

**UNIVERSIDADE TECNOLÓGICA FEDERAL DO PARANÁ
DEPARTAMENTO ACADÊMICO DE CONSTRUÇÃO CIVIL
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL**

LANA MONDADORI ZÁQUERA BORGES

**Estudo da estabilidade global em edifícios de concreto
armado através dos parâmetros de instabilidade Gama Z e
FAVt**

TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO

PATO BRANCO

2017

UNIVERSIDADE TECNOLÓGICA FEDERAL DO PARANÁ
DEPARTAMENTO ACADÊMICO DE CONSTRUÇÃO CIVIL
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL

LANA MONDADORI ZÁQUERA BORGES

**Estudo da estabilidade global em edifícios de concreto
armado através dos parâmetros de instabilidade Gama Z e
FAVt**

Trabalho de Conclusão de Curso,
apresentada como requisito parcial para
obtenção de título de Bacharel em
Engenharia Civil do Curso de Engenharia
Civil, da Universidade Tecnológica
Federal do Paraná – *Câmpus* Pato
Branco.

Orientador: Prof. Dr. Gustavo Lacerda
Dias

PATO BRANCO

2017



TERMO DE APROVAÇÃO

Estudo da estabilidade global em edifícios de concreto armado através dos parâmetros de instabilidade Gama Z e FAVt

LANA MONDADORI ZÁQUERA BORGES

No dia 21 de junho de 2017, às 14h45min, na Sala de Treinamento da Universidade Tecnológica Federal do Paraná, este trabalho de conclusão de curso foi julgado e, após arguição pelos membros da comissão examinadora abaixo identificados, foi aprovado como requisito parcial para a obtenção do grau de bacharel em engenharia civil da Universidade Tecnológica Federal do Paraná– UTFPR, conforme ata de defesa pública nº15-tcc/2017.

Orientador: Prof^a. Dr.. Gustavo Lacerda Dias (DACOC/UTFPR-PB)

Membro 1 da Banca: Prof. Dr. Volmir Sabbi (DACOC/UTFPR-PB)

Membro 2 da banca: Dr^a. Paôla Regina DalCanal (DACOC/UTFPR-PB)

AGRADECIMENTOS

Primeiramente, agradeço a Deus por guiar meus caminhos.

Mostro gratidão aos meus pais e irmã. A minha mãe e irmã por todo apoio e suporte. Ao meu pai que, mesmo não estando mais presente fisicamente neste plano, segue me acompanhando.

Estendo o agradecimento ao Orientador Prof. Dr. Gustavo Lacerda Dias, pela disponibilidade e ajuda para realização deste trabalho.

Por fim, agradeço aos colegas e amigos que fiz no período da graduação por se tornarem uma segunda família, compartilharem anseios e momentos de felicidade.

RESUMO

ZÁQUERA BORGES, Lana Mondadori. **Estudo da estabilidade global em edifícios de concreto armado através dos parâmetros de instabilidade gama z e FAVt.** 2017, 97 pág. Trabalho de Conclusão de Curso de Graduação em Engenharia Civil – Departamento Acadêmico de Construção Civil, Universidade Tecnológica Federal do Paraná – UTFPR. Pato Branco, 2017.

A evolução das estruturas aconteceu em decorrência do crescimento das cidades e do surgimento de novos materiais empregados na construção civil. As edificações passaram a exigir arranjos estruturais mais complexos devido à verticalização e esbeltez das estruturas. Em consequência disso, os estudos referentes à estabilidade global de edifícios se tornam importantes para garantir a segurança da estrutura, em vista das imperfeições geométricas causadas pelas ações horizontais e da não linearidade da estrutura. Nesse contexto, os softwares de modelagem estrutura tornam-se ferramentas de auxílio para os engenheiros na obtenção de cálculos mais refinados e próximos da realidade, no entanto, cabe ao engenheiro aplicar a correta entrada de dados nestes programas, bem como realizar a leitura e interpretação de resultados de forma precisa. Este trabalho tem como objetivo estudar o comportamento da estabilidade global de edifícios através dos parâmetros de instabilidade γ_z , apresentado na NBR 6118 (ABNT, 2014) e FAVt que é um parâmetro específico do software CAD/TQS. Para realização deste estudo foram efetuadas diferentes modelagens, variando-se a altura e geometria da edificação, a seção dos pilares de um edifício no Software CAD/TQS. A partir dos resultados obtidos foi possível demonstrar o comportamento dos parâmetros de instabilidade frente à adoção das diferentes características utilizadas nas modelagens. Ainda, para demonstrar a utilização dos parâmetros na obtenção dos efeitos de segunda ordem global, realizou-se a verificação dos efeitos de segunda ordem global em quatro pilares da edificação.

Palavras chaves: Estabilidade global. Parâmetros de instabilidade. Efeitos de segunda ordem.

ABSTRACT

ZÁQUERA BORGES, Lana Mondadori. **Study of global stability in reinforced concrete buildings through the instability parameters γ_z and FAVt.** 2017, 97 p. Graduation Course in Civil Engineering - Academic Department of Civil Construction, Federal University of Technology of Paraná - UTFPR. Pato Branco, 2017.

The evolution of the structures happened due to the growth of the cities and the appearance of new materials used in civil construction. The buildings now require more complex structural arrangements due to the verticalization and slenderness of the structures. As a consequence, the studies concerning the overall stability of buildings become important to ensure the safety of the structure, given the geometrical imperfections caused by the horizontal actions and the non-linearity of the structure. In this context, structural modeling software becomes an aid tool for engineers to obtain more refined calculations and close to reality, however, it is the engineer's responsibility to apply the correct data entry in these programs, as well as to perform the reading and interpretation of results accurately. This work aims to study the behavior of global stability of buildings through the instability parameters γ_z which is presented in NBR 6118 (ABNT, 2014) and FAVt which is a specific parameter of CAD / TQS software. For this study, different modeling of a building in the CAD / TQS Software was carried out. From the results obtained it was possible to demonstrate the behavior of the instability parameters in relation to the adoption of the different characteristics used in the modeling. Also, in order to demonstrate the use of the parameters to obtain global second-order effects, the second-order global effects were verified in four columns of the building.

Key words: Global stability. Instability parameters. Second-order effects.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Representação pórtico plano	21
Figura 2- Representação de barra de pórtico plano	22
Figura 3- Representação pórtico espacial.....	22
Figura 4- Representação de barra de pórtico espacial	23
Figura 5 - Análise linear	24
Figura 6 - Análise não linear	26
Figura 7- Diagrama momento-curvatura	28
Figura 8 - Efeito de 1ª ordem	30
Figura 9 - Efeito de 2ª ordem	30
Figura 10- Deslocamento horizontal devido á carga vertical.....	33
Figura 11- Incidência do vento no sentido contrário do deslocamento	34
Figura 12- Incidência do vento no mesmo sentido do deslocamento.....	34
Figura 13- Carga fictícia em edifícios de multiplos andares.....	36
Figura 14 - Planta pavimento tipo	40
Figura 15 – Modelo ORIG-8PAV tridimensional.....	40
Figura 16- Modelo ORIG-5PAV tridimensional.....	41
Figura 17- Modelo ORIG-8PAV/PILAR tridimensional	41
Figura 18- Modelo ORIG-5PAV/PILAR tridimensional	42
Figura 19- Modelo BALAN-8PAV E tridimensional.....	42
Figura 20- Modelo BALAN-5PAV tridimensional	43
Figura 21- Modelo S/BALAN-8PAV tridimensional.....	43
Figura 22- Coeficiente de não linearidade física	45
Figura 23- Interface do software para carga de vento.....	46
Figura 24- Gráfico das isopletras de velocidade – Vacaria/RS	47
Figura 25 - Categoria de rugosidade.....	48
Figura 26- Classe da edificação	48
Figura 27- Fator estatístico	48
Figura 28- Coeficiente de arrasto.....	49
Figura 29- Representação da aplicação da força de arrasto.....	50
Figura 30- Coeficiente de ponderação de ações permanentes.....	51
Figura 31 - Coeficientes de ponderação de ações variáveis.....	51

Figura 32 - Planta de fôrma do pavimento tipo do Modelo ORIG-8PAV	54
Figura 33- Corte esquemático do edifício.....	54
Figura 34- Incidência de vento considerada na estrutura.....	55
Figura 35- Pilares P1, P13 e P17	58
Figura 36- Corte esquemático Modelo ORIG-5PAV.....	61
Figura 37- Planta de fôrmas do pavimento tipo - Modelagem ORIG- 8PAV/PILAR ..	65
Figura 38- Planta de formas do pavimento tipo.....	72
Figura 39- Planta de fôrmas do pavimento tipo - Modelagem S/BALAN-8PAV	79

LISTA DE TABELAS

Tabela 1- Cargas distribuídas por área em lajes.....	45
Tabela 2- Carga distribuída em laje de reservatório.	46
Tabela 3- Ações atuantes	52
Tabela 4- Combinações de ações do estado limite último	52
Tabela 5 - Combinações de ações do estado limite de serviço.	53
Tabela 6- Coeficiente de arrasto	55
Tabela 7- Força de arrasto - Vento 90° e 270°.....	55
Tabela 8- Força de arrasto - Vento 0° e 180°	56
Tabela 9- Coeficiente γ_z	57
Tabela 10 - Parâmetro FAVt	57
Tabela 11 - Combinações para obtenção dos momentos de 2ª ordem global	58
Tabela 12 – Combinação 1: Momentos de 1ª ordem global x 2ª ordem global.....	59
Tabela 13 - Combinação 3: Momentos de 1ª ordem global x 2ª ordem global.....	59
Tabela 14 - Deslocamento máximo no topo da estrutura.....	60
Tabela 15- Coeficiente de arrasto	61
Tabela 16- Força de arrasto - Vento 90° e 270°.....	61
Tabela 17- Força de arrasto - Vento 0° e 180°.....	62
Tabela 18- Coeficiente γ_z	62
Tabela 19 - Parâmetro FAVt	63
Tabela 20- Deslocamento máximo no topo da estrutura.....	64
Tabela 21 - Dimensões dos pilares.....	65
Tabela 22- Coeficiente de arrasto	66
Tabela 23- Força de arrasto - Vento 90° e 270°.....	66
Tabela 24- Força de arrasto - Vento 0° e 180°.....	67
Tabela 25- Coeficiente γ_z	67
Tabela 26 - Parâmetro FAVt	68
Tabela 27- Deslocamento máximo no topo da estrutura.....	69
Tabela 28- Coeficiente de arrasto	70
Tabela 29- Força de arrasto - Vento 90° e 270°.....	70
Tabela 30- Força de arrasto - Vento 0° e 180°.....	70
Tabela 31- Coeficiente γ_z	71

Tabela 32 - Parâmetro FAVt	71
Tabela 33- Deslocamento máximo no topo da estrutura.....	72
Tabela 34 - Coeficiente de arrasto	73
Tabela 35- Força de arrasto - Vento 90° e 270°	73
Tabela 36- Força de arrasto - Vento 0° e 180°	74
Tabela 37- Coeficiente γ_z	74
Tabela 38 - Parâmetro FAVt	74
Tabela 39- Deslocamento máximo no topo da estrutura.....	75
Tabela 40- Coeficiente de arrasto	76
Tabela 41- Força de arrasto - Vento 90° e 270°.....	77
Tabela 42- Força de arrasto - Vento 0° e 180°	77
Tabela 43- Coeficiente γ_z	77
Tabela 44 - Parâmetro FAVt	78
Tabela 45- Deslocamento máximo no topo da estrutura.....	78
Tabela 46- Coeficiente de arrasto	79
Tabela 47- Força de arrasto - Vento 90° e 270°.....	80
Tabela 48- Força de arrasto - Vento 0° e 180°.....	80
Tabela 49- Coeficiente γ_z	80
Tabela 50 - Parâmetro FAVt	81
Tabela 51- Deslocamento máximo no topo da estrutura.....	81
Tabela 52- Parâmetros de instabilidade: Modelo ORIG-8PAV x Modelo ORIG-8PAV/PILAR.....	82
Tabela 53- Deslocamento máximo horizontal	83
Tabela 54- Parâmetros de instabilidade: Modelo ORIG-8PAV x Modelo ORIG-5PAV	83
Tabela 55- Parâmetros de instabilidade: Modelo ORIG-8PAV/PILAR x ORIG-5PAV/PILAR.....	84
Tabela 56- Parâmetros de instabilidade: Modelo BALAN-8PAV x BALAN-5PAV	84
Tabela 57- Deslocamento máximo horizontal	85
Tabela 58- Deslocamento máximo horizontal	85
Tabela 59- Deslocamento máximo horizontal	85
Tabela 60- Parâmetros de instabilidade: Modelo BALAN-8PAV x Modelo S/BALAN-8PAV	86
Tabela 61- Deslocamento máximo horizontal	86

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO.....	15
1.1 OBJETIVOS	16
1.1.1 Objetivo geral.....	16
1.1.2 Objetivos específicos	16
1.2 JUSTIFICATIVA.....	16
2. REFERÊNCIAL TEÓRICO	18
2.1 EVOLUÇÃO DAS ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO	18
2.2 AÇÃO DO VENTO NAS EDIFICAÇÕES	19
2.3 MODELOS ESTRUTURAIS	20
2.3.1 Vigas contínuas.....	20
2.3.2 Grelha de vigas e lajes.....	20
2.3.3 Pórtico plano	21
2.3.4 Pórtico espacial.....	22
2.4 ANÁLISE ESTRUTURAL.....	23
2.4.1 Análise linear.....	24
2.4.2 Análise linear com redistribuição.....	25
2.4.3 Análise Plástica.....	25
2.4.4 Análise não linear.....	26
2.4.5 Análise através de modelos físicos	27
2.5 NÃO LINEARIDADE FÍSICA	27
2.6 NÃO LINEARIDADE GEOMÉTRICA	28
2.7 ESTABILIDADE GLOBAL.....	29
2.7.1 Efeitos de 1ª e 2ª ordem	29
2.7.2 Classificação das estruturas	30

2.7.3	Parâmetros de instabilidade.....	31
2.7.3.1	Parâmetro de instabilidade α	31
2.7.3.2	Coeficiente γ_z	32
2.7.3.3	Fator de amplificação de esforços horizontais de vento – FAVt	33
2.7.3.4	Processo P- Delta.....	35
3.	METODOLOGIA.....	37
3.1	CLASSIFICAÇÃO DA PESQUISA.....	37
3.2	DELINEAMENTO DA PESQUISA	37
4.	Modelagem.....	39
4.1	MODELO ESTRUTURAL NO SOFTWARE CAD/TQS.....	39
4.2	APRESENTAÇÃO DO PROJETO DE ESTUDO	39
4.2.1	Modelagens	40
4.3	CONSIDERAÇÕES PRELIMINARES PARA MODELAGEM.....	44
4.3.1	Propriedade dos materiais	44
4.3.2	Não linearidade física.....	44
4.3.3	Esforços atuantes na estrutura	45
4.3.4	Combinações de ações.....	50
4.4	MODELO ORIG-8PAV – ESTRUTURA ORIGINAL COM 8 PAVIMENTOS.....	53
4.4.1	Ação do vento	54
4.4.2	Parâmetros de instabilidade.....	56
4.4.3	Análise global de 2ª ordem	57
4.4.4	Deslocamentos	59
4.5	MODELO ORIG-5PAV – ESTRUTURA ORIGINAL COM 5 PAVIMENTOS.....	60
4.5.1	Ação do vento	61
4.5.2	Parâmetros de instabilidade.....	62
4.6	MODELO ORIG-8PAV/PILAR – ESTRUTURA ORIGINAL COM 8 PAVIMENTOS COM MUDANÇA NA DIMENSÃO DOS PILARES.....	64

4.6.1	Ação do vento	66
4.6.2	Parâmetros de instabilidade.....	67
4.6.3	Deslocamentos	68
4.7	MODELO ORIG-5PAV/PILAR – ESTRUTURA ORIGINAL COM 5 PAVIMENTOS COM MUDANÇA NA DIMENSÃO DOS PILARES.....	69
4.7.1	Ação do vento	69
4.7.2	Parâmetros de instabilidade.....	70
4.7.3	deslocamentos.....	71
4.8	MODELO BALAN-8PAV – ESTRUTURA COM SACADA EM BALANÇO EM UMA DAS FACES.....	72
4.8.1	Ação do vento	73
4.8.2	Parâmetros de instabilidade.....	74
4.8.3	Deslocamentos	75
4.9	MODELO BALAN-5PAV – ESTRUTURA COM SACADA EM BALANÇO EM UMA DAS FACES.....	76
4.9.1	Ação do vento	76
4.9.2	Parâmetros de instabilidade.....	77
4.9.3	Deslocamentos	78
4.10	MODELO S/BALAN-8PAV- ESTRUTURA SEM A UTILIZAÇÃO DE SACADAS EM BALANÇO.....	79
4.10.1	Ação do vento	79
4.10.2	Parâmetros de instabilidade	80
4.10.3	Deslocamentos	81
4.11	COMPARATIVO ENTRE MODELOS.....	82
4.11.1	Efeito da seção dos pilares.....	82
4.11.2	Efeito da altura da edificação.....	83
4.11.3	Efeito do balanço	85
	CONSIDERAÇÕES FINAIS	87

REFERÊNCIAS.....	89
APÊNDICE A	92

1. INTRODUÇÃO

A urbanização das cidades é um processo contínuo devido ao crescimento populacional, por esse motivo, áreas adequadas para construção se tornam cada vez mais limitadas. Pela necessidade de solucionar essa falta de espaços em regiões de grandes centros urbanos e comportar um número maior de pessoas, a verticalização das edificações tem se tornado comum.

A concepção de um sistema estrutural deve ser analisada de maneira criteriosa a fim de escolher o sistema que, além da questão do número de pavimentos, atenda à ousadia dos projetos arquitetônicos, ao local de execução, e também à disponibilidade de materiais. Em suma, deve ser racional quanto aos recursos e seguro quanto à sua estabilidade.

Atualmente, é possível verificar que os projetos se tornam cada vez mais arrojados, exigindo, por exemplo, estruturas mais esbeltas, maiores vãos e elementos estruturais com seção reduzida. Com isso, é importante e vantajoso que o engenheiro tenha a capacidade de analisar o comportamento da estrutura, principalmente no que diz respeito à sua estabilidade.

Nesse contexto os softwares de modelagem estrutural entram como um aliado para obtenção de cálculos mais refinados e próximos à realidade, demonstrando a importância de o engenheiro saber analisar o comportamento da estrutura para fazer a correta leitura de dados e avaliar se os resultados gerados por esses programas estão de acordo com o esperado.

Este trabalho tem como intuito analisar o comportamento da estabilidade global de uma estrutura, através dos parâmetros de instabilidade γ_z e FAV_t , frente à mudança da quantidade de pavimentos, seção de pilares e utilização de balanços para um mesmo edifício.

1.1 OBJETIVOS

1.1.1 Objetivo geral

Analisar a estabilidade global de edifícios através do Fator de Ampliação de Esforços Horizontais de Vento (FAVt), que é específico do software CAD/TQS, e do Parâmetro de instabilidade γ_z , que é apresentado na NBR 6118 (ABNT, 2014).

1.1.2 Objetivos específicos

- Realizar uma revisão bibliográfica a respeito: da evolução de sistemas estruturais; da estabilidade global em edifícios; de formas de implementar a modelagem em programas computacionais.
- Efetuar estudos de modelagem computacional de um edifício com o intuito de analisar a influência da altura da edificação, da dimensão de pilares, e a utilização de balanços, na estabilidade global.
- Avaliar os resultados obtidos na modelagem, através da análise dos parâmetros de instabilidade global γ_z e FAVT em função das variáveis adotadas no estudo.

1.2 JUSTIFICATIVA

O organismo urbano é composto pelos homens e suas obras em um determinado meio geográfico, que assim como o organismo humano, tem a função de suprir demandas. Conforme essas demandas modificam-se, ao mesmo tempo, o organismo evolui (MONBEIG, 2004). Nesse contexto, para corresponder às necessidades do ser humano, a verticalização das edificações tem se tornado comum, principalmente devido à escassez de espaços disponíveis para construção, especialmente em regiões valorizadas de centros urbanos. Do ponto de vista da engenharia, essas transformações fazem com que surja o aperfeiçoamento e avanço na área de cálculo estrutural. Assim, o estudo do comportamento da

estrutura, através de modelagens com *softwares*, se torna ferramenta importante para tais aprimoramentos.

O processo de desenvolvimento da engenharia de estruturas está intimamente ligado com a evolução da concepção arquitetônica e dos materiais de construção, onde cada vez mais pode-se perceber construções arrojadas. Em consequência disso, o engenheiro calculista tem o papel de assegurar o adequado desempenho da estrutura, analisando seu melhor arranjo a fim de minimizar os deslocamentos e garantir a segurança estrutural.

Em razão disso, a análise da estabilidade global de edifícios se apresenta como um estudo pertinente, com a intenção de entender como o edifício se comporta como um todo, avaliando dessa forma, os deslocamentos da estrutura e os efeitos de 2ª ordem daí advindos.

A originalidade deste trabalho caracteriza-se pelo estudo do comportamento da estrutura por meio da disposição e dimensão dos elementos estruturais na concepção do arranjo e da modificação da altura da edificação, avaliando o que essas características podem vir a trazer na resposta do edifício frente às ações verticais e, principalmente, as horizontais, na questão da estabilidade global.

Para atender aos objetivos de estudo deste trabalho será utilizado um projeto arquitetônico real, realizando seu lançamento estrutural no *software* de cálculo CAD/TQS, para posterior avaliação dos dados gerados nas diferentes modelagens. A disponibilidade tanto do projeto quanto do *software* assegura a viabilidade da obtenção dos resultados propostos nos objetivos deste trabalho.

2. REFERÊNCIAL TEÓRICO

2.1 EVOLUÇÃO DAS ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO

O surgimento de novos materiais empregados na construção civil, tais como concreto armado, ferro fundido e aço, resultaram em um grande avanço na engenharia estrutural ao fim do século 19, período da Revolução Industrial. O progresso dos métodos construtivos e das metodologias de cálculo usadas para as edificações foram perceptíveis no Brasil no decorrer do século 20 (MARTHA, 2010).

A evolução das estruturas está ligada ao crescimento das cidades, a empregabilidade de novos materiais e técnicas construtivas e, também ao surgimento de novas tecnologias. As edificações passaram a exigir arranjos estruturais mais complexos devido à modernidade dos projetos arquitetônicos como: a necessidade vãos maiores, a verticalização e esbeltez de estruturas. Essas novas demandas mudaram de forma significativa a análise da concepção estrutural, a partir daí, novos sistemas estruturais foram surgindo, como, por exemplo, os elementos de contraventamento.

Têm-se conhecimento, que no Brasil, a utilização do concreto armado data-se de 1904 com construção de casas e sobrados em Copacabana – RJ (BASTOS, 2006). Mas, somente em 1940 foi lançada a primeira norma relacionada ao concreto armado, a NB-1 “Projeto e execução de obras de concreto armado”, que também marcou o surgimento da Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT). No transcorrer das décadas outras Normas Técnicas foram criadas e/ou reformuladas conforme os avanços dos estudos na área. A norma vigente atualmente para estruturas de concreto armado é a NBR 6118 ‘Projetos de estruturas de concreto’ (ABNT, 2014).

Como fruto dessa evolução, pode-se mencionar a consideração do vento nas estruturas. Hoje, existem Normas Técnicas específicas para isso como a NBR 6123 ‘Forças devidas ao vento em edificações’ (ABNT, 1988). Sabe-se que as cargas horizontais oriundas do vento tem impacto significativo na estabilidade da estrutura, principalmente em edificações com elevada altura. E, por isso é prescrita na NBR 6118 (ABNT, 2014):

Os esforços solicitantes relativos à ação do vento devem ser considerados e recomenda-se que sejam determinados de acordo com o prescrito pela ABNT NBR 6123, permitindo-se o emprego de regras simplificadas previstas em Normas Brasileiras específicas.

Há cerca de 35 anos, antes do advento dos computadores pessoais, os cálculos eram realizados pelos engenheiros de maneira manual, a estrutura era trabalhada em elementos isolados: vigas, pilares e lajes, com o intuito de facilitar os cálculos.

Pensando na consideração da estrutura no cálculo manual, podemos citar como um exemplo ilustrativo um pavimento de edifício onde, basicamente, ocorria a separação em lajes isoladas que eram descarregadas nas vigas de borda e então os esforços provenientes da viga eram transmitidos aos pilares. Essa configuração auxiliava a determinação dos esforços solicitantes, e ainda nos dias atuais, pode ser utilizada em obras de pequeno vulto, pois cumpre seu objetivo (BARBOZA, 2008).

Atualmente existe uma série de *softwares* de cálculo estrutural, que utilizam diferentes procedimentos de cálculo. A evolução é perceptível nesse quesito pela implementação da metodologia de cálculo utilizada: o método dos elementos finitos, que é considerada mais complexa devido ao número de variáveis que ela envolve. A capacidade de processar esses dados se deve ao avanço da tecnologia, que, com a sofisticação dos computadores, permite o acoplamento de uma gama muito maior informações, por consequência tornando o comportamento do modelo estrutural mais aproximado à realidade.

2.2 AÇÃO DO VENTO NAS EDIFICAÇÕES

O estudo da ação do vento sobre a edificação proporcionou a evolução quanto aos modelos estruturais utilizados na modelagem de estruturas. Prova disso é que quando se começou a considerar a ação dos ventos nas edificações a estrutura utilizada para contraventamento eram os pórticos planos e, a partir do avanço de estudos na área, passaram-se a utilizar estruturas de contraventamento compostas por pórticos tridimensionais, que tornam a análise da interação entre os elementos mais precisa (BARBOZA, 2008).

A NBR 6123 (ABNT, 1988) é a norma brasileira utilizada para as considerações de forças devidas ao vento em edificações. Ela traz subsídios para considerar, de modo apropriado, porém, simplificado, os efeitos do vento, transformando efeitos dinâmicos em cargas estáticas equivalentes.

2.3 MODELOS ESTRUTURAIS

2.3.1 Vigas contínuas

Esse modelo é considerado clássico e simples, as vigas são consideradas apoiadas nos pilares, não é considerada a transmissão de momentos entre esses elementos (BERNARDI, 2007).

De acordo com Kimura (2007), a análise estrutural neste modelo é realizada através do cálculo dos esforços e flechas da laje através de teorias já consagradas como, por exemplo, Marcus, Czerney, etc. A partir disso, as vigas recebem os esforços provenientes das lajes, em função da sua área de abrangência. Dessa forma é possível encontrar os esforços e as flechas nas vigas, considerando os pilares como apoios simples, e as reações encontradas nos apoios são então transferidas aos pilares.

As vigas contínuas perderam seu espaço nos programas de análise estrutural devido ao seu alto grau de simplificação, no entanto, para edificações de poucos pavimentos, esse modelo gera resultados aproximados satisfatórios, que permitem uma boa caracterização da estrutura (BERNARDI, 2007).

2.3.2 Grelha de vigas e lajes

Nesse modelo estrutural a grelha é considerada uma associação de vigas que formam uma malha. A análise da estrutura é feita basicamente pela compatibilização de deslocamentos dos nós que compõe o sistema, atendendo a resistência das peças frente aos carregamentos transversais ao plano da grelha (SILVEIRA, 2009).

Pelo processo de analogia de grelha entende-se que as lajes devem ser divididas em um número adequado de faixas. Essas faixas (barras) que compõe a grelha vêm a representar os elementos estruturais, vigas e lajes, isso possibilita mostrar o comportamento estrutural de um pavimento.

Na grelha de vigas as barras se interceptam e trabalham em conjunto para resistir às ações atuantes que são predominantemente perpendiculares ao seu plano (MASCIA; SOUZA; BEZERRA, 2008).

Na interseção entre as barras, há a formação de um nó, onde é possível encontrar os deslocamentos e os esforços (cortante, momento fletor e torsor) gerados pela aplicação da carga vertical, devido aos três graus de liberdade que ele possui (uma translação e duas rotações). Quanto às cargas verticais, a distribuição dos esforços nas lajes e vigas é dada de acordo com as características de rigidez de cada barra (KIMURA, 2007).

2.3.3 Pórtico plano

O pórtico plano representa um conjunto de vigas e pilares presentes em um mesmo plano como se pode observar na Figura 1, a laje não faz parte do modelo. Ele tem caráter direcionado ao comportamento global do edifício, ou seja, analisa a estrutura como um todo, e não apenas um único pavimento (KIMURA, 2007).

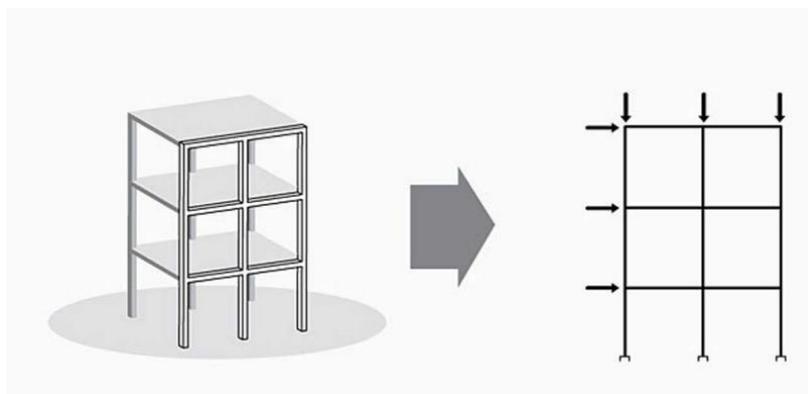


Figura 1 - Representação pórtico plano
Fonte: Kimura (2007, p. 121).

Nesse modelo estrutural tanto cargas verticais como horizontais são aplicadas. As forças e os deslocamentos agem no mesmo plano da estrutura. Cada nó entre os elementos lineares possui três graus de liberdade, Figura 2, obtendo-se

assim, os esforços de momento fletor, cortante e normal, que atuam em qualquer seção (PACHECO; LORIGGIO, 2012; KIMURA, 2007).

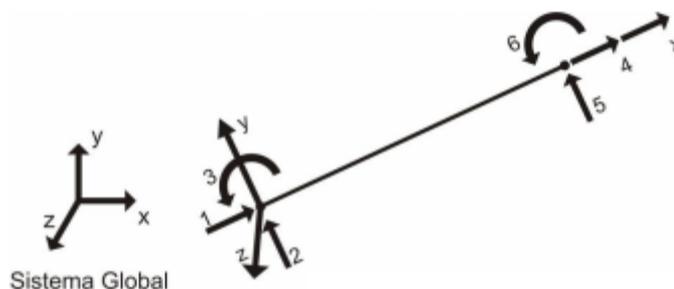


Figura 2- Representação de barra de pórtico plano
Fonte: Pacheco; Loriggio (2012, p. 2).

2.3.4 Pórtico espacial

O pórtico espacial, mostrado na Figura 3, permite uma análise mais efetiva da estrutura, pois avalia seu comportamento de maneira tridimensional, ou seja, há interação entre todos os elementos que compõem a estrutura. É formado por barras que representam vigas e pilares presentes num edifício (KIMURA, 2007).

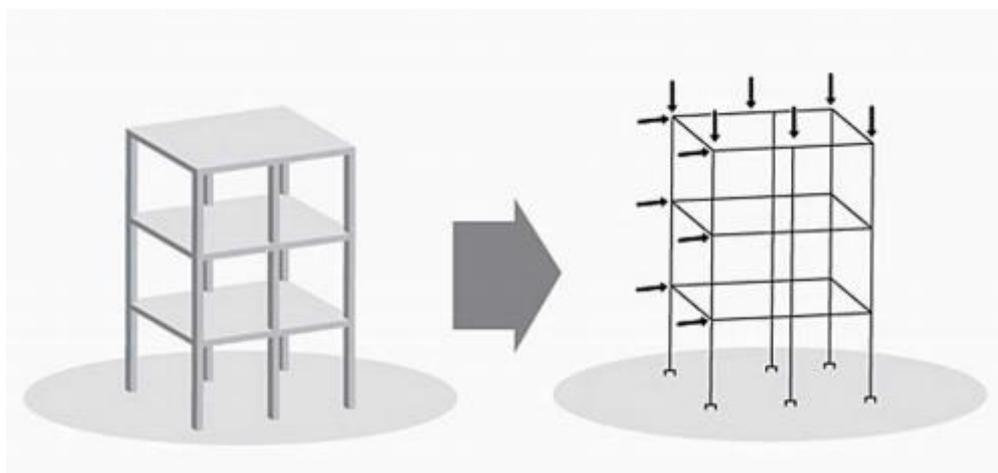


Figura 3- Representação pórtico espacial
Fonte: Kimura (2007, p. 122).

Os nós, formados entre a junção dos elementos lineares, possuem seis graus de liberdade, dos quais três são componentes de deslocamento e três componentes de rotação, conforme apresentado na Figura 4. Nota-se que, nesta

representação o esforço normal age no eixo x, os esforços cortantes nos eixos y e z, e o momento torsor em torno do eixo x (PACHECO; LORIGGIO, 2012).

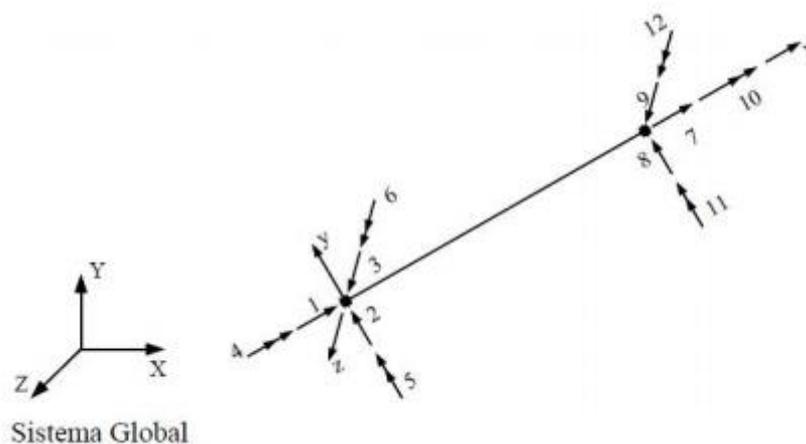


Figura 4- Representação de barra de pórtico espacial
 Fonte: Pacheco; Loriggio, (2012, p. 3).

2.4 ANÁLISE ESTRUTURAL

A análise estrutural é a avaliação do comportamento da estrutura com relação aos deslocamentos e esforços solicitantes. Nessa etapa, verifica-se a resposta da estrutura frente aos carregamentos que nela estão aplicados.

De acordo com a NBR 6118:2014 'Projeto de Estruturas de Concreto' (ABNT, 2014) é essencial ter um sistema adequado ao intuito da análise estrutural, já que o modelo deve representar todos os caminhos que as ações percorrem até que haja o descarregamento delas nos apoios da estrutura. Também, é preciso que o modelo atenda aos requisitos de geometria, condições de contorno, características e respostas dos materiais, de acordo com a estrutural real a ser analisada.

A NBR 6118:2014 apresenta 5 modelos de análise estrutural, são eles: Análise Linear, Análise Linear com Redistribuição, Análise Plástica, Análise Não Linear e Análise Através de Modelos Físicos. Esses métodos se distinguem de acordo com o comportamento do material que compõe a estrutura analisada e admitem pequenos deslocamentos da estrutura.

2.4.1 Análise linear

Quando refere-se à análise linear, admite-se que os materiais que compõem a estrutura possuem comportamento elástico linear, ou seja, que o material deforma de maneira proporcional a aplicação de carregamento, Figura 5.

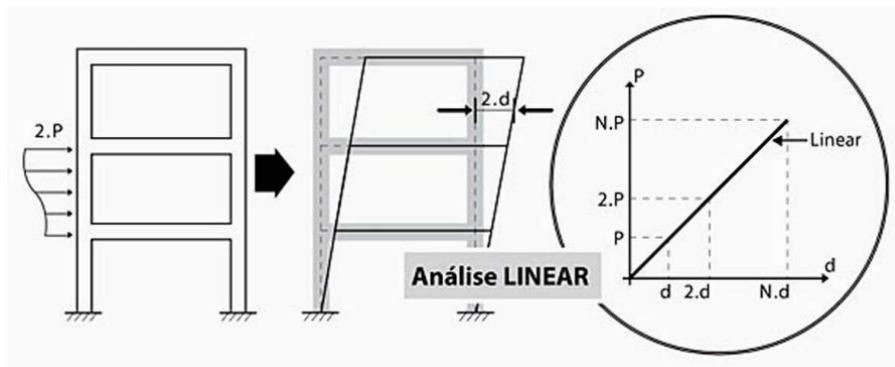


Figura 5 - Análise linear
Fonte: Kimura (2007, p. 460).

A elasticidade de um material é definida como a capacidade desse material voltar a configuração inicial depois da ação de deformação (FONTES, 2005).

Esse tipo comportamento é regido pela Lei de Hooke, definida pela Equação (1). Percebe-se que a relação de linearidade é dada em função de uma constante de proporcionalidade, também conhecida como Módulo de Elasticidade, que é regida pelo tipo de material (FONTES, 2005).

$$\sigma = E \cdot \varepsilon \quad (\text{Eq.1})$$

Em que:

σ = tensão;

E= módulo de elasticidade do material;

ε = deformação específica longitudinal.

Quando começam a aparecer deformações residuais, em decorrência da tensão aplicada ao corpo, surgem as deformações plásticas (ε_p) do material. Existe

uma relação linear entre tensão e deformação até a tensão denominada tensão de proporcionalidade (σ_p).

De acordo com Côrrea (1991) a importância da análise linear é justificada por ser um modelo de fácil compreensão e utilização, por possibilitar superposição de efeitos, grande parte dos elementos estruturais tem um comportamento linear, é uma aproximação do comportamento estrutural e também, os processos de análise não lineares poderem ser desenvolvidos por seguidas etapas lineares.

A NBR 6118 (ABNT, 2014), afirma que essa análise é realizada para verificação de estados limites de serviço. Também, pode ser utilizada para dimensionamento no estado limite último, desde que haja a garantia de uma mínima ductilidade aos corpos.

2.4.2 Análise linear com redistribuição

Diferentemente da análise linear, a análise linear com redistribuição considera que os esforços serão redistribuídos na estrutura, aproximando, assim, ao real comportamento do material em estudo pois considera a fissuração da peça (MONCAYO, 2011).

Fontes (2005) afirma:

Em termos práticos, a análise linear com redistribuição, por meio de um método simplificado, promove a redução de momentos fletores nos apoios de vigas contínuas, e o respectivo aumento de momentos fletores nos vãos, sem a necessidade de uma análise plástica mais refinada.

As vantagens desse método é a diminuição dos momentos fletores nos apoios, diminuindo a quantidade e o acúmulo de armaduras (PARK; PAULAY, 1975 *apud* FONTES, 2005).

2.4.3 Análise Plástica

A plasticidade é definida como as deformações permanentes de um corpo que surge com o contínuo aumento de tensões aplicadas a um certo corpo, após atingir o regime elástico do material componente (FONTES, 2005).

Conforme citado na NBR 6118 (ABNT, 2014), denomina-se análise plástica quando um material possui comportamento rígido-plástico perfeito ou elastoplástico perfeito e, com isso, as não linearidades puderem ser consideradas. Além de ser apenas utilizada no estado limite último.

Ainda de acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2014), não pode ser utilizado esse modelo de análise quando se consideram efeitos de segunda ordem global e não houver suficiente ductilidade do material para que as configurações sejam atingidas.

2.4.4 Análise não linear

Na análise não linear o material se deforma de maneira não proporcional ao carregamento que nele é aplicado, Figura 6.

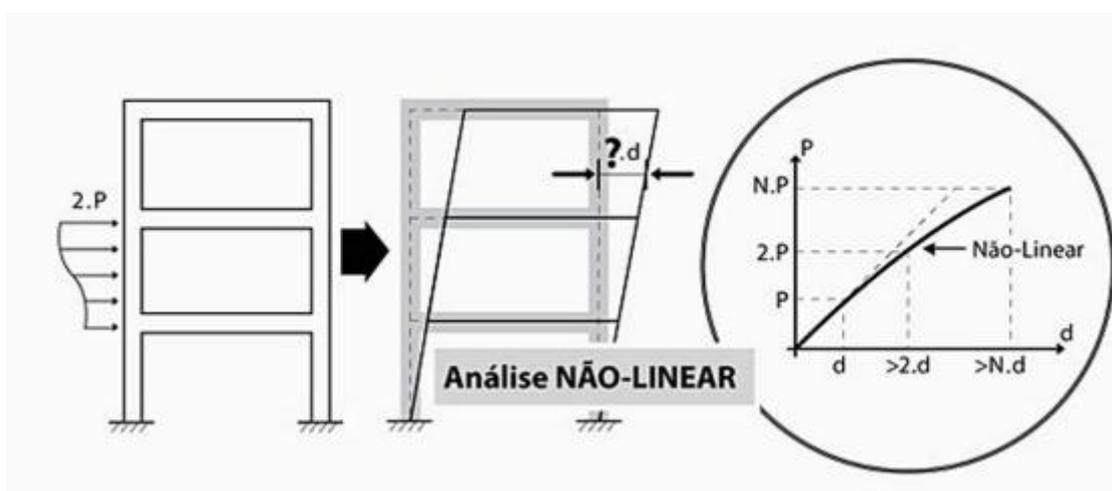


Figura 6 - Análise não linear
Fonte: Kimura (2007, p. 461).

A causa da não linearidade é conferida, principalmente por dois fatores: a não linearidade física devida mudança das propriedades dos materiais e a não linearidade geométrica devida à mudança de geometria da estrutura (KIMURA, 2007).

No que concerne à linearidade física, o material não segue a Lei de Hooke, isso quer dizer que não existe uma relação linear tensão-deformação, aqui o material é descrito por equações constitutivas mais complexas. Também pode estar

relacionado ao momento-rotação de conexões semi-rígidas ou flexíveis, ou rótulas inelásticas provenientes de mecanismos de colapso localizados (PEREIRA, 2002).

Já no que tange não linearidade geométrica, a alteração da geometria da estrutura é correspondente à associação dos deslocamentos horizontais com as forças verticais. Essa interação resulta na modificação da posição, até então, indeformada, em uma nova configuração de equilíbrio, caso exista (OLIVEIRA, 2002).

2.4.5 Análise através de modelos físicos

Fontes (2005) cita que os usos de modelos físicos para análise estrutural tem o objetivo de mostrar como uma estrutura se comporta, de checar a validade dos procedimentos analíticos utilizados e participar diretamente na concepção das estruturas.

Esse tipo de análise utiliza modelos para fazer análises simulando o protótipo, por isso é importante ter um fator de escala adequado e para isso utiliza-se leis de similaridade. Fontes (2005) ainda ressalta:

As semelhanças físicas entre o protótipo (estrutura real) e o modelo (estrutura reduzida) englobam as escalas de comprimentos, de massas e de tempo. O material do modelo não precisa ser necessariamente o mesmo da estrutura real, porém deve apresentar as mesmas respostas que o protótipo, proporcionalmente à geometria alterada do modelo, ou seja é necessário que haja semelhança mecânica entre dois sistemas.

2.5 NÃO LINEARIDADE FÍSICA

Como mencionado, a não linearidade física está relacionada com o comportamento do material que constitui a estrutura. No caso do concreto armado, por exemplo, que sofre efeitos de fissuração, fluência e escoamento de armaduras, o seu comportamento não pode ser considerado elástico perfeito (PINTO, 1997).

Esse comportamento não linear físico afeta a rigidez das seções transversais e para uma análise de segunda ordem na estrutura essa alteração não pode ser desprezada. Isso ocasiona em um processo trabalhoso e que será difícil aplicar em estruturas de grande porte de concreto armado (OLIVEIRA, 2007).

A utilização do diagrama momento curvatura, apresentado na Figura 7, para representar o comportamento do material, leve em conta, com maior precisão, a não linearidade física, visto que, é possível se calcular a rigidez da barra relacionada a um determinado momento fletor.

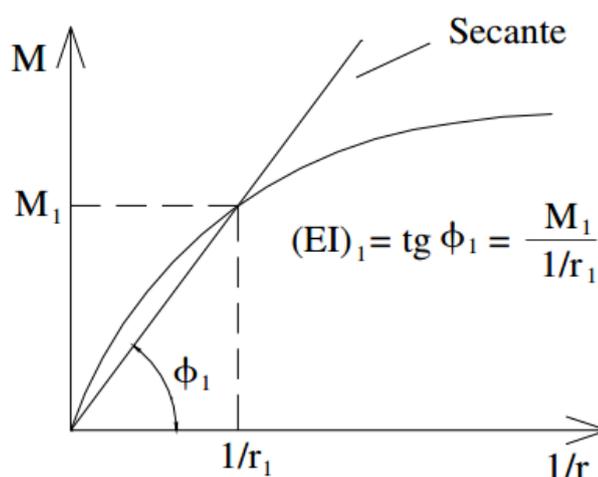


Figura 7- Diagrama momento-curvatura
Fonte: Oliveira, (2007, p. 39)).

2.6 NÃO LINEARIDADE GEOMÉTRICA

A não linearidade geométrica está relacionada com o equilíbrio de uma determinada estrutura em sua posição deslocada após a ação de esforços horizontais. Deve-se atentar para estruturas muito esbeltas, pois esforços verticais após a estrutura ser deslocada podem conduzir a mesma ao colapso.

A análise da não linearidade geométrica consiste na efetuação de um novo equilíbrio da estrutura após chegar à configuração deformada, computando as deformações. Para cada alteração de equilíbrio, a estrutura altera sua rigidez.

A consideração da não linearidade geométrica também pode ser obtida através do processo P- Δ , realizando uma análise através de sucessivas iterações mais simplificadas (OLIVEIRA, 2007).

2.7 ESTABILIDADE GLOBAL

Entende-se por estabilidade global de um edifício o comportamento da estrutura, como um todo, frente à ação de efeitos de segunda ordem. Segundo item 24.5.8 da NBR 6118 (ABNT, 2014), toda a estrutura deve ser verificada quanto à estabilidade global.

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

Para a análise estrutural, o estudo da estabilidade global, tem significativa relevância, pois avalia a segurança da estrutura frente à perda de sua capacidade resistente, causada pelo aumento das deformações, em decorrência das ações verticais e horizontais (LACERDA et al, 2014).

2.7.1 Efeitos de 1ª e 2ª ordem

Analisando a estrutura pelas condições de equilíbrio obtém-se os esforços internos solicitantes e os deslocamentos, na configuração geométrica inicial da estrutura, estes, são ditos efeitos de 1ª ordem, podemos observar na Figura 8. No que diz respeito aos efeitos de 2ª ordem, mostrado na Figura 9, é considerado como a soma dos efeitos de 1ª ordem decorrentes da análise da estrutura na sua geometria inicial, com os efeitos gerados na análise de equilíbrio da estrutura levando em conta a configuração deformada a estrutura (CECCON, 2008).

2.7.3 Parâmetros de instabilidade

Os parâmetros de instabilidade são apresentados como forma de verificação da estabilidade global da estrutura.

Diversos estudos sobre o assunto já foram apresentados, dentre os que merecem destaque, e que compõe a NBR 6118 (ABNT, 2014), estão o parâmetro de instabilidade α e o coeficiente γ_z . Esses parâmetros são processos aproximados utilizados para classificação da estrutura em nós fixos ou móveis. No caso de nós fixos fica dispensada a consideração dos esforços globais de 2ª ordem; se de nós móveis, é obrigatória à consideração desses esforços (WORDELL, 2003).

2.7.3.1 Parâmetro de instabilidade α

Pela NBR 6118 (ABNT, 2014) o parâmetro de instabilidade α é dado pela Equação (2):

$$\alpha = H_{tot} \sqrt{Nk / (Rcs \cdot Ic)} \quad (\text{Eq.2})$$

Em que:

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

Nk é o somatório de todas as cargas verticais atuantes na estrutura;

$Ecs \cdot Ic$ representa o somatório dos valores de rigidez de todos os pilares na direção considerada.

De acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2014) esse parâmetro de instabilidade é comparado a um valor α_1 , em que:

- $\alpha < \alpha_1$ a estrutura é considerada de nós fixos;
- $\alpha \geq \alpha_1$ a estrutura é considerada de nós móveis.

O valor de α_1 é definido em função do número de andares acima do nível de referência e é calculado pelas seguintes relações:

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

Sendo, n= número de andares.

Esse parâmetro é utilizado para determinar se o calculista pode, ou não, desprezar os efeitos de segunda ordem (RIBEIRO, 2010).

2.7.3.2 Coeficiente γ_z

Conforme estabelecido pela NBR 6128 (ABNT, 2014), a consideração do coeficiente γ_z é válida para edificações com no mínimo quatro pavimentos, e é dado pela Equação (3):

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{1,tod,d}}} \quad (\text{Eq.3})$$

Em que:

$M_{1,tod,d}$ é o momento de tombamento, ou seja, soma de todas as forças horizontais da combinação considerada, com seus valores de cálculo, em relação a base da estrutura;

$\Delta M_{tot,d}$ é a soma dos produtos de todas as forças verticais atuantes na estrutura, com seus valores de cálculo, pelos deslocamentos horizontais de seus respectivos pontos de aplicação, obtidos da análise de 1ª ordem.

Kimura (2008) interpreta os valores comumente encontrados para o coeficiente γ_z da seguinte forma:

Valores coerentes e comuns $1 \leq \gamma_z \leq 1,5$

Valores superiores a 1,5 indicam que a estrutura é instável

Valores inferiores a 1 são incoerentes e mostram que a estrutura é totalmente instável ou que houve algum erro de cálculo.

Segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014) para a estrutura ser considerada de nós fixos o valor de γ_z deve ser inferior a 1,1, acima disso é considerada de nós

móveis, o valor limite de γ_z para edifícios de concreto armado é 1,3, valores superiores, apresentam um grau de instabilidade elevado.

2.7.3.3 Fator de amplificação de esforços horizontais de vento – FAVt

O fator de amplificação de esforços horizontais de vento é um coeficiente específico do sistema CAD/TQS. Ele tem a mesma formulação do coeficiente γ_z estabelecido pela NBR 6118 (ABNT, 2014), porém considera o deslocamento horizontal das cargas verticais. Em resumo, o que diferencia os coeficientes é o consideração da parcela $\Delta M_{\text{tot,d}}$ (MONCAYO, 2011).

Normalmente os casos de carregamento vertical que geram deformações horizontais são provenientes de estruturas não simétricas. Na Figura 9 é demonstrado um exemplo prático onde a estrutura não é simétrica devido à utilização de balanço em uma das faces que resulta em um deslocamento horizontal oriundo da aplicação das cargas verticais.

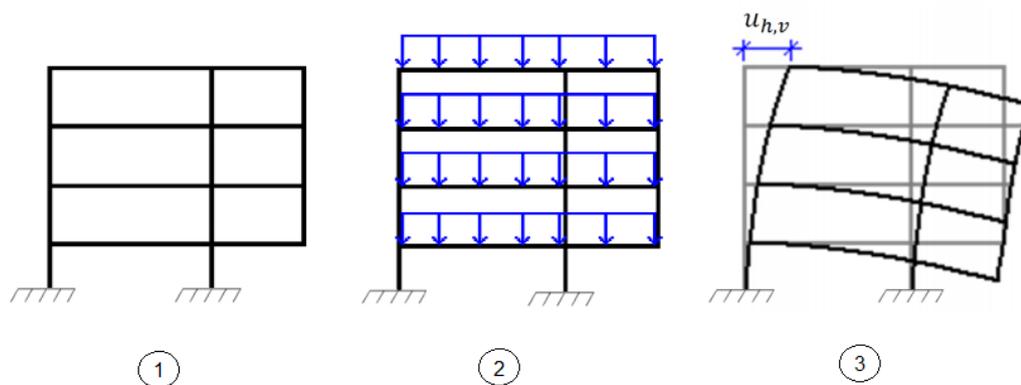


Figura 10- Deslocamento horizontal devido á carga vertical
Fonte: Adptado Moncayo (2011, p. 41 e 42)

Pensando agora na atuação de forças horizontais procedentes da incidência do vento na edificação que também gera deslocamento horizontal, podem-se realizar duas análises. A primeira é que o deslocamento horizontal final da estrutura vai ser menor quando a força do vento gerar um deslocamento contrário ao deslocamento proveniente da carga vertical, como mostrado na Figura 11. A segunda é que o deslocamento horizontal final vai ser maior quando a força

horizontal e vertical gerarem deslocamento no mesmo sentido, como mostrado na Figura 12.

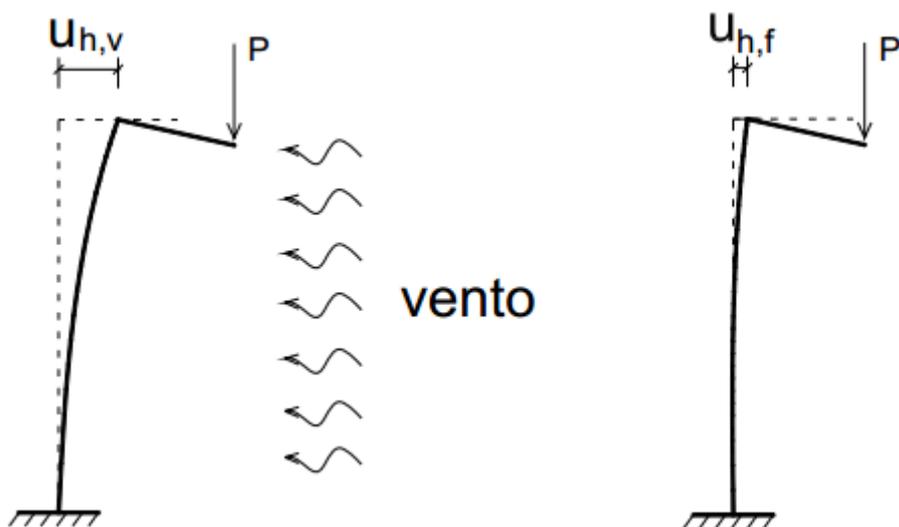


Figura 11- Incidência do vento no sentido contrário do deslocamento
Fonte: Moncayo (2011, p. 44).

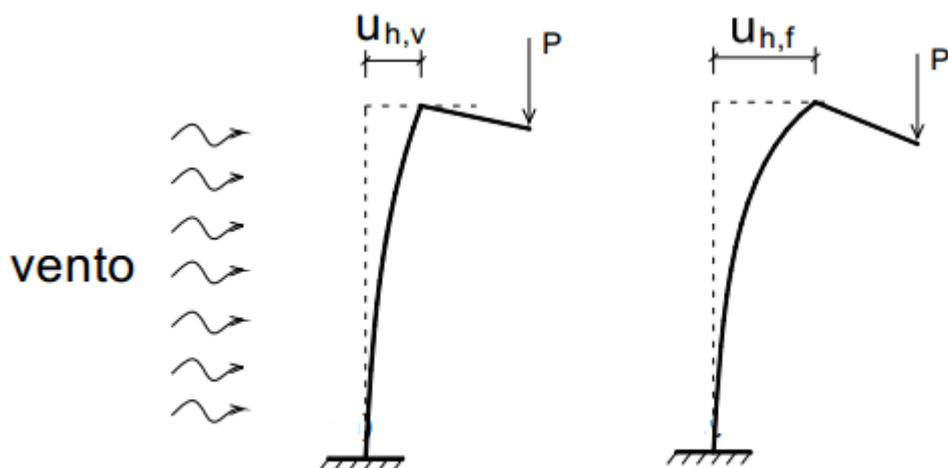


Figura 12- Incidência do vento no mesmo sentido do deslocamento
Fonte: Moncayo (2011, p. 43).

2.7.3.4 Processo P- Delta

O P-delta é um método iterativo utilizado para a análise de esforços de segunda ordem de uma estrutura. Ele pode ser definido como uma relação de carga (P) com um deslocamento (Δ). Também é encontrado na literatura como Método da Carga Literal Fictícia. O P-delta é definido como um processo de análise não linear geométrica.

Sua realização ocorre da seguinte maneira: são obtidos os deslocamentos de cada pavimento pelas ações de forças atuantes na estrutura. A força total é obtida através da soma algébrica de cada força relativa (F_i), deslocamento relativo (Δ_i) e distância entre andares (h). Posteriormente, utiliza-se dessa mesma força para realizar uma nova iteração, até atingir o equilíbrio.

Segundo Moncayo (2011), na aplicação das cargas verticais os esforços cortantes fictícios são obtidos pela Equação (4):

$$V'_i = \frac{\sum P_i}{h_i} \times (\Delta_{i+1} - \Delta_i) \quad (\text{Eq.4})$$

Onde:

$\sum P_i$ – é o somatório das forças verticais do pavimento i;

h_i – é o comprimento do pavimento i;

Δ_i – é o deslocamento horizontal relativo ao pavimento i em relação ao pavimento i-1;

Δ_{i+1} – é o deslocamento horizontal relativo ao pavimento i+1 em relação ao pavimento i;

De maneira análoga, as cargas horizontais podem ser obtidas pela Equação (5):

$$H'_i = V'_{i+1} - V'_i \quad (\text{Eq.5})$$

Onde:

V'_{i+1} – é a força cortante referente ao pavimento i+1;

V'_i – é a força cortante referente ao pavimento i;

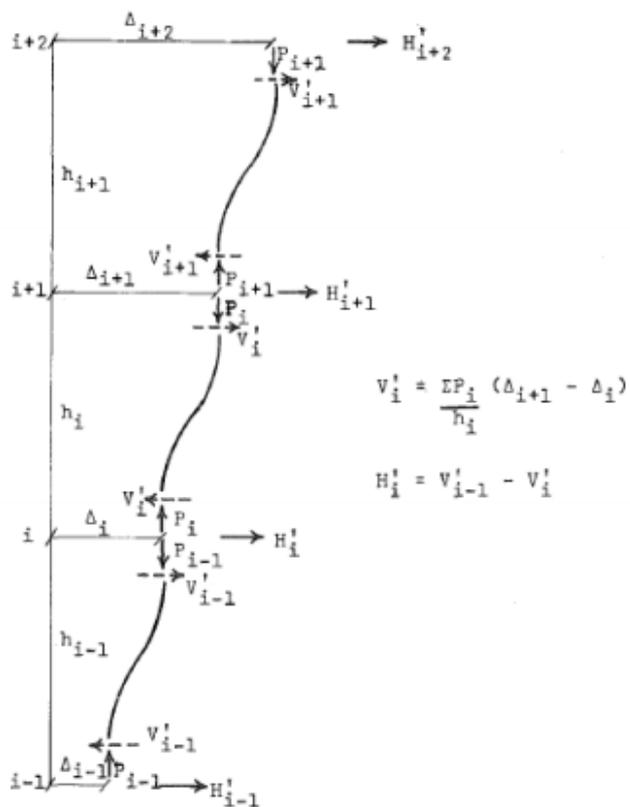


Figura 13- Carga fictícia em edifícios de múltiplos andares
 Fonte: GAIOTTI (1989, p 50).

3. METODOLOGIA

3.1 CLASSIFICAÇÃO DA PESQUISA

A pesquisa quantitativa tem sua base focada no pensamento positivista lógico, vale-se do raciocínio dedutivo e de atributos mensuráveis (POLIT; BECKER; HUNGLER, 2004). A pesquisa aqui exposta, quanto à sua abordagem, classifica-se em quantitativa, visto que, para a análise de dados, utilizam-se os resultados numéricos obtidos na modelagem estrutural.

Com base nos objetivos deste trabalho, a pesquisa é dita exploratória, pois, de acordo com Gil (2002), ela tem como objetivo principal o aprimoramento de ideias ou a descoberta de intuições, possibilitando a consideração de diversos aspectos relativos à causa do estudo.

Quanto aos procedimentos técnicos utilizados para o desenvolvimento do trabalho de conclusão de curso constam a pesquisa bibliográfica e pesquisa experimental. A pesquisa bibliográfica é baseada em materiais já elaborados, tais como livros e artigos científicos, quanto a pesquisa experimental, parte de um objeto de estudo onde se seleciona variáveis que podem ser capazes de influenciá-la. A pesquisa bibliográfica foi realizada acerca do tema de estudo e o estudo de caso, que se refere à aplicação do objeto principal da pesquisa, o objeto de estudo consistiu em analisar a influência da altura da edificação, da dimensão de pilares, e a utilização de balanços, na estabilidade global de um edifício .

3.2 DELINEAMENTO DA PESQUISA

Para atingir os objetivos propostos, o trabalho teve seu delineamento embasado na sequência lógica descrita nos itens abaixo:

a. Pesquisa bibliográfica, que teve como principal objetivo abordar os temas relacionados à concepção, modelagem e análise de estruturas, estabilidade global, bem como as variáveis que englobam esses temas;

b. Para alcançar os objetivos deste estudo, se fez necessário obter um projeto de edifício a fim de aplicar as considerações propostas inicialmente;

c. Em posse do projeto, foram realizadas as modelagens no software CAD/TQS, com as características que haviam sido previamente estabelecidas;

d. Em seguida, foi realizada a análise dos resultados obtidos e as considerações finais.

4. MODELAGEM

4.1 MODELO ESTRUTURAL NO SOFTWARE CAD/TQS

Para satisfazer os objetivos propostos neste trabalho utilizou-se o Software CAD/TQS 19.10 versão UniPro Educacional. O Software oferece um modelo integrado que é formado por grelhas e pórticos espaciais que simulam computacionalmente a estrutura real. Os métodos matemáticos utilizados pelo programa permitem que essa simulação seja próxima a realidade (TQS Informática, 2017).

Dentre as opções disponíveis no software, o modelo estrutural adotado foi o Modelo IV. Esse modelo analisa a estrutura através da integração de pórtico espacial e grelha.

O pórtico é constituído por barras que simulam as vigas e os pilares, com o efeito de diafragma rígido das lajes devidamente incorporado. As cargas horizontais provenientes do vento são calculadas através do pórtico, nas lajes apenas são considerados os efeitos de cargas verticais. Nos pavimentos simulados por grelhas de lajes, os esforços resultantes das barras de laje sobre as vigas são transferidos para o pórtico espacial (TQS Informática, 2017).

4.2 APRESENTAÇÃO DO PROJETO DE ESTUDO

Para realização deste trabalho foi utilizado o projeto de um edifício multifamiliar, com 7 pavimentos, que teve sua construção finalizada no ano de 1993 na cidade de Vacaria –RS.

Com relação aos projetos da edificação, apenas o arquitetônico foi disponibilizado, no qual constava a disposição e dimensão dos pilares.

Não havia arquivo digital do projeto, por isso a planta foi digitalizada através do Software AutoCAD, o projeto pode ser visualizado na Figura 15.



Figura 14 - Planta pavimento tipo

Fonte: Autoria própria (2017).

4.2.1 Modelagens

O procedimento realizado para efetuar as modelagens pode ser observado no Apêndice A. Para todas as modelagens adotou-se a dimensão de 25x50 cm para vigas externas, 15x50 cm para vigas internas e 15 cm de laje maciça. As demais características que foram variadas para cada modelagem seguem especificadas abaixo:

a) Modelagem ORIG-8PAV – Dimensão dos pilares da estrutura original, Figura 16.

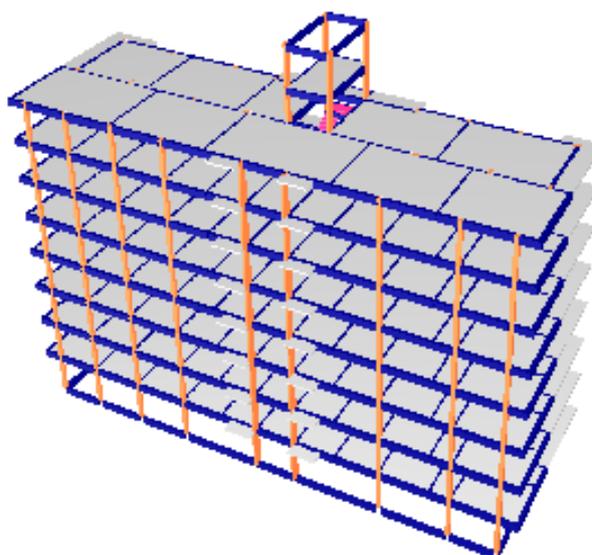


Figura 15 – Modelo ORIG-8PAV tridimensional

Fonte: TQS Informática (2017).

b) Modelagem ORIG-5PAV - Mesma concepção da Modelagem ORIG-8PAV variando-se o número de pavimentos de 8 para 5, Figura 17.

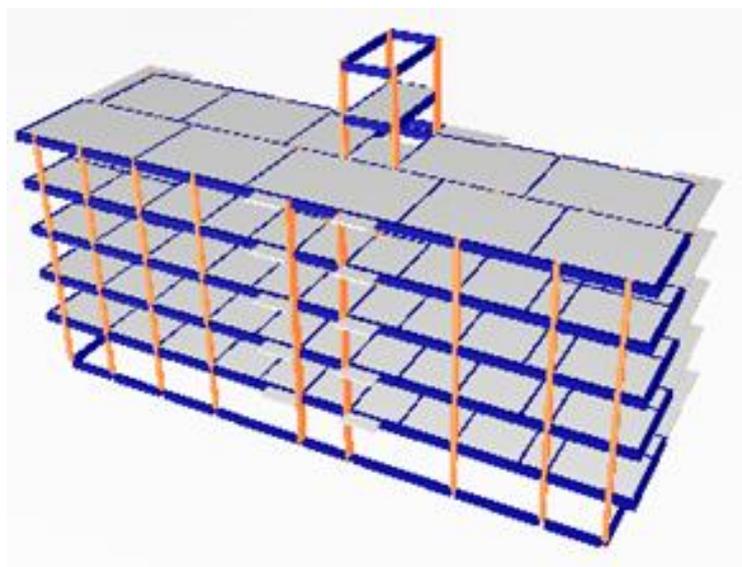


Figura 16- Modelo ORIG-5PAV tridimensional
Fonte TQS Informática (2017).

c) Modelagem ORIG-8PAV/PILAR – Mesma concepção da Modelagem ORIG-8PAV, variando-se a dimensão dos pilares, Figura 18.

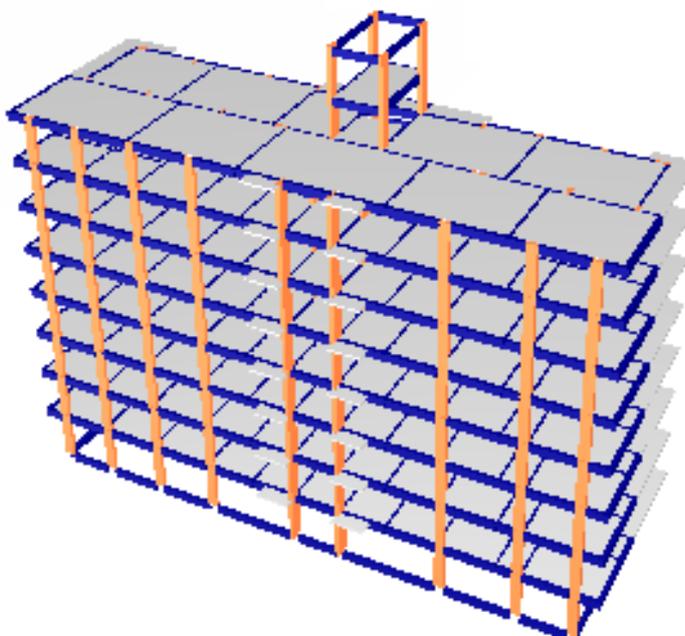


Figura 17- Modelo ORIG-8PAV/PILAR tridimensional
Fonte: TQS Informática (2017).

d) Modelagem ORIG-5PAV/PILAR - Mesma concepção da Modelagem ORIG-8PAV/PILAR, variando-se o número de pavimentos de 8 para 5, Figura 19.

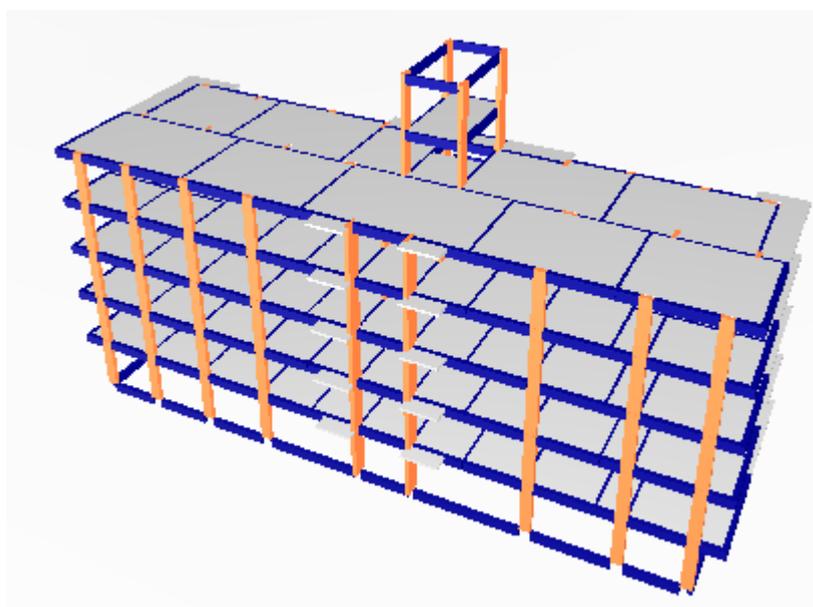


Figura 18- Modelo ORIG-5PAV/PILAR tridimensional

Fonte: TQS Informática (2017).

e) Modelagem BALAN-8PAV - Mudança na geometria da edificação retirou-se as sacadas do projeto original e considerou-se uma sacada em balanço numa das faces da edificação, Figura 20.

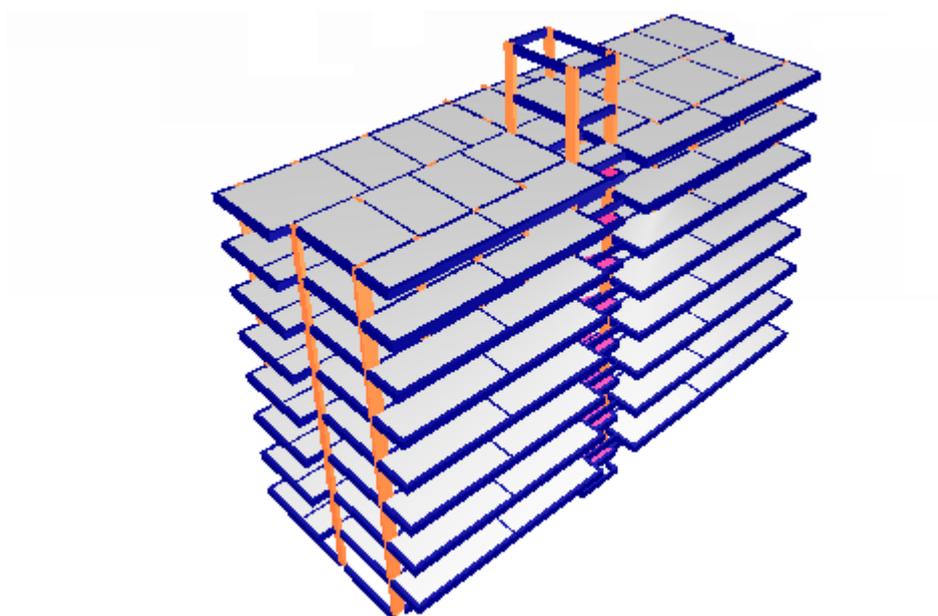


Figura 19- Modelo BALAN-8PAV E tridimensional

Fonte: TQS Informática (2017).

f) Modelagem BALAN-5PAV - Mesma concepção da Modelagem BALAN-8PAV porém variando-se o número de pavimentos de 8 para 5, Figura 21.

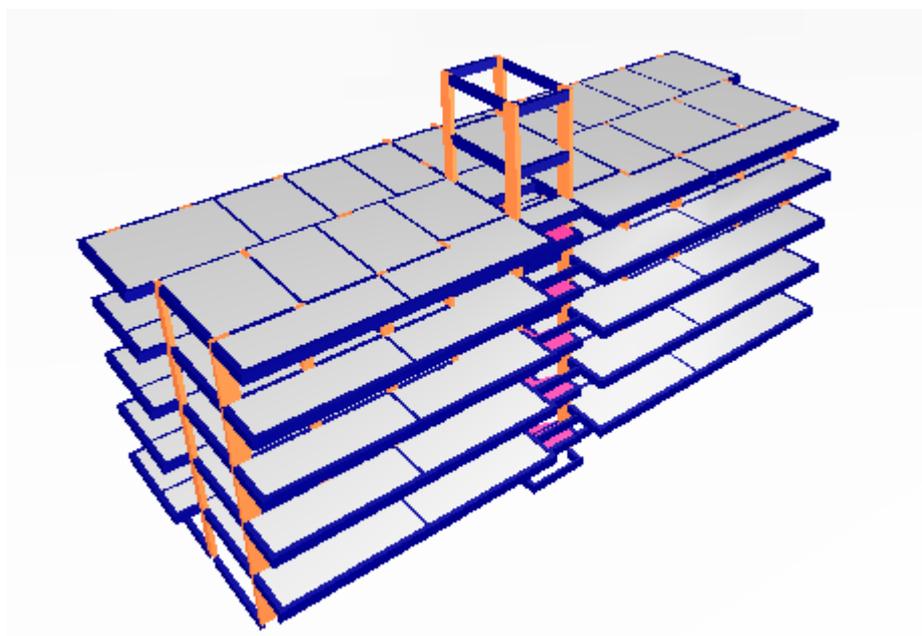


Figura 20- Modelo BALAN-5PAV tridimensional

Fonte: TQS Informática (2017).

g) Modelagem S/BALAN-8PAV– Mesma concepção de BALAN-8PAV, porém, retirou-se as sacadas em balanço, Figura 22.

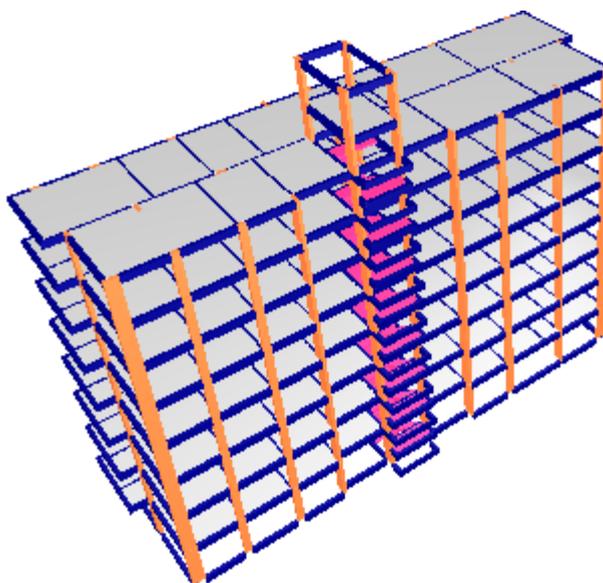


Figura 21- Modelo S/BALAN-8PAV tridimensional

Fonte: TQS Informática (2017).

4.3 CONSIDERAÇÕES PRELIMINARES PARA MODELAGEM

4.3.1 Propriedade dos materiais

Para a modelagem do edifício no software foram utilizadas as prescrições da NBR 6118 (ABNT, 2014).

A classe de agressividade ambiental está associada ao comportamento da estrutura frente às ações químicas e físicas geradas pelo ambiente em que a estrutura está inserida. Analisando o meio em que a estrutura está estabelecida, que é uma região urbana, pode-se classificá-la, de acordo com o item 6.4.2 da NBR 6118 (ABNT, 2014), como classe de agressividade ambiental II. Portanto, conforme o item 7.4.2, da norma citada anteriormente, temos que a classe concreto a ser utilizado na estrutura deve ser maior ou igual a C25, dessa forma, a resistência característica do concreto a compressão (f_{ck}) foi fixada em 25 MPa.

A respeito dos cobrimentos de proteção, foram adotados os cobrimentos mínimos estabelecidos no item 7.2 da NBR 6118 (ABNT, 2014), que para classe de agressividade ambiental II, estabelece para lajes 2,5cm, vigas e pilares 3,0cm.

4.3.2 Não linearidade física

A NBR 6118 (ABNT, 2014) recomenda a redução da rigidez dos elementos estruturais com o intuito de considerar a não linearidade física.

O Software CAD/TQS incorpora como *default* os valores de redução da rigidez dos elementos estipulado pela norma acima citada. Neste trabalho a sua implementação ocorreu pela redução da rigidez das vigas, pilares e lajes, através da aplicação dos coeficientes apresentados na Figura 23.

Figura 22- Coeficiente de não linearidade física

Fonte: TQS Informática (2017)

4.3.3 Esforços atuantes na estrutura

O programa permite especificar os valores de carga permanente e acidental conforme opção do projetista, e, também, apresenta a alternativa de utilizar valores fixos que são estipulados de acordo com NBR 6120 – Cargas para o cálculo de estruturas de edificações (ABNT, 1980). Neste trabalho adotaram-se os valores fixados no software. Na Tabela 1 estão os valores de carga distribuída por laje, na Tabela 2 os valores estão descritos por área de parede.

Tabela 1- Cargas distribuídas por área em lajes

Nomenclatura software	Local	Permanente (tf/m ²)	Acidental (tf/m ²)
APART1	Dormitório, sala, copa, cozinha e banheiro	0,10	0,15
SERVICO1	Despensa, área de serviço e lavanderia	0,10	0,20
COBERT1	Cobertura	0,15	0,1
ESCADA	Escada	0,10	0,30

Fonte: Autoria própria (2017).

Fonte: Autoria própria (2017).

Para laje do reservatório o software não dispunha de uma carga específica, por isso foi estimado um valor. Considerou-se o revestimento como 0,10 tf/m² e para o cálculo da pressão hidrostática a altura máxima de água no reservatório teve o valor estipulado em 2,8 metros. O valor final da carga distribuída na laje do

reservatório pode ser observado na Tabela 3. O peso próprio não foi considerado no cálculo, pois o software faz essa consideração automaticamente.

Tabela 2- Carga distribuída em laje de reservatório.

Carga da laje do reservatório (tf/m ²)	
Revestimento	0,10
Pressão de Água	2,86
Total	2,96

Fonte: Autoria própria (2017).

No que concerne à atuação do vento na estrutura foram cumpridas as diretrizes da NBR 6123 – Forças devidas ao vento em edificações (ABNT, 1988). O software possui uma ferramenta específica para a consideração da ação do vento, conforme observado na Figura 24.

O programa permite que seja feita a consideração da ação de vento em diversas direções. Optou-se pela consideração da ação de vento em 0°, 180°, 90° e 270°.

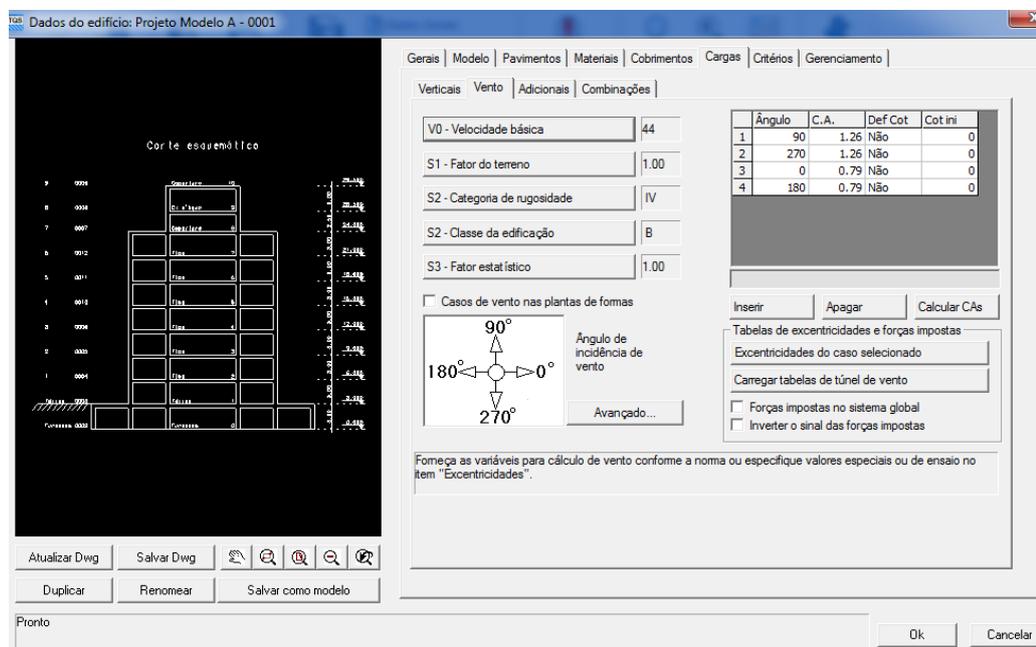


Figura 23- Interface do software para carga de vento

Fonte: TQS Informática (2017).

A velocidade básica foi definida em 44m/s de acordo com a localização da edificação, Vacaria/RS, no gráfico das isopletas de velocidade básica no Brasil, como mostrado na Figura 25.



Figura 24- Gráfico das isopletas de velocidade – Vacaria/RS

Fonte: Adaptado TQS informática (2017).

O fator de topográfico S_1 , diz respeito às oscilações do relevo do terreno, como a construção se encontra em um terreno plano, o fator foi definido como $S_1=1$.

Quanto à categoria de rugosidade, foi optado pela categoria IV – terrenos com obstáculos, numerosos e pouco espaçados, por se tratar de uma região urbanizada, conforme especificado na Figura 26. Na sequência, a partir das dimensões da edificação, a estrutura foi enquadrada na classe B que diz que a maior dimensão horizontal ou vertical está entre 20 e 50 m, Figura 27.

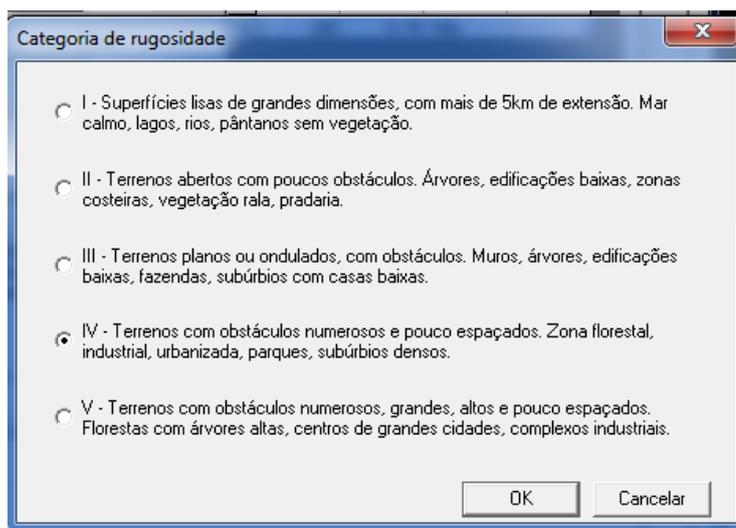


Figura 25 - Categoria de rugosidade

Fonte: TQS Informática (2017).

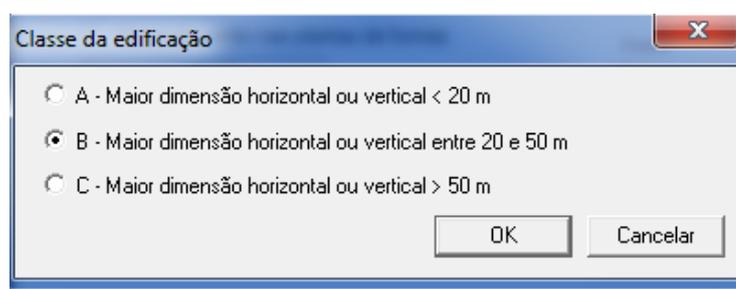


Figura 26- Classe da edificação

Fonte: TQS Informática (2017).

O fator estatístico foi definido como 1 por se tratar de uma edificação residencial, segundo podemos observar na Figura 28.

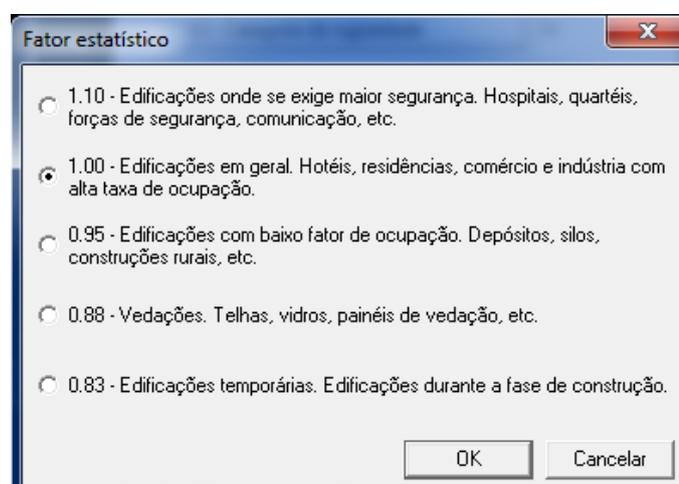


Figura 27- Fator estatístico

Fonte: TQS Informática (2017).

O software consegue realizar a leitura das faces do edifício através da planta da edificação lançada no modelador estrutural, e pelo ábaco calcula o coeficiente de arrasto, visível na Figura 29. Como o prédio tem a mesma projeção de faces, os ventos de 90° e 270° tiveram valores de coeficiente de arrasto iguais, o mesmo aconteceu para os ventos de 0° e 180°.

A NBR 6123 (ABNT, 1998) diz que para considerar o vento como de alta turbulência, a altura da edificação não pode exceder duas vezes a altura média das edificações vizinhas, a uma distância mínima de:

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

Para os demais casos, deve ser considerado o vento de baixa turbulência. O vento de baixa turbulência resulta em maiores coeficientes de arrasto, ou seja, maiores forças de vento, logo a falta de informações ou dúvida recomenda-se que seja feita esta consideração.

A partir disso, para a definição do coeficiente de arrasto deste trabalho, considerou-se o vento de baixa turbulência.

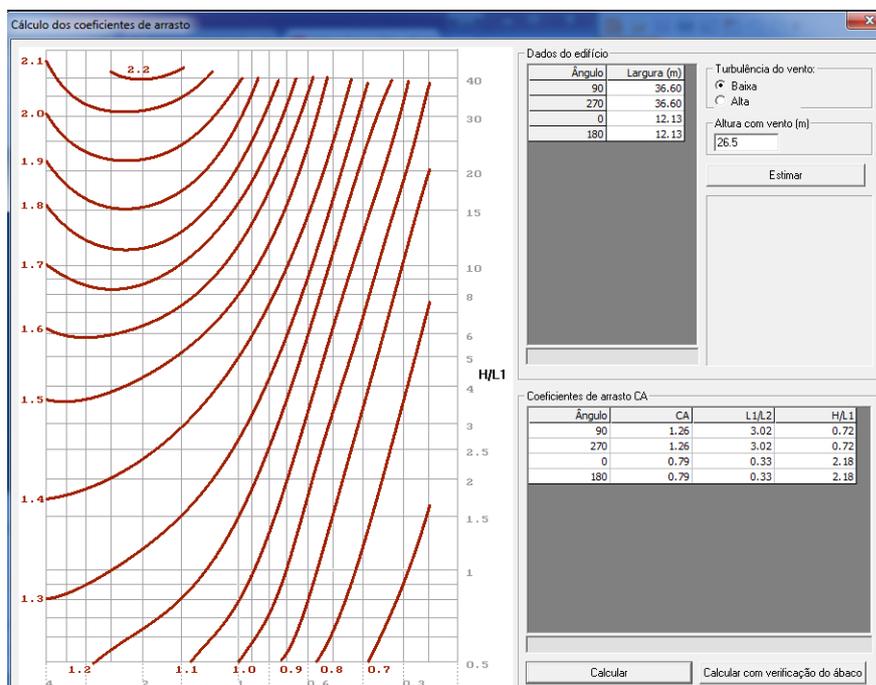


Figura 28- Coeficiente de arrasto

Fonte: TQS Informática (2017).

As forças horizontais (forças de arrasto) resultantes da ação do vento são aplicadas na estrutura através de nós localizados no piso de cada pavimento, conforme exposto na Figura 30.

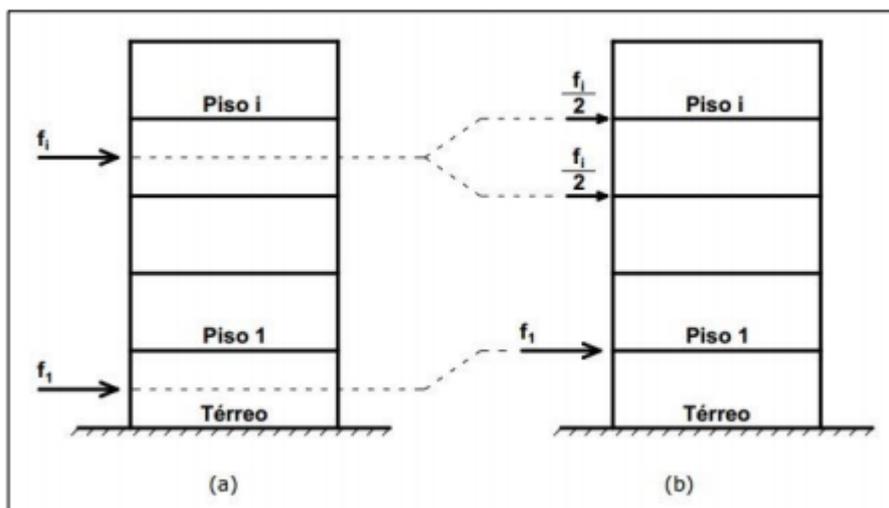


Figura 29- Representação da aplicação da força de arrasto

Fonte Moncayo (2011, p 112).

4.3.4 Combinações de ações

As combinações de ações em uma estrutura são realizadas a fim de averiguar a situação mais desfavorável que pode vir a atuar na edificação, para que dessa forma o dimensionamento dos elementos que a compõem seja efetuado de maneira adequada e segura.

Em concordância com a NBR 6118 (ABNT, 2014) foram consideradas neste trabalho as combinações últimas normais, Equação (6)

$$F_d = \gamma_g \times F_{gk} + \gamma_q \times (F_{q1k} + \sum \Psi_{0j} \times F_{qjk}) \quad (\text{Eq. 6})$$

Em que:

F_{gk} – Ações permanentes diretas;

F_{q1k} – Ação variável principal;

F_{qjk} – Ação variável secundária;

γ_g – Coeficiente de ponderação das ações permanentes no estado limite último;
 γ_q – Coeficiente de ponderação das ações variáveis no estado limite último.

Os coeficientes de ponderação foram definidos no software como mostrada nas Figuras 31 e 32, seguindo as prescrições das Tabelas 11.1 e 11.2 da NBR 6118 (ABNT, 2014).

Ponderadores de carga permanente

Peso Próprio
 Gama F - ponderador de ações: 1.4
 Ponderador favorável: 1

Esforços de 2a ordem
 Gama F3 - parcela de desvios: 1.1

Cargas Permanentes
 Gama F - ponderador de ações: 1.4
 Ponderador favorável: 1

OK Cancelar

Figura 30- Coeficiente de ponderação de ações permanentes

Fonte TQS Informática (2017).

Ponderadores e redutores de sobrecargas

Ponderadores ELU
 Gama F - ponderador de ações: 1.4
 Ponderador favorável: 1

Fatores de redução ELU e ELS

ELU	ELS-Fr	ELS-QP
Psi0: 0.5	Psi1: 0.4	Psi2: 0.3

Cargas acidentais de edifícios
 Valores definidos
 Locais em que não há predominância de pesos de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, nem de elevadas concentrações de pessoas
 Locais em que há predominância de pesos de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, ou de elevadas concentrações de pessoas
 Bibliotecas, arquivos, oficinas e garagens.

OK Cancelar

Figura 31 - Coeficientes de ponderação de ações variáveis

Fonte: TQS Informática (2017).

As ações que atuam no edifício são discriminadas pelo software como mostrada na Tabela 4, e a partir disso são realizadas todas as combinações automaticamente.

Tabela 3- Ações atuantes

Caso	Nomenclatura do software	Descrição
1	TODAS	Todas permanentes e acidentais dos pavimentos
2	PP	Peso Próprio
3	PERM	Permanentes
4	ACID	Acidentais
5	VENT1	Vento 1 (90°)
6	VENT2	Vento 2 (270°)
7	VENT3	Vento 3 (0°)
8	VENT4	Vento 4 (180°)

Fonte: Aatoria própria (2016)

Com intuito de avaliar os parâmetros de instabilidade γ_z e FAVt foram escolhidas as combinações apresentadas na Tabela 5. Nas combinações 1 a 4 o vento foi considerado como ação variável secundária, já nas combinações 5 a 8 as cargas acidentais são especificadas como ação variável secundária.

Tabela 4- Combinações de ações do estado limite último

Combinação de ações	
Combinação 1	1,4(PP+PERM)+1,4(ACID + 0,6xVENT1)
Combinação 2	1,4(PP+PERM)+1,4(ACID + 0,6xVENT2)
Combinação 3	1,4(PP+PERM)+1,4(ACID + 0,6xVENT3)
Combinação 4	1,4(PP+PERM)+1,4(ACID + 0,6xVENT4)
Combinação 5	1,4(PP+PERM)+1,4(VENT1 + 0,5xACID)
Combinação 6	1,4(PP+PERM)+1,4(VENT2 + 0,5xACID)
Combinação 7	1,4(PP+PERM)+1,4(VENT3 + 0,5xACID)
Combinação 8	1,4(PP+PERM)+1,4(VENT4 + 0,5xACID)

Fonte: Aatoria própria (2017).

Segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014), os deslocamentos limites são valores práticos utilizados para verificação em serviço do estado limite de

deformações excessivas da estrutura. O software baseia no item 13.3(d) da norma citada anteriormente, para avaliar o deslocamento da estrutura, que diz:

Efeitos em elementos estruturais: os deslocamentos podem afetar o comportamento do elemento estrutural provocando afastamento em relação às hipóteses de cálculo adotadas. Se os deslocamentos forem relevantes para o elemento considerado, seus efeitos sobre as tensões ou sobre a estabilidade da estrutura devem ser considerados, incorporando-as ao modelo estrutural adotado.

O limite de deslocamento admitido pela NBR 6118 (ABNT, 2014) para movimento lateral de edifícios é de $H/1700$, apresentado pela tabela 13.3 da norma.

Por isso, a fim de avaliar o deslocamento no topo da edificação foram utilizadas as combinações frequentes do estado limite de serviço apresentadas na Tabela (6).

Tabela 5 - Combinações de ações do estado limite de serviço.

Combinação de vento	
Combinação 9	0,3 X VENT1
Combinação 10	0,3 X VENT2
Combinação 11	0,3 X VENT3
Combinação 12	0,3 X VENT4

Fonte: Autoria própria (2017)

4.4 MODELO ORIG-8PAV – ESTRUTURA ORIGINAL COM 8 PAVIMENTOS

Para a modelagem do Modelo ORIG-8PAV, foram utilizadas as dimensões dos pilares conforme o projeto original. Quanto às vigas, foi adotado a dimensão de 25x50 cm para as vigas externas, e 15x50 cm para vigas internas, a configuração da estrutura pode ser visualizada na Figura 33.

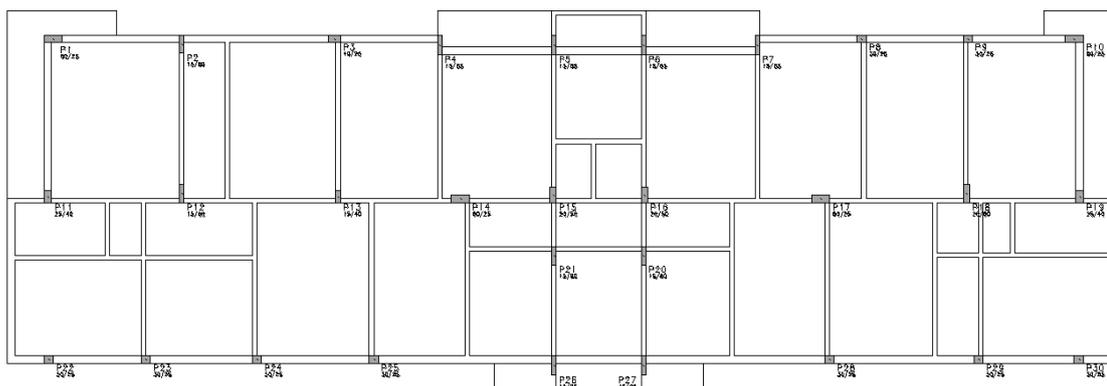


Figura 32 - Planta de fôrma do pavimento tipo do Modelo ORIG-8PAV

Fonte: Autoria própria (2017).

Para esta modelagem adotou-se o edifício com 8 pavimentos, o corte esquemático disponibilizado pelo software está apresentado na Figura 34.

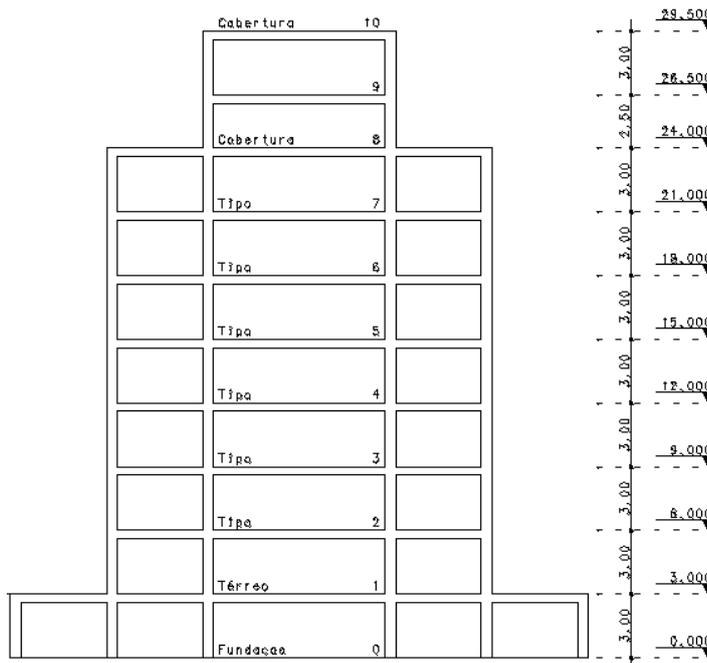


Figura 33- Corte esquemático do edifício

Fonte: TQS Informática (2017).

4.4.1 Ação do vento

Na Figura 35 é possível observar a incidência dos ventos na edificação. Como as faces opostas tem as mesmas dimensões, pode-se concluir que os ventos

0° e 180°, assim como os ventos a 90° e 270°, atuam em faces iguais. Esse fato explica o porquê dos coeficientes de arrasto terem o mesmo valor nessas direções, como apresentado na Tabela 7.

Tabela 6- Coeficiente de arrasto

Caso	L1	L2	H	L1/L2	H/L1	CA
Vento 90°	36,60	12,13	26,50	3,02	0,72	1,26
Vento 270°	36,60	12,13	26,50	3,02	0,72	1,26
Vento 0°	12,13	36,60	26,50	0,33	2,18	0,79
Vento 180°	12,13	36,60	26,50	0,33	2,18	0,79

Fonte: Autoria própria (2017).

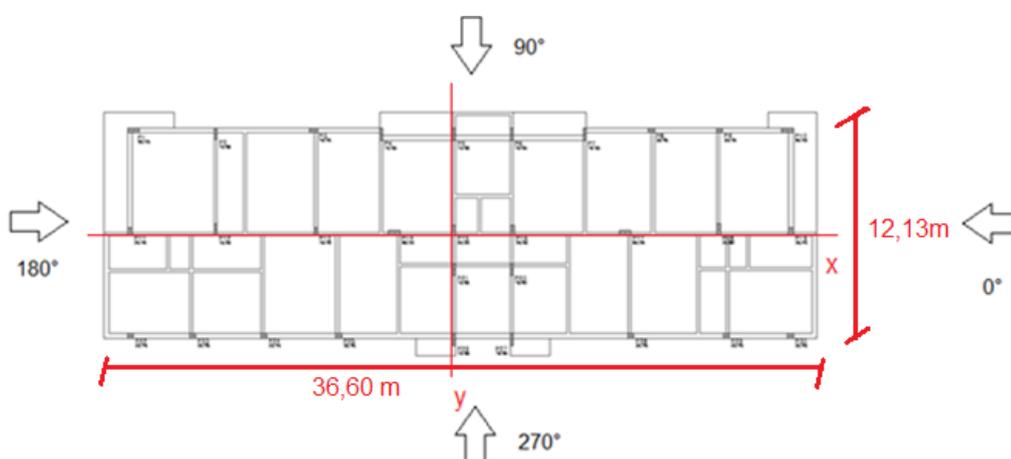


Figura 34- Incidência de vento considerada na estrutura

Fonte: Autoria Própria (2017).

A Tabela 8 e 9 demonstra os valores obtidos para o cálculo da força de arrasto para os ventos de 90°, 270° e 0°, 180°

Tabela 7- Força de arrasto - Vento 90° e 270°

	Vento 90° e 270°			
	CA	A(m ²)	q(tf/m ²)	Fa (tf)
Piso 2	1,26	109,80	0,052	7,23
Piso 3	1,26	109,80	0,069	9,51
Piso 4	1,26	109,80	0,078	10,81
Piso 5	1,26	109,80	0,085	11,76
Piso 6	1,26	109,80	0,091	12,52
Piso 7	1,26	109,80	0,095	13,16
Piso 8	1,26	109,80	0,099	13,73
Piso 9	1,26	8,00	0,103	1,03
Piso 10	1,26	9,60	0,106	1,28

Fonte: Autoria própria (2017)

Tabela 8- Força de arrasto - Vento 0° e 180°

Vento 0° e 180°				
	CA	A(m ²)	q(tf/m ²)	Fa (tf)
Piso 2	0,79	37,80	0,052	1,56
Piso 3	0,79	37,80	0,069	2,05
Piso 4	0,79	37,80	0,078	2,33
Piso 5	0,79	37,80	0,085	2,53
Piso 6	0,79	37,80	0,091	2,70
Piso 7	0,79	37,80	0,095	2,83
Piso 8	0,79	37,80	0,099	2,95
Piso 9	0,79	14,00	0,103	1,12
Piso 10	0,79	16,80	0,106	1,39

Fonte: Autoria própria (2017)

4.4.2 Parâmetros de instabilidade

O software CAD/TQS dispõe de um parâmetro chamado Fator de amplificação de esforços horizontais de vento, ele é calculado pela mesma formulação do coeficiente γ_z , porém, considera também o deslocamento horizontal gerado pelas cargas verticais. Os parâmetros γ_z e FAVt se tornam diferentes na medida que os deslocamentos gerados por forças verticais se tornam significativos, como por exemplo, no caso de estruturas assimétricas e com balanços.

Para o cálculo dos parâmetros γ_z e FAVt, o software considera um coeficiente majorador de cargas γ_f/γ_{f3} em favor da segurança, de acordo com o item 15.3.1 da NBR 6118 (ABNT, 2014), onde $\gamma_f = 1,4$ e $\gamma_{f3} = 1,1$, a formulação utilizada pelo software pode ser vista na Equação 7.

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \left[\left(\frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{1,tot,d}} \right) * \left(\frac{\gamma_f}{\gamma_{f3}} \right) \right]} \quad (\text{Eq. 7})$$

Em função do exposto acima, o software calcula o coeficiente γ_z apenas para os casos simples de vento, para as demais combinações de ações ele utiliza o parâmetro FAVt. Os dados obtidos pelo software através da modelagem podem ser vistos nas Tabelas 10 e 11.

Tabela 9- Coeficiente γ_z

Caso	ΔM_{tot}	$M1_{tot}$	γ_z
Vento 1 (90°)	112,70	1210,20	1,134
Vento 2 (270°)	112,70	1210,20	1,134
Vento 3 (0°)	43,30	314,20	1,212
Vento 4 (180°)	43,30	314,20	1,212

Fonte: Autoria própria (2017)

Tabela 10 - Parâmetro FAVt

Combinação	ΔM_{tot}	$M1_{tot}$	FAVt
Combinação 1	63,30	726,10	1,134
Combinação 2	71,90	726,10	1,144
Combinação 3	23,70	188,50	1,212
Combinação 4	28,20	188,50	1,236
Combinação 5	109,20	1078,00	1,134
Combinação 6	116,20	1082,00	1,139
Combinação 7	41,20	1152,00	1,212
Combinação 8	45,30	1164,00	1,225

Fonte: Autoria própria (2017)

Nos casos em que o valor de FAVt deu inferior ao valor de γ_z o software automaticamente considera o valor de FAVt como γ_z . Essa constatação é averiguada no caso das combinações 1, 3, 5 e 7, onde os valores de FAVt ficaram iguais aos valores de γ_z .

Analisando-se os resultados obtidos em ambos os parâmetros, verifica-se que a estrutura é de nós móveis conforme indicação da NBR 6118 (ABNT, 2014), visto que em todos os casos os parâmetros tiveram valor superior a 1,10, que é o limite para a estrutura ser classificada como de nós fixos.

Nessa situação, em que a estrutura é de nós móveis, faz-se necessário a avaliar os efeitos de segunda ordem.

4.4.3 Análise global de 2ª ordem

A NBR 6118 (ABNT, 2014) utiliza o coeficiente γ_z para avaliar a magnitude dos efeitos de 2ª ordem global. Nos casos em que o parâmetro tem valor inferior a 1,1 a norma indica que não há necessidade de realizar-se a verificação dos

esforços de 2ª ordem, pois estes tem valor com pouca significância. Já para as estruturas em que o coeficiente teve o valor entre 1,1 e 1,3 é necessário considerar os efeitos globais de 2ª ordem.

No caso desta modelagem, todos os pilares deveriam ser avaliados com relação aos efeitos de segunda ordem, porém, para este trabalho optou-se por fazer apenas verificação dos momentos de segunda ordem da base dos pilares ao nível pavimento térreo P1, P13 e P17, mostrados na Figura 35, para as combinações 1 (vento 90°) e 3 (vento 0°) com o intuito de exemplificar a utilização do parâmetro para o cálculo de momento de 2ª ordem global e para avaliar o esforço final resultante.



Figura 35- Pilares P1, P13 e P17

Fonte: Autoria própria (2017).

A consideração do efeito de segunda ordem é realizada pela majoração da parcela de vento pelo parâmetro $0,95 \gamma_z$, conforme preconiza a NBR 6118 (ABNT, 2014). Como o programa utiliza o parâmetro FAVt, a majoração foi feita pela parcela de $0,95FAVt$, utilizou-se as combinações apresentadas na Tabela 12, onde:

Tabela 11 - Combinações para obtenção dos momentos de 2ª ordem global

Combinação de ações	
Combinação 1	$1,4(PP+PERM)+1,4(ACID + 0,6 \times 0,95FAVt \times VENT1)$
Combinação 3	$1,4(PP+PERM)+1,4(ACID + 0,6 \times 0,95FAVt \times VENT3)$

Fonte: Autoria própria (2017)

Os dados obtidos para os momentos de 1ª e 2ª ordem, das combinações 1 e 3, estão expostos nas Tabelas 13 e 14.

Tabela 12 – Combinação 1: Momentos de 1ª ordem global x 2ª ordem global

Combinação 1 - MODELO A				
Pilar	Mx (1ª) (tf.m)	Mx(2ª) (tf.m)	My(1ª) (tf.m)	My(2ª) (tf.m)
P1	-2,157	-2,388	1,126	1,135
P13	-2,319	-2,546	0,029	0,028
P17	-3,076	-3,278	0,374	0,376

Fonte: Autoria própria (2017)

Tabela 13 - Combinação 3: Momentos de 1ª ordem global x 2ª ordem global

Combinação 3 - MODELO A				
Pilar	Mx (1ª) (tf.m)	Mx(2ª) (tf.m)	My(1ª) (tf.m)	My(2ª) (tf.m)
P1	0,906	0,912	6,199	6,985
P13	0,669	0,677	0,211	0,238
P17	-0,487	-0,493	5,803	6,628

Fonte: Autoria própria (2017)

Percebe-se que no geral, houve aumento nos valores de momento de 2ª ordem global. Na combinação 1 verificou-se uma exceção, no momento em y do Pilar P13 em que o valor reduziu. A redução do momento no P13 aconteceu porque a parcela de momento gerada pelo vento nessa combinação agiu no sentido oposto aos outros carregamentos.

Ainda na combinação 1, nota-se que nos momentos em x os esforços finais de segunda ordem ficaram em média 8,17% superiores. Já no eixo y, os esforços de segunda ordem foram insignificantes em média 0,53% superiores.

Na combinação 3, os esforços finais em x ficaram em média 1,19% maiores e em y em média 12,79%.

4.4.4 Deslocamentos

Para verificação da deslocabilidade da estrutura, foram utilizadas as combinações de vento para o estado limite de serviço. Conforme apresentado anteriormente na Tabela 6, foram utilizados os coeficientes de redução de combinação frequentes como a prescrição da NBR 6118 (ABNT, 2014). Os deslocamentos máximos apresentam-se na Tabela 15.

Tabela 14 - Deslocamento máximo no topo da estrutura.

Combinação	Altura –H (m)	Deslocamento Relativo	Deslocamento Horizontal (cm)	Deslocamento Limite H/1700 (cm)
Combinação 9		H/2942	1,00	
Combinação 10	29,5	H/2942	1,00	1,74
Combinação 11		H/4835	0,61	
Combinação 12		H/4835	0,61	

Fonte: Autoria própria (2017).

Os deslocamentos tanto nos ventos 90° e 270° quanto 0° e 180° tiveram resultados iguais devido à dimensão das faces de atuação de vento na edificação ser a mesma nesses sentidos, segundo é possível observar na Figura 35 que apresenta a incidência dos ventos, mostrada anteriormente.

Notou-se que o maior deslocamento da estrutura se deu na incidência de vento 90° e 270°, podemos associar esse resultado a geometria do edifício que tem o seu comprimento, aproximadamente, 3 vezes maior que sua largura.

O limite de deslocamento provocado pela ação do vento para combinação frequente, trazido pela NBR 6118 (ABNT, 2014), diz que a estrutura não pode apresentar deslocamento maior que H/1700, no caso da estrutura analisada, o limite de deslocamento teve o valor de 1,74cm que é maior que o deslocamento máximo da estrutura, ou seja, com relação ao deslocamento, a estrutura satisfaz a condição da norma.

4.5 MODELO ORIG-5PAV – ESTRUTURA ORIGINAL COM 5 PAVIMENTOS

O Modelo ORIG-5PAV foi lançado com a mesma configuração do Modelo ORIG-8PAV, mostrado anteriormente na Figura 33, porém, o número de pavimentos foi reduzido para 5. O corte esquemático do edifício pode ser observado na Figura 36.

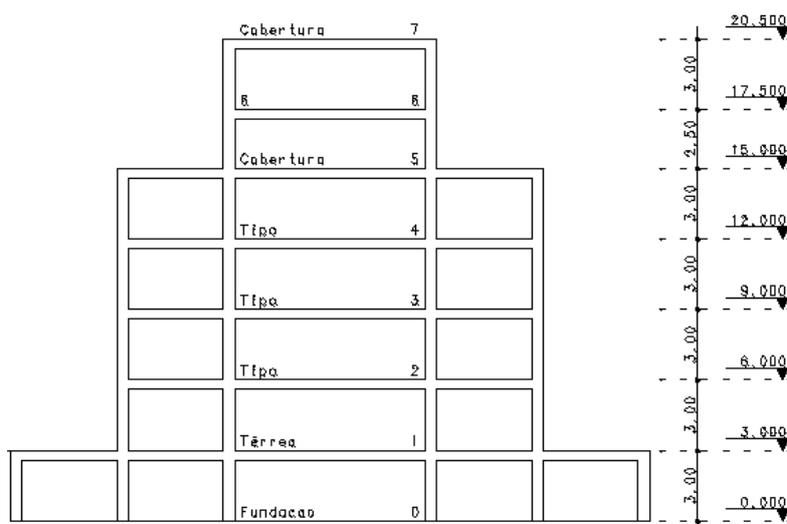


Figura 36- Corte esquemático Modelo ORIG-5PAV

Fonte: TQS Informática (2017).

4.5.1 Ação do vento

O coeficiente de arrasto foi considerado como 1 para que houvesse a consideração de vento atuando na estrutura como mostrado na Tabela 16. Essa opção foi feita, pois, a relação entre as dimensões laterais e altura do edifício resultou em uma razão fora do domínio do ábaco utilizado para calcular o coeficiente de arrasto.

Tabela 15- Coeficiente de arrasto

Caso	L1	L2	H	L1/L2	H/L1	CA
Vento 90°	36,60	12,13	17,50	3,25	0,48	1,00
Vento 270°	36,60	12,13	17,50	3,25	0,48	1,00
Vento 0°	12,13	36,60	17,50	0,33	1,44	1,00
Vento 180°	12,13	36,60	17,50	0,33	1,44	1,00

Fonte: Autoria própria (2017)

As tabelas 17 e 18 demonstram os dados utilizados para calcular as forças de arrasto.

Tabela 16- Força de arrasto - Vento 90° e 270°

Vento 90° e 270°				
	CA	A(m ²)	q(tf/m ²)	Fa (tf)
Piso 2	1,00	109,80	0,052	5,74
Piso 3	1,00	109,80	0,069	7,55
Piso 4	1,00	109,80	0,078	8,58
Piso 5	1,00	109,80	0,085	9,33
Piso 6	1,00	8,00	0,090	0,72
Piso 7	1,00	9,60	0,094	0,91

Fonte: Aatoria própria (2017)

Tabela 17- Força de arrasto - Vento 0° e 180°

Vento 0° e 180°				
	CA	A(m ²)	q(tf/m ²)	Fa (tf)
Piso 2	1,00	37,80	0,052	1,97
Piso 3	1,00	37,80	0,069	2,59
Piso 4	1,00	37,80	0,078	2,95
Piso 5	1,00	37,80	0,085	3,20
Piso 6	1,00	14,00	0,090	1,25
Piso 7	1,00	16,80	0,094	1,57

Fonte: Aatoria própria (2017)

4.5.2 Parâmetros de instabilidade

Nas Tabelas 19 e 20 demonstram-se os resultados obtidos na modelagem para os parâmetros γ_z e FAVt, respectivamente.

Tabela 18- Coeficiente γ_z

Caso	M1tot	ΔM_{tot}	γ_z
Vento 1 (90°)	327,40	17,20	1,071
Vento 2 (270°)	327,40	17,20	1,071
Vento 3 (0°)	152,70	12,50	1,116
Vento 4 (180°)	152,70	12,50	1,116

Fonte: Aatoria própria

Tabela 19 - Parâmetro FAVt

Combinação	M1tot	ΔM_{tot}	FAVt
Combinação 1	196,50	9,30	1,071
Combinação 2	196,50	11,30	1,079
Combinação 3	91,60	6,80	1,116
Combinação 4	91,60	8,20	1,129
Combinação 5	327,40	16,30	1,071
Combinação 6	327,40	18,10	1,075
Combinação 7	152,70	11,80	1,116
Combinação 8	152,70	13,20	1,123

Fonte: Autoria própria (2017)

Analisando os resultados percebe-se que houve uma redução nos valores dos parâmetros de instabilidade se comparado ao Modelo ORIG-8PAV, isso pode ser explicado pela diminuição da altura da edificação.

Nos casos em que o parâmetro FAVt teve valor inferior ao encontrado para γ_z o programa considera automaticamente o valor de FAVt igual a γ_z , isso aconteceu nas combinações 1, 3, 5 e 7, o mesmo comportamento foi observado no Modelo ORIG-8PAV. A explicação para o coeficiente FAVt ter dito um valor menor nessas combinações é pela redução da parcela de ΔM_{tot} , que é ocasionada pela assimetria e balanços da edificação no sentido do vento atuante em tais combinações.

Ainda percebe-se, que nas combinações 3,4,7 e 8 a estrutura é classificada como de nós moveis pois apresenta valores para o parâmetro de instabilidade superiores a 1,1. De acordo com a NBR 6118(ABNT, 2014) a verificação dos efeitos de segunda ordem nessas combinações devem ser realizadas.

A verificação da consideração dos efeitos de segunda ordem através da majoração de $0,95FAVt$ já foi exemplificada no Modelo ORIG-8PAV, os mesmos procedimentos deveriam ser seguidos na situação do Modelo ORIG-5PAV.

4.5.3 Deslocamentos

Para verificação da deslocabilidade da estrutura, foram utilizadas as combinações de vento para o estado limite de serviço. Conforme apresentado

anteriormente na Tabela 6, foram utilizados os coeficientes de redução de combinação frequentes conforme a prescrição da NBR 6118 (ABNT, 2014). O deslocamento máximo no topo é apresentado na Tabela 21.

Tabela 20- Deslocamento máximo no topo da estrutura

Combinação	Altura –H (m)	Deslocamento Relativo	Deslocamento Horizontal (cm)	Deslocamento Limite H/1700 (cm)
Combinação 9		H/4889	0,42	
Combinação 10	20,5	H/4889	0,42	1,21
Combinação 11		H/8250	0,25	
Combinação 12		H/8250	0,25	

Fonte: Autoria própria (2017)

Os deslocamentos tanto nos ventos 90° e 270° quanto 0° e 180°, tiverem resultados iguais devido à face em que atuam terem a mesma dimensão.

O limite de deslocamento provocado pela ação do vento para combinação frequente, trazido pela NBR 6118 (ABNT, 2014), diz que a estrutura não pode apresentar deslocamento maior que H/1700. No caso da estrutura analisada, o limite de deslocamento teve o valor de 1,21cm que é maior que o deslocamento máximo de 0,42cm da estrutura, ou seja, com relação ao deslocamento, a estrutura satisfaz a condição da norma.

4.6 MODELO ORIG-8PAV/PILAR – ESTRUTURA ORIGINAL COM 8 PAVIMENTOS COM MUDANÇA NA DIMENSÃO DOS PILARES

Em razão de a estrutura ter sido projetada há mais de 20 anos não eram consideradas as ações de vento atuando na edificação. Por isso, se atualmente a estrutura fosse dimensionada para os esforços considerados nesse estudo, alguns elementos não suportariam os esforços neles atuantes. Em função disso, para modelagem, foram aumentadas as dimensões dos pilares, conforme apresentado na Figura 37.

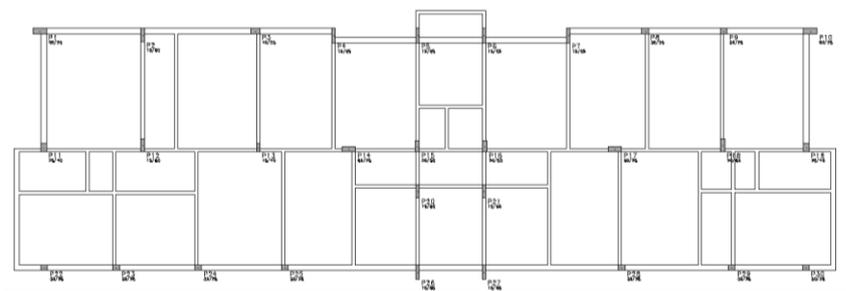


Figura 37- Planta de fôrmas do pavimento tipo - Modelagem ORIG- 8PAV/PILAR

Fonte: Autoria própria (2017).

A modificação das dimensões dos pilares para esta modelagem pode ser verificada na Tabela 22. As larguras dos pilares foram modificadas com a intenção de aumentar a inércia do pilar.

Tabela 21 - Dimensões dos pilares

Pilar	Modelo ORIG-8PAV	Modelo ORIG-8PAV/PILAR
P1	25x60	25x80
P2	15x60	20x80
P3	25x40	25x60
P4	15x65	25x80
P5	15x65	25x80
P6	15x65	25x80
P7	15x65	25x80
P8	25x30	25x50
P9	25x30	25x50
P10	25x60	25x80
P11	25x40	25x60
P12	15x60	20x80
P13	15x40	20x16
P14	25x60	25x80
P15	20x50	25x70
P16	20x50	25x70
P17	25x60	25x80
P18	20x60	25x80
P19	25x40	25x60
P20	15x60	25x80
P21	15x60	25x80
P22	25x30	25x60
P23	25x30	25x60
P24	25x30	25x60
P25	25x30	25x60
P26	15x65	25x85
P27	15x65	25x85
P28	25x30	25x60
P29	25x30	25x60
P30	25x30	25x60

Fonte: Autoria própria (2017)

4.6.1 Ação do vento

Os coeficientes de arrasto se mantiveram com os mesmos valores encontrados na modelagem A e B, visto que a mudança da dimensão dos pilares não influencia em seu cálculo, abaixo, na Tabela 23 verifica-se os valores encontrados anteriormente.

Tabela 22- Coeficiente de arrasto

Caso	L1	L2	H	L1/L2	H/L1	CA
Vento 90°	36,60	12,13	26,50	3,02	0,72	1,26
Vento 270°	36,60	12,13	26,50	3,02	0,72	1,26
Vento 0°	12,13	36,60	26,50	0,33	2,18	0,79
Vento 180°	12,13	36,60	26,50	0,33	2,18	0,79

Fonte: Autoria própria (2017).

As Tabelas 24 e 25 demonstram os valores obtidos para o cálculo das forças de arrasto.

Tabela 23- Força de arrasto - Vento 90° e 270°.

Vento 90° e 270°				
	CA	A(m²)	q(tf/m²)	Fa (tf)
Piso 2	1,26	109,80	0,052	7,23
Piso 3	1,26	109,80	0,069	9,51
Piso 4	1,26	109,80	0,078	10,81
Piso 5	1,26	109,80	0,085	11,76
Piso 6	1,26	109,80	0,091	12,52
Piso 7	1,26	109,80	0,095	13,16
Piso 8	1,26	109,80	0,099	13,73
Piso 9	1,26	8,00	0,103	1,03
Piso 10	1,26	9,60	0,106	1,28

Fonte: Autoria própria (2017).

Tabela 24- Força de arrasto - Vento 0° e 180°

Vento 0° e 180°				
	CA	A(m ²)	q(tf/m ²)	Fa (tf)
Piso 2	0,79	37,80	0,052	1,56
Piso 3	0,79	37,80	0,069	2,05
Piso 4	0,79	37,80	0,078	2,33
Piso 5	0,79	37,80	0,085	2,53
Piso 6	0,79	37,80	0,091	2,70
Piso 7	0,79	37,80	0,095	2,83
Piso 8	0,79	37,80	0,099	2,95
Piso 9	0,79	14,00	0,103	1,12
Piso 10	0,79	16,80	0,106	1,39

Fonte: Aatoria própria (2017)

Observa-se que os valores de arrasto dos ventos 0° e 180° são iguais assim como os ventos a 90° e 270°, isso é decorrente da incidência dos ventos acontecer em faces com mesma dimensão.

4.6.2 Parâmetros de instabilidade

Os dados obtidos pelo software através da modelagem podem ser vistos nas Tabelas 26 e 27.

Tabela 25- Coeficiente γ_z

Caso	M1tot	ΔM_{tot}	γ_z
Vento 1 (90°)	1212,10	66,90	1,076
Vento 2 (270°)	1212,10	66,90	1,076
Vento 3 (0°)	314,80	16,60	1,072
Vento 4 (180°)	314,80	16,60	1,072

Fonte: Aatoria própria (2017)

Tabela 26 - Parâmetro FAVt

Combinação	M1tot	ΔM_{tot}	FAVt
Combinação 1	727,30	38,50	1,076
Combinação 2	727,30	41,90	1,079
Combinação 3	188,90	8,90	1,072
Combinação 4	188,90	10,90	1,080
Combinação 5	1212,10	65,70	1,076
Combinação 6	1212,10	68,20	1,077
Combinação 7	314,80	15,60	1,072
Combinação 8	314,80	17,50	1,076

Fonte: Aatoria própria (2017)

Da mesma forma que aconteceu nas modelagens anteriores, o parâmetro FAVt teve seu valor igualado a γ_z , quando resultou em um valor inferior ao último citado. Verificou-se esse acontecimento nas combinações 1,3,5 e 7.

Observando os valores obtidos para os parâmetros de instabilidade a estrutura pode ser classificada como de nós fixos uma vez que os valores são inferiores a 1,1 estipulado na NBR 6118 (ABNT, 2014) para tal classificação, sendo dessa forma considerada uma estrutura estável.

Comparando a Modelagem ORIG-8PAV/PILAR e a Modelagem ORIG-8PAV, verificamos que a primeira foi classificada como de nós fixos e a segunda de nós móveis, explica-se esse fato pela mudança de dimensão dos pilares que conferiu maior rigidez a estrutura no Modelo ORIG-8PAV/PILAR.

4.6.3 Deslocamentos

Para verificação da deslocabilidade da estrutura, foram utilizadas as combinações de vento para o estado limite de serviço. Conforme apresentado anteriormente na Tabela 6, foram utilizados os coeficientes de redução de combinação frequentes conforme a prescrição da NBR 6118 (ABNT, 2014).

Os valores obtidos para o deslocamento no topo da estrutura encontram-se demonstrados na Tabela 28.

Tabela 27- Deslocamento máximo no topo da estrutura

Combinação	Altura – H (m)	Deslocamento Relativo	Deslocamento Horizontal (cm)	Deslocamento Limite H/1700 (cm)
Combinação 9		H/5299	0,56	
Combinação 10	29,5	H/5299	0,56	1,74
Combinação 11		H/13934	0,21	
Combinação 12		H/13934	0,21	

Fonte: Autoria própria (2017)

O deslocamento máximo da estrutura ficou dentro do limite estipulado pela NBR 6118 (ABNT, 2014), e deu-se na direção de atuação do vento 90° e 270°, resultado que pode ser explicado pela geometria da edificação.

4.7 MODELO ORIG-5PAV/PILAR – ESTRUTURA ORIGINAL COM 5 PAVIMENTOS COM MUDANÇA NA DIMENSÃO DOS PILARES

Para modelagem esta modelagem decidiu-se modificar a quantidade de pavimento de 8 para 5, seguindo as mesmas condições de projeto do Modelo ORIG-8PAV/PILAR apresentados anteriormente na Figura 37.

4.7.1 Ação do vento

Com relação ao coeficiente de arrasto, ocorreu a mesma situação do Modelo ORIG-5PAV em que a relação entre as dimensões laterais e altura do edifício resultou em uma razão fora do domínio do ábaco utilizado para calcular o coeficiente de arrasto, para que ainda houvesse a consideração da ação do vento na estrutura optou-se por adotar o coeficiente de arrasto como 1, conforme apresentado na Tabela 29.

Tabela 28- Coeficiente de arrasto

Caso	L1	L2	H	L1/L2	H/L1	CA
Vento 90°	36,60	12,13	17,50	3,25	0,48	1,00
Vento 270°	36,60	12,13	17,50	3,25	0,48	1,00
Vento 0°	12,13	36,60	17,50	0,33	1,44	1,00
Vento 180°	12,13	36,60	17,50	0,33	1,44	1,00

Fonte: Autoria própria (2017)

As Tabelas 30 e 31 demonstram os valores obtidos para o cálculo da força de arrasto.

Tabela 29- Força de arrasto - Vento 90° e 270°

Vento 90° e 270°				
	CA	A(m ²)	q(tf/m ²)	Fa (tf)
Piso 2	1,00	109,80	0,052	5,74
Piso 3	1,00	109,80	0,069	7,55
Piso 4	1,00	109,80	0,078	8,58
Piso 5	1,00	109,80	0,085	9,33
Piso 6	1,00	8,00	0,090	0,72
Piso 7	1,00	9,60	0,094	0,91

Fonte: Autoria própria (2017)

Tabela 30- Força de arrasto - Vento 0° e 180°

Vento 0° e 180°				
	CA	A(m ²)	q(tf/m ²)	Fa (tf)
Piso 2	1,00	37,80	0,052	1,97
Piso 3	1,00	37,80	0,069	2,59
Piso 4	1,00	37,80	0,078	2,95
Piso 5	1,00	37,80	0,085	3,20
Piso 6	1,00	14,00	0,090	1,25
Piso 7	1,00	16,80	0,094	1,57

Fonte: Autoria própria (2017)

4.7.2 Parâmetros de instabilidade

Os parâmetros de instabilidade obtidos através da modelagem no software encontram-se nas Tabelas 32 e 33.

Tabela 31- Coeficiente γ_z

Caso	M1tot	ΔM_{tot}	γ_z
Vento 1 (90°)	328,40	9,60	1,039
Vento 2 (270°)	328,40	9,60	1,039
Vento 3 (0°)	152,80	4,60	1,040
Vento 4 (180°)	152,8	4,60	1,040

Fonte: autoria própria (2017)

Tabela 32 - Parâmetro FAVt

Combinação	M1tot	ΔM_{tot}	FAVt
Combinação 1	197,00	5,30	1,039
Combinação 2	197,00	6,30	1,042
Combinação 3	91,70	2,40	1,040
Combinação 4	91,70	3,10	1,045
Combinação 5	328,40	9,30	1,039
Combinação 6	328,40	10,00	1,040
Combinação 7	152,80	4,30	1,040
Combinação 8	152,80	4,90	1,043

Fonte: autoria própria (2017)

Analisando-se os parâmetros verificamos que ocorreu uma diminuição em seus valores se comparado ao Modelo ORIG-8PAV/PILAR devido à redução da quantidade de pavimentos.

Nas combinações 1, 3, 5, e 7 repetiu-se o que aconteceu nos demais modelos, em que o parâmetro FAVt foi igualado ao γ_z , em decorrência dos mesmos fatores explicitados no Modelo ORIG-5PAV..

A estrutura se classifica como de nós fixos de acordo com NBR 6118 (ABNT, 2014) em que os parâmetros de instabilidade têm valor inferior 1,1.

4.7.3 Deslocamentos

Para verificação da deslocabilidade da estrutura, foram utilizadas as combinações de vento para o estado limite de serviço. Conforme apresentado anteriormente na Tabela 34, foram utilizados os coeficientes de redução de combinação frequentes conforme a prescrição da NBR 6118 (ABNT, 2014).

Tabela 33- Deslocamento máximo no topo da estrutura

Combinação	Altura -H (m)	Deslocamento Relativo	Deslocamento Horizontal (cm)	Deslocamento Limite H/1700 (cm)
Combinação 9	20,5	H/15135	0,14	1,21
Combinação 10		H/15135	0,14	
Combinação 11		H/15576	0,13	
Combinação 12		H/15576	0,13	

Fonte: Autoria própria (2017)

Na estrutura analisada, o deslocamento máximo encontrado foi de 0,14 cm que é menor que o deslocamento limite que teve o valor de 1,21cm, ou seja, com relação ao deslocamento, a estrutura satisfaz a condição da norma.

O deslocamento máximo se deu na combinação de vento atuante na menor inércia da edificação.

4.8 MODELO BALAN-8PAV – ESTRUTURA COM SACADA EM BALANÇO EM UMA DAS FACES

Para o Modelo BALAN- 8PAV, foram realizadas algumas modificações no projeto original a fim de aprofundar a percepção dos efeitos da estabilidade global de edifícios, criando-se uma estrutura assimétrica. Para isso, retirou-se as sacadas existentes no projeto original e optou-se por colocar uma única sacada com balanço de 2,5m em uma das faces do edifício como demonstrado na Figura 38.

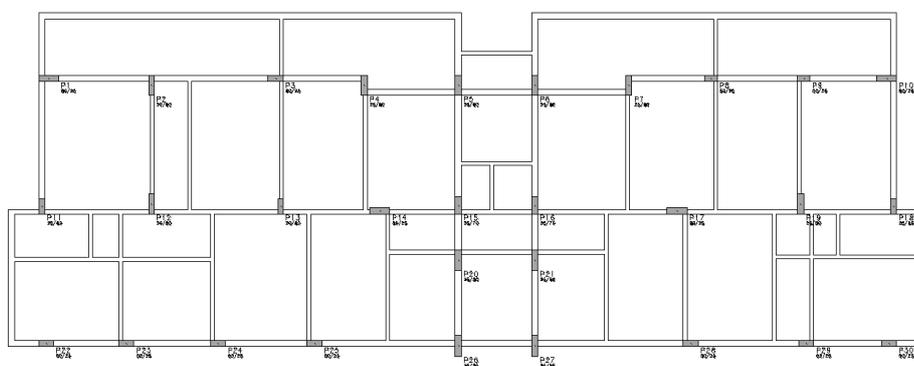


Figura 38- Planta de formas do pavimento tipo

Fonte: Autoria própria (2017)

4.8.1 Ação do vento

Os dados utilizados para encontrar o coeficiente de arrasto apresentam-se na tabela 35, percebe-se que o software considera a atuação de vento igual em faces opostas, isso, pois, as faces possuem as mesmas dimensões, apresentando dessa forma o mesmo valor de coeficiente de arrasto.

Tabela 34 - Coeficiente de arrasto

Caso	L1	L2	H	L1/L2	H/L1	CA
Vento 90°	36,60	13,88	26,50	2,64	0,72	1,24
Vento 270°	36,60	13,88	26,50	2,64	0,72	1,24
Vento 0°	13,88	36,60	26,50	0,38	1,91	0,82
Vento 180°	13,88	36,60	26,50	0,38	1,91	0,82

Fonte: Autoria própria (2017)

Nas tabelas 36 e 37 estão apresentados os resultados extraídos do software para o cálculo da força de arrasto no seu sentido de atuação.

Tabela 35- Força de arrasto - Vento 90° e 270°

	Vento 90° e 270°			
	CA	A(m²)	q(tf/m²)	Fa (tf)
Piso 2	1,24	108,90	0,052	7,07
Piso 3	1,24	108,90	0,069	9,30
Piso 4	1,24	108,90	0,078	10,57
Piso 5	1,24	108,90	0,085	11,49
Piso 6	1,24	108,90	0,091	12,24
Piso 7	1,24	108,90	0,095	12,87
Piso 8	1,24	108,90	0,099	13,42
Piso 9	1,24	8,00	0,103	1,02
Piso 10	1,24	9,60	0,106	1,26

Fonte: autoria própria (2017)

Tabela 36- Força de arrasto - Vento 0° e 180°

Vento 0° e 180°				
	CA	A(m ²)	q(tf/m ²)	Fa (tf)
Piso 2	0,82	40,8	0,052	1,75
Piso 3	0,82	40,8	0,069	2,31
Piso 4	0,82	40,8	0,078	2,62
Piso 5	0,82	40,8	0,085	2,85
Piso 6	0,82	40,8	0,091	3,04
Piso 7	0,82	40,8	0,095	3,19
Piso 8	0,82	40,8	0,099	3,33
Piso 9	0,82	14	0,103	1,17
Piso 10	0,82	16,8	0,106	1,44

Fonte: autoria própria (2017)

4.8.2 Parâmetros de instabilidade

Com relação aos parâmetros de instabilidade γ_z e FAVt, apresentam-se os dados utilizados para seus cálculos nas Tabelas 38 e 39, respectivamente.

Tabela 37- Coeficiente γ_z

Caso	M1tot	ΔM_{tot}	γ_z
Vento 1 (90°)	1185,20	60,40	1,069
Vento 2 (270°)	1185,20	60,40	1,069
Vento 3 (0°)	348,60	19,30	1,076
Vento 4 (180°)	348,60	19,30	1,076

Fonte: autoria própria (2017)

Tabela 38 - Parâmetro FAVt

Combinação	M1tot	ΔM_{tot}	FAVt
Combinação 1	711,10	29,20	1,069
Combinação 2	711,10	43,30	1,084
Combinação 3	209,20	10,90	1,076
Combinação 4	209,20	12,30	1,081
Combinação 5	1185,20	53,80	1,069
Combinação 6	1185,20	67,10	1,078
Combinação 7	348,60	18,70	1,076
Combinação 8	348,90	20,00	1,079

Fonte: autoria própria (2017)

A estrutura apresentou parâmetros de instabilidade dentro das condições estipuladas pela NBR 6118 (ABNT, 2014), onde o parâmetro deve ser inferior a 1,1 para a estrutura ser considerada de nós fixos, sendo dessa forma uma estrutura estável.

Da mesma forma das outras modelagens, o programa considera o valor de FAVt, com o mesmo valor de γ_z quando resulta em um valor inferior ao último citado. Por isso os valores de FAVt para as combinações 1, 3, 5 e 7 apresentam o valor igual ao γ_z .

Percebe-se que o vento 270° (combinação 2 e 6) incide na mesma direção dos balanços, isso implica em valores de FAVt maiores pois além do deslocamento causado pela força horizontal de vento, somam-se os deslocamentos oriundos da carga vertical aplicada no balanço.

4.8.3 Deslocamentos

Para verificação da deslocabilidade da estrutura, foram utilizadas as combinações de vento para o estado limite de serviço. Conforme a apresentado anteriormente na Tabela 6, foram utilizados os coeficientes de redução de combinação frequentes conforme a prescrição da NBR 6118 (ABNT, 2014).

Tabela 39- Deslocamento máximo no topo da estrutura

Combinação	Altura -H (m)	Deslocamento Relativo	Deslocamento Horizontal (cm)	Deslocamento Limite H/1700 (cm)
Combinação 9		H/6273	0,47	
Combinação 10	29,5	H/6273	0,47	1,74
Combinação 11		H/13612	0,22	
Combinação 12		H/13612	0,22	

Fonte: Autoria própria (2017)

O deslocamento máximo da estrutura aconteceu na incidência de vento 90° e 270°. Esse resultado mostra a influência da geometria da planta da edificação, que tem formato retangular, sendo na menor inércia do edifício onde ocorrem as maiores deformações no topo da estrutura.

No caso da estrutura analisada, o limite de deslocamento teve o valor de 1,74cm que é maior que o deslocamento máximo da estrutura de 0,47cm, ou seja, com relação ao deslocamento, a estrutura satisfaz a condição da norma.

4.9 MODELO BALAN-5PAV – ESTRUTURA COM SACADA EM BALANÇO EM UMA DAS FACES

A modelagem BALAN-5PAV foi considerada com a mesma planta da Modelagem BALAN-8PAV, conforme apresentado na Figura 38, porém variando o número de pavimentos de 8 para 5.

4.9.1 Ação do vento

O mesmo padrão observado nas modelagens em que se tem 5 pavimentos com relação ao coeficiente de arrasto, aconteceu neste modelo. A relação entre as dimensões laterais e altura da edificação teve um valor resultante fora da razão do domínio do ábaco utilizado para o cálculo do coeficiente. Para que as ações de vento fossem consideradas na edificação, considerou-se o valor do coeficiente de arrasto como 1, conforme indicado na Tabela 41.

Tabela 40- Coeficiente de arrasto

Caso	L1	L2	H	L1/L2	H/L1	CA
Vento 90°	36,60	13,88	17,50	2,64	0,48	1,00
Vento 270°	36,60	13,88	17,50	2,64	0,48	1,00
Vento 0°	13,88	36,60	17,50	0,38	1,26	1,00
Vento 180°	13,88	36,60	17,50	0,38	1,26	1,00

Fonte: Autoria própria (2017)

Nas Tabelas 42 e 43 estão apresentados os valores utilizados para encontrar as forças de arrasto atuantes na edificação.

Tabela 41- Força de arrasto - Vento 90° e 270°

Vento 90° e 270°				
	CA	A(m ²)	q(tf/m ²)	Fa (tf)
Piso 2	1,00	109,80	0,052	5,74
Piso 3	1,00	109,80	0,069	7,55
Piso 4	1,00	109,80	0,078	8,58
Piso 5	1,00	109,80	0,085	9,33
Piso 6	1,00	8,00	0,09	0,72
Piso 7	1,00	9,60	0,094	0,91

Fonte: Autoria própria (2017)

Tabela 42- Força de arrasto - Vento 0° e 180°

Vento 0° e 180°				
	CA	A(m ²)	q(tf/m ²)	Fa (tf)
Piso 2	1,00	41,64	0,052	2,17
Piso 3	1,00	41,64	0,069	2,87
Piso 4	1,00	41,64	0,078	3,25
Piso 5	1,00	41,64	0,085	3,54
Piso 6	1,00	8,00	0,09	0,72
Piso 7	1,00	9,60	0,094	0,90

Fonte: Autoria própria (2017)

4.9.2 Parâmetros de instabilidade

Os resultados para os parâmetros de instabilidade podem ser vistos nas Tabelas 44 e 45.

Tabela 43- Coeficiente γ_z

Caso	M1tot	Δ Mtot	Γ_z
Vento 1 (90°)	326,30	8,80	1,036
Vento 2 (270°)	326,30	8,80	1,036
Vento 3 (0°)	161,40	5,00	1,041
Vento 4 (180°)	161,40	5,00	1,041

Fonte: autoria própria (2017)

Tabela 44 - Parâmetro FAVt

Combinação	M1tot	ΔM_{tot}	FAVt
Combinação 1	195,80	2,70	1,036
Combinação 2	195,80	7,90	1,054
Combinação 3	96,80	2,80	1,041
Combinação 4	96,80	3,20	1,044
Combinação 5	326,30	6,40	1,036
Combinação 6	326,30	11,30	1,046
Combinação 7	161,40	4,80	1,041
Combinação 8	161,40	5,20	1,043

Fonte: autoria própria (2017)

De acordo com os valores obtidos podemos classificar a estrutura de nos fixos, visto que todos os valores encontrados foram superiores ao valor limite de 1,1 estipulado para tal classificação pela NBR 6118 (ABNT, 2014).

4.9.3 Deslocamentos

Na tabela 46 é possível observar os deslocamentos máximos obtidos nesta modelagem.

Tabela 45- Deslocamento máximo no topo da estrutura

Combinação	Altura – H (m)	Deslocamento Relativo	Deslocamento Horizontal (cm)	Deslocamento Limite H/1700 (cm)
Combinação 9	20,5	H/16699	0,12	1,21
Combinação 10		H/16699	0,12	
Combinação 11		H/17899	0,11	
Combinação 12		H/17899	0,11	

Fonte: autoria própria (2017)

O deslocamento máximo no topo da estrutura não excedeu o deslocamento limite preconizado na NBR 6118 (ABNT, 2014).

4.10 MODELO S/BALAN-8PAV- ESTRUTURA SEM A UTILIZAÇÃO DE SACADAS EM BALANÇO

Na Modelo S/BALAN-8PAV, apresentado na Figura 39 decidiu-se por retirar as sacadas em balanço da estrutura. As dimensões dos pilares seguiram conforme o especificado no Modelo ORIG-8PAV/PILAR.

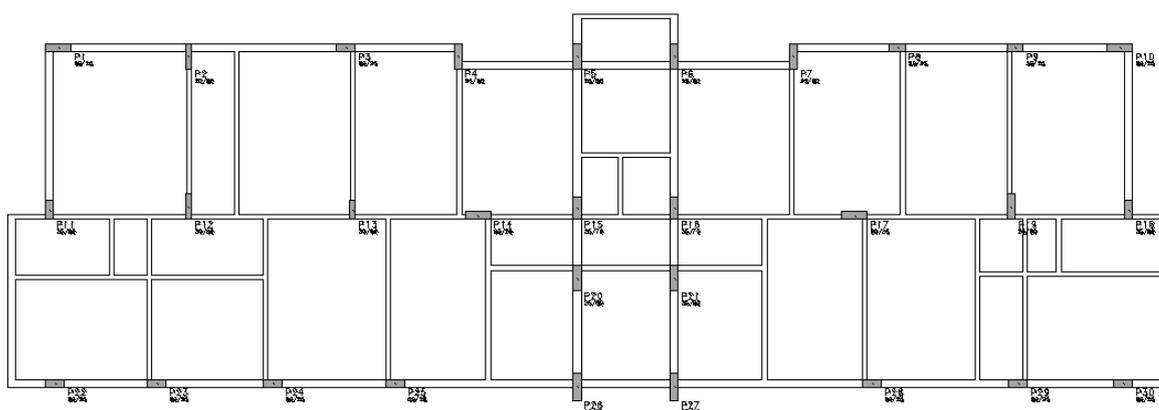


Figura 39- Planta de fôrmas do pavimento tipo - Modelagem S/BALAN-8PAV

Fonte: Autoria própria (2017).

4.10.1 Ação do vento

Os coeficientes de arrasto obtidos através do software estão apresentados na Tabela 47.

Tabela 46- Coeficiente de arrasto

Caso	L1	L2	H	L1/L2	H/L1	CA
Vento 90°	36,60	12,88	26,50	2,96	0,72	1,27
Vento 270°	36,60	12,88	26,50	2,96	0,72	1,27
Vento 0°	12,38	36,60	26,50	0,34	2,14	0,80
Vento 180°	12,88	36,60	26,50	0,34	2,14	0,80

Fonte: Autoria própria (2017)

As Tabelas 48 e 49 mostram os valores utilizados pelo software para o cálculo das forças de arrasto.

Tabela 47- Força de arrasto - Vento 90° e 270°

Vento 90° e 270°				
	CA	A(m ²)	q(tf/m ²)	Fa (tf)
Piso 2	1,27	108,90	0,052	7,25
Piso 3	1,27	108,90	0,069	9,62
Piso 4	1,27	108,90	0,078	10,87
Piso 5	1,27	108,90	0,085	11,85
Piso 6	1,27	108,90	0,091	12,68
Piso 7	1,27	108,90	0,095	13,24
Piso 8	1,27	108,90	0,099	13,80
Piso 9	1,27	8,00	0,103	1,04
Piso 10	1,27	9,60	0,106	1,29

Fonte: autoria própria (2017)

Tabela 48- Força de arrasto - Vento 0° e 180°

Vento 0° e 180°				
	CA	A(m ²)	q(tf/m ²)	Fa (tf)
Piso 2	0,80	37,14	0,052	1,55
Piso 3	0,80	37,14	0,069	2,05
Piso 4	0,80	37,14	0,078	2,32
Piso 5	0,80	37,14	0,085	2,53
Piso 6	0,80	37,14	0,091	2,70
Piso 7	0,80	37,14	0,095	2,82
Piso 8	0,80	37,14	0,099	2,94
Piso 9	0,80	14	0,103	1,15
Piso 10	0,80	16,8	0,106	1,42

Fonte: autoria própria (2017)

4.10.2 Parâmetros de instabilidade

Os resultados obtidos para os parâmetros de instabilidade deste modelo encontram-se apresentados nas Tabelas 50 e 51.

Tabela 49- Coeficiente γ_z

Caso	M1tot	ΔM_{tot}	γ_z
Vento 1 (90°)	1213,60	54,50	1,060
Vento 2 (270°)	1213,60	54,50	1,060
Vento 3 (0°)	309,80	15,20	1,067
Vento 4 (180°)	309,80	15,20	1,067

Fonte: autoria própria (2017)

Tabela 50 - Parâmetro FAVt

Combinação	M1tot	ΔM_{tot}	FAVt
Combinação 1	728,20	31,00	1,060
Combinação 2	728,20	34,40	1,063
Combinação 3	185,90	8,10	1,067
Combinação 4	185,90	10,20	1,074
Combinação 5	1213,60	53,20	1,060
Combinação 6	1213,60	55,70	1,062
Combinação 7	309,80	14,20	1,067
Combinação 8	309,80	16,20	1,071

Fonte: Autoria própria (2017)

Percebe-se pelos valores encontrados que a estrutura é classificada em nós fixos, pois os coeficientes tiveram valores inferiores a 1,1 especificados pela NBR 6118 (ABNT, 2014) para ter tal classificação.

4.10.3 Deslocamentos

Os deslocamentos máximos obtidos no topo da estrutura podem ser visualizados na Tabela 52.

Tabela 51- Deslocamento máximo no topo da estrutura

Combinação	Altura – H (m)	Deslocamento Relativo	Deslocamento Horizontal (cm)	Deslocamento Limite H/1700 (cm)
Combinação 9	29,5	H/5752	0,51	1,74
Combinação 10		H/5752	0,51	
Combinação 11		H/14253	0,21	
Combinação 12		H/14253	0,21	

Fonte: Autoria própria (2017)

Percebe-se que o maior deslocamento no topo acontece na incidência de vento 90° e 270° é na menor inercia do edifício o que justifica o deslocamento neste sentido.

4.11 COMPARATIVO ENTRE MODELOS

Com intuito de avaliar o comportamento da estrutura frente às variáveis adotadas neste trabalho, que serão apresentados nos próximos itens, realizou-se a comparação entre as modelagens realizadas.

4.11.1 Efeito da seção dos pilares

Comparando-se o Modelo ORIG-8PAV e o Modelo ORIG-8PAV/PILAR em que se utilizou a mesma planta do pavimento tipo, com as mesmas características, apenas mudando a dimensão dos pilares, evidencia-se que o aumento da seção dos pilares, no Modelo ORIG-8PAV/PILAR, fez com que a estrutura fosse mais rígida, conforme se pode verificar comparando os parâmetros de instabilidade das duas modelagens, onde na segunda situação os valores obtidos foram menores, Tabela 52.

Tabela 52- Parâmetros de instabilidade: Modelo ORIG-8PAV x Modelo ORIG-8PAV/PILAR

Combinação	Modelo ORIG-8PAV		Modelo ORIG-8PAV/PILAR	
	γ_Z	FAVt	γ_Z	FAVt
Combinação 1	1,134	1,134	1,076	1,076
Combinação 2	1,134	1,144	1,076	1,079
Combinação 3	1,212	1,212	1,072	1,072
Combinação 4	1,212	1,236	1,072	1,080
Combinação 5	1,134	1,134	1,076	1,076
Combinação 6	1,134	1,139	1,076	1,077
Combinação 7	1,212	1,212	1,072	1,072
Combinação 8	1,212	1,225	1,072	1,076

Fonte: Autoria própria (2017)

O aumento da seção dos pilares resultou em um maior momento de inércia do elemento e conseqüentemente uma maior rigidez, afetando dessa forma o comportamento da estrutura como um todo, tornando-a estável no Modelo C, devido aos valores terem sido inferiores a 1,1, conforme o critério da NBR 6118 (ABNT, 2014).

Verificando os deslocamentos máximos no topo da estrutura das duas modelagens percebemos através da Tabela 53 que o deslocamento da estrutura foi menor na modelagem em que os pilares tinham maior seção transversal.

Tabela 53- Deslocamento máximo horizontal

Combinação	Deslocamento Horizontal (cm) - Modelo ORIG- 8PAV	Deslocamento Horizontal (cm)- Modelo ORIG-8PAV/PILAR
Combinação 9	1,00	0,56
Combinação 10	1,00	0,56
Combinação 11	0,61	0,21
Combinação 12	0,61	0,21

Fonte: Aatoria própria (2017)

4.11.2 Efeito da altura da edificação

Os modelos ORIG-8PAV e ORIG-5PAV foram lançados no software com as mesmas características, porém variando-se o número de pavimentos de 8 para 5. O mesmo aconteceu entre os modelos ORIG-8PAV/PILAR x ORIG-5PAV/PILAR e BALAN-8PAV x S/BALAN-8PAV. Os resultados obtidos apresentam-se nas Tabelas 54, 55 e 56.

Tabela 54- Parâmetros de instabilidade: Modelo ORIG-8PAV x Modelo ORIG-5PAV

Combinação	Modelo ORIG-8PAV		Modelo ORIG-5PAV	
	γ_z	FAVt	γ_z	FAVt
Combinação 1	1,134	1,134	1,071	1,071
Combinação 2	1,134	1,144	1,071	1,079
Combinação 3	1,212	1,212	1,116	1,116
Combinação 4	1,212	1,236	1,116	1,129
Combinação 5	1,134	1,134	1,071	1,071
Combinação 6	1,134	1,139	1,071	1,075
Combinação 7	1,212	1,212	1,116	1,116
Combinação 8	1,212	1,225	1,116	1,123

Fonte: Aatoria própria (2017)

Tabela 55- Parâmetros de instabilidade: Modelo ORIG-8PAV/PILAR x ORIG-5PAV/PILAR

Combinação	Modelo ORIG-8PAV/PILAR		Modelo ORIG-5PAV/PILAR	
	γ_z	FAVt	γ_z	FAVt
Combinação 1	1,076	1,076	1,039	1,039
Combinação 2	1,076	1,079	1,039	1,042
Combinação 3	1,072	1,072	1,040	1,040
Combinação 4	1,072	1,080	1,040	1,045
Combinação 5	1,076	1,076	1,039	1,039
Combinação 6	1,076	1,077	1,039	1,040
Combinação 7	1,072	1,072	1,040	1,040
Combinação 8	1,072	1,076	1,040	1,043

Fonte: A autoria própria (2017)

Tabela 56- Parâmetros de instabilidade: Modelo BALAN-8PAV x BALAN-5PAV

Combinação	Modelo BALAN-8PAV		Modelo BALAN-5PAV	
	γ_z	FAVt	γ_z	FAVt
Combinação 1	1,069	1,069	1,036	1,036
Combinação 2	1,069	1,084	1,036	1,054
Combinação 3	1,076	1,076	1,041	1,041
Combinação 4	1,076	1,081	1,041	1,044
Combinação 5	1,069	1,069	1,036	1,036
Combinação 6	1,069	1,078	1,036	1,046
Combinação 7	1,076	1,076	1,041	1,041
Combinação 8	1,076	1,079	1,041	1,043

Fonte: A autoria própria (2017)

Verifica-se que nos modelos ORIG-8PAV, ORIG-8PAV/PILAR e BALAN-8PAV onde a altura da edificação era maior, os coeficientes de instabilidade tiveram valores superiores se comparado aos parâmetros dos Modelos ORIG-5PAV, ORIG-5PAV/PILAR e BALAN-5PAV respectivamente. Isso se justifica pelo fato de que quanto maior a altura da edificação maior será sua esbeltez e conseqüentemente maior a sua instabilidade.

Com relação aos deslocamentos nota-se que no comparativo realizado entre as modelagens, os deslocamentos máximos no topo foram menores nas estruturas com menor altura como observado nas Tabelas 57, 58 e 59.

Tabela 57- Deslocamento máximo horizontal

Combinação	Deslocamento Horizontal (cm) - Modelo ORIG- 8PAV	Deslocamento Horizontal (cm)- Modelo ORIG-5PAV
Combinação 9	1,00	0,42
Combinação 10	1,00	0,42
Combinação 11	0,61	0,25
Combinação 12	0,61	0,25

Fonte: Aatoria própria (2017)

Tabela 58- Deslocamento máximo horizontal

Combinação	Deslocamento Horizontal (cm) - Modelo ORIG- 8PAV/PILAR	Deslocamento Horizontal (cm)- Modelo ORIG-5PAV/PILAR
Combinação 9	0,56	0,14
Combinação 10	0,56	0,14
Combinação 11	0,21	0,13
Combinação 12	0,21	0,13

Fonte: Aatoria própria (2017)

Tabela 59- Deslocamento máximo horizontal

Combinação	Deslocamento Horizontal (cm) - Modelo BALAN- 8PAV	Deslocamento Horizontal (cm)- Modelo BALAN- 5PAV
Combinação 9	0,47	0,12
Combinação 10	0,47	0,12
Combinação 11	0,22	0,11
Combinação 12	0,22	0,11

Fonte: Aatoria própria (2017)

4.11.3 Efeito do balanço

Para verificar a influência do balanço para edificação do estudo, optou-se por comparar o modelo BALAN-8PAV e S/BALAN-8PAV. Para relembrar no Modelo BALAN-8PAV, uma nova configuração ao projeto inicial do estudo foi adotada, sendo empregado uma varanda em balanço numa das faces do edifício, excluindo as demais sacadas existentes, no modelo S/BALAN-8PAV foram retiradas

todas as sacadas de balanço. Os resultados obtidos para os parâmetros das duas configurações apresentam-se na Tabela 60.

Tabela 60- Parâmetros de instabilidade: Modelo BALAN-8PAV x Modelo S/BALAN-8PAV

Combinação	Modelo BALAN-8PAV		Modelo S/BALAN-8PAV	
	γz	FAVt	γz	FAVt
Combinação 1	1,069	1,069	1,060	1,060
Combinação 2	1,069	1,084	1,060	1,063
Combinação 3	1,076	1,076	1,067	1,067
Combinação 4	1,076	1,081	1,067	1,074
Combinação 5	1,069	1,069	1,060	1,060
Combinação 6	1,069	1,078	1,060	1,062
Combinação 7	1,076	1,076	1,067	1,067
Combinação 8	1,076	1,079	1,067	1,071

Fonte: A autoria própria (2017)

A partir dos resultados encontrados, podemos analisar que a utilização de balanço nessa concepção estrutural resulta em valores maiores nos parâmetros de instabilidade se comparado a não utilização de sacadas em balanço do Modelo S/BALAN-8PAV.

Ainda, pode-se observar no Modelo BALAN-8PAV, que as combinações 2 e 6, onde incide o vento de 270°, acontecem na direção de menor inércia do edifício, onde localiza-se o balanço, isso explica o porquê os valores de FAVt deram superiores a γz . Já nas combinações 4 e 8, onde incide o vento 180° os valores de FAVt foram superiores a γz pela assimetria da edificação nessa direção.

Os deslocamentos máximos horizontais no topo da estrutura estão apresentados na Tabela 61, os valores de deslocamentos encontrados podem ser explicados pela assimetria da edificação nessas modelagens.

Tabela 61- Deslocamento máximo horizontal

Combinação	Deslocamento Horizontal (cm) - Modelo BALAN-8PAV	Deslocamento Horizontal (cm)- Modelo S/BALAN- 8PAV
Combinação 9	0,47	0,51
Combinação 10	0,47	0,51
Combinação 11	0,22	0,21
Combinação 12	0,22	0,21

Fonte: A autoria própria (2017)

CONSIDERAÇÕES FINAIS

Este trabalho teve por objetivo estudar a estabilidade global de edifícios pela análise dos parâmetros de instabilidade γz e FAVt, através de um estudo de caso, onde se adotaram diferentes variáveis para averiguar a resposta da estrutura frente a elas.

O trabalho proporcionou o entendimento do comportamento da estrutura frente a essas variáveis, que foram: a alteração da altura da edificação, a mudança da seção dos pilares e a utilização de balanços na estrutura. Além disso, permitiu compreender o funcionamento do software utilizado para o estudo.

Pode-se confirmar que aumento da seção dos pilares influencia diretamente na rigidez destes elementos estruturais, devido ao aumento do seu momento de inércia, que conseqüentemente eleva a rigidez do sistema estrutural como um todo.

Verificou-se que ao passo que se aumenta a altura da edificação a esbeltez da estrutura também aumenta ocasionando uma maior instabilidade na edificação, por isso, como foi averiguado neste estudo, as modelagens com menor número de pavimentos tiveram os valores dos parâmetros de instabilidade menores, ou seja, estruturas mais estáveis.

Já com relação à assimetria e utilização de balanços, percebe-se que a incidência de vento atuando no mesmo sentido do deslocamento horizontal proveniente das cargas verticais aplicadas no balanço geram coeficientes de estabilidade maiores nesse sentido.

Como foi mencionado no decorrer deste trabalho a diferença entre o coeficiente γz e o parâmetro FAVt, é que este último leva em consideração o deslocamento horizontal gerado pelas cargas verticais ao contrário de γz que somente considera o deslocamento horizontal causado pelas ações horizontais. A partir das modelagens realizadas foi possível confirmar essa diferença, que ficou evidente através dos resultados obtidos na comparação entre a modelagem utilizando sacada em balanço e a modelagem sem utilização de sacadas em balanço.

Durante a realização do estudo percebeu-se que o software de cálculo estrutural é uma ferramenta facilitadora para realização da análise estrutural e dimensionamento dos elementos estruturais. No entanto, para que isso seja feito de maneira correta e próxima à realidade é necessário que o engenheiro conheça o funcionamento do programa de forma aprofundada e saiba como proceder na escolha dos critérios uma vez que, o programa é responsável apenas pelo processamento dos dados adotados em sua interface.

Conclui-se que para realizar a concepção adequada de uma estrutura o projetista precisa compreender como os vários fatores podem vir a influenciar na estabilidade global da edificação para que dessa forma seja capaz de escolher o arranjo que melhor se adeque a situação pretendida de projeto.

REFERÊNCIAS

ABNT- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118** – Projeto de estruturas de concreto- Procedimento. Rio de Janeiro, 2014.

_____**NBR 6120** – Cargas para o cálculo de estruturas de edificações. Rio de Janeiro, 1980.

_____**NBR 6123** – Forças devido ao vento em edificações. Rio de Janeiro, 1988.

BARBOZA, Marcos Robiati. Concepção e análise de estruturas de edifícios em concreto armado. **Relatório de Iniciação Científica** – Universidade Estadual Paulista, Bauru, SP, 2008. Disponível em <<http://www.feb.unesp.br/pbastos/concreto1/Rel.%20Final%20Marcos.pdf>>. Acesso 17 de outubro de 2016.

BASTOS, Paulo Sérgio dos Santos. **Histórico e Principais Elementos Estruturais de Concreto Armado** – Notas de aula - Universidade Estadual Paulista, Bauru, SP, 2006. Disponível em <http://www.deecc.ufc.br/Download/TB798_Estruturas%20de%20Concreto%20I/HIST.pdf>. Acesso 31 de outubro de 2016.

BERNARDI, Douglas Francescato. **Estudo comparativo entre modelo de viga continua e o modelo de pórtico espacial para uma estrutura em concreto armado de pequeno porte**. Trabalho de conclusão de curso. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, RS, 2007.

CECCON, Jorge Luiz. **Análise dos efeitos de segunda ordem em pilares solicitados a flexão oblíqua composta**. Tese de Doutorado – Universidade de São Paulo, São Paulo, SP, 2008.

CÔRREA, Márcio Roberto Silva. **Aperfeiçoamento de modelos usualmente empregados no projeto de sistemas estruturais de edifícios**. Tese de Doutorado – Universidade de São Paulo, São Carlos, SP, 1991.

FONTES, Fernando Fernandes. **Análise estrutural de elementos lineares segundo a NBR 6118:2003**. 2005. Dissertação de mestrado – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, SP, 2005.

LACERDA, Maiza Moana Silva; FLORENCIO, Ágatha Cristine; DA SILVA, Wellington Andrade; DELALIBERA, Rodrigo Gustavo. **Avaliação dos critérios para análise da estabilidade global em edifícios de concreto armado**: estudo de caso. Universidade Federal de Goiás, GO, 2014.

MARTHA, Luiz Fernando. **Análise de Estruturas – Conceitos e Métodos Básicos**. 2ª Ed. Rio de Janeiro, RJ: Elsevier.

MASCIA, Nilson Tadeu; SOUZA, Martha Francisca Suassuna de; RODRIGUES, Rafael Bezerra. **Sistema estruturais de edificações e exemplos – Apostila** – Universidade Estadual de Campinas, Campinas, SP, 2008. Disponível em http://www.fec.unicamp.br/~nilson/apostilas/sistemas_estruturais_grad.pdf>. Acesso em 05 de novembro de 2016.

MONCAYO, Wiston Junior Zumaeta. **Análise de segunda ordem global em edifícios com estrutura de concreto armado**. 2011. Dissertação de Mestrado - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, SP. 2011. Disponível em: < <http://goo.gl/vi1k2A> > Acesso em 25 de outubro de 2016.

MONBEIG, Pierre. **Textos Clássicos: O estudo geográfico das cidades**. In: GEU – Grupo de Estudos Urbanos (org.). Cidades: Revista científica. v. 1, n. 2. Presidente Prudente: Grupo de Estudos Urbanos, 2004.

KIMURA, Alio. **Informática aplicada em estruturas de concreto armado**: cálculos de edifícios com o uso de sistemas computacionais. 1ª Ed. São Paulo: Editora PINI LTDA, 2007.

OLIVEIRA, Danielle Meireles de. **Parâmetros de Instabilidade Global das Estruturas de Concreto Armado Segundo a Nova NBR 6118**. Dissertação de mestrado – Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, MG, 2002.

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

PACHECO, Adriano; LORIGGIO, Daniel D. **Estudo comparativo entre os modelos pórtico plano e pórtico espacial na análise de estabilidade global de estrutura de concreto armado**. 54º Congresso Brasileiro do concreto, Maceio, AL, 2012.

PEREIRA, Anderson. **Projeto Ótimo de Pórticos Planos com Restrição à Flambagem**. Dissertação de mestrado – Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ, 2002.

PINTO, Rivelli da Silva. **Não linearidade física e geométrica no projeto de edifícios usuais de concreto armado**. Dissertação de mestrado – Universidade de São Paulo, São Carlos, SP, 1997.

POLIT, D. F.; BECK, C. T.; HUNGLER, B. P. **Fundamentos de pesquisa em enfermagem: métodos, avaliação e utilização**. Trad. de Ana Thorell. 5. ed. Porto Alegre: Artmed, 2004

RIBEIRO, Jairo Fonseca. **Estabilidade Global em Edifícios: análise dos efeitos de segunda ordem nas estruturas de concreto**. Trabalho de Conclusão de Curso – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, RS, 2010.

SILVEIRA, Guilherme Laini. **Análise das solicitações em modelos de grelha de vigas de concreto armado: determinação de parâmetros econômicos**. Trabalho de Conclusão de Curso – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, RS, 2009.

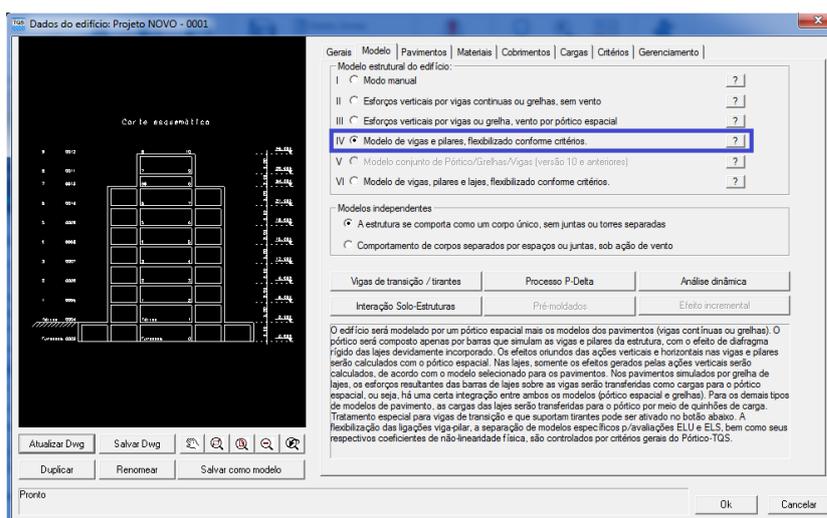
TQS INFORMÁTICA LTDA. **Sistema CAD-TQS** – Suporte para o usuário. São Paulo, 2017. Disponível em: < <http://www.tqs.com.br/> > Acessado dia 05/03/2017

TQS INFORMÁTICA LTDA. **Manual do usuário: Dominando os sistemas CAD/TQS – análise estrutural**. TQS Informática, v. 3, São Paulo, 2017.

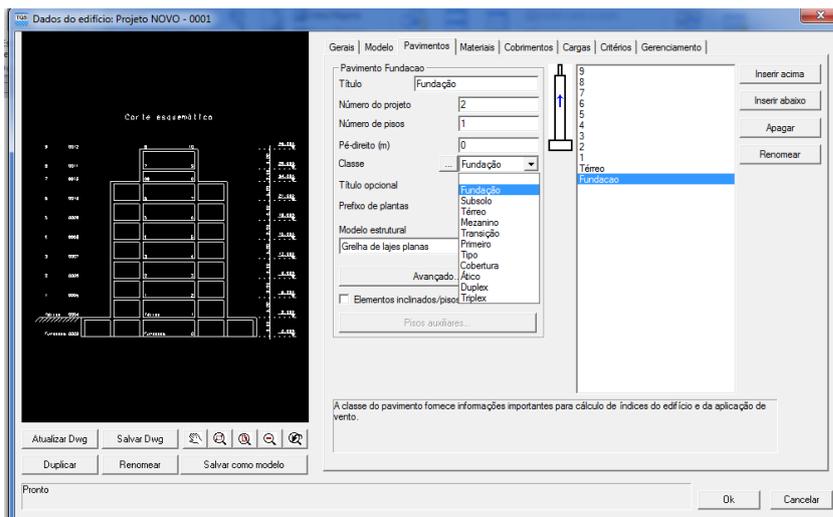
WORDELL, Fernando. **Avaliação da Instabilidade Global de Edifícios Altos**. Dissertação de Mestrado – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, RS, 2003.

APÊNDICE A – PROCEDIMENTO PARA O LANÇAMENTO DA ESTRUTURA NO SOFTWARE CAD/TQS.

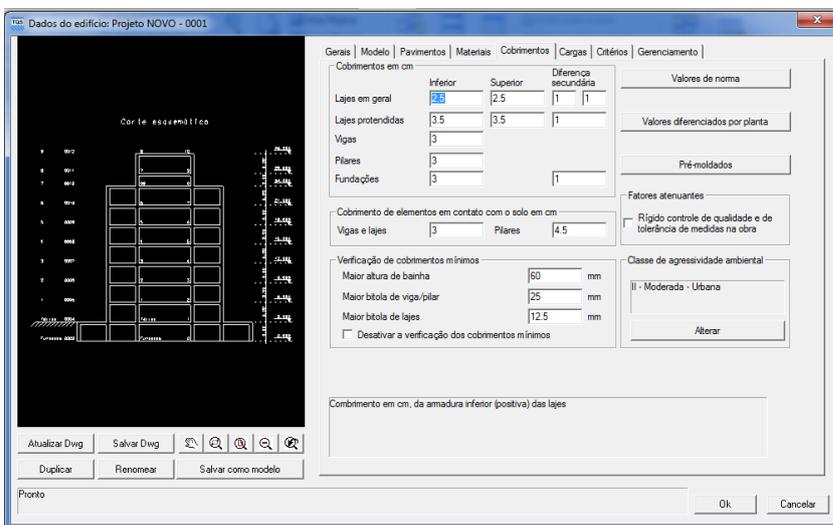
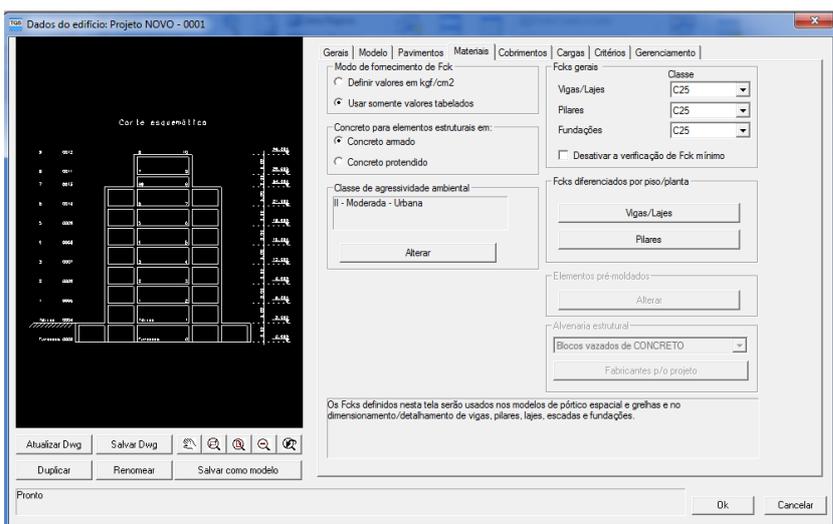
1. A partir dos dados obtidos pelo projeto arquitetônico da edificação, o qual constava a disposição e dimensão dos pilares, efetuou-se o desenho da planta de formas da estrutura no Software AutoCAD. O valor adotado para as vigas foi de 25x50 cm para paredes externas e 15x20 cm para paredes internas. O arquivo foi salvo no formato .dxf para que fosse compatível com o software CAD/TQS.
2. O primeiro passo no software CAD/TQS foi a criação de um novo edifício, nessa ferramenta são feitas várias considerações importantes que serão descritas nos próximos itens:
 - a) Definição do modelo optado para a modelagem da estrutura



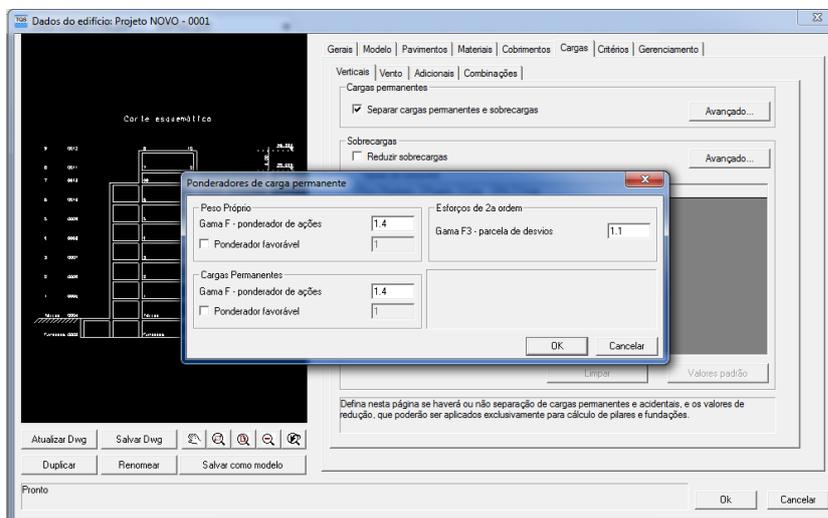
- b) Definição da quantidade de pavimentos: nessa etapa é importante verificar a classe do pavimento conforme mostrado na imagem, pois a consideração da altura para o cálculo do coeficiente de arrasto é a partir disso, por exemplo, a altura do Ático não é computada para o cálculo.



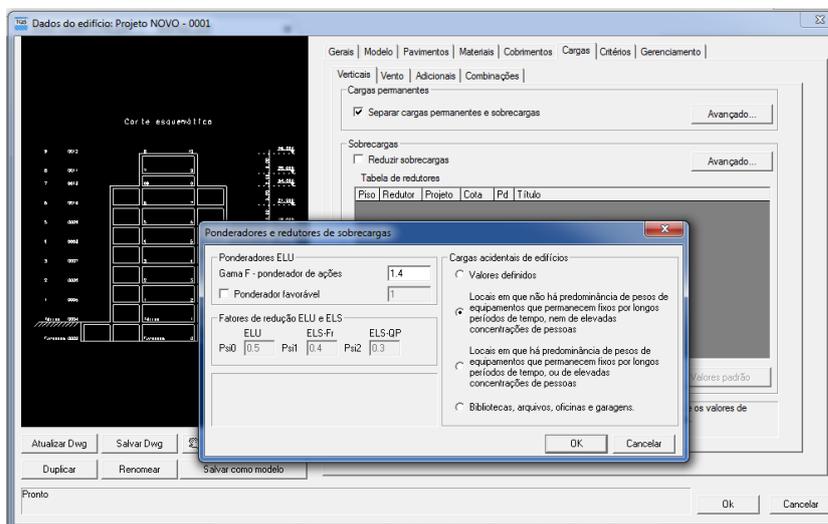
c) A aba materiais e cobrimentos foram adotadas as opções conforme as prescrições da NBR 6118 (2014):



- d) Na aba Cargas > verticais> Cargas permanentes>avançado: é feita a consideração dos coeficientes de ponderação das combinações de ação

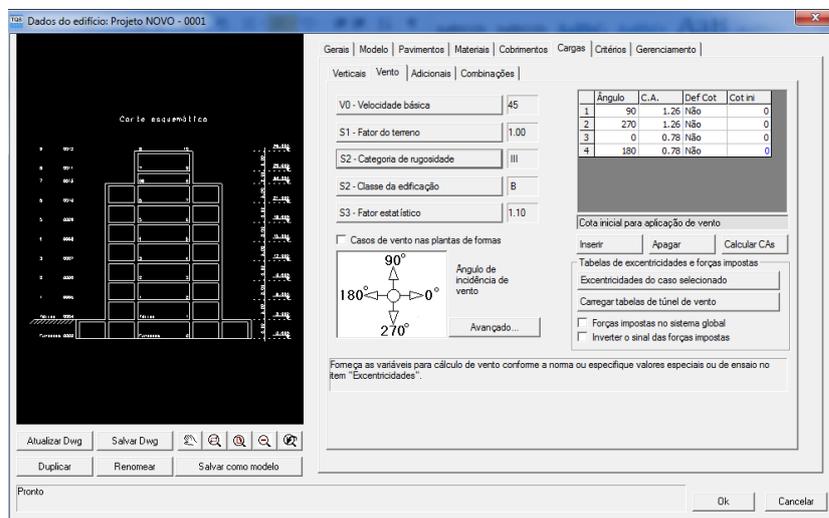


Ainda em Cargas> Verticais> Sobrecargas > Avançado: são definidos os fatores de ponderação e redução

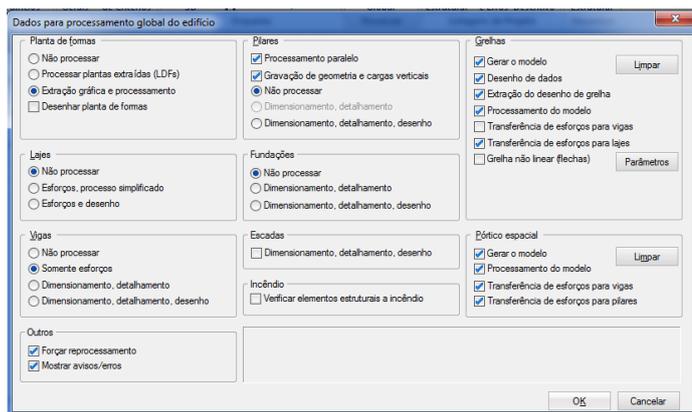


- e) Agora, na aba vento, são feitas as considerações para a carga de vento conforme a as características da edificação. Na botão Calcular CA's é feito o cálculo do coeficiente de arrasto, o programa faz a leitura automática das dimensões para definir, a partir do ábaco, os coeficientes de arrasto. (Caso a estrutura não tenha sido lançada, o programa não consegue "ler as dimensões" por isso é necessário manualmente definir um valor para CA, porque caso contrário o

programa não “cria” o edifício, daí, após o lançamento da estrutura é necessário voltar nesse item e recalculer o CA para que os esforços de vento sejam considerados de forma correta na estrutura).



3. Após serem definidos os dados do edifício pode-se iniciar o lançamento da estrutura através do modelador estrutural. Para facilitar o lançamento dos elementos a planta inicialmente efetuada no AutoCAD foi exportada para o modelador e assim a estrutura lançada.
4. Durante a modelagem é possível verificar a “consistência da planta” nessa ferramenta são apresentadas as inconsistências e erros, caso existam, permitindo que o projetista possa fazer as correções quando necessárias. Também é possível fazer o processamento do pavimento, nesse serão apresentados todos os dados referentes ao pavimento em que se está modelando.
5. Após finalizada a modelagem, foi realizado o processamento global da estrutura, como este trabalho tem o objetivo de avaliar os parâmetros de instabilidade, foram selecionadas as opções abaixo, o dimensionamento e detalhamento da estruturas não foi realizado.



6. Após o término do processamento global são emitidos os erros e avisos. Nessa ferramenta é possível analisá-los conforme a gravidade, sendo elas “leve”, “média” e “grave”, é importante, principalmente, que os erros graves sejam solucionados.

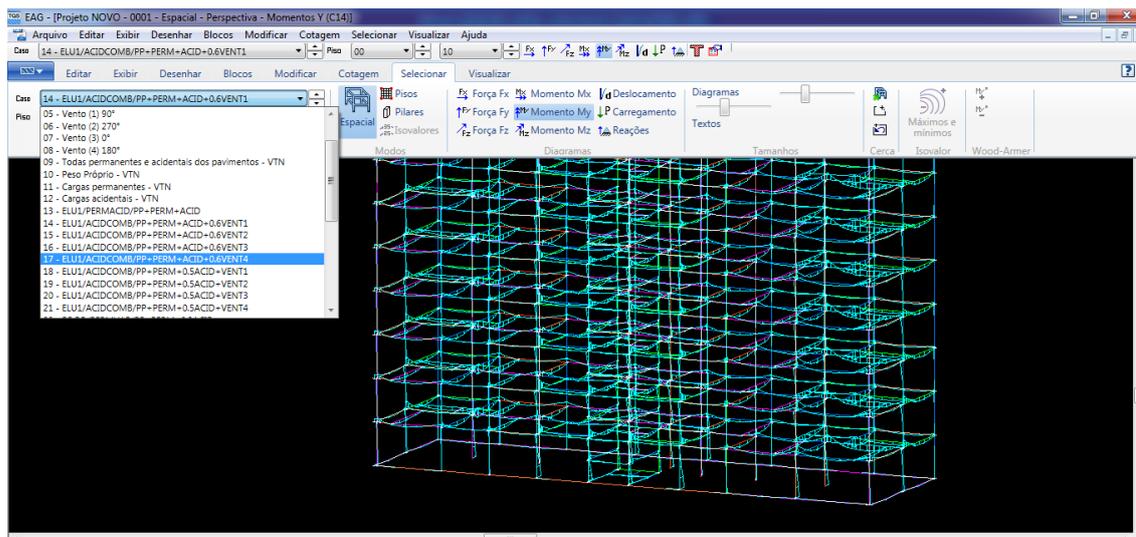
7. Depois de estar tudo conferido é possível verificar os parâmetros de instabilidade na ferramenta “estabilidade global” onde consta todas as combinações efetuadas bem como o valor dos parâmetros de instabilidade.

para consideração simplificada de esforços de 2a ordem.
Calculado como Gama2, mas leva em consideração o deslocamento horizontal das cargas verticais.
MultH Multiplicador de esforços horizontais derivado de FAVt
Alfa Parâmetro de instabilidade para estrutura reticulada simétrica
Obs Observações (A/B/C...). Quando definidas, ver significado a seguir.
RM2M1 Relação $1 + (M2/M1 * GamaF / GamaF3)$ p/cálculo por P-Delta

Parâmetro de estabilidade (Gama2) para os carregamentos simples de vento										
Caso	Ang	CTot	M2	CHor	M1	Mig	Gama2	Alfa	Obs	
5	90.	3373.0	145.5	125.3	1845.4	81.5	1.112	0.756	B	
6	270.	3373.0	145.5	125.3	1845.4	81.5	1.112	0.756	B	
7	0.	3373.0	67.1	26.6	424.6	81.5	1.252	1.144	B	
8	180.	3373.0	67.1	26.6	424.6	81.5	1.252	1.144	B	

Parâmetro de estabilidade (FAVt) para combinações de ELU - vigas e lajes										
Caso	Ang	CTot	M2	CHor	M1	MultH	FAVt	Alfa	Obs	
14	90.	3373.0	80.4	75.2	1107.3	1.056	1.112	0.715	B	D
15	270.	3373.0	94.2	75.2	1107.3	1.065	1.121	0.795	B	
16	0.	3373.0	40.6	16.0	254.8	1.192	1.254	1.162	B	
17	180.	3373.0	40.0	16.0	254.8	1.189	1.252	1.126	B	D
18	90.	3373.0	139.7	125.3	1845.4	1.056	1.112	0.736	B	D
19	270.	3373.0	151.3	125.3	1845.4	1.061	1.116	0.776	B	
20	0.	3373.0	67.5	26.6	424.6	1.191	1.253	1.154	B	
21	180.	3373.0	66.8	26.6	424.6	1.189	1.252	1.134	B	D

8. Os esforços nos pilares podem ser vistos pelo Visualizador de pórticos, nessa ferramenta é possível verificar os esforços para cada combinação.



Para satisfazer os objetivos propostos neste trabalho utilizou-se o Software CAD/TQS 19.10 versão UniPro Educacional. O Software oferece um modelo integrado que é formado por grelhas e pórticos espaciais que simulam computacionalmente a estrutura real. Os métodos matemáticos utilizados pelo programa permitem que essa simulação seja próxima a realidade (TQS Informática, 2017).