_{rev} = 8 \times 11 \times 0,03 \times 18 =$	47,52
Permanente	Parede direção y	$(L_y - L_{y,p} \times 4) \times 3 \times b_{alv} \times h_{alv} \times \gamma_{alv} =$ $(11 - 0,40 \times 4) \times 3 \times 0,09 \times 2,80 \times 13 =$	92,38
Permanente	Paredes direção x	$(L_x - L_{x,p} \times 3) \times 4 \times b_{alv} \times h_{alv} \times \gamma_{alv} =$ $(8 - 0,15 \times 3) \times 4 \times 0,09 \times 2,80 \times 13 =$	98,94
Permanente	Revestimento parede direção y	$L_y \times 3 \times b_r \times h_r \times \gamma_{rev} =$ $11 \times 3 \times 0,03 \times 2,80 \times 18 =$	49,90
Permanente	Revestimento parede direção x	$L_x \times 4 \times b_r \times h_r \times \gamma_{rev} =$ $8 \times 4 \times 0,03 \times 2,80 \times 18 =$	48,38
Permanente	Vigas y	$(L_y - L_{y,p} \times 4) \times 3 \times b_v \times h_v \times \gamma_{con} =$ $(11 - 0,40 \times 4) \times 3 \times 0,30 \times 0,12 \times 25 =$	25,38
Permanente	Vigas x	$(L_x - L_{x,p} \times 3) \times 4 \times b_v \times h_v \times \gamma_{con} =$ $(8 - 0,15 \times 3) \times 4 \times 0,30 \times 0,12 \times 25 =$	27,18
Permanente	Pilares	$L_y \times L_x \times h_p \times \gamma_{con} \times n_p =$ $0,4 \times 0,15 \times 3,1 \times 25 \times 12 =$	55,80
Total Final			573,58

Para a laje de cobertura temos as cargas oriundas apresentadas na Tabela 13 abaixo.

Tabela 13 - Cargas verticais atuantes do forro.

Carga	Tipo	Valor	Total Parcial (KN)
Acidental	Laje forro	$L_x \cdot L_y \cdot q = 8 \times 11 \times 1,5 =$	132
Permanente	Laje forro	$L_x \cdot L_y \cdot g_1 = 8 \times 11 \times 1,5 =$	176
Sobrecarga permanente	Forro (piso)	$L_x \cdot L_y \cdot h_{piso} \cdot \gamma_{rev} = 0,02 \times 8 \times 11 \times 18 =$	31,68
Permanente	Vigas y	$L_y \times 3 \times b_v \times h_v \times \gamma_{con} =$ $11 \times 3 \times 0,30 \times 0,12 \times 25 =$	25,38
Permanente	Vigas x	$L_x \times 4 \times b_v \times h_v \times \gamma_{con} =$ $8 \times 4 \times 0,30 \times 0,12 \times 25 =$	29,70
Total Final			398,18

Onde temos:

b_{alv} = base da alvenaria (m);

b_v = base da viga (m);

b_r = base do revestimento (m);

g_1 = peso próprio da laje (KN/m²)

γ_{alv} = peso específico da alvenaria (KN/m³)

γ_{con} = peso específico do concreto (KN/m³)

γ_{rev} = peso específico do revestimento (KN/m³)

h_{alv} = altura da alvenaria (m);

h_{piso} = altura do piso (m);

h_p = altura do pilar (m);

h_v = altura da viga (m);

h_r = altura do revestimento da parede (m);

L_x = largura do edifício na direção em x (m);

$L_{x,p}$ = largura do pilar na direção x (m);

L_y = largura do edifício na direção em y (m);

$L_{y,p}$ = largura do pilar na direção y (m);

n_p = número de pilares;

q = carga acidental (KN/m^2).

Para obtenção do parâmetro α na direção x, fazemos:

$$\alpha_x = H_{tot} \sqrt{\frac{N_k}{(E_c \cdot I_c)}} = 15,5 \sqrt{\frac{(5 \times 753,48 + 392,24)}{2,70 \times 10^7 \times 0,0779}} = 0,69$$

Como $\alpha > \alpha_1 = 0,5$, a Estrutura na direção x do vento é de nós móveis, e dessa forma deve ser considerado os efeitos de segunda ordem na estrutura.

E usando a Equação 14 podemos relacionar o parâmetro α como o coeficiente γ_z , dessa forma temos:

$$\gamma_{z,x} = 0,90 + 0,52 \cdot 0,69 - 0,62 \cdot 0,69^2 + 0,46 \cdot 0,69^3$$

$$\gamma_{z,x} = 1,11$$

E para obtenção do parâmetro α na direção y, temos:

$$\alpha_y = H_{tot} \sqrt{\frac{N_k}{(E_c \cdot I_c)}} = 15,5 \sqrt{\frac{(5 \times 753,48 + 392,24)}{2,70 \times 10^7 \times 0,2127}} = 0,38$$

Já para direção y do vento a estrutura é considerada de nós fixos, pois $\alpha < \alpha_1 = 0,5$, não considerando os efeitos de segunda ordem na estrutura.

E utilizando a equação 14 temos:

$$\gamma_{z,y} = 0,90 + 0,52 \cdot 0,38 - 0,62 \cdot 0,38^2 + 0,46 \cdot 0,38^3$$

$$\gamma_{z,y} = 1,03$$

5.2 EXEMPLO 2 - COEFICIENTE γ_z

Neste item será feito a mesma análise do edifício anterior, porém, iremos empregar o Coeficiente γ_z para obtenção dos parâmetros de estabilidade para a direção x e y do vento.

Porém agora será feita a análise da não-linearidade física de maneira aproximada de acordo com a NBR 6118:2014 através das equações 1 e 2 e seus resultados introduzidos no software Ftool, logo temos:

$$E_{cs,pilar} = 0,8 \times E_{ci,pilar} = 24538 \text{ MPa}$$

$$E_{cs,vigas} = 0,4 \times E_{ci,vigas} = 12269 \text{ MPa}$$

A partir da obtenção da força F_a para cada pavimento faremos a uma combinação de ações última, onde temos:

$$N_d = \gamma_g \cdot F_{gk} + \gamma_q \cdot \left(F_{q1k} + \sum \Psi_{0j} \cdot F_{qjk} \right)$$

F_{gk} = ações permanentes diretas;

F_{q1k} = ação variável principal;

F_{qjk} = ação variável secundária;

γ_g = coeficiente de ponderação das ações permanentes no ELU;

γ_q = coeficiente de ponderação das ações variáveis no ELU;

Ψ_{0j} = coeficiente redutor das ações variáveis secundárias no ELU.

Onde as ações permanentes diretas serão em duas, peso próprio e as demais cargas permanentes, ambas terão coeficiente de ponderação $\gamma_g = 1,4$. As ações variáveis também será dividida em duas, a principal que será a carga acidental, pois ela tem maior influência sobre a estabilidade da edificação, e a secundária, que será a força devido a ação do vento, as duas com coeficiente de ponderação $\gamma_q = 1,4$, sendo que a última multiplicada pelo coeficiente $\Psi_{0j} = 0,6$.

Assim teremos a seguinte combinação:

Combinação: Peso próprio + carga permanente + carga acidental + 0,6 carga de vento

Dessa forma cargas de vento mostradas na tabela 8 e 9 será multiplicado por 0,84.

Para análise dos pórticos associados no software Ftool, além das cargas de vento já combinadas, foram adicionadas também as cargas verticais em cada andar como mostradas nas Figuras 25 e 26.

Figura 25 – Cargas atuante na direção X do vento.

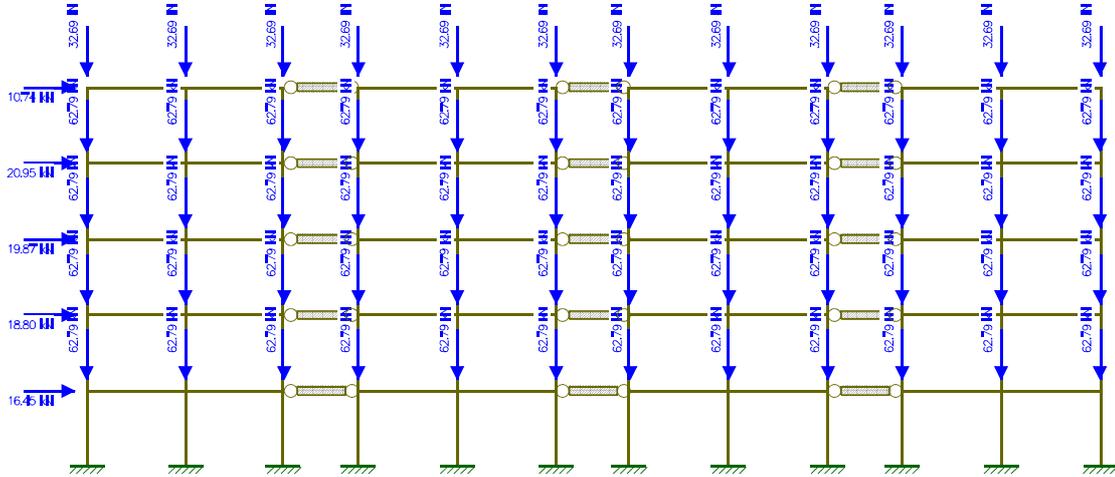
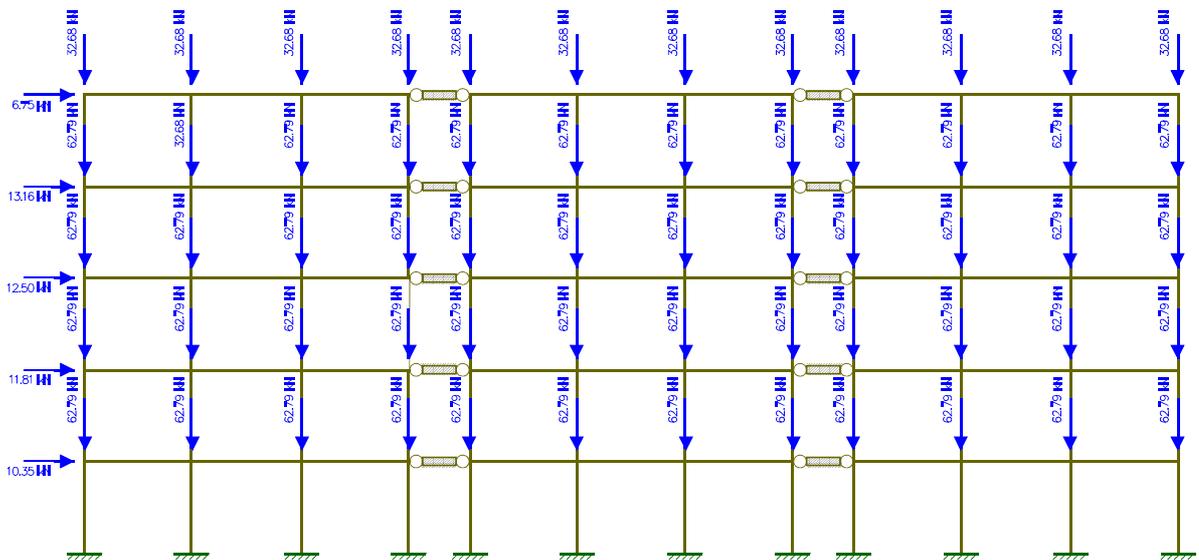


Figura 26 – Cargas atuante na direção Y do vento.



Os deslocamentos dos pórticos associados são mostrados nas Figuras 27 e 28.

Figura 28 – Deslocamento na direção X do vento.

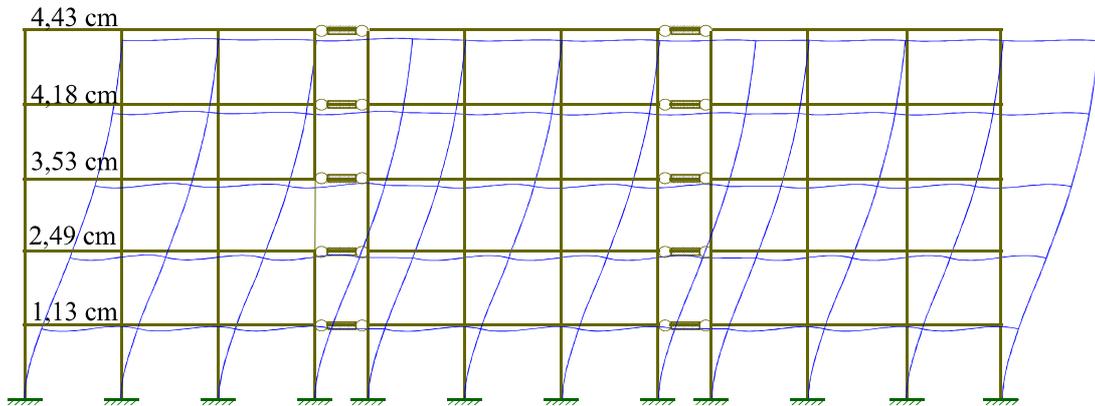
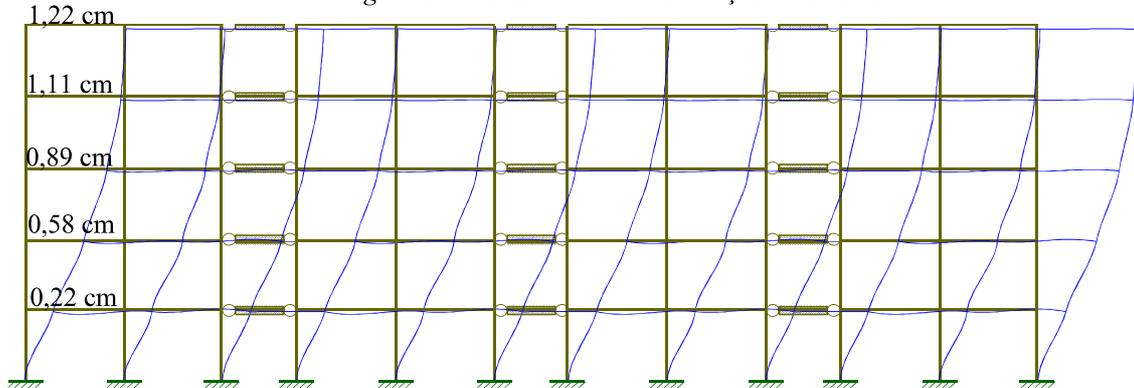


Figura 278 – Deslocamento na direção Y do vento.



Temos como as cargas verticais atuantes os valores mostrados na Tabela 12 e 13, e valores de $\Delta M_{tot,d}$ e $M_{1,tot,d}$ para as direções x e y do vento mostrados nas tabelas 14 e 15.

Tabela 14 - Valores para $\Delta M_{tot,d}$, para direção x do vento.

Andar	$P (g + q) KN$	Coef. de majoração	$\delta_{ni}(cm)$	$\Delta M_{tot,d} (KN . m)$
Forro	392,24	1,4	4,43	24,33
4	753,48	1,4	4,18	44,09
3	753,48	1,4	3,53	37,24
2	753,48	1,4	2,49	26,27
1	753,48	1,4	1,13	11,92
Térreo	753,48	1,4	0,00	0,00
				143,84

Tabela 15 - Valores para $\Delta M_{tot,d}$, para direção y do vento.

Andar	$P (g + q)$ KN	Coef. de majoração	δ_{ni} (cm)	$\Delta M_{tot,d}$ (KN . m)
Forro	392,24	1,4	1,22	6,70
4	753,48	1,4	1,11	11,71
3	753,48	1,4	0,89	9,39
2	753,48	1,4	0,58	6,12
1	753,48	1,4	0,22	2,32
Térreo	753,48	1,4	0,00	0,00
			Total	36,24

Os valores dos momentos de tombamentos devido ao vento são obtidos multiplicando a força do vento em cada andar pela respectiva altura ao nível da fundação. E seus valores para as direções x e y são mostrados a seguir através das tabelas 16 e 17.

Tabela 16 - Valores para $M_{1,av}$ para direção x do vento.

Andar	H (m)	Força do vento (KN)	$M_{1,av}$ (KN . m)	
Forro	15,50	10,74	166,53	
4	12,40	20,95	259,78	
3	9,30	19,87	184,83	
2	6,20	18,80	116,56	
1	3,10	16,47	51,06	
Térreo	0,00	0,00	0,00	
			Total	778,75

Tabela 17 - Valores para $M_{1,av}$ para direção y do vento.

Andar	H (m)	Força do vento (KN)	$M_{1,av}(KN.m)$
Forro	15,50	6,75	104,68
4	12,40	13,16	163,22
3	9,30	12,49	116,16
2	6,20	11,81	73,22
1	3,10	10,35	32,08
Térreo	0	0	0,00
		Total	489,37

Assim, utilizando a equação 13, temos:

$$\gamma_{z,x} = \frac{1}{1 - \frac{143,84}{778,75}} = 1,23 \rightarrow \text{nós móveis}$$

$$\gamma_{z,y} = \frac{1}{1 - \frac{36,24}{489,37}} = 1,08 \rightarrow \text{nós fixos}$$

Dessa forma a Estrutura teve a mesma consideração feita pelo parâmetro α , ou seja, os para a direção x do vento a estrutura é considerada de nós moveis e para direção y é considerada de nós fixos.

Se for utilizada a NBR 6118:2003 para análise do coeficiente γ_z , onde podia-se fazer uma simplificação na análise da não-linearidade na rigidez das vigas e pilares multiplicando as mesmas por 0,7, quando se tinha subestruturas de contraventamento composta apenas por vigas e pilares, e dessa forma o resultado do coeficiente γ_z , ter-se-ia:

$$\gamma_{z,x,NBR1014:2003} = 1,19 \rightarrow \text{nós móveis}$$

$$\gamma_{z,y,NBR1014:2003} = 1,06 \rightarrow \text{nós fixos}$$

E os deslocamentos no topo da estrutura seria:

$$\delta_{max,x} = 3,72 \text{ cm}$$

$$\delta_{max,y} = 0,86 \text{ cm}$$

5.3 EXEMPLO 3 - RESULTADO DO CYPECAD 2016

Figura 29 - Modelo 3D para 4 pavimentos.



Para a análise do modelo 3D, foi utilizado o software Cypecad 2016 e tentou-se ser o mais fiel possível com o exemplo 1 (item 5.1), para que não haja divergências de cargas e que uma análise posterior dos resultados possa a mais fiel possível.

Para a entrada de valores para a Sobrecarga de Utilização (SCU) $1,5 \text{ KN/m}^2$ para o pavimento tipo e $1,5 \text{ KN/m}^2$ ($1,0 \text{ KN/m}^2 + 0,5 \text{ KN/m}^2$) para o forro e Carga Permanente (CP) que para o pavimento tipo será $0,9 \text{ KN/m}^2$ ($0,05 \text{ m} \times 18 \text{ KN/m}^3$) e para o forro terá valor de $0,36 \text{ KN/m}^2$ ($0,02 \text{ m} \times 18 \text{ KN/m}^3$), valores adotados para se tentar chegar o mais próximo do valor do exemplo 1. Isso está mostrado na Figura 30.

Os valores de entrada para os cálculos da carga de vento são mostrados na figura 31, esses valores são calculados automaticamente pelo software Cypecad, não sendo possível fazer mudanças ou entradas de valores.

A Figura 32 mostra os valores das cargas do vento obtidos pelo software Cypecad.

Figura 30 - Entrada dos valores de Sobrecarga de Utilização e Cargas Permanente no Cypecad.

No...	Categoria de uso	SCU (kN/m ²)	CP (kN/m ²)	Processo construtivo
Cob...	Uso 1	1.50	0.36	Editar
Piso...	Uso 1	1.50	0.90	Editar
Térreo	Uso 1	1.50	0.90	Editar
Sub...	Uso 1	0.00	0.00	

Categorias de uso
1. Edificações residenciais

Figura 31 - Entrada dos dados do vento.

NBR 6123
NBR 6123. Forças devidas ao vento em edificações

Ação de vento segundo X + X 1.00 - X 1.00
 Ação de vento segundo Y + Y 1.00 - Y 1.00

Larguras de faixa: Y 11.00 X 8.00 Por planta

Velocidade Básica: 30.0 m/s
 Categoria: II
 Classe: A
 Fator Probabilístico: Grupo 2
 Fator Topográfico +x: 1.0
 Fator Topográfico -x: 1.0
 Fator Topográfico +y: 1.0
 Fator Topográfico -y: 1.0

Figura 32 - Valores para cargas de vento.

Planta	Vento +X	Vento -X	Vento +Y	Vento -Y
Cobertura	9.950	-9.950	7.236	-7.236
Piso 4	19.158	-19.158	13.933	-13.933
Piso 3	18.244	-18.244	13.268	-13.268
Piso 2	17.029	-17.029	12.385	-12.385
Piso 1	15.136	-15.136	11.008	-11.008
Térreo	0.000	0.000	0.000	0.000

Para os valores de entrada das lajes, tentou-se se o mais fiel possível do exemplo 1 e para isso foi utilizada uma laje maciça de espessura de 8 cm, assim obtivemos uma carga permanente com valor de 2 KN/m^2 .

As simplificações adotadas pelo Cypecad para análise não-linear, é a disponibilizada pela NBR 6118:2003, na qual é possível fazer uma simplificação quando se tem apenas subestruturas de contraventamento formados apenas por vigas e pilares, na qual é possível multiplicar a rigidez das vigas e pilares por 0,7, situação não mais adotada na NBR 6118:2014.

O software nos disponibiliza uma aba chamada de deformada na qual pode-se observar as deformações da estrutura escolhendo a hipótese de ações. Escolheu-se a hipótese de ações PP (peso próprio) + CP (carga permanente) + Qa (carga acidental) + V (direção do vento) com o vento em X e Y, e dessa forma pode-se observar as deformações máximas nessas direções no canto direito inferior das Figura 33 (direção X do vento) e 34 (direção Y do vento).

Figura 33 – Deslocamento horizontal máximo na direção X do vento.

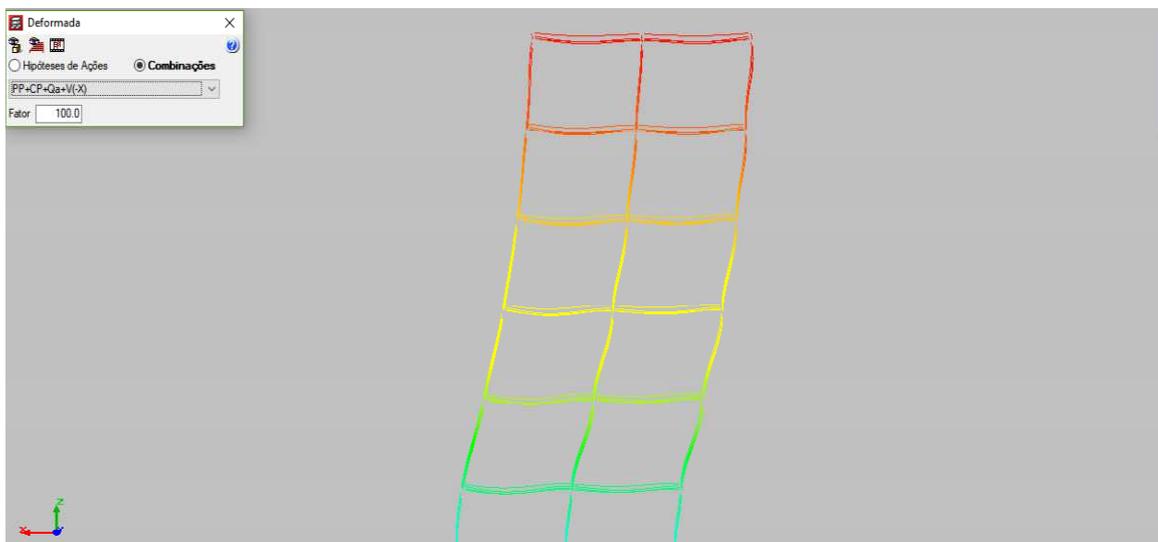
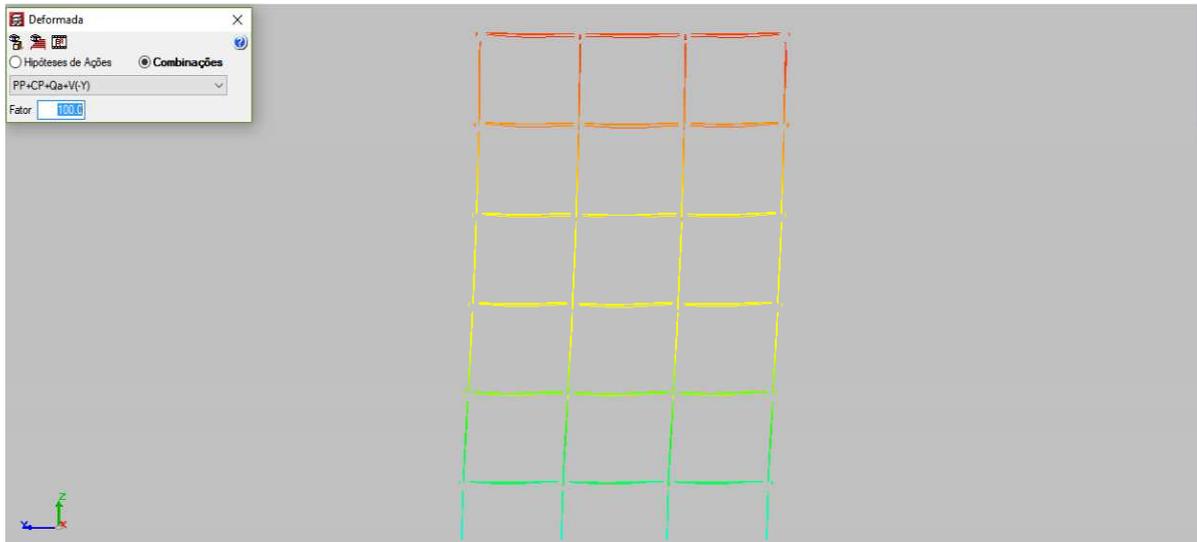


Figura 34 - Deslocamento horizontal máximo na direção Y do vento.



Para os deslocamentos horizontais máximos disponibilizado pelo software Cypecad temos:

$$\delta_{max,x} = 2,73 \text{ cm}$$

$$\delta_{max,y} = 0,64 \text{ cm}$$

O Cypecad usa o parâmetro de estabilidade $P - \Delta$, e os resultados obtidos pelo Software são mostrados na **Erro! Fonte de referência não encontrada..**

Tabela 18 - Verificação da estabilidade global pelo método $P-\Delta$.

Direção do Vento	Valores do $P - \Delta$
Vento em +X	1,17
Vento em -X	1,17
Vento em +Y	1,05
Vento em -Y	1,05

Utilizando os resultados da força de vento e de deslocamento do Cypecad e fazendo os mesmos cálculos dos feitos no exemplo 2 obtemos os seguintes resultados:

$$\gamma_{z,x,Cypecad} = \frac{1}{1 - \frac{143,84}{778,75}} = 1,16 \rightarrow \text{nós móveis}$$

$$\gamma_{z,y,Cypecad} = \frac{1}{1 - \frac{143,84}{778,75}} = 1,05 \rightarrow \text{nós móveis}$$

EXEMPLO 4

Nos exemplos seguintes será fazer uma análise global do mesmo edifício do exemplo 1, porem, faremos uma análise do 4º pavimento ao 14º andar, faremos apenas mudanças nas direções dos pilares e obter os valores o parâmetro global $P - \Delta$ através do software Cypecad 2016. Dessa forma poderemos observar a influência de como algo simples, como a disposição dos pilares pode interferir em uma edificação.

5.3.1 Exemplo 4.1

Será feita a mesma análise como mesma configuração que Exemplo 1, ou seja, concreto C30, pilares com dimensões 15 cm na direção x e 40 cm na direção y, estrutura portificada, e planta baixa mostrada na figura 35.

A Tabela 18 mostra os resultados do parâmetro global $P - \Delta$ obtidos pelo software Cypecad 2016.

De acordo com a NBR 6118:2014, é recomendado que o parâmetro de estabilidade não ultrapasse o valor do 1,3, pois valores acima disso caracteriza estruturas muito deslocáveis. Se analisarmos a tabela 19, veremos que a direção x do vento é a que terá os valores do parâmetro $P - \Delta$ mais elevado. Logo será a analisada, pois é a que chegará ao valor de restrição mais rápido. Dessa forma, temos que no 6º andar para uma edificação de 6 andares, o valor do parâmetro global $P - \Delta$ na direção x do vento valor igual a 1,26 e no 8º para uma edificação de 8 andares, temos que esse valor igual a 1,37. Como esses valores não estão próximos de 1,30 se fez uma outra análise, agora no 7º andar, e seus resultados estão mostrado na tabela 20.

Figura 35 – pavimento tipo para exemplo 4.1.

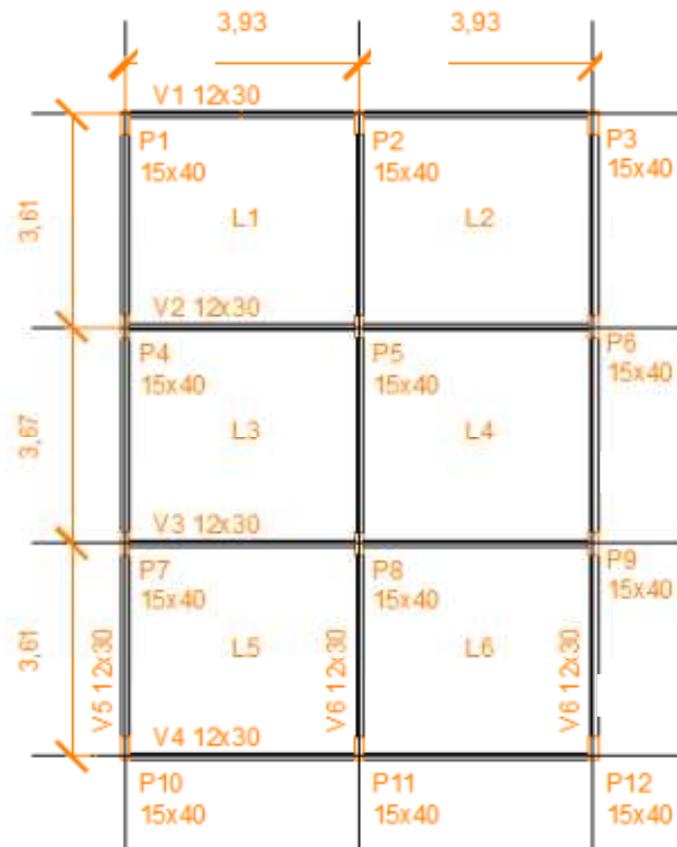


Tabela 19 - Valores Parâmetro P – delta para a direção X e Y do vento para o exemplo 4.1

P - Delta		
	Direção X	Direção Y
4 andares + teto	1,17	1,05
6 andares + teto	1,26	1,08
8 andares + teto	1,37	1,11
10 andares + teto	1,51	1,14
12 andares + teto	1,68	1,17
14 andares + teto	1,90	1,21

Tabela 20 - Valores Parâmetro P – Delta para o 7º andar do exemplo 4.1.

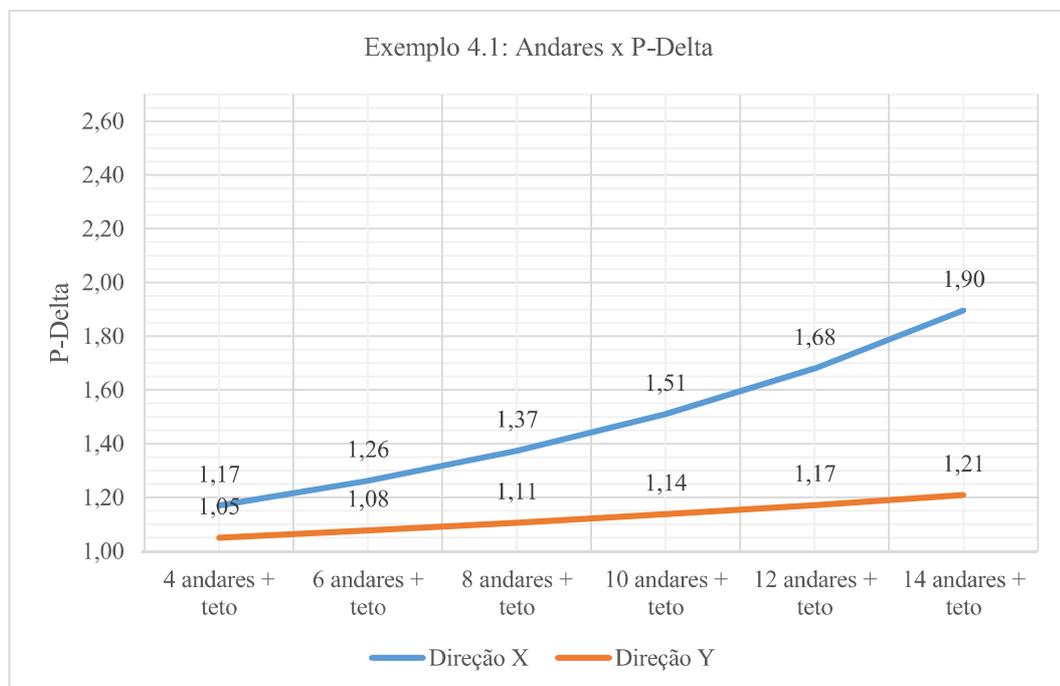
P - Delta		
	Direção X	Direção Y
7 andares + teto	1,32	1,09

Pela tabela 20, pode-se ver que não é possível adicionar o 7º andar ao edifício, ultrapassado ao valor máximo na direção x do vento recomendado pela Norma 6118:2014 que é de 1,30.

Nota-se na figura 36, o grande aumento que existe no parâmetro global P – Δ na direção X de acordo com o aumento dos andares, onde chegamos a ter diferença de 0,22 do 12º andar para o 14º andar. Já para a direção Y do vento a máxima diferença é de 0,04 para os mesmos andares.

Se for feito uma análise entre as duas direções do vento, temos que a maior diferença entre as direções (14 andares + teto) é de 0,69 que é um valor muito alto, mostrando-se que temos uma estrutura extremamente rígida na direção Y e pouca rigidez na direção X.

Figura 36 - Variação do Parâmetro P-Delta em relação aos Andares do Edifício para o exemplo 4.1.



5.3.2 Exemplo 4.2

Mantendo as mesmas características do exemplo e fazendo o mesmo estudo, a qual a única mudança será na disposição dos pilares, que dessa vez teremos pilares com dimensão 40 cm na direção x e 15 cm na direção y, ver figura 37.

A tabela 21 nos mostra os resultados obtidos através do software Cypecad. Temos que a direção Y do vento, é a que tem os valores mais elevados do parâmetro $P - \Delta$. Dessa forma, será a direção analisada. Temos, no 6º andar, o Parâmetro $P - \Delta$, igual a 1,24 e para o 8º andar na mesma direção temos o Parâmetro $P - \Delta$ igual a 1,34. Fazendo-se necessário uma nova análise para o 7º andar.

Figura 37 - Pavimento tipo para exemplo 4.2.

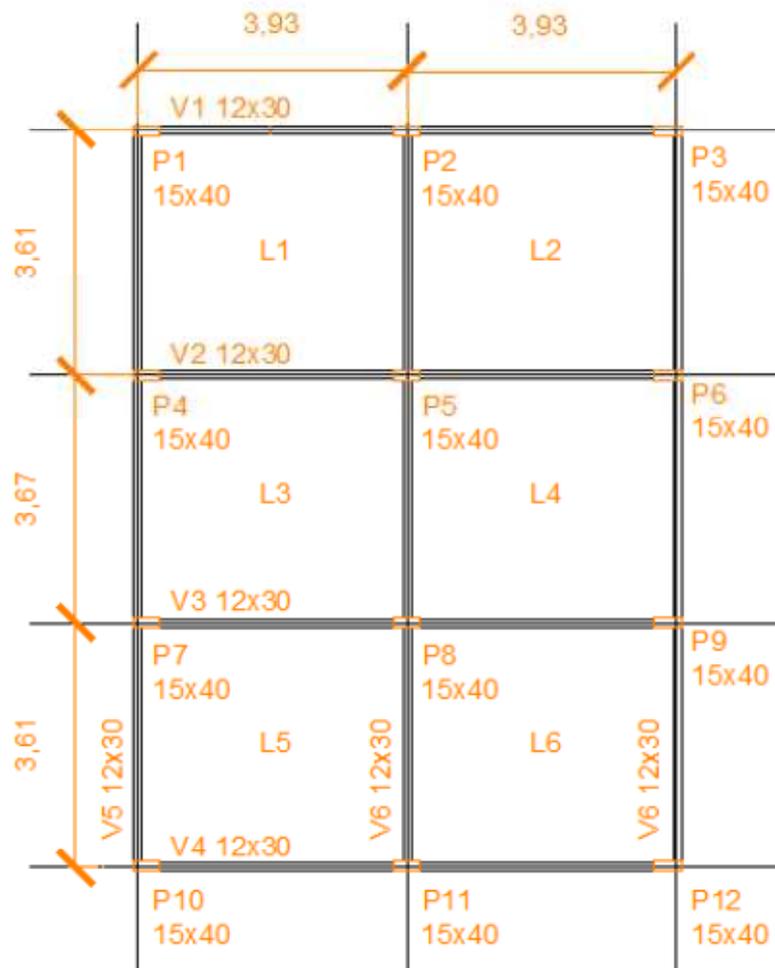


Tabela 21 - Valores Parâmetro P – delta para a direção X e Y do vento para o exemplo 4.2

P - Delta		
	Direção X	Direção Y
4 andares + teto	1,06	1,16
6 andares + teto	1,09	1,24
8 andares + teto	1,12	1,34
10 andares + teto	1,16	1,46
12 andares + teto	1,20	1,60
14 andares + teto	1,25	1,78

Os valores da tabela 22 nos dispõem dos resultados feitos para o 7º andar, logo podemos ver que seria possível que a edificação exerda o 6º andar, pois no 7º andar na direção Y do vento obtém o Parâmetro $P - \Delta$ igual a $1,29 < 1,30$.

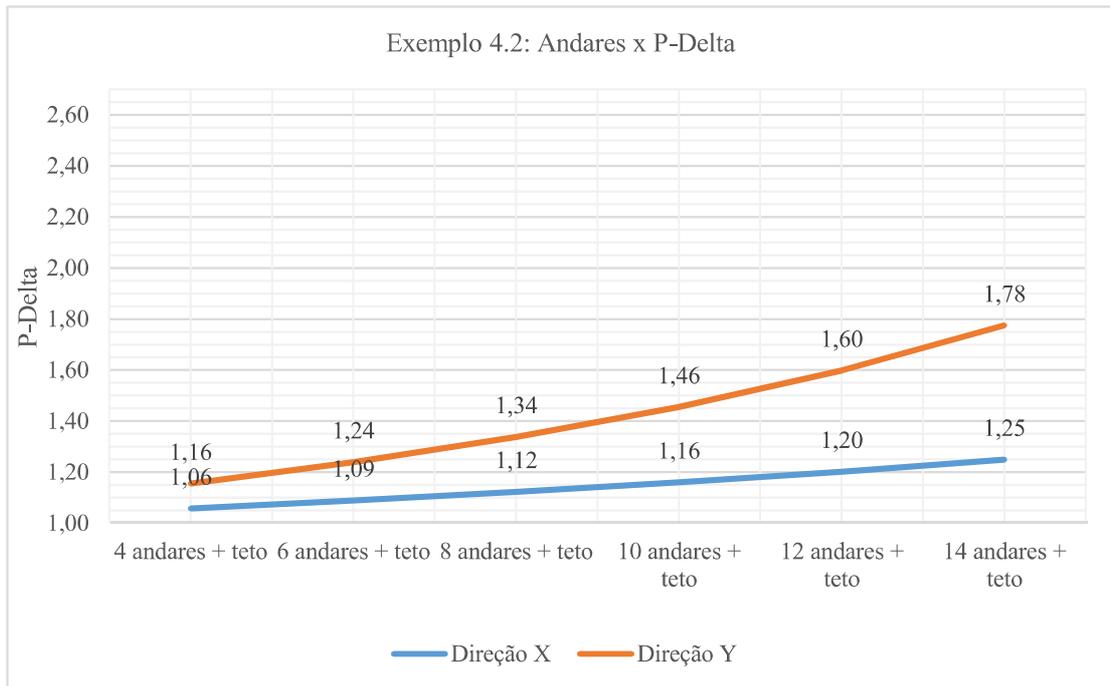
Tabela 22 - Valores Parâmetro P – delta para o 7º andar do exemplo 4.2.

P - Delta		
	Direção X	Direção Y
7 andares + teto	1,11	1,29

Para esse exemplo, como pode ser visto na figura 38, acontece o contrário do exemplo 4.1 em relação aos valores do parâmetro P-delta. Pois agora temos um aumento mais significativo do parâmetro P-Delta na direção Y.

A diferença entre o 12º andar e o 14º andar para direção Y do vento é de 0,18 e para a direção X do vento temos uma diferença de 0,05. E a diferença dos parâmetros P-Delta entre as duas direções no 14º andar é de 0,53, sendo menor que no exemplo 4.1. Podes-e constatar que ainda existe uma grande diferença de rigidez entre as duas direções.

Figura 38 - Variação do parâmetro P-Delta em relação aos andares do edifício para o exemplo 4.2.

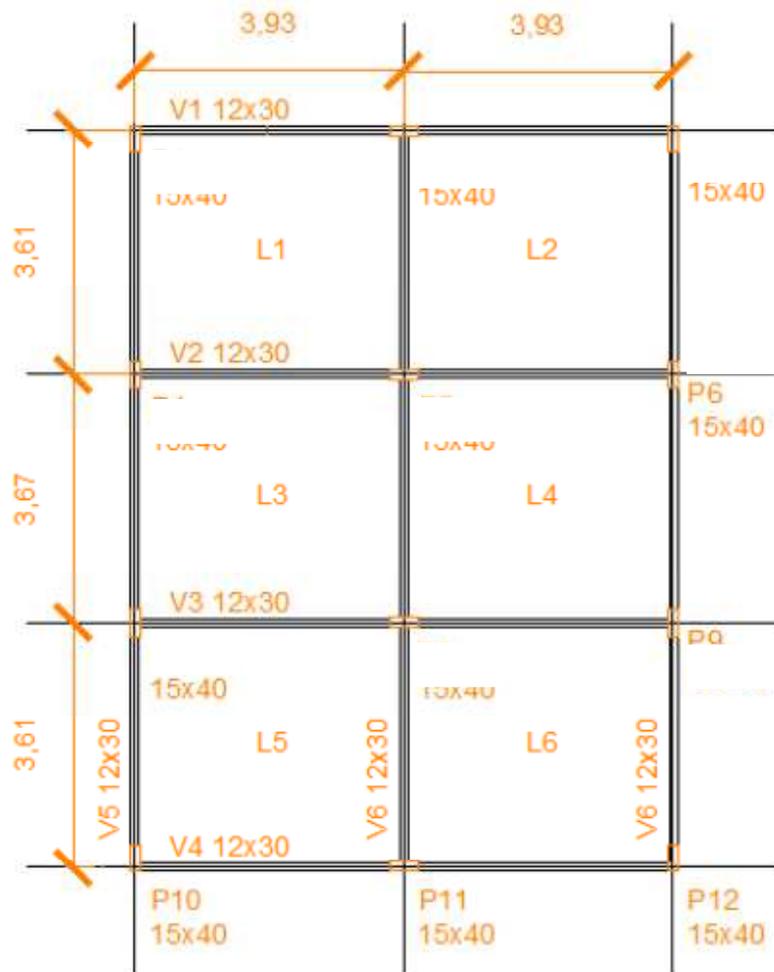


5.3.3 Exemplo 4.3

Agora será feita algumas alterações nos exemplos anteriores (exemplo 4.1 e exemplo 4.2).

Nesse exemplo será feita alteração nos pilares do exemplo 4.1 onde os pilares do alinhamento central, tendo como orientação o eixo x, terão dimensão 40 cm na direção X e 15 cm na direção Y, enquanto que os demais pilares terão dimensão 15x40 cm, como podemos observar na figura 39.

Figura 39 - Pavimento tipo para exemplo 4.3.



A Tabela 23 nos mostra os resultados obtidos pelo Cypecad. Os maiores valores do parâmetro P-Delta são os da direção X do vento, onde no 10º andar temos valor igual a 1,26, e no 12º andar temos valor igual a 1,33. Dessa forma é necessário fazer uma análise no 11º andar.

Tabela 23 - Valores Parâmetro P – delta para a direção X e Y do vento para o exemplo 4.3.

P - Delta		
	Direção X	Direção Y
4 andares + teto	1,09	1,07
6 andares + teto	1,14	1,10
8 andares + teto	1,20	1,14
10 andares + teto	1,26	1,18
12 andares + teto	1,33	1,23
14 andares + teto	1,42	1,28

Os resultados do Cypecad para o 11º andar são mostrados na tabela 24, analisamos que é possível exceder o 10º andar, pois o valor do parâmetro P-Delta chega no valor limite 1,30.

Tabela 24 - Valores Parâmetro P – delta para o 11º andar do exemplo 4.3.

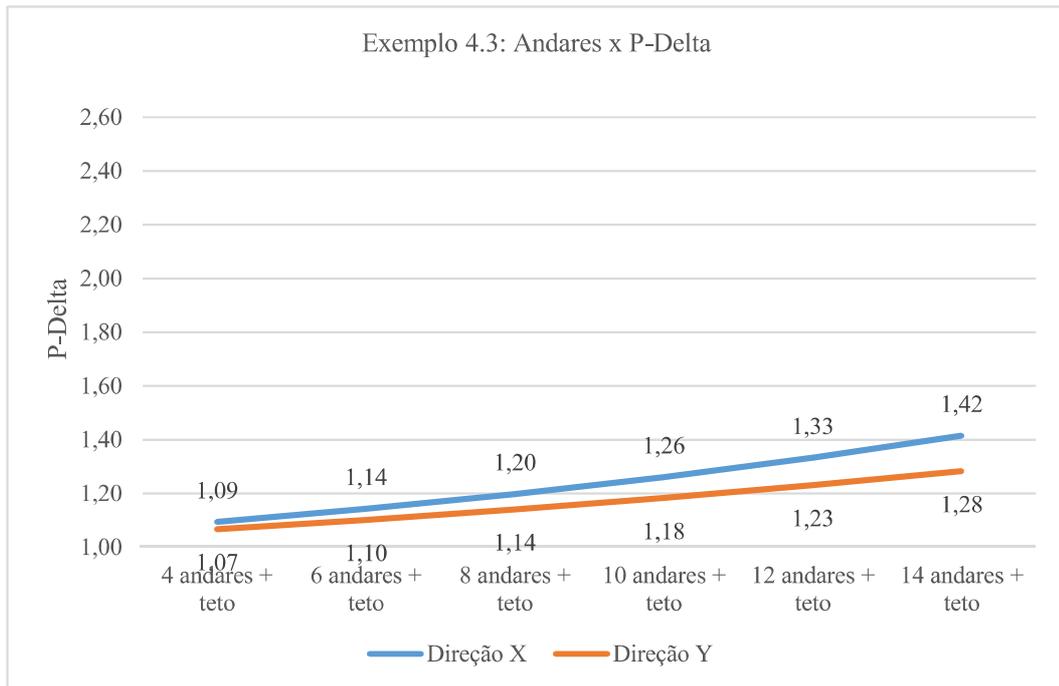
P - Delta		
	Direção X	Direção Y
11 andares + teto	1,30	1,21

Tem-se agora que a direção X é a mais deslocável, como mostra a figura 40, nota-se uma maior aproximação das retas, o que significa que há uma melhor rigidez entre as direções.

Agora as diferenças do parâmetro P-delta entre o 12º e 14º andar para a direção x (mais deslocável) é de 0,09, já para a direção Y a diferença é de 0,05 entre os mesmos.

Se analisarmos a diferença entre os parâmetros P-Delta nas duas direções no 14º andar, teremos uma diferença do parâmetro P-delta de 0,14, isso nos mostra uma maior aproximação entre as duas direções do vento. Dessa forma, se obtém uma estrutura mais rígida nas duas direções, e como consequência temos um aumento de andares.

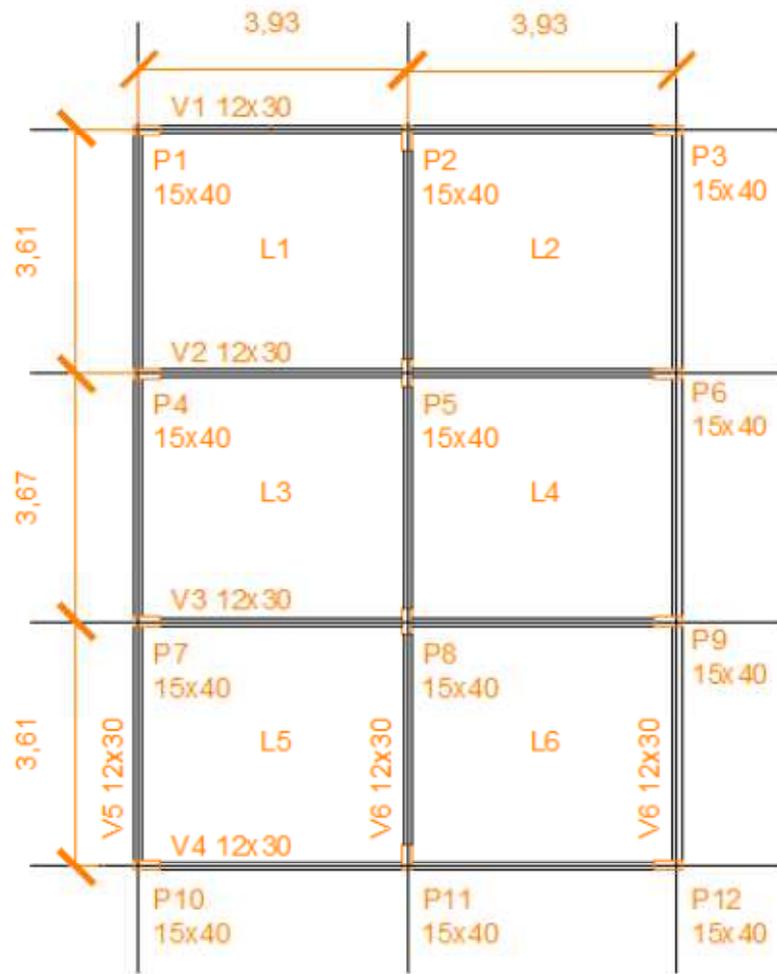
Figura 40 - Variação do parâmetro P-Delta em relação aos andares do edifício para o exemplo 4.3.



5.3.4 Exemplo 4.4

Para o exemplo 4.4 faremos uma alteração na disposição dos pilares do exemplo 4.2, onde temos os pilares do alinhamento central com dimensão 15 cm na direção x e 40 cm na direção y e os demais terão dimensão 40x15 cm, como vemos na figura 41.

Figura 41 - Pavimento tipo para exemplo 4.4.



A partir da tabela 25, observamos que se tem maiores valores do parâmetro P-Delta para a direção X do vento, onde no 10º andar da edificação temos o valor de 1,28 e no 12º andar valor de 1,36, assim será necessário fazer uma análise no 11º andar, essa análise é feita a partir da tabela 26.

Tabela 25 - Valores Parâmetro P – Delta para a direção X e Y do vento para o exemplo 4.4.

P - Delta		
	Direção X	Direção Y
4 andares + teto	1,10	1,09
6 andares + teto	1,15	1,14
8 andares + teto	1,21	1,19
10 andares + teto	1,28	1,25
12 andares + teto	1,36	1,31
14 andares + teto	1,46	1,39

Com os dados da tabela 26 observa-se que não é possível ultrapassar o 10º andar, algo que foi possível no exemplo anterior.

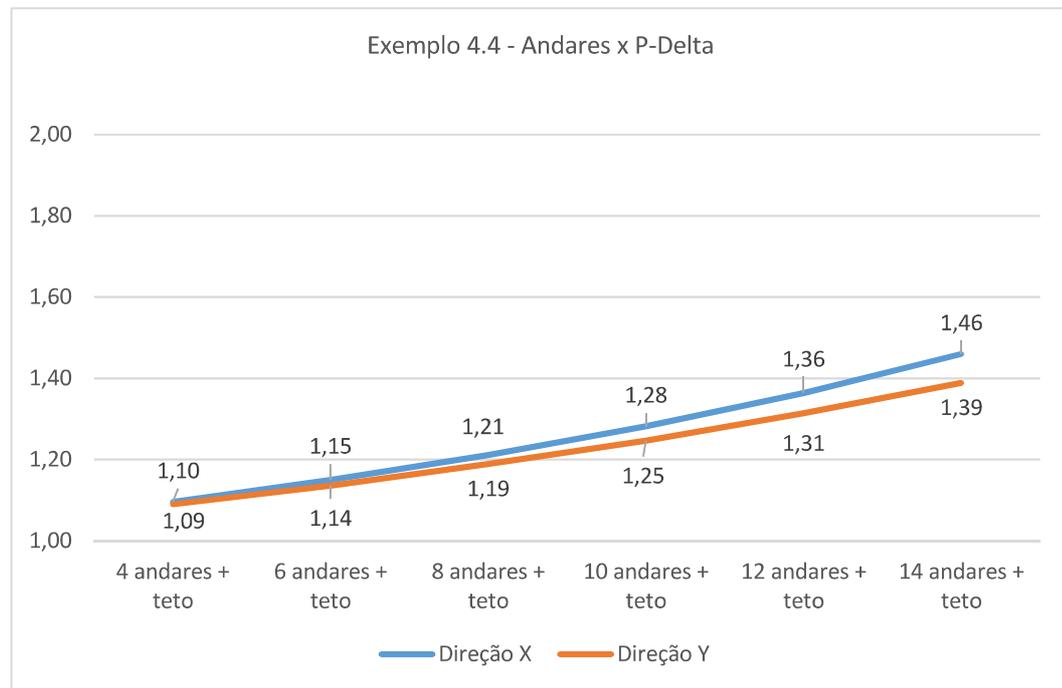
Tabela 26 - Valores Parâmetro P – delta para o 11º andar do exemplo 4.4.

P - Delta		
	Direção X	Direção Y
11 andares + teto	1,32	1,28

Ao observar a figura 42, ver-se que para esse exemplo também há uma aproximação entre as duas direções, o que notamos de cara que se tem uma estrutura rígidas nas duas direções, e dessa forma menos deslocável.

Ao analisar a diferença entre o parâmetro P-Delta na direção x (mais deslocável), vemos que a diferença entre o 12º andar e 14º andar de 0,10, e para a direção y temos valor igual a 0,08. E a maior diferença dos parâmetros entre as direções X e Y (14º andar) e de 0,07, sendo a maior aproximação entre todos os exemplos.

Figura 42 - Variação do parâmetro P-Delta em relação aos andares do edifício para o exemplo 4.4.



6 DISCURSÕES

A Tabela 19 mostra os resultados obtidos pelos métodos α , γ_z , $P - \Delta$, e aqui exemplificado, como o erro sempre em relação ao Processo P-Delta.

Tabela 19: Resultados obtidos.

Método	Direção X	Direção Y
Parâmetro α	0,69	0,38
Eq. Carmo	1,11	1,03
Coefficiente γ_z NBR 6118:2014	1,23	1,08
Coefficiente γ_z NBR 6118:2003	1,19	1,06
Coefficiente $\gamma_{z,x,Cypecad}$	1,16	1,05
Processo P-Delta	1,17	1,05

Observa-se que os três métodos fornecem resultados similares, o que nos dá uma grande confiabilidade em empregar qualquer que seja o método para uma análise de segunda ordem, pois todos três métodos estudados fazem a mesma analogia quando a classificação da estrutura em relação ao tipo de estrutura (nós moveis ou nos fixos).

Pode-se notar o quão próximos são os resultados do Coeficiente γ_z NBR 6118:2003 como o Processo $P - \Delta$, pois os mesmos utilizam-se das mesmas estratégias de cálculos para uma aproximação da não-linearidade física, e isso fez com que a maior diferença entre os métodos (direção X do vento) tenha erro de 0,02 nos seus resultados. Já utilizando o Coeficiente γ_z NBR 6118:2014, se tem uma diferença de 0,06 na direção X do vento. Para a equação de Carmo em relação ao Processo $P - \Delta$, se obteve erro de 0,06 para direção X do vento.

Os principais motivos para as variações entre os métodos devem-se principalmente:

- O método de distribuição das forças de vento em cada nível do edifício, onde observamos uma variação entres os valores obtidos manualmente para os obtidos pelo software Cypecad.
- Análise não-linear física, pois para o método Coeficiente γ_z NBR 6118:2014 faz-se uma redução da rigidez diferente do adotado pelo Cypecad e a NBR 6118:2003.
- O modelo tridimensional, o modelo de pórtico tridimensional nos fornece um resultado mais próximo da realidade, e foi esse método o usado pelo Software Cypecad, já para os métodos adotados pela NBR 6118:2014 foi utilizado o método dos pórticos planos,

o que nos fornece valores conservadores, em relação aos fornecidos pelo modelo tridimensional.

De forma geral, apesar das aproximações, na utilização de modelos de cálculo diferente, os três métodos nos fornecem valores muito próximos, o que nos mostra a confiabilidade do emprego de qualquer um dos métodos para uma análise do efeito de segunda ordem nos edifícios em concreto armado.

Observa-se também em relação aos exemplos do tópico 5.4, que ao se projetar, deve-se fazer uma grande análise referente as locações dos pilares. Pois, uma vez não feita essa análise, podemos fixar uma limitação para a estrutura, e dessa forma ela pode não ser melhor aproveitada. Isso porque, com simples mudanças nas direções dos pilares, podemos fazer um edifício no qual a princípio só poderia suportar 6 andares, fazer com que ele pudesse chegar a 11 andares, algo que é de muita importância em um projeto de edificação.

7 CONCLUSÃO

A partir das avaliações realizadas, percebe-se que a verificação da estabilidade global é de extrema importância no estudo e dimensionamento de estruturas de concreto armado.

Os programas de análise estrutural facilitam muito o estudo de análise da estabilidade global, porém não fazem a análise propriamente dita do modelo estrutural devido as simplificações adotadas.

Observa-se que para estrutura com mais de quatro pavimentos os programas de cálculo estruturais apresentam resultados muito próximos dos cálculos feitos manualmente.

Os resultados obtidos manualmente feitos através das estratégias fornecida pela NBR 6118:2014 junto com a análise de pórticos planos nos fornecem valores com diferenças pequenas diferenças dos resultados obtidos através do software Cypecad, o que mostra que os resultados obtidos manualmente são de extrema confiança na análise da estabilidade global de edifícios.

Apesar dos resultados manuais nos fornecerem valores confiáveis, deve-se ter muito cuidado pois podem acarretar superdimensionamento, já que seus valores são muito conservadores. Fazer uma análise de segunda ordem através de softwares computacionais de cálculos de estruturas de concreto armado, como por exemplo o Cypecad, além de agilizar os cálculos, se tem um ganho na produtividade. Porém, deve-se ter um enorme cuidado na manipulação desses softwares, pois para ter certeza dos dados disponibilizados pelos mesmos o engenheiro deve ter pleno domínio da sua manipulação.

Por fim vimos o quão importante é a análise dos parâmetros de estabilidade em uma edificação. Pois se ignorarmos a sua análise podemos dimensionar edifícios muito instáveis e não incorporar cargas importantes ao dimensionamento, que posteriormente poderia acarretar colapso estrutural do edifício. E que, se tomamos simples medidas como um contraventamento mais distribuído da estrutura, podemos fazer com que o edifício possa ter acréscimos significativo de andares, algo muito valioso em uma edificação.

REFERÊNCIAS

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

ASSOCIAÇÃO BRASIELIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6123: Forças devidas ao vento em edificações - Procedimento.** Rio de Janeiro: ABNT, 1988. 66 p.

ASSOCIAÇÃO BRASIELIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto - Procedimento.** Rio de Janeiro: ABNT, 2014. 211 p.

ASSOCIAÇÃO BRASIELIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto - Procedimento.** Rio de Janeiro: ABNT, 2003. 238 p.

ARAÚJO, J. M. **Curso de Concreto Armado.** Rio Grande: Dunas, v. 3, 2010.

BUENO, M. M. E. **Avaliação dos parâmetros de Instabilidade global em estruturas de concreto armado.** 88p. Dissertação (Mestrado), Curso de Estrutura e Construção Civil, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, 2009.

CARMO, M. D. **Efeito de Segunda Ordem em Edifícios Usuais de Concreto Armado.** 112p. Dissertação(mestrado), Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Carlos, São Paulo, 1995.

CARVALHO, R. C.; PINHEIRO, L. M. **Cálculo e Detalhamento de Estruturas Usuais de Concreto Armado.** São Paulo: Pini, v. 2, 2009.

Engenhariacivil.com. Disponível em: <<http://www.engenhariacivil.com/ftool-3-00>>. Acesso em: 24 Setembro 2016.

MACIEL, A. R.; SOUZA, C. D. D.; & MOURA, L. P. D. **Análise De Estabilidade Global Em Edificações.** Trabalho de conclusão de curso, São Paulo, p. 90, 2011.

MONCAYO, W. J. Z. **Análise de segunda ordem global em edifícios,** São Paulo, p. 219, 2011.

PINTO, R. S. **Não-Linearidade Física e Geométrica no Projeto de Edifícios Usuais de Concreto Armado.** 108p. Dissertação(mestrado), Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1997.

PROENÇA, S. P. B. **Análise não-linear de estruturas (notas de aula)**, EESC-PUC, São Carlos, 2016.

VERSÕES dos programas da CYPE Ingenieros. **CYPE Software para Engenharia e Construção**. Disponível em: <http://versoes.cype.pt/after_hours.htm>. Acesso em: 2016 Setembro 24.