

UNIVERSIDADE DE CAXIAS DO SUL

ÁREA DO CONHECIMENTO DAS CIÊNCIAS EXATAS E ENGENHARIAS

FELIPE DAL PRÁ

**AÇÃO DO VENTO E DO DESAPRUMO: ESTUDO DE CASO EM UMA
EDIFICAÇÃO**

CAXIAS DO SUL

2023

FELIPE DAL PRÁ

**AÇÃO DO VENTO E DO DESAPRUMO: ESTUDO DE CASO EM UMA
EDIFICAÇÃO**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao
Curso de Engenharia Civil da Universidade de
Caxias do Sul – UCS como requisito parcial à
obtenção de título de engenheiro civil.

Orientador Prof. Me. Luciano Zatti

CAXIAS DO SUL

2023

FELIPE DAL PRÁ

**AÇÃO DO VENTO E DO DESAPRUMO: ESTUDO DE CASO EM UMA
EDIFICAÇÃO**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao
Curso de Engenharia Civil da Universidade de
Caxias do Sul – UCS como requisito parcial à
obtenção de título de engenheiro civil.

Orientador Prof. Me. Luciano Zatti

Aprovado em 04/07/2023

BANCA EXAMINADORA

Prof. Me. Luciano Zatti
Universidade de Caxias do Sul - UCS

Prof. Dr. Gustavo Ribeiro da Silva
Universidade de Caxias do Sul - UCS

Prof. Esp. Maurício Monteiro Almeron
Universidade de Caxias do Sul - UCS

"A percepção do desconhecido é a mais fascinante das experiências. O homem que não tem os olhos abertos para o misterioso passará pela vida sem ver nada..."

Albert Einstein

AGRADECIMENTOS

Agradeço primeiramente a Deus por sempre estar presente na minha vida, iluminar meu caminho e dar forças nos momentos mais difíceis.

Agradeço toda minha família, em especial minha mãe Simone e irmã Jéssica que estiveram ao meu lado torcendo e apoiando, pela constante motivação, orientação e amor ao longo de todos esses anos. Pelos conselhos que por muitas vezes se fizeram indispensáveis, pelo incentivo a sempre continuar estudando, e principalmente, pela compreensão dos momentos em que estive mais distante, mas que se fizeram necessários.

Agradeço minha namorada Fernanda, pela paciência, companheirismo, compreensão e por dividir as minhas preocupações e angústias.

Agradeço aos meus amigos pela compreensão pelas muitas das renúncias assim necessárias, pelos conselhos e por ajudarem a aliviar a carga nos momentos de lazer.

Agradeço também ao meu professor orientador, Prof. Me. Luciano Zatti, pela disponibilidade, atenção e dedicação no assessoramento que foram indispensáveis para conclusão deste trabalho.

Aos demais professores componentes do corpo docente do curso de Bacharelado em Engenharia Civil da Universidade de Caxias do Sul, essenciais para a minha construção como profissional.

Aos meus colegas de curso, pelas dicas e auxílios ao longo desde trabalho e da graduação num todo, bem como, pela amizade e companheirismo dispensado.

A todos que estiveram sempre ao meu lado e torceram por mim, meu sincero agradecimento.

RESUMO

Visando o aspecto da segurança estrutural nas edificações de grande porte ou com arquitetura esbelta como edifícios altos, pontes, galpões e coberturas o vento é levado como um dos principais fatores para a análise estrutural. Já os deslocamentos horizontais da estrutura, causados pelo vento ou mesmo pelo desaprumo, podem modificar a distribuição das cargas verticais, gerando novos esforços e deslocamentos na estrutura, chamados de efeitos de segunda ordem. Estes efeitos podem ser extremamente importantes e significativos em algumas estruturas já em outras, podem ser dispensados. Para avaliar a estabilidade global de edifícios de concreto armado de forma prática dois parâmetros são apresentados na NBR 6118:2014 o parâmetro α e o coeficiente γ_z , responsáveis por classificar as estruturas como sendo de nós fixos ou móveis e indicar se os efeitos de segunda ordem podem ou não ser desprezados. O estudo da ação do vento nas estruturas é de grande importância visto que o mal dimensionamento pode prejudicar a o estado limite de serviço (ELS) e a segurança num todo da edificação podendo ocasionar o colapso da mesma. O presente trabalho tratou de um estudo de caso em edificação de pequeno porte, onde foram analisados o parâmetro α , e os coeficientes γ_z , FAVt e RM2M1 que classificam a estabilidade da estrutura, bem como os momentos gerados pelo momento de desaprumo (Mig), e o momento causado pelo vento (M1). Essa análise foi realizada em dois modelos estruturais, um considerando uma junta de dilatação e outro que não possuía. Como resultados obteve-se os casos críticos na direção X da estrutura, com ventos a 0° e 90° , com os esforços de vento sendo superiores 4,2 e 5,6 vezes em relação ao desaprumo em todos os casos. E referente a estabilidade global da estrutura, todos os parâmetros analisados e comparados com norma indicam que a estrutura é classificada como sendo de nós fixos, bem como os deslocamentos horizontais e entre pisos que estão dentro do limite permitido pela norma.

Palavras-chave: desaprumo; vento; estabilidade global; edificação de pequeno porte.

ABSTRACT

Aiming at the aspect of structural safety in large buildings or buildings with slender architecture such as tall buildings, bridges, sheds and roofs, wind is taken as one of the main factors for structural analysis. On the other hand, horizontal displacements of the structure, caused by wind or even out of plumbness, can modify the distribution of vertical loads, generating new efforts and displacements in the structure, called second-order effects. These effects can be extremely important and significant in some structures while in others they can be dispensed with. In order to assess the global stability of reinforced concrete buildings in a practical way, two parameters are presented in NBR 6118:2014, the parameter α and the coefficient γ_z , responsible for classifying the structures as being with fixed or mobile nodes and indicating whether the second order effects may or may not be neglected. The study of wind action on structures is of great importance since poor design can impair the service limit state (SLS) and the safety of the building, which can lead to its collapse. The present work dealt with a case study in a small building, where the parameter α was analyzed, and the coefficients γ_z , FAVt and RM2M1 that classify the stability of the structure, as well as the moments generated by the out of plumb moment (Mig), and the moment caused by the wind (M1). This analysis was performed on two structural models, one considering an expansion joint and another that did not have one. As a result, the critical cases were obtained in the X direction of the structure, with winds at 0° and 90°, with the wind efforts being 4.2 and 5.6 times higher than the out of plumb position in all cases. And referring to the overall stability of the structure, all parameters analyzed and compared with the standard indicate that the structure is classified as being with fixed nodes, as well as the horizontal displacements and between floors that are within the limit allowed by the standard.

Keywords: wind; global stability; small-scale building

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Fluxo de cargas em uma estrutura	19
Figura 2 - Imperfeição geométrica global.	24
Figura 3 - Imperfeição geométrica local.....	25
Figura 4 - Isopletas de velocidade básica	28
Figura 5 - Fator topográfico S1	29
Figura 6 - Dimensões horizontais para os ábacos de coeficiente de arrasto.....	34
Figura 7 - Coeficiente de arrasto para vento de baixa turbulência	34
Figura 8 - Coeficiente de arrasto para vento de alta turbulência	35
Figura 9 - Esquema em planta da análise de vento existente no CAD/TQS	37
Figura 10 - Esquema para análise de vento conforme o Sistema CAD/TQS	37
Figura 11 - Efeitos de primeira ordem	39
Figura 12 - Efeitos de segunda ordem	39
Figura 13 - Iterações do processo P- Δ	44
Figura 14 - Iterações do processo P- Δ em edifícios de múltiplos andares	44
Figura 15 - Deslocamentos horizontais entre os pavimentos	45
Figura 16 - Estrutura não simétrica	47
Figura 17 - Aplicação do carregamento vertical na estrutura.....	47
Figura 18 - Deslocamento horizontal devido ao carregamento vertical	48
Figura 19 - Incidência do vento no sentido contrário do deslocamento	48
Figura 20 - Incidência do vento no mesmo sentido do deslocamento.....	49
Figura 21 - Modelo ELU e ELS no TQS.....	51
Figura 22 - Limitações para deslocamentos laterais de edifícios	52
Figura 23 - Divisão de pavimentos.....	54
Figura 24 - Planta baixa	55
Figura 25 – Cobrimentos	56
Figura 26 - Junta de dilatação.....	57
Figura 27 - Planta de pilares	58
Figura 28 - Planta de vigas pavimento tipo	59
Figura 29 - Planta de vigas cobertura	60
Figura 30 - Planta de lajes pavimento tipo	61
Figura 31 - Planta de lajes cobertura	62
Figura 32 - Modelo estrutural 3D	63

Figura 33 - Carregamentos distribuídos nas lajes.....	64
Figura 34 - Cargas de alvenaria.....	65
Figura 35 - Coeficientes para consideração de vento.....	66
Figura 36 - Divisão da estrutura.....	66
Figura 37 - Estrutura inteira.....	67
Figura 38 - Resumo coeficiente de arrasto.....	68
Figura 39 - Casos de vento analisados.....	71
Figura 40 - Flecha nas lajes.....	72
Figura 41 - Deslocamento no topo.....	74
Figura 42 - Deslocamento entre pisos.....	75
Figura 43 - $M1 \times Mig$	76
Figura 44 - Coeficiente γ_z	78
Figura 45 - Variação do FAV_t	80
Figura 46 - Variação do coeficiente $RM2M1$	82
Figura 47 - Resultados de γ_z , FAV_t e $RM2M1$ para edificação com junta de dilatação.....	83
Figura 48 - Resultados de γ_z , FAV_t e $RM2M1$ para edificação sem junta de dilatação.....	84

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Parâmetros meteorológicos para o fator S2.....	32
Tabela 2 - Valores mínimos do fator S3.....	32
Tabela 3 - Análise estrutura 1 (azul)	67
Tabela 4 - Análise estrutura 2 (verde)	67
Tabela 5 - Análise estrutura total.....	68
Tabela 6 - Combinações de carga para o ELU	69
Tabela 7 - Combinações para o ELS	69
Tabela 8 - Momento de desaprumo	73
Tabela 9 - Deslocamento horizontal absoluto	73
Tabela 10 - Deslocamento horizontal entre pavimentos	75
Tabela 11 - Momento de primeira ordem das cargas horizontais.....	76
Tabela 12 - Parâmetro de instabilidade α (edificação com junta)	77
Tabela 13 - Parâmetro de instabilidade α (edificação sem junta).....	77
Tabela 14 - Coeficiente γ_z	78
Tabela 15 - Coeficiente FAVt (Ed. com junta de dilatação)	79
Tabela 16- Coeficiente FAVt (Ed. sem junta de dilatação).....	79
Tabela 17 - Coeficiente RM2M1 (Ed. com junta de dilatação)	81
Tabela 18 - Coeficiente RM2M1 (Ed. sem junta de dilatação).....	81

LISTA DE ABREVIATURAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
Ca	Coefficiente de arrasto
CAA	Classe de agressividade ambiental
cm	Centímetro(s)
Ec	Módulo de elasticidade do concreto
ELS	Estado limite de serviço
ELU	Estado limite último
Fa	Força de arrasto
FAVt	Fator de amplificação de esforços horizontais ou de vento
fck	Resistência característica à compressão do concreto
H	Altura total da estrutura
kg/m ³	Quilograma por metro cúbico
kN	Quilonewton
kN/m ²	Quilonewton por metro quadrado
m	Metro
m/s	Metro por segundo
mm	Milímetro
MPa	Megapascal(ais)
NBR	Norma Brasileira
NR	Norma regulamentadora
q	Pressão dinâmica do vento
RM ₂ M ₁	Coefficiente de avaliação da relação entre os efeitos globais finais de primeira e segunda ordem obtidos a partir da análise P-Δ
tf/m ²	Tonelada-força por metro quadrado
V0	Velocidade básica
Vk	Velocidade característica do vento

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	14
1.1	TEMA DA PESQUISA	15
1.2	QUESTÃO DE PESQUISA	15
1.3	OBJETIVO GERAL	15
1.4	OBJETIVO ESPECÍFICOS.....	15
1.5	HIPÓTESES	15
1.6	PRESSUPOSTOS.....	16
1.7	PREMISSAS/DELIMITAÇÕES.....	16
1.8	DELINEAMENTO.....	16
2	REFERENCIAL TEÓRICO	18
2.1	ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO	18
2.1.1	Elementos estruturais	18
2.1.1.1	Lajes.....	20
2.1.1.2	Vigas	20
2.1.1.3	Pilares.....	21
2.1.1.4	Fundações.....	21
2.2	AÇÕES ATUANTES NA ESTRUTURA	21
2.2.1	Ações verticais	22
2.2.2	Ações horizontais.....	23
2.2.3	Imperfeição geométrica	23
2.2.4	Imperfeições globais (desaprumo).....	24
2.2.4.1	Imperfeições locais	25
2.2.5	Vento	26
2.2.5.1	Velocidade básica do vento (V_0).....	27
2.2.5.2	Fator topográfico (S1).....	28
2.2.5.3	Fator de rugosidade e classe (S2).....	30
2.2.5.4	Fator estatístico (S3)	32
2.2.5.5	Pressão dinâmica do vento (q)	33
2.2.5.6	Coeficiente de arrasto (C_a)	33
2.2.5.7	Força de arrasto (F_a)	35
2.2.6	Análise do vento no sistema TQS	36
2.3	ESTABILIDADE GLOBAL	38

2.3.1	Efeitos de primeira e segunda ordem.....	38
2.3.2	Parâmetro de instabilidade α	39
2.3.3	Coeficiente γz	41
2.3.4	Processo P- Δ	43
2.3.5	Fator de amplificação FAVt.....	46
2.3.6	Coeficiente RM_2M_1	49
2.3.7	Critérios de pórticos para análise em serviço.....	51
2.3.8	Parâmetros de controle dos deslocamentos laterais.....	51
3	METODOLOGIA.....	53
3.1.1	Projeto arquitetônico	54
3.1.2	Análise dos efeitos de segunda ordem	56
3.1.3	Modelo estrutural.....	56
3.1.3.1	Lançamento dos elementos estruturais	57
3.1.3.2	Modelo estrutural TQS.....	63
3.1.4	Ações e combinações	63
3.1.4.1	Cargas verticais	64
3.1.4.2	Cargas horizontais.....	65
3.1.4.3	Cargas devido às imperfeições globais	68
3.1.4.4	Combinação de ações.....	69
3.1.5	Estabilidade global.....	70
3.1.5.1	Considerações para o desaprumo	70
3.1.5.2	Classificação da deslocabilidade.....	70
3.1.5.3	Método de processamento dos esforços.....	70
4	RESULTADOS	71
4.1.1	Flecha nas lajes.....	72
4.1.2	Momento de desaprumo por imperfeições globais.....	73
4.1.3	Deslocamentos laterais absolutos.....	73
4.1.4	Deslocamento entre pisos.....	74
4.1.5	Momento de primeira ordem das cargas horizontais	75
4.1.6	Comparação entre os momentos de vento e desaprumo	76
4.1.7	Parâmetro de instabilidade α	77
4.1.8	Coeficiente γz	77
4.1.9	Coeficiente FAVt.....	78

4.1.10	Coefficiente RM2M1	80
4.1.11	Comparação entre γ_z , FAVt e RM2M1	83
5	CONCLUSÕES.....	85
5.1.1	Sugestões para trabalhos futuros.....	87
	REFERÊNCIAS	88
	APÊNDICE A – DIMENSIONAMENTO DE PILARES – MODELO COM A JUNTA DE DILATAÇÃO	91
	APÊNDICE B – DIMENSIONAMENTO DE PILARES – MODELO SEM A JUNTA DE DILATAÇÃO	92
	APÊNDICE C – DIMENSIONAMENTO DE VIGAS – MODELO COM A JUNTA DE DILATAÇÃO.....	93
	APÊNDICE D – DIMENSIONAMENTO DE VIGAS – MODELO SEM A JUNTA DE DILATAÇÃO.....	96
	APÊNDICE E – PRINCIPAIS COEFICIENTES UTILIZADOS NO TQS.....	99
	APÊNDICE F – LISTAGEM COM RESULTADOS DE PARÂMETROS DE ESTABILIDADE GLOBAL DO EDIFÍCIO COM A JUNTA DE DILATAÇÃO	109
	APÊNDICE G – LISTAGEM COM RESULTADOS DE PARÂMETROS DE ESTABILIDADE GLOBAL DO EDIFÍCIO SEM A JUNTA DE DILATAÇÃO	112

1 INTRODUÇÃO

Sabe-se que o setor da engenharia civil com o passar dos anos vem sendo cada vez mais solicitado. Os projetos das edificações necessitam de soluções mais complexas, tanto no dimensionamento, como a necessidade de um olhar mais apurado quanto ao fator econômico. A grande parte das obras e projetos vem sendo otimizados para que sejam de fácil execução, alto desempenho, necessitem de um baixo custo, mas que propiciem um alto lucro.

As estruturas têm como função principal a distribuição das cargas verticais provenientes do peso próprio da estrutura, cargas de utilização e cargas permanentes, bem como a das cargas horizontais como vento, desaprumo, sismos, empuxo de solo ou mesmo impacto de veículos na estrutura. A ABNT NBR 6118:2014 e a ABNT NBR 6123:1988 prescrevem as considerações de ações provenientes do desaprumo global e do vento, respectivamente. Ambas são modeladas como forças que atuam horizontalmente na estrutura, de forma conjunta ou isolada.

Visando o aspecto da segurança estrutural em edificações de grande porte ou com arquitetura esbelta como edifícios altos, pontes, galpões e coberturas o vento é levado como um dos principais fatores para a análise estrutural. Porém, o presente trabalho trata de uma edificação de pequeno porte, onde o desaprumo da edificação tende a influenciar mais na estabilidade da estrutura, com isso, serão comparados o desaprumo e os efeitos do vento na edificação a fim de determinar o caso crítico.

Esses deslocamentos horizontais que modificam a distribuição das cargas verticais geram novos esforços e deslocamentos na estrutura, chamados de efeitos de segunda ordem. Estes efeitos podem ser extremamente importantes e significativos em algumas estruturas já em outras, podem ser desconsiderados. Caso os efeitos sejam significativos, com esforços maiores que 10% deve-se realizar a análise de segunda ordem.

A NBR 6118:2014 traz dois parâmetros utilizados para verificar a estabilidade global da estrutura, o α e o γ_z , o primeiro avalia a adequação do sistema de contraventamento, classificando a estrutura como sendo de nós rígidos ou móveis. Já o segundo parâmetro serve para majoração dos esforços de primeira ordem, auxiliando a determinação dos efeitos finais de cálculo, já que apresenta também as mesmas classificações avaliadas pelo parâmetro γ_z .

O projeto estrutural deve garantir que nenhuma parte da edificação atinja o estado limite último de instabilidade, ou seja, a capacidade resistente da estrutura devido as deformações sofridas. Portanto, o sistema de travamento, independentemente do número de pavimentos, pilares ou dimensões deve ser verificado e devidamente dimensionado.

1.1 TEMA DA PESQUISA

Estabilidade global em uma edificação de pequeno porte.

1.2 QUESTÃO DE PESQUISA

Qual é a influência do vento e do desaprumo numa edificação de pequeno porte considerando as normas vigentes para a estabilidade global da estrutura?

1.3 OBJETIVO GERAL

Analisar os deslocamentos causados pela influência do vento e do desaprumo na edificação considerando as normas vigentes e com auxílio do *software* TQS.

1.4 OBJETIVO ESPECÍFICOS

A partir do objetivo geral, se consolidaram os objetivos específicos a seguir:

- a) avaliar o desaprumo na edificação;
- b) avaliar o deslocamento causado pelas forças do vento;
- c) analisar os deslocamentos causados pela influência do vento e do desaprumo na estrutura da edificação;
- d) analisar a estabilidade global da edificação;
- e) definir entre desaprumo e o vento qual é o caso crítico;
- f) avaliar todos os parâmetros para os dois modelos estruturais: com junta de dilatação e sem.

1.5 HIPÓTESES

As edificações de pequeno porte tentem a ter deslocamentos mais significativos em relação ao desaprumo do que a ação do vento.

1.6 PRESSUPOSTOS

Considerou-se que ao seguir as normas vigentes para dimensionamento de estruturas de concreto armado e de edificações considerando as ações do vento serão suficientes para realização do trabalho. Visto que o objetivo do trabalho não é analisar a eficiência das mesmas.

1.7 PREMISSAS/DELIMITAÇÕES

Para o presente trabalho foram consideradas as seguintes premissas:

- a) será utilizado o *software* TQS para dimensionamento da estrutura;
- b) será utilizado o *software* TQS para análise da estrutura;
- c) o objeto de estudo será uma edificação com cinco pavimentos;
- d) o dimensionamento das fundações será desconsiderado;
- e) a resistência característica do concreto a compressão (f_{ck}) será de 25 MPa;
- f) estrutura em concreto armado;
- g) utilização da norma vigente para dimensionamento das estruturas de concreto armado (ABNT NBR 6118:2014);
- h) utilização da norma vigente para dimensionamento considerando as forças do vento (ABNT NBR 6123:1988).

1.8 DELINEAMENTO

O presente trabalho foi desenvolvido com a utilização de *softwares* para modelagem da estrutura de concreto armado e posterior verificação dos efeitos causados pelas forças do vento e do desaprumo na edificação. Após a análise dos efeitos foram comparados os efeitos do desaprumo e do vento na estabilidade global do objeto de estudo. Os capítulos deste trabalho apresentarão os seguintes itens:

- a) capítulo 1 apresenta a introdução e diretrizes de pesquisa tratando com uma abordagem geral do tema proposto com informações importantes que serão discutidas ao longo do trabalho. Bem como as especificidades da pesquisa como tema, objetivos, hipóteses, pressupostos e premissas;

- b) capítulo 2 trata da revisão bibliográfica, com tópicos de importância que serão a base de pesquisa e embasando o desenvolvimento do trabalho;
- c) capítulo 3 apresenta a metodologia utilizada para verificação dos resultados;
- d) capítulo 4 trata dos resultados obtidos;
- e) capítulo 5 trata das conclusões que o autor obteve.

2 REFERENCIAL TEÓRICO

2.1 ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO

O concreto armado é formado basicamente pela associação de concreto e aço. Sua grande utilização se dá principalmente pelo atendimento das necessidades econômicas e estruturais no setor da construção civil. O surgimento e a utilização desses materiais resultou num grande avanço na área da engenharia estrutural no período da Revolução Industrial. No século XX, o avanço dos métodos construtivos e dos métodos de cálculo no Brasil foi notável (MARTHA, 2010).

A modernização dos projetos arquitetônicos atualmente exige cada vez mais o aumento da complexidade estrutural a fim de permitir a execução dos projetos. Com isso a necessidade de vãos maiores, estruturas mais esbeltas e a verticalização das mesmas se tornou mais comum. O crescimento das cidades está diretamente ligado à evolução estrutural, utilização de novos materiais, técnicas construtivas e novas tecnologias. A demanda em permitir a concepção e execução dessas novas exigências de projeto mudaram drasticamente a análise dos projetos estruturais, permitindo assim o surgimento de novos sistemas estruturais.

Segundo Bastos (2006), a utilização do concreto armado data do ano de 1904 no Brasil, sendo utilizado para construção de casas e sobrados na cidade de Copacabana, Rio de Janeiro. Porém apenas em 1940 que foi lançada a primeira norma relacionada ao concreto armado de fato, a chamada NR-1 “Projeto e execução de obras de concreto armado”. Com o passar do tempo outras normas foram criadas ou mesmo reformuladas conforme o avanço dos estudos sobre o assunto, atualmente a norma vigente para as estruturas de concreto armado é a NBR 6118 “Projetos de estruturas de concreto”. Segundo a ABNT NBR 6118:2014 espera-se que as estruturas de concreto armado sejam projetadas visando a segurança, estabilidade e aptidão em serviço durante todo o período que corresponde à vida útil da estrutura.

2.1.1 Elementos estruturais

Para Bastos (2006), os elementos estruturais mais importantes nas construções de concreto armado independente do porte, são as lajes, as vigas e os pilares. A depender do tipo de construção ainda existem outros elementos, como blocos e sapatas de fundação, muros de

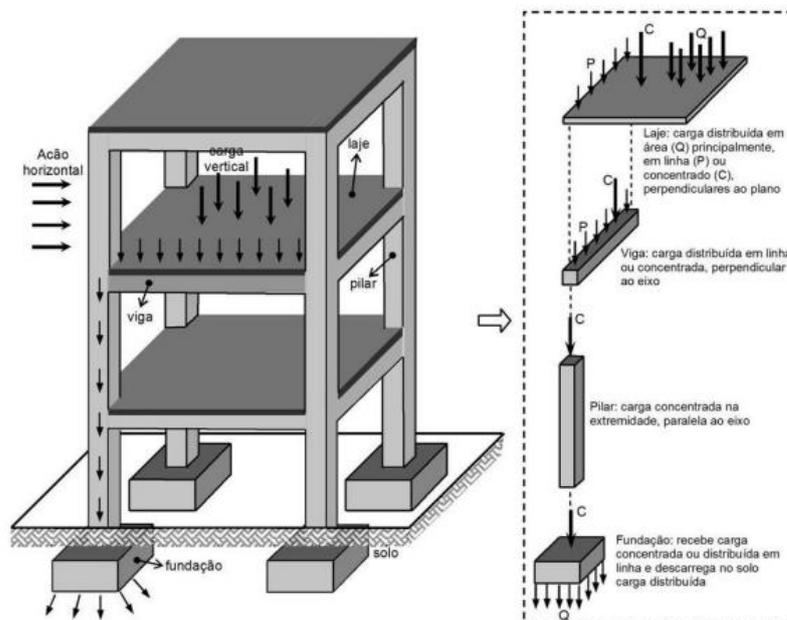
arrimo, vigas-parede, escadas, etc. O autor classifica os elementos estruturais de acordo com a ordem de grandeza do comprimento, altura e espessura dos elementos:

- elementos lineares: possuem a altura e a espessura muito menores do que o comprimento. Exemplo: vigas e pilares;
- elementos bidimensionais: possuem o comprimento e a largura muito maiores do que a espessura. Exemplo: lajes;
- elementos tridimensionais: as três dimensões têm as mesmas ordens de grandezas. Exemplo: blocos e sapatas de fundação.

Para Giongo (2007), a segurança da edificação está diretamente ligada à disposição dos elementos estruturais, sendo que essa disposição deve estar compatibilizada com o projeto arquitetônico. Em edifícios de concreto armado, os elementos que constituem o sistema estrutural são as lajes, vigas e pilares, ou mesmo a união desses elementos.

Ainda segundo o autor é de extrema importância que os elementos possuam sua funcionalidade de acordo com os esforços solicitantes para que tenham a sua segurança garantida. Todos os elementos da estrutura trabalham de modo a transferir as cargas, de um elemento ao outro até que todas sejam dissipadas nas fundações e por fim no solo, conforme mostrado na Figura 1.

Figura 1 - Fluxo de cargas em uma estrutura



Fonte: Melo (2013)

Segundo Pinheiro (2003), os fatores técnicos e econômicos influenciam diretamente no sistema estrutural a ser utilizado. Esses fatores podem ser: disponibilidade de equipamentos e mão de obra qualificada, materiais necessários e competência técnica para o desenvolvimento do projeto e execução. Já em edifícios residenciais o fator com maior influência é o econômico.

2.1.1.1 Lajes

As lajes são elementos planos, onde serão aplicados carregamentos, distribuídos de maneira uniforme sobre a superfície. Segundo os autores além da transmissão de cargas para as vigas de apoio em casos específicos podem ser transferidas diretamente para os pilares da edificação. Os tipos de lajes mais comuns na construção são lajes maciças, nervuradas, lisas e cogumelo (BASTOS, 2006, CLÍMACO, 2008).

Araújo (2010) explica que a função primordial das lajes é receber os carregamentos provenientes da utilização da edificação, aplicados sobre pisos/lajes, e transmitir para as vigas. As lajes também distribuem as ações horizontais entre os elementos estruturais de contraventamento.

Segundo Bastos (2006), os carregamentos que atuam sobre as lajes são provenientes de: pessoas, móveis, máquinas, equipamentos, paredes, veículos, e outros tipos de cargas conforme a finalidade arquitetônica. As lajes recebem uma grande parcela das cargas da edificação.

Giongo (2007) indica que as lajes consomem em média 50% da quantidade total de concreto utilizada na construção da edificação. Araújo (2010) menciona a existência de vários tipos de lajes, como as lajes maciças, lajes nervuradas, e lajes pré-moldadas. Elas devem ter compatibilidade com o projeto arquitetônico, sendo que a escolha das lajes a serem utilizadas também depende de fatores econômicos e de segurança.

2.1.1.2 Vigas

As vigas são constituídas de elementos com a forma de barras normalmente retas e horizontais, sujeitas normalmente a esforços de flexão. A viga tem como função receber as ações de outros elementos estruturais como lajes, outras vigas, paredes de alvenaria, e transferi-las para os elementos de apoio (pilares), (ALVA, 2007, REBELLO, 2000).

Bastos (2017) diz que para não serem perceptíveis visualmente no projeto arquitetônico os engenheiros e arquitetos costumam embutir nas paredes de vedação as vigas. Portanto, a

largura das vigas acaba sendo consequência da largura final da parede em muitos casos, sendo que esta depende do tipo de alvenaria e espessura de argamassa de revestimento nas paredes. A altura das vigas, entretanto, varia conforme diversos fatores como o vão a ser vencido, o carregamento e a resistência do concreto. A altura visa garantir a resistência mecânica e baixa deformidade da peça.

2.1.1.3 Pilares

Os pilares são elementos dispostos verticalmente, onde as forças compressivas geralmente são dominantes na estrutura. As ações que atuam sobre os pilares são transferidas aos elementos de fundação ou a outros elementos de apoio (BASTOS, 2006).

Segundo Scadelai e Pinheiro (2005), os pilares recebem as ações devido aos carregamentos nos diversos níveis da edificação e transmitem as ações para as fundações. Os pilares, em conjunto com as vigas, formam os pórticos, que possuem elevada resistência com relação às ações horizontais e verticais e garantem a estabilidade da estrutura.

2.1.1.4 Fundações

As fundações têm como objetivo a transferência das cargas da edificação para as camadas mais resistentes de solo. A escolha do tipo de fundação varia conforme as cargas da edificação e da profundidade da camada resistente de solo, sendo estas, obtidas através da execução de sondagens. Os principais tipos de fundações são as fundações superficiais (diretas ou rasas) e as fundações profundas (indiretas) (VELLOSO; LOPES, 2010).

Barros (2011), diz que ao construir uma estrutura, suas fundações têm como objetivo fornecer suporte e resistência aos carregamentos da edificação. As fundações devem estar em solos rígidos e resistentes o suficiente para impedir possíveis deformações ou mesmo ruptura do sistema estrutural.

2.2 AÇÕES ATUANTES NA ESTRUTURA

De acordo com a ABNT NBR 8681:2003, as ações que devem ser previstas em um elemento estrutural, como uma viga, um pilar ou uma laje são classificadas em permanentes, variáveis ou excepcionais. Por ações permanentes, entende-se como sendo as características

intrínsecas do material constituinte do elemento estrutural, por exemplo, o peso próprio da estrutura e dos elementos construtivos permanentes, peso de equipamentos fixos, empuxos devido ao peso próprio de solos não removíveis, entre outros. Segundo Araújo (2010) as ações permanentes acontecem com valores constantes ou de pequenas variabilidades durante toda a vida útil da edificação. Também podem ocorrer ações permanentes indiretas na estrutura, como a protensão, recalques de apoio e retração de materiais. Para o cálculo das cargas acidentais, sendo elas as que atuam sobre a estrutura em função do uso (pessoas, móveis, veículos, materiais diversos) a ABNT NBR 6120:2019 traz tabelas que auxiliam no cálculo.

Segundo Araújo (2010) as cargas variáveis são dadas por ações extraordinárias e corriqueiras atuantes na estrutura, como a força dos ventos, variações de temperatura, pressões hidrostáticas e hidrodinâmicas, entre outros. Segundo a ABNT NBR 8681:2003 as ações variáveis ainda podem ser classificadas como variáveis normais e especiais, onde as normais possuem uma probabilidade grande de ocorrência, onde os efeitos devem ser considerados no projeto das estruturas. E as variáveis especiais, como ações sísmicas, cargas de natureza e intensidade especiais. As combinações de ações em que possuem ações especiais devem ser especificamente definidas para as situações especiais consideradas.

Ainda de acordo com a ABNT NBR 8681:2003 as ações excepcionais são oriundas de ações como explosões, choques de veículos, enchentes ou sismos excepcionais. Para o dimensionamento, as cargas permanentes são consideradas em sua totalidade, enquanto as cargas variáveis no somatório das forças podem ser minoradas pelos coeficientes previstos na norma, visto que a atuação das mesmas não ocorre durante todo o tempo.

De acordo com Adorna *et al.* (2021), as ações das cargas que atuam nas estruturas podem ser categorizadas como verticais ou horizontais. O dimensionamento do elemento deve levar em conta todas as cargas atuantes visto que estes carregamentos geram tensões internas e deformações permanentes e variáveis.

2.2.1 Ações verticais

Segundo Adorna *et al.* (2021), as cargas verticais se dão principalmente pelo peso próprio, revestimento e carga acidental de uso. A ABNT NBR 6120:2019 classifica as ações verticais como sendo permanentes ou variáveis. Estas cargas podem ser classificadas como cargas distribuídas, quando se distribuem uniformemente no elemento estrutural ou cargas concentradas quando ocorrem em pontos específicos.

A ABNT NBR 6120:2019 informa os valores usuais para carregamentos permanentes e acidentais, onde presume-se que as estruturas sejam projetadas para suportar as cargas variáveis indicadas. Em áreas onde há a ocorrência de várias categorias de utilização, deve-se utilizar a categorias que produz os efeitos mais desfavoráveis.

2.2.2 Ações horizontais

Carmo (1995) afirma que as principais ações horizontais em edificações consideradas para a análise da estabilidade são basicamente referentes à ação do vento e as imperfeições geométricas. Segundo a ABNT NBR 6118:2014 os carregamentos do vento e do desaprumo não precisam ser sobrepostos, bastando analisar apenas o mais desfavorável. A ABNT NBR 6123:1988 especifica os cálculos para a força do vento e a ABNT NBR 6118:2014 para o desaprumo.

Porto e Fernandes (2015) destacam a influência dos ventos nas estruturas através das pressões geradas na edificação, quanto maior for a velocidade do deslocamento de ar, maior será a pressão exercida sob a face do edifício. Com isso muitos fatores como a topografia, edificações no entorno e a direção desses ventos deve ser considerados. A ABNT NBR 6123:1988, prevê alguns coeficientes aerodinâmicos de correção que devem ser analisados para que se possa chegar a um número mais adequado para o dimensionamento das estruturas.

Além dos esforços causados pela ação dos ventos Adorna *et al.* (2021) destaca a importância de considerar o desaprumo da edificação na hora de planejar a estrutura. Estes desaprumos são observados na hora da execução principalmente de pilares. Antevendo o problema e as consequências do desaprumo o projetista deve analisar os efeitos causados pelo desalinhamento e suas implicações. A ABNT NBR 6118:2014 ressalta que a ação dos ventos, juntamente com outros possíveis esforços horizontais e verticais podem tornar necessário a análise dos efeitos de 1º e 2º ordem na estrutura.

2.2.3 Imperfeição geométrica

Segundo a NRB 6118:2014 na verificação do estado limite último (ELU) das estruturas articuladas, devem ser consideradas as imperfeições geométricas dos elementos da estrutura. Essas imperfeições são categorizadas como: imperfeições globais e imperfeições locais. O esforço local devido ao desaprumo irá afetar um determinado elemento estrutural, tipicamente

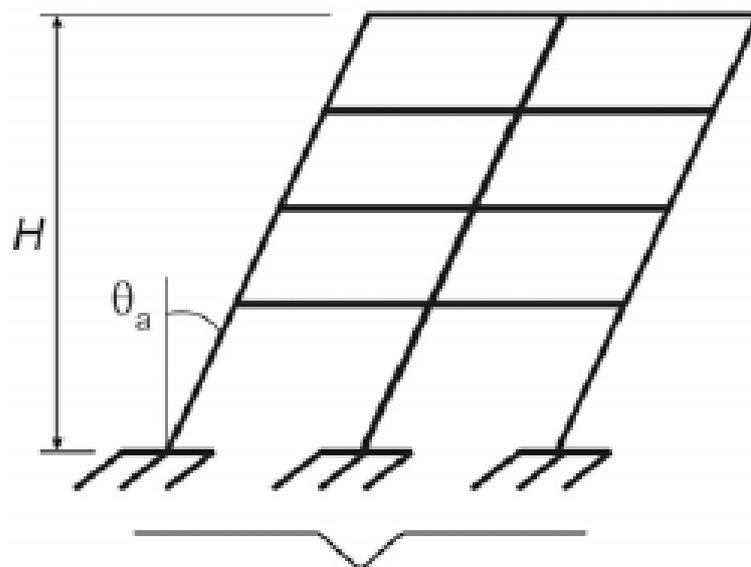
um pilar. Já desaprumo global tem grande consequência sobre os esforços globais do edifício como um todo.

2.2.4 Imperfeições globais (desaprumo)

Segundo Carvalho e Pinheiro (2009), as estruturas reticulares apresentam imperfeições geométricas no eixo dos elementos mesmo quando não submetidos a carregamentos. Essas imperfeições devem ser consideradas para cálculo do ELU da estrutura. A excentricidade devido ao desaprumo tem o potencial de causar esforços imprevistos relacionados a estruturas geometricamente perfeitas. Portanto, o deslocamento pode ser pensado como uma ação que atua sobre a estrutura.

A ABNT NBR 6118:2014 recomenda considerar um desaprumo nos elementos verticais para as estruturas, sejam elas contraventadas ou não. As imperfeições nos eixos dos elementos estruturais podem ter origem direta nos métodos construtivos, na sua execução ou devido a efeitos naturais (ELLIOTT, 2017). O aumento dos esforços que ocorrem em decorrência do desaprumo se dá principalmente devido ao momento na base surgido de um carregamento excêntrico conforme mostra a Figura 2:

Figura 2 - Imperfeição geométrica global.



Fonte: ABNT NBR 6118 (2014)

O ângulo de desaprumo θ é dado pela Equação 1 a seguir:

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

Onde:

$\theta_{1\text{mín}}$ vale 1/400 para estruturas de nós fixos;

$\theta_{1\text{mín}}$ vale 1/300 para estruturas de nós móveis e imperfeições locais;

$\theta_{1\text{máx}}$ vale 1/200;

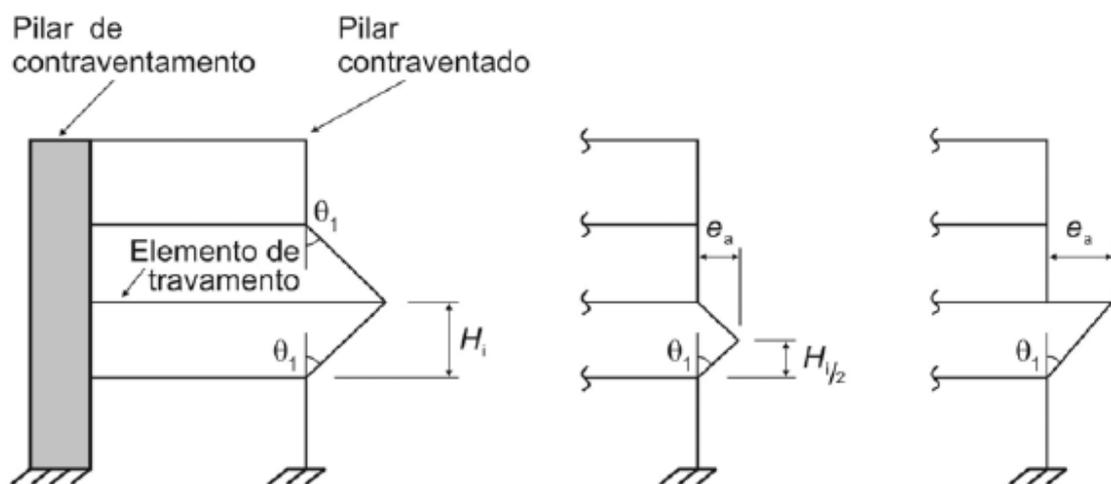
H é a altura total da edificação (para imperfeições globais) ou a altura do lance do pilar (para imperfeições locais), em metros;

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

2.2.4.1 Imperfeições locais

Já as imperfeições locais são responsáveis pela produção de uma excentricidade que é calculada para apenas um lance de pilares. São considerados nesse caso o efeito do desaprumo e o efeito da falta de retlineidade do pilar, conforme mostra a Figura 3:

Figura 3 - Imperfeição geométrica local.



Fonte: ABNT NBR 6118 (2014)

2.2.5 Vento

O vento é uma das ações horizontais principais a serem consideradas no projeto. Ribeiro et al. (2013) apontam que o vento é um fenômeno causado por diferenças de pressão atmosférica, que afetam edificações pequenas, e principalmente as altas, tais como: torres de transmissão, chaminés, galpões, etc. As ações de vento também devem ser consideradas na determinação das ações horizontais de acordo com os seguintes critérios:

- a) se 30% da ação do vento for maior que a ação total do desaprumo, considera-se somente a ação do vento.
- b) se 30% da ação do desaprumo for maior que a ação total do vento, considera-se somente a ação do desaprumo, respeitando-se a consideração de θ_{1min} .
- c) nos demais casos, as ações de vento e desaprumo devem ser combinadas, sem a necessidade da consideração do θ_{1min} .

Riera (2016) menciona importância fundamental do vento no projeto de estruturas, especialmente em caso de construções altas e esbeltas e/ou muito leves. Nascimento et al. (2016) destaca que as forças do vento em ocasiões de catástrofe chegam de maneira rápida, dificultando qualquer reação para proteção da estrutura bem como danificação de bens materiais. Por isso, ressalta-se a importância do estudo da ação do vento nas estruturas visto que o mal dimensionamento pode prejudicar a o estado limite de serviço (ELU) e a segurança num todo da edificação podendo ocasionar o colapso da mesma.

Segundo Tapajós et al. (2016), o vento é representado fisicamente pelo perfil de velocidade que atinge o edifício no projeto estrutural de edifícios. As suas propriedades e o efeito que causa no edifício dependem da geometria, da área, do tipo de terreno e dos obstáculos próximos.

Rosa et al. (2012) alertam que o ambiente próximo à edificação exerce grande influência nas cargas de vento e só pode ser considerado seus efeitos com precisão quando forem realizados testes experimentais em túnel de vento. Elsharawy et al. (2012) apontaram que mesmo edifícios baixos podem ser significativamente afetados pelo vento, pois a ação do vento pode induzir forças de torção no pórtico espacial dependendo de sua geometria na planta baixa e da posição dos pilares.

Carvalho e Pinheiro (2009) determinaram que a direção do vento em um edifício deve ser aquela que apresenta as características mais desfavoráveis a ele. É necessário usar o valor

medidos experimentalmente e tratados estaticamente para determinar a intensidade. Para determinação da velocidade característica do vento utiliza-se a Equação 2 a seguir:

$$V_k = V_0 \cdot S1 \cdot S2 \cdot S3 \quad (2)$$

Onde:

V_k velocidade característica do vento (m/s);

V_0 velocidade básica do vento (m/s);

$S1$ fator topográfico;

$S2$ fator de rugosidade

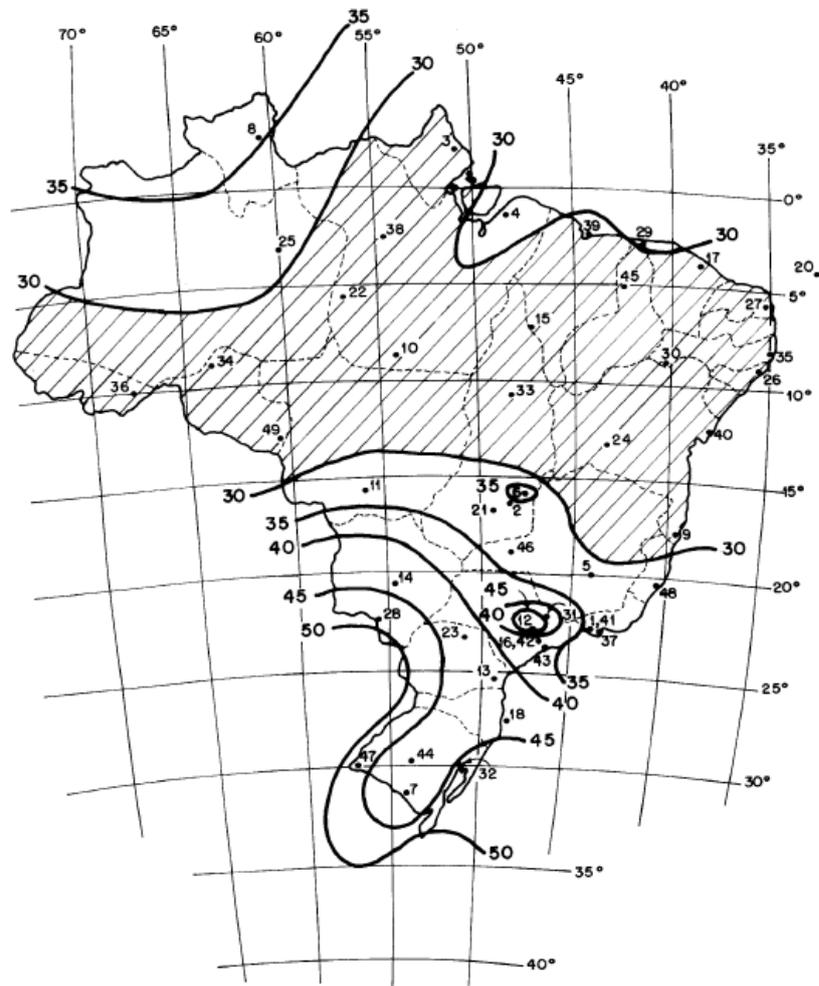
$S3$ fator estatístico.

Todos os coeficientes necessários para o cálculo da velocidade característica do vento serão apresentados a seguir.

2.2.5.1 Velocidade básica do vento (V_0)

A ABNT NBR 6123:1988 determina as forças estáticas induzidas pelo vento a partir da velocidade básica do vento que é estabelecida de acordo com a localização da edificação no território brasileiro. Esta velocidade básica (V_0), foi estabelecida por meio de métodos probabilísticos para todo o país, sendo definida como a velocidade de uma rajada de 3 s, excedida na média uma vez em 50 anos, a 10 m acima do terreno, em campo aberto e plano. Os valores das velocidades básicas do vento no Brasil são obtidos através de curvas de velocidades iguais chamadas de isopletas, conforme a Figura 4, em intervalos de 5 m/s.

Figura 4 - Isopletas de velocidade básica



Fonte: ABNT NBR 6123 (1988)

2.2.5.2 Fator topográfico (S1)

O fator topográfico S1, considera as variações do relevo do terreno (ver Figura 5) onde a estrutura está localizada. Segundo a ABNT NBR 6123:1988 para terrenos planos ou fracamente acidentados, considera-se $S1 = 1,0$, já terrenos que apresentem morros ou taludes, o fator S1 pode ser determinado conforme a formulação do item 5.2 da ABNT NBR 6123:1988 abaixo em uma aproximação inicial.

$$\theta \leq 3^\circ \quad S1 = 1,0$$

$$6^\circ \leq \theta < 3^\circ \quad S1 = 1,0 + \left(25 - \frac{z}{d}\right) \cdot \text{tg}(\theta - 3^\circ) \geq 1$$

$$\theta \geq 45^\circ \quad S1 = 1,0 + \left(25 - \frac{z}{d}\right) \cdot 0,31 \geq 1$$

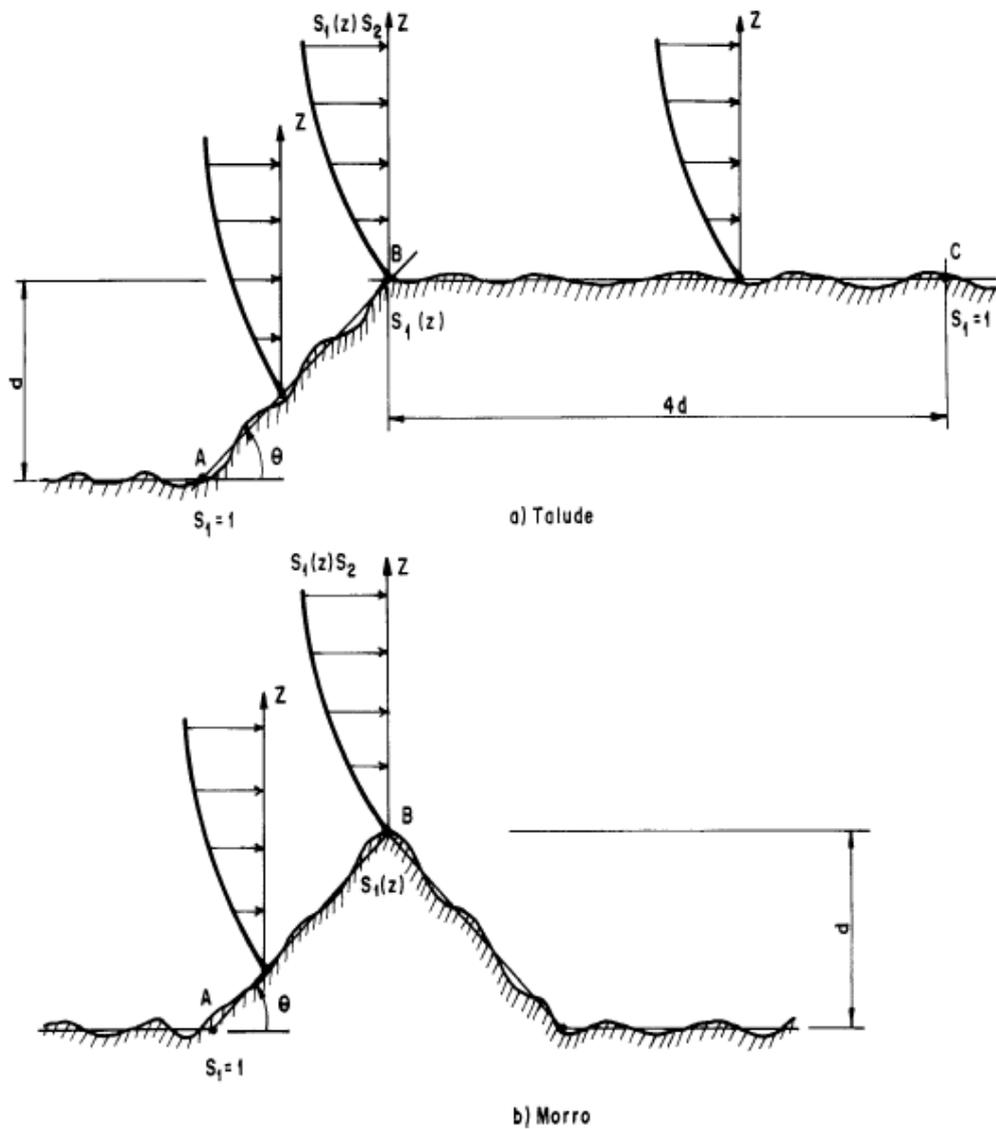
Onde:

z = altura medida a partir da superfície do terreno no ponto considerado;

d = diferença de nível entre a base e o topo do talude ou morro;

θ = inclinação média do talude ou encosta do morro

Figura 5 - Fator topográfico S_1



Fonte: ABNT NBR 6123 (1988)

Caso seja necessária maior precisão, recomenda-se o uso de túneis de vento para um estudo mais aprofundado. Para vales profundos protegidos de vento em qualquer direção, $S_1 = 0,9$.

2.2.5.3 Fator de rugosidade e classe (S2)

Moncayo (2011) afirma que o fator S2 considera a combinação da variação da velocidade, com a rugosidade e altura do terreno e das dimensões da edificação. A rugosidade do terreno está diretamente à velocidade do vento na presença de obstáculos naturais ou artificiais. A ABNT NBR 6123 (1988) estabelece cinco categorias de terreno, em função de sua rugosidade, sendo elas:

- a) categoria I: superfícies lisas de grandes dimensões, com mais de 5km de extensão, medida na direção e sentido do vento incidente. Exemplos: mar calmo, lagos, rios e pântanos sem vegetação.
- b) categoria II: terrenos abertos em nível ou aproximadamente em nível, com poucos obstáculos isolados, tais como árvores e edificações baixas. A cota média do topo dos obstáculos é considerada igual ou inferior a 1 m. Exemplos: zonas costeiras planas, pântanos com vegetação rala, campos de aviação, pradarias, charnecas e fazendas sem sebes ou muros.
- c) categoria III: terrenos planos ou ondulados com obstáculos, tais como sebes e muros, poucos quebra-ventos de árvores, edificações baixas e esparsas. A cota média do topo dos obstáculos é considerada igual a 3 m. Exemplos: granjas e casas de campo, com exceção das partes com matos, fazenda com sebes e/ou muros, subúrbios a considerável distância do centro, com casas baixas e esparsas.
- d) categoria IV: terrenos cobertos por obstáculos numerosos, pouco espaçados e situados em zonas florestais, industriais ou urbanizadas. A cota média do topo dos obstáculos é considerada igual a 10 m e também inclui zonas com obstáculos maiores e que ainda não possam ser considerados na categoria V. Exemplos: zonas de parques e bosques com muitas árvores, cidades pequenas e seus arredores, subúrbios densamente construídos de grandes cidades, áreas industriais plena ou parcialmente desenvolvidas.
- e) categoria V: terrenos cobertos por obstáculos numerosos, grandes, altos e pouco espaçados. A cota média do topo dos obstáculos é considerada igual ou superior a 25 m. Exemplos: florestas com árvores altas, de copas isoladas, centros de grandes cidades, complexos industriais bem desenvolvidos.

A ABNT NBR 6123:1988 classifica em três classes de edificações conforme as suas dimensões, considerando os intervalos de tempo para cálculo da velocidade média de 3, 5 e 10 segundos, respectivamente:

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

A norma também prevê que para edificações onde toda edificação ou parte de edificação para a qual a maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal exceda 80 m, o intervalo de tempo correspondente poderá ser determinado de acordo com as indicações do Anexo A, presentes na ABNT NBR 6123:1988. Para determinação do valor de $S2$ utiliza-se a Equação 3 a seguir:

$$S2 = b \cdot F_r \cdot \left(\frac{z}{10}\right)^p \quad (3)$$

Onde:

- b parâmetro de correção da classe da edificação;
- F_r fator de rajada correspondente à categoria II;
- z altura acima do terreno;
- p parâmetro meteorológico.

A equação para cálculo do fator $S2$ deve ser aplicada até a altura z limite, que define o contorno superior da camada atmosférica para cada categoria. Os limites de z , bem como os parâmetros F_r , b e p adotados pela ABNT NBR 6123:1988 são apresentados na Tabela 1:

Tabela 1 - Parâmetros meteorológicos para o fator S2

Categoria	z (m)	Parâmetro	Classe		
			A	B	C
I	250	b	1,10	1,11	1,12
		p	0,06	0,065	0,07
II	300	b	1,00	1,00	1,00
		Fr	1,00	0,98	0,95
		p	0,085	0,09	0,10
III	350	b	0,94	0,94	0,93
		p	0,10	0,105	0,115
IV	420	b	0,86	0,85	0,84
		p	0,12	0,125	0,135
V	500	b	0,74	0,73	0,71
		p	0,15	0,16	0,175

Fonte: adaptado de ABNT NBR 6123 (1988)

Em vez de se utilizar a Equação 3 para o cálculo de S2, pode-se utilizar os valores de S2 para as diversas categorias de rugosidade do terreno e classes de dimensões das edificações, de acordo com o item 5.3.3.1 da ABNT NBR 6123:1988.

2.2.5.4 Fator estatístico (S3)

O fator estatístico S3 é formulado a partir de conceitos probabilísticos, considerando o grau de segurança requerido e vida útil da edificação. A ABNT NBR 6123:1988 estabelece o período de 50 anos como a vida útil de uma edificação, com uma probabilidade de 63% da velocidade básica V_0 ser excedida ao menos uma vez nesse período. O nível de probabilidade (0,63) e a vida útil (50 anos) adotados são considerados adequados para edificações normais destinadas a moradias, escritórios, hotéis etc. A Tabela 2 apresenta os valores mínimos de S3:

Tabela 2 - Valores mínimos do fator S3

(continua)

Grupo	Descrição do tipo de ocupação	Valores de S3
1	Edificação cuja ruína total ou parcial pode afetar a segurança ou possibilidade de socorro a pessoas após uma tempestade destrutiva (hospitais, quartéis de bombeiros e de forças de segurança, centrais de comunicação, etc).	1,10
2	Edificações para hotéis e residências. Edificações para comércio e indústria com alto fator de ocupação	1,00
3	Edificações e instalações industriais com baixo fator de ocupação (depósitos, silos, construções rurais, etc).	0,95

(conclusão)

Grupo	Descrição do tipo de ocupação	Valores de S3
4	Vedações (telhas, vidros, painéis de vedação, etc).	0,88
5	Edificações temporárias. Estruturas dos grupos de 1 a 3 durante a fase de construção.	0,83

Fonte: adaptado de ABNT NBR 6123 (1988)

2.2.5.5 Pressão dinâmica do vento (q)

Com velocidade característica do vento pode-se determinar a pressão dinâmica pela Equação 4:

$$q = 0,613 \cdot V_k^2 \quad (4)$$

Onde:

q pressão dinâmica (N/m²)

V_k velocidade característica do vento (m/s);

2.2.5.6 Coeficiente de arrasto (Ca)

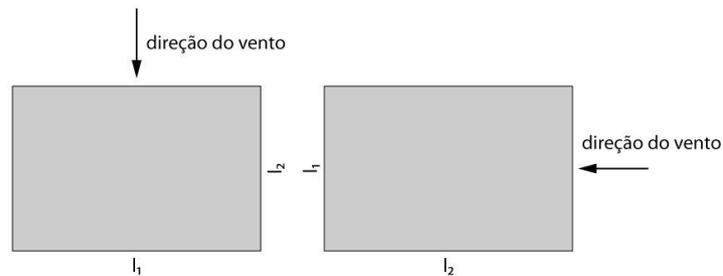
Gonçalves *et al.* (2007) afirmam que as ações do vento nas estruturas são decorrentes de uma análise global que considera a superposição de influências externas (como a forma de um edifício) e influências internas (como aberturas). Essa superposição de efeitos é obtida através do comportamento global da edificação, e representada pelo coeficiente Ca, chamado de coeficiente de arrasto.

A ABNT NBR 6123:1988 recomenda diversos valores de coeficiente de arrasto (Ca) por meio de gráficos e tabelas, esses valores são definidos para a face frontal e lateral da estrutura, considerando as condições de turbulência ou não do vento que incide na edificação. A ausência de obstruções como, por exemplo, em campo abertos e plano caracteriza o vento de baixa turbulência. Segundo a ABNT NBR 6123:1988 se a altura da edificação for maior do que o dobro da altura média das edificações próximas ela estará localizada em uma zona de baixa turbulência, do contrário, estará localizada em uma zona de alta turbulência.

Moncayo (2011) ressalta que a força global do vento obtida nas regiões de baixa turbulência é maior que a que se obtém em regiões de alta turbulência, embora o nome baixa e

alta possa induzir ao pensamento contrário, visto que nas regiões de baixa turbulência não existem obstáculos, dessa forma o vento segue livremente em direção à edificação. Para obtenção do valor do coeficiente de arrasto através dos gráficos apresentados na NBR 6123, é necessário conhecer as dimensões l_1 , l_2 e altura h da edificação, conforme figura 6:

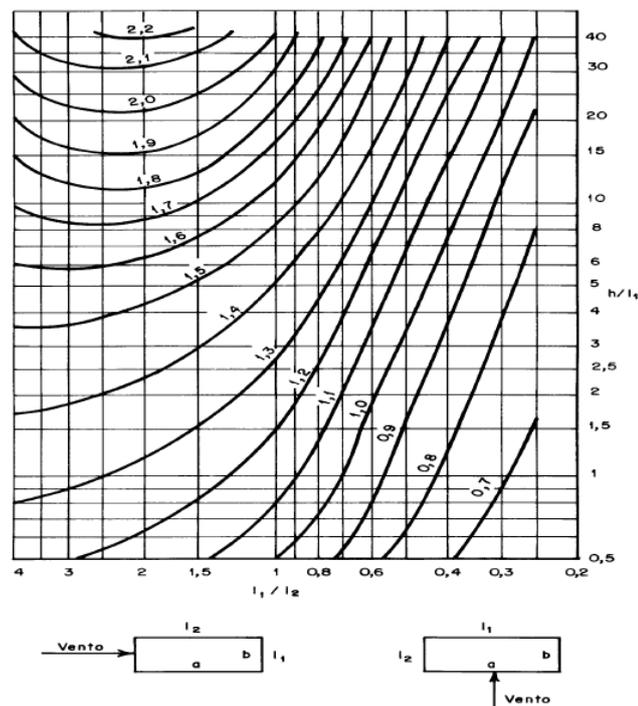
Figura 6 - Dimensões horizontais para os ábacos de coeficiente de arrasto



Fonte: adaptado de ABNT NBR 6123 (1988)

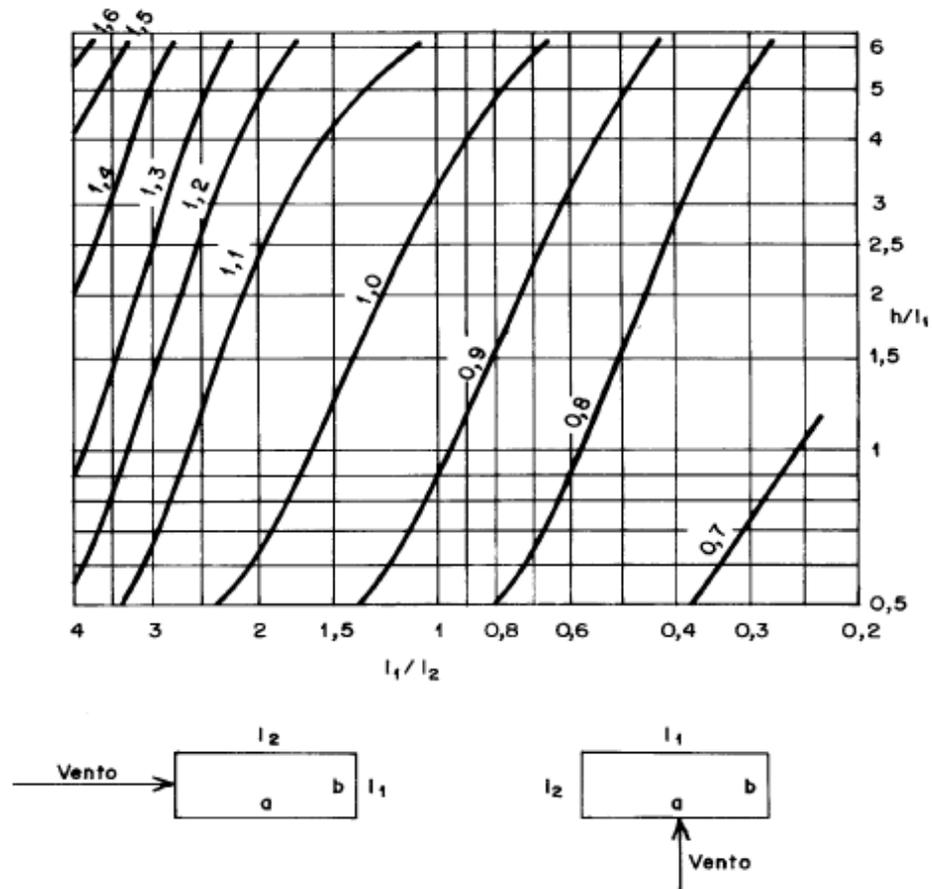
Conhecendo as dimensões, divide-se os comprimentos da edificação em planta l_1 por l_2 , valores esses que dependem da direção em que se está realizando a análise, e após divide-se o valor de l_1 pela altura h . Com os valores calculados para l_1/l_2 e h/l_1 traça-se retas nos valores calculados, no encontro das duas retas é obtido o valor de C_a , como indicado nas Figuras 7 e 8:

Figura 7 - Coeficiente de arrasto para vento de baixa turbulência



Fonte: ABNT NBR 6123 (1988)

Figura 8 - Coeficiente de arrasto para vento de alta turbulência



Fonte: ABNT NBR 6123 (1988)

2.2.5.7 Força de arrasto (F_a)

Segundo a NBR 6123:1988 a força de arrasto atuante no edifício é obtida pela soma vetorial das forças estáticas do vento para a variação da altura z da estrutura. Segundo Blessmann (1978), a força de arrasto é a componente de força global na direção do vento. Ela é fundamental para o calculista, pois permite determinar ações que serão aplicadas em toda estrutura. Esta força pode ser obtida pela Equação 5 apresentada a seguir:

$$F_a = C_a \cdot q \cdot A_e \quad (5)$$

Onde:

F_a força estática global (em N);

C_a coeficiente de arrasto para ventos de alta ou baixa turbulência;

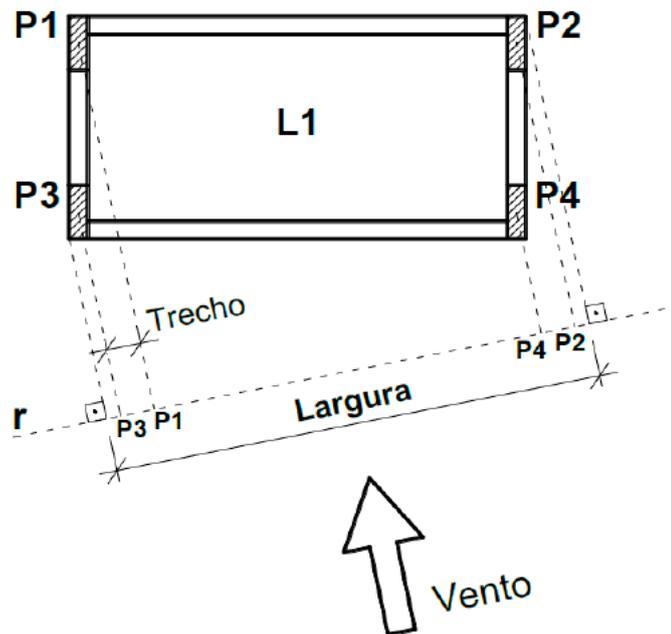
- q pressão dinâmica (em N/m^2);
- Ae área efetiva do edifício a receber a pressão do vento atuante (em m^2).

2.2.6 Análise do vento no sistema TQS

No presente trabalho a análise do vento será feita automaticamente pelo *software* TQS, segundo os Manuais CAD/TQS (2016) a análise é realizada da seguinte forma:

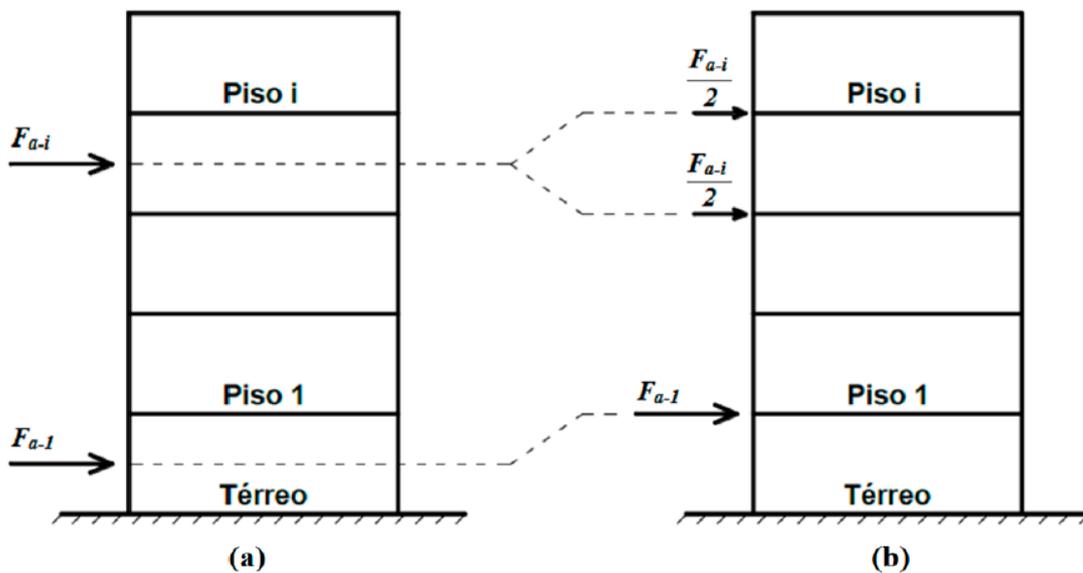
- a) para cada piso acima do térreo na edificação, é determinada a cota correspondente, que representa a distância vertical entre os pisos;
- b) utilizando o sistema CAD/TQS, a geometria da edificação é analisada na cota determinada, e a partir das características geométricas, o sistema estabelece uma reta "r" arbitrária, perpendicular à direção do vento. Nessa reta, são projetados os extremos do edifício e os centros de gravidade dos pilares, conforme ilustrado na Figura 9;
- c) os extremos do edifício são projetados sobre a reta "r", determinando assim a largura da área do edifício que será afetada pela ação do vento. Essa largura também é indicada na Figura 9;
- d) os centros dos pilares são projetados sobre a reta "r", dividindo-a em segmentos correspondentes a esses centros;
- e) utilizando a largura do edifício definida no item c, juntamente com a altura do pé-direito do piso, calcula-se a área exposta ao vento nessa direção;
- f) com base na norma ABNT NBR 6123:1988, é realizado o cálculo da força total do vento no piso, representada como F_a , conforme mostrado na Figura 10(a);
- g) essa força total é distribuída proporcionalmente entre os nós dos pilares no piso, levando em consideração a área de influência de cada pilar. Assim, cada pilar receberá a influência da metade do segmento anterior até a metade do segmento posterior;
- h) a força calculada para cada pilar é dividida igualmente entre o nó superior e o nó inferior do pilar, exceto no primeiro piso acima do térreo, onde toda a força é aplicada no nó superior, conforme ilustrado na Figura 10(b).

Figura 9 - Esquema em planta da análise de vento existente no CAD/TQS



Fonte: Manuais CAD/TQS (2016)

Figura 10 - Esquema para análise de vento conforme o Sistema CAD/TQS



Fonte: Manuais CAD/TQS (2016)

Segundo os manuais CAD/TQS (2016), vale ressaltar que a ação do vento é automaticamente combinada com as demais ações variáveis tanto no Estado Limite Último quanto no Estado Limite de Serviço.

2.3 ESTABILIDADE GLOBAL

Um dos requisitos mais importantes para a elaboração de projetos de edificações de concreto armado é verificação da estabilidade global. Ela tem por objetivo garantir a segurança da estrutura em relação ao estado limite último, este que representa a perda da capacidade de resistência da estrutura, causada pelo aumento de deformações.

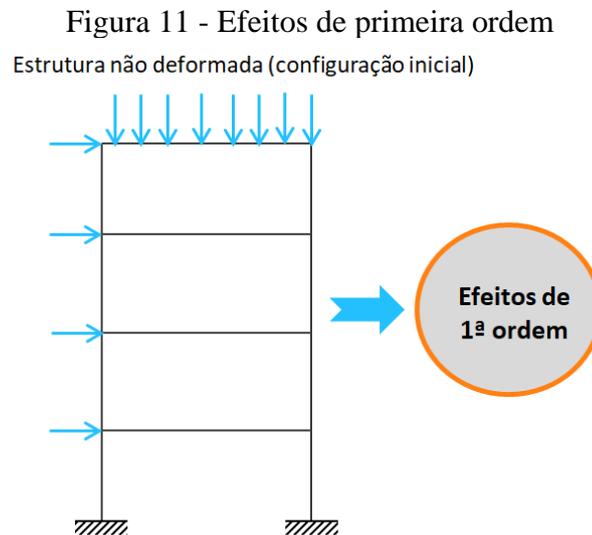
A ABNT NBR 6118:2014 indica que a classificação das estruturas pode ser realizada através de dois processos aproximados, o parâmetro de instabilidade α e o coeficiente γ_z . Ambos serão apresentados nos próximos capítulos. Segundo Freitas et al. (2016), o parâmetro α é o mais simples dos dois e é utilizado para avaliar a estabilidade global da estrutura, mas não para estimar o esforço de segunda ordem, o parâmetro α permite que as estruturas sejam classificadas como tendo nós fixos ou móveis. Já o parâmetro γ_z traz uma estimativa do esforço de segunda ordem devido à sua formulação.

Segundo a ABNT NBR 6118:2014 as estruturas podem ser classificadas como sendo de nós fixos ou móveis. Estruturas de nós fixos são aquelas em que os efeitos de segunda ordem são inferiores a 10% dos efeitos de primeira ordem e, portanto, são desprezíveis na análise estrutural. Em estruturas de nós móveis, os efeitos de segunda ordem devem ser considerados na análise global. Segundo Beck e König (1967 apud Franco, 1985), a razão para considerar este limite de 10% é que a incerteza das suposições de carga de vento é desta ordem de grandeza. Segundo a ABNT NBR 6118:2014 as estruturas de nós fixos não necessitam análise de segunda ordem. Duas observações devem ser feitas: as estruturas de nós fixos na realidade não são de fato fixas, mas possuem deslocamentos horizontais muito pequenos, que podem ser desprezados. Já as estruturas de nós móveis não apresentam movimentações significativas, mas diferentemente das de nós fixos, seus deslocamentos precisam ser considerados no cálculo dos esforços.

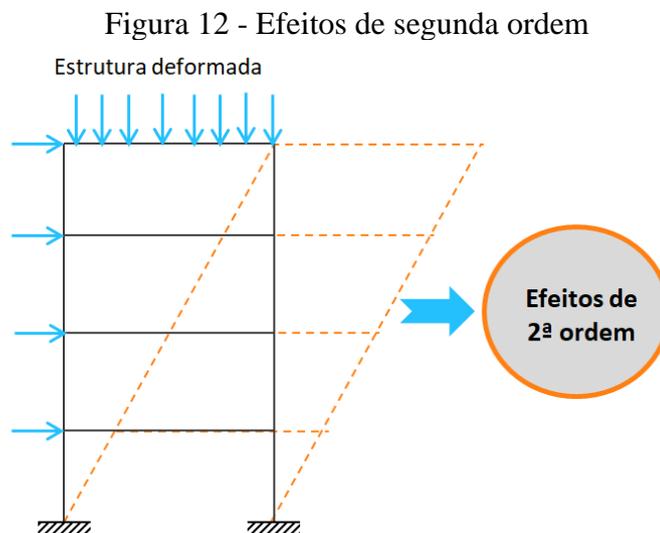
2.3.1 Efeitos de primeira e segunda ordem

Kimura (2007) classifica como efeitos de primeira ordem aqueles obtidos com o cálculo da estrutura na configuração geométrica inicial da estrutura, como podemos observar na Figura 11. No que diz respeito aos efeitos de segunda ordem, mostrado na Figura 12, considera-se 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, tendo como consequência o aumento dos esforços internos.



Fonte: Nelso Schneider (2020)



Fonte: Nelso Schneider (2020)

2.3.2 Parâmetro de instabilidade α

De acordo com Cruz (2016), Hurbert Beck e Gert König iniciaram em 1967 um estudo sobre os parâmetros de instabilidade baseado na teoria de Euler. No estudo foi analisada a estrutura de um edifício de vários pavimentos em que os pilares foram considerados apoiados

por paredes rígidas com estruturas esbeltas. Esses estudos resultaram em uma equação diferencial complexa com coeficientes variáveis, mas após simplificação matemática, a equação foi reduzida a uma função de Bessel. A partir da solução da equação, obtém-se um parâmetro denominado coeficiente de instabilidade α que é responsável por informar o deslocamento da estrutura, permitindo chegar às definições de estruturas de nós fixos e de nós móveis.

O parâmetro é resultado da soma de todas as cargas verticais, e da soma dos valores de rigidez de todos os pilares do edifício na direção considerada, para estruturas com pórticos, cada pórtico é considerado como de um pilar equivalente. O valor do parâmetro α é calculado pela Equação 6:

$$\alpha = H_{tot} \cdot \sqrt{\frac{Nk}{Ecs.Ic}} \quad (6)$$

Onde:

H_{tot} altura total do edifício;

Nk somatório de todas as cargas verticais atuantes na estrutura;

$Ecs.Ic$ somatório dos valores de rigidez de todos os pilares na direção considerada.

A altura total é definida a partir da face superior da fundação, ou de um nível pouco deslocável de subsolo, é a partir desse nível se calculam as cargas verticais atuantes na edificação. O valor de Ic deve ser determinado considerando as seções brutas dos pilares. A estrutura será classificada como sendo de nós fixos se o valor de α for menor que α_1 dado pela Equações 7 e 8, em que n representa o número de pavimentos acima da fundação ou de um nível pouco deslocável do subsolo:

$$\alpha_1 = 0,2 + 0,1n \quad \text{para } n \leq 3; \quad (7)$$

$$\alpha_1 = 0,6 \quad \text{para } n \geq 4. \quad (8)$$

A ABNT NBR 6118:2014 estabelece o uso de $\alpha_1 = 0,6$ para associações de pilares-parede e para pórticos associados a pilar parede. Quando há contraventamento constituído apenas por pilares-parede é comumente adotado $\alpha_1 = 0,7$. Quando houver somente pórticos, recomenda-se o uso de $\alpha_1 = 0,5$. O parâmetro α é bem menos utilizado que o coeficiente γ_z , já

que com o coeficiente γ_z consegue-se avaliar a estabilidade global, estimar os esforços de segunda ordem e obter os esforços globais finais.

Giongo (2007) afirma que deve-se contar com todo o conjunto de elementos estruturais, geralmente pórticos e pilares-parede, para a determinação do módulo de rigidez equivalente, visto que devido a elevada rigidez absorvem a maior parte das ações horizontais. O autor relata que a melhor forma de determinar um valor do módulo de rigidez equivalente é verificar o movimento do topo do edifício sob a influência de uma força lateral uniformemente distribuída de acordo com um modelo tridimensional.

2.3.3 Coeficiente γ_z

O coeficiente γ_z teve seu desenvolvimento em 1991 por dois engenheiros brasileiros: Mário Franco e Augusto Carlos Vasconcelos, segundo a ABNT NBR 6118:2014, é um coeficiente válido para estruturas simétricas reticuladas com pelo menos quatro pavimentos e tem como objetivo avaliar a estabilidade global e considerando os esforços de segunda ordem da estrutura. Inicialmente é considerada a deformação resultante das ações de primeira ordem e após a primeira deformação, surgem novos esforços que provocarão novas deformações e assim sucessivamente.

Freitas (2015) afirma que este coeficiente é o mais utilizado nas análises estruturais, pois além de definir se a estrutura é de nós fixos ou móveis, permite estimar os efeitos globais de segunda ordem. Moncayo (2011) explica que essa restrição de haver um mínimo de quatro pavimentos está ligada as hipóteses adotadas na dedução deste parâmetro, ou seja, é necessário que haja um número mínimo de pavimentos tipo para que a relação entre os sucessivos deslocamentos constitua uma progressão geométricas.

O coeficiente γ_z pode ser obtido a partir dos resultados de uma análise linear de primeira ordem, para cada caso de carregamento definido de acordo com a norma no item 15.7.2 de acordo com a Equação 9:

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{1,tot,d}}} \quad (9)$$

Onde:

$M_{1,tot,d}$ momento de tombamento, ou seja, a soma dos momentos de todas as forças horizontais da combinação considerada, com seus valores de cálculo, em relação à base da estrutura

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

A ABNT NBR 6118:2014 considera que a estrutura é classificada como sendo de nós fixos se for obedecida a condição $\gamma z \leq 1,1$, satisfazendo essa condição, os efeitos de segunda ordem poderão ser desprezados. Subentende-se que o valor de 1,1 equivale a um acréscimo de 10% nos esforços devido aos efeitos de segunda ordem, pois, este é o critério adotado inicialmente na distinção entre estruturas de nós móveis e fixos.

Segundo Kimura (2007), valores de γz inferiores a 1,0 são incoerentes e indicam que a estrutura é totalmente instável, ou que houve algum erro durante o cálculo ou análise estrutural. Franco e Vasconcelos (1991) estabeleceram um limite de 1,20 para o valor de γz . Já, Carmo (1995) concluiu que é possível considerar valores maiores do que 1,20, podendo chegar até γz igual a 1,30. Pinto (1997) concluiu que devem ser evitados valores superiores a 1,20. O autor comparou os valores de γz aos resultados obtidos com um método que considera a não linearidade geométrica de maneira mais refinada, através de alterações incrementais na matriz de rigidez.

Segundo Giongo (2007), os deslocamentos totais do edifício podem ser obtidos considerando-se modelos tridimensionais, como também planos, por associação plana de pórticos. Em ambos os casos, é necessário obter valores de γz para diferentes direções do edifício. Segundo a ABNT NBR 6118:2014 o fator limitante para esse método, são os valores de $\gamma z > 1,3$ visto que o coeficiente γz só pode ser utilizado como majorador de esforços para simular efeitos de segunda ordem quando o seu valor for menor ou igual a 1,3. Na prática as estruturas costumam ser projetadas com um limite de 1,20, para valores superiores a este costuma-se utilizar o processo P- Δ , que consiste em uma análise não-linear geométrica.

A justificativa desta limitação é que para valores mais elevados de surgem discrepâncias entre os resultados desse método simplificado e de métodos mais rigorosos, que podem ser contra a segurança. Para Vasconcelos (2003), essa discrepância se dá ao fato de não haver um

coeficiente responsável por reduzir da rigidez de pilares definido em estruturas com menos de quatro pavimentos.

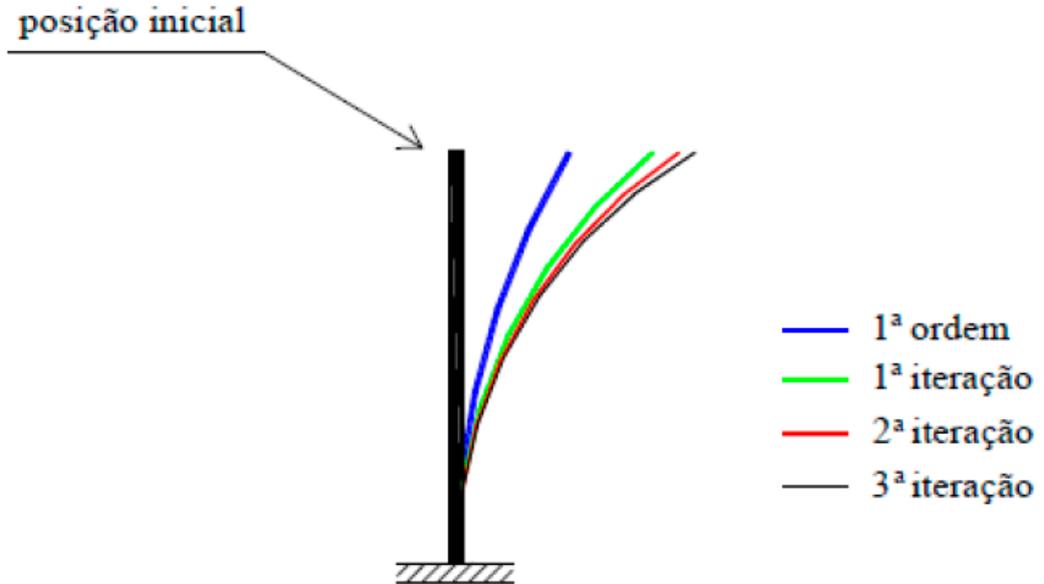
Segundo o item 15.7.2 da ABNT NBR 6118:2014, é possível estimar os esforços finais ($1^{\text{a}} + 2^{\text{a}}$ ordem) por uma simples multiplicação dos esforços horizontais de primeira ordem, da combinação de carregamento considerada, por 0,95. Sendo válido esse processo somente para $\gamma z \leq 1,3$. Carmo (1995) concluiu que majorar os esforços horizontais de primeira ordem somente por γz é satisfatório, como já havia sido mostrado por Franco e Vasconcelos (1991). Pinto (1997) também concluiu que a majoração somente por γz gera resultados satisfatórios até o limite de 1,20.

2.3.4 Processo P- Δ

O processo P- Δ é baseado no estudo do equilíbrio da estrutura deformada após a análise de primeira ordem. A ideia básica do processo é a de simular o efeito não linear, através de cargas horizontais fictícias aplicadas à edificação.

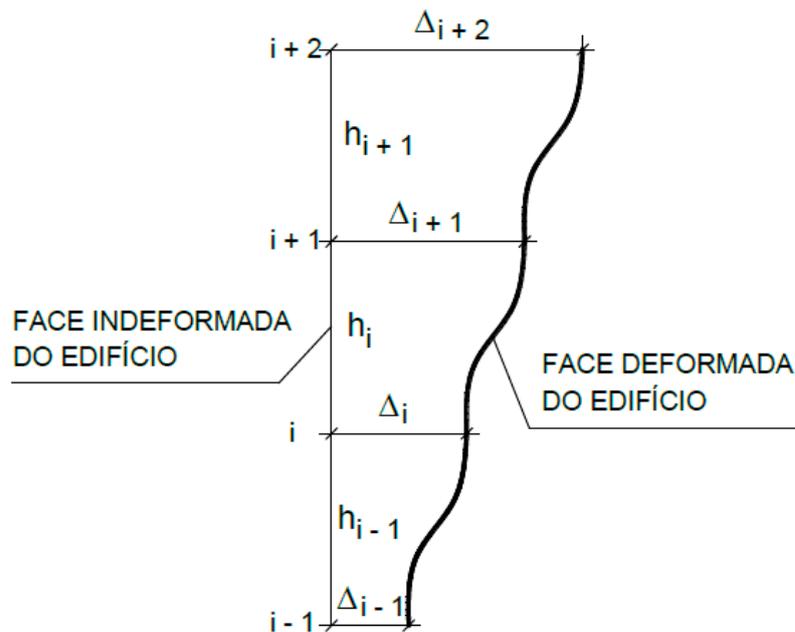
Segundo Moncayo (2011), os efeitos de primeira ordem, assim como os de 2^{a} ordem, são obtidos através do processo P- Δ . O autor afirma que o efeito P- Δ nada mais é do que um processo de análise referente à não-linearidade geométrica. Conter et al. (2011) afirmam que a análise através do P- Δ se dá por meio de processos iterativos da estrutura para obter os esforços resultantes. As iterações se tornam necessárias devido ao fato de que a geometria deformada da estrutura é desconhecida durante a formulação das relações cinemáticas e de equilíbrio.

Feitosa e Alves (2015) explicam que o método do P- Δ é um procedimento onde os efeitos dos deslocamentos laterais são transformados em forças horizontais equivalentes. Lopes et al. (2005) explicam que o P- Δ é um efeito que ocorre em estruturas onde os elementos estão submetidos a forças axiais, ou seja, forças na direção longitudinal. Pode-se dizer que é um processo que relaciona a carga axial (P) com o deslocamento horizontal (Δ). De acordo com os autores, novas forças laterais fictícias são obtidas a cada nova iteração, sendo que elas tendem a minimizar à medida que a estrutura caminha para uma posição de equilíbrio. A iteração só é interrompida quando o efeito da n-ésima carga fictícia é pequena quando comparado ao efeito da carga fictícia anterior como mostra a Figura 13.

Figura 13 - Iterações do processo P- Δ 

Fonte: Lima (2001)

Como visto na Figura 13, o processo P- Δ foi mostrado em uma viga simples vertical, engastada na base e livre no topo. Esse mesmo processo pode ser considerado em edifícios com vários andares como mostra a Figura 14, onde é possível observar a comparação da face indeformada do edifício com a face deformada.

Figura 14 - Iterações do processo P- Δ em edifícios de múltiplos andares

Fonte: Adaptado de Moncayo (2011)

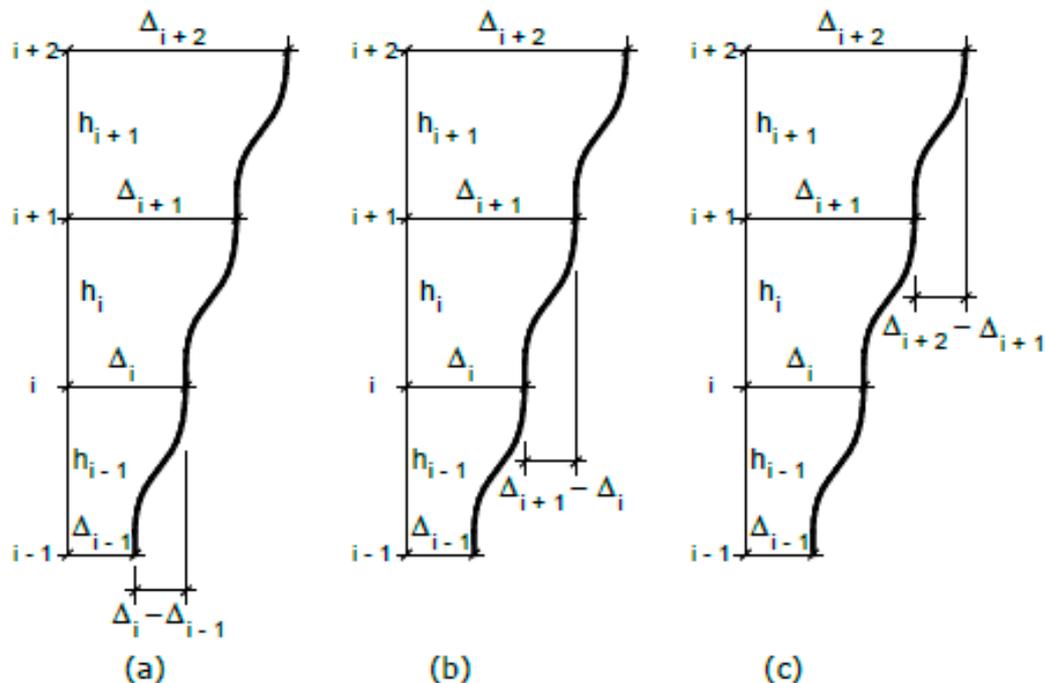
Para exemplificação do processo serão consideradas algumas etapas, sendo que a primeira considera a aplicação do carregamento vertical, surgindo então, os esforços horizontais fictícios (cortante fictícia V' , e a carga lateral fictícia H'). Os esforços cortantes fictícios são obtidos pela Equação 10. Já a carga lateral fictícia H' de um andar (i) pode ser obtida subtraindo-se a cortante fictícia desse andar (i) do valor relativo ao andar inferior ($i - 1$), como apresentado na Equação 11.

$$V'_i = \frac{\sum P_i}{h_i} \cdot (\Delta_{i+1} - \Delta_i) \quad (10)$$

$$H'_i = V'_{i-1} - V'_i \quad (11)$$

A Figura 15 indica os deslocamentos horizontais entre cada pavimentos. Com a aplicação das cargas verticais, como mostrado na figura (a), surgirão momentos, devido aos deslocamentos horizontais entre os pavimentos. Para a obtenção do momento final de segunda ordem global, devem-se realizar algumas iterações até que se chegue à posição de equilíbrio.

Figura 15 - Deslocamentos horizontais entre os pavimentos



Fonte: Adaptado de Moncayo (2011)

Do ponto de vista da estabilidade global, o método não funciona como parâmetro, assim como os coeficientes α e γ_z , já que se trata de um método de análise não linear. Entretanto é

possível comparar os métodos. No caso do *software* TQS, foi criado o coeficiente RM2M1 que permite realizar a comparação entre o processo P- Δ e γz .

2.3.5 Fator de amplificação FAVt

O coeficiente FAVt (Fator de amplificação de esforços horizontais ou de vento) é exclusivo do sistema CAD/TQS. É um parâmetro utilizado para avaliar a estabilidade global da edificação. Segundo Moncayo (2011) ele é calculado para cada combinação de Estado Limite Último (ELU) definida no edifício, utilizando-se a mesma formulação do coeficiente γz , porém o coeficiente FAVt considera os deslocamentos horizontais gerados pelos carregamentos verticais e o resultado final depende da magnitude das forças horizontais (vento). Ou seja, a única parcela que é calculada de uma maneira diferente em relação ao γz é o $\Delta M_{tot,d}$, a Equação 12 apresenta a formulação para o cálculo do parâmetro FAVt.

$$\Delta M_{tot,d} = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{1tot,d}}} \quad (12)$$

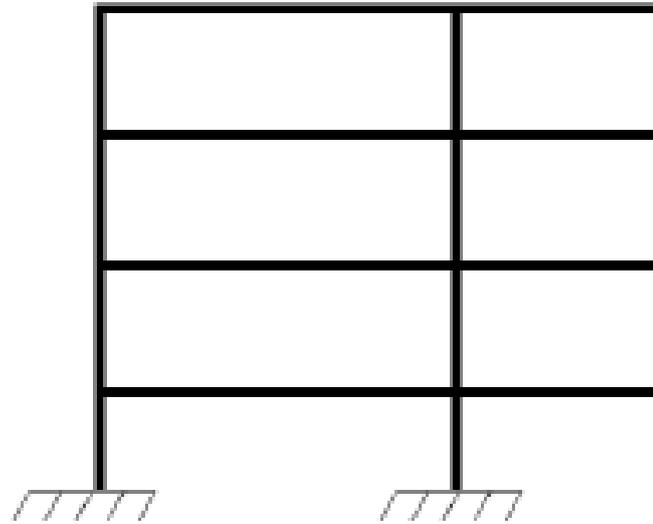
Onde:

$\Delta M_{1,tot,d}$ soma dos momentos de todas as forças horizontais da combinação considerada, com seus valores de cálculo, em relação à base da estrutura (momentos de primeira ordem);

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

As maiores diferenças nos resultados obtidos através do γz e FAVt ocorrem em edifícios não simétricos, que possuem balanços em apenas um lado da estrutura, como por exemplo os edifícios na orla da praia que possuem todas as sacadas voltadas para o mar, pois geram um momento em cada piso e provocam o deslocamento horizontal devido aos carregamentos verticais. Esse deslocamento horizontal também pode ser encontrado em edifícios que possuem vigas de transição, pilares que com alteração na seção no meio da edificação sem simetria, planta assimétrica, taxas de armadura distintas entre pilares, desaprumo. A Figura 16 representa um exemplo onde a estrutura não é simétrica, composta à direita de grandes balanços e sem nenhum na esquerda, caracterizando a falta de simetria.

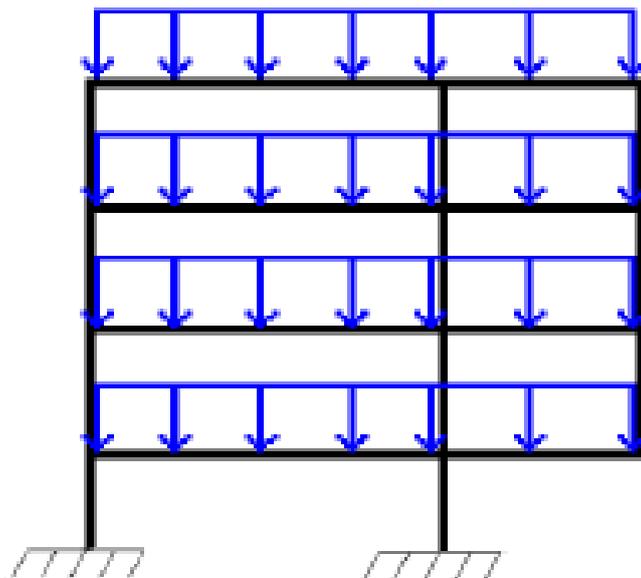
Figura 16 - Estrutura não simétrica



Fonte: Adaptado de Moncayo (2011)

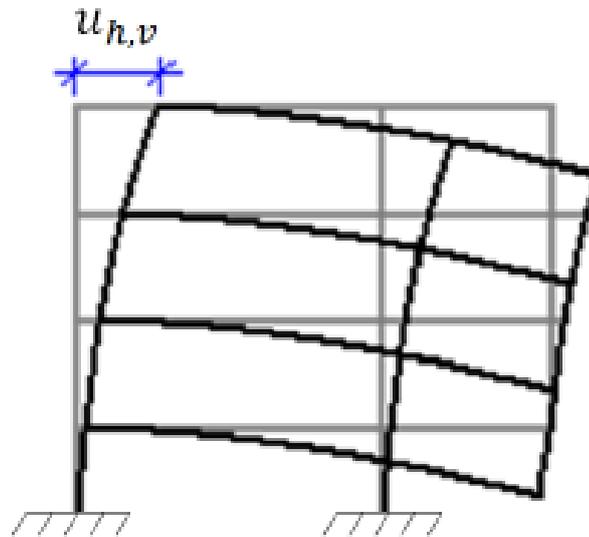
Após a aplicação de um carregamento vertical na estrutura assimétrica da Figura 16, como mostrada na Figura 17, obtém-se a deformada indicada na Figura 18, onde é possível observar o deslocamento horizontal da estrutura devido ao carregamento aplicado.

Figura 17 - Aplicação do carregamento vertical na estrutura



Fonte: Adaptado de Moncayo (2011)

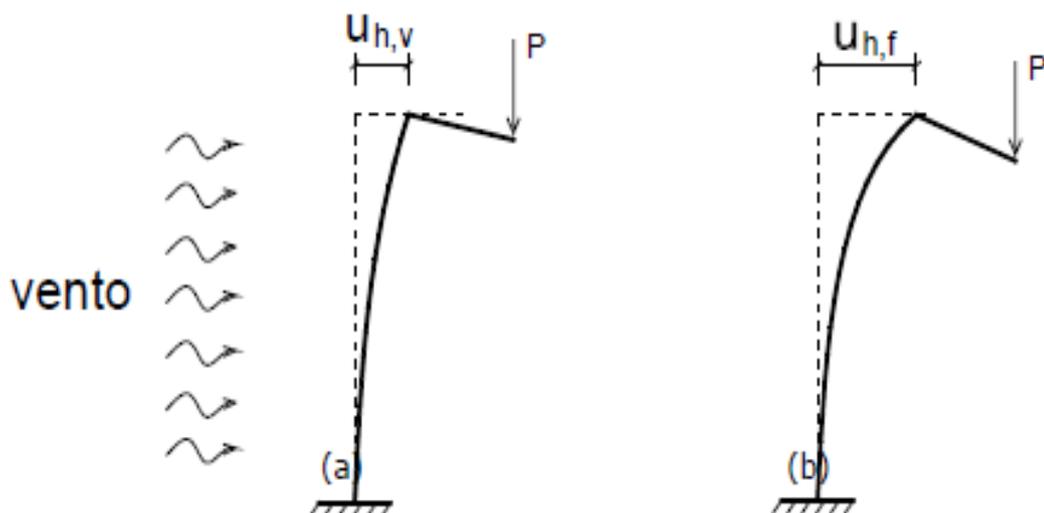
Figura 18 - Deslocamento horizontal devido ao carregamento vertical



Fonte: Adaptado de Moncayo (2011)

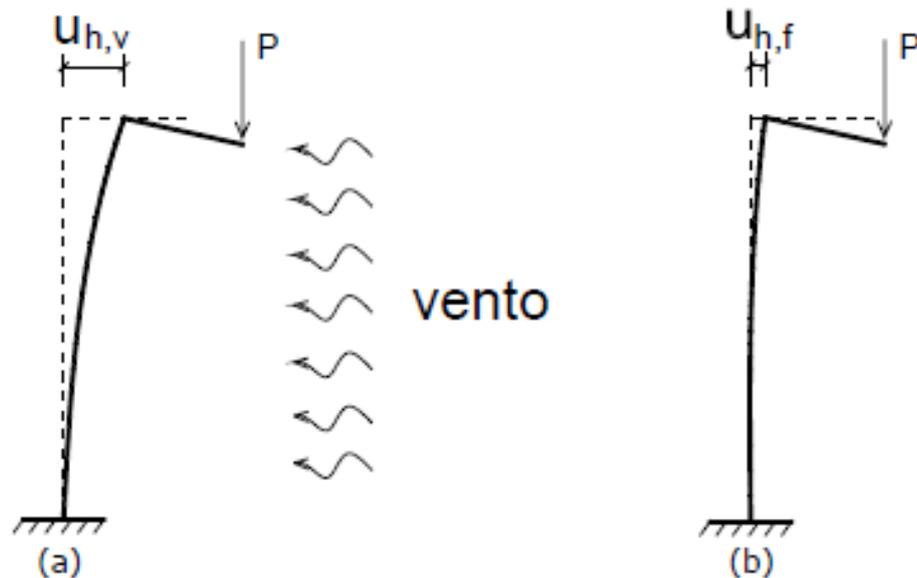
Considerando a atuação das forças horizontais devido a ação do vento na edificação, já que ela também gera deslocamentos horizontais podem-se realizar duas análises sobre a estrutura. A primeira considera que o deslocamento final da estrutura é menor quando a força do vento gerar um deslocamento contrário ao deslocamento proveniente da carga vertical, como mostra a Figura 19. A segunda considera que o deslocamento final é maior quando a força horizontal e vertical gerarem deslocamentos no mesmo sentido, como mostrado na Figura 20.

Figura 19 - Incidência do vento no sentido contrário do deslocamento



Fonte: Moncayo (2011)

Figura 20 - Incidência do vento no mesmo sentido do deslocamento



Fonte: Adaptado de Moncayo (2011)

O sistema CAD/TQS utiliza o coeficiente FAV_t para majorar os esforços de primeira ordem. Quando no caso analisado os esforços atuam no sentido oposto (favorecendo a estabilidade) o sistema adota o parâmetro γ_z como majorador dos esforços descartando o FAV_t . Já no caso oposto, onde os esforços atuam em conjunto contra a estabilidade da edificação o coeficiente FAV_t é considerado. Em casos onde o edifício é simétrico, o γ_z e o FAV_t são iguais, visto que neste caso o deslocamento horizontal devido ao carregamento vertical não irá existir.

2.3.6 Coeficiente RM_2M_1

Segundo Feitosa e Alves (2015), à medida que uma edificação é construída, faz-se necessário o nivelamento dos pavimentos para compensação das deformações axiais sofridas pelos pilares, decorrentes do peso próprio da estrutura. Essa compensação deve ser incorporada na modelagem, por simplificação, a partir da majoração da rigidez axial dos pilares durante a montagem da matriz de rigidez do pórtico espacial.

O autor afirma também que essa adaptação somente é válida para a atuação das cargas verticais na edificação. As ações horizontais como as causadas pelo vento não são consideradas. A empresa TQS Informática desenvolveu a técnica “P- Δ em dois passos”, que visa o cálculo do P- Δ de forma objetiva. O método consiste em considerar apenas os esforços verticais numa

primeira etapa. Para o processo, a rigidez axial dos pilares é majorada para incluir os efeitos construtivos, a distribuição de forças e esforços nas vigas e pilares são armazenados.

Na segunda etapa o cálculo passa a ser não linear e iterativo com o uso das ações horizontais. A rigidez dos pilares não é majorada como na primeira etapa, considerando as deformações obtidas na primeira etapa. Nas iterações seguintes, a matriz de rigidez armazenada da primeira análise linear é corrigida consecutivamente com os acréscimos de esforços normais provocados pelas ações horizontais. De acordo com os Manuais CAD/TQS (2016) os deslocamentos dos nós, os esforços nas barras e as reações dos apoios de primeira e segunda ordem, são a somatória das parcelas obtidas nos dois passos.

Para facilitar a interpretação dos dados gerados através do método P- Δ , a TQS Informática criou o coeficiente RM2M1 que é usado para avaliar a amplificação dos esforços devido aos efeitos de segunda ordem. Ele é calculado seguindo o mesmo princípio do coeficiente γ_z , conforme Equação 13.

$$RM2M1 = 1 + M2M1 \quad (13)$$

Onde:

M1 momento das forças horizontais em relação à base do edifício;

M2 somatório das forças verticais multiplicadas pelo deslocamento dos nós da estrutura sob ação das forças horizontais, resultante do cálculo de P- Δ em uma combinação não-linear.

Para Vieira (2015), a análise pelo processo P- Δ resulta nos momentos finais na estrutura, ou seja, efeitos de primeira e segunda ordem somados. Isso dificulta a obtenção da magnitude dos efeitos de segunda ordem na estrutura. Com a utilização do parâmetro RM2M1, é possível a avaliação dos efeitos do ponto de vista global, como é feito no caso do coeficiente γ_z , além de ser obtido por meio de um processo mais refinado que é a análise não-linear geométrica.

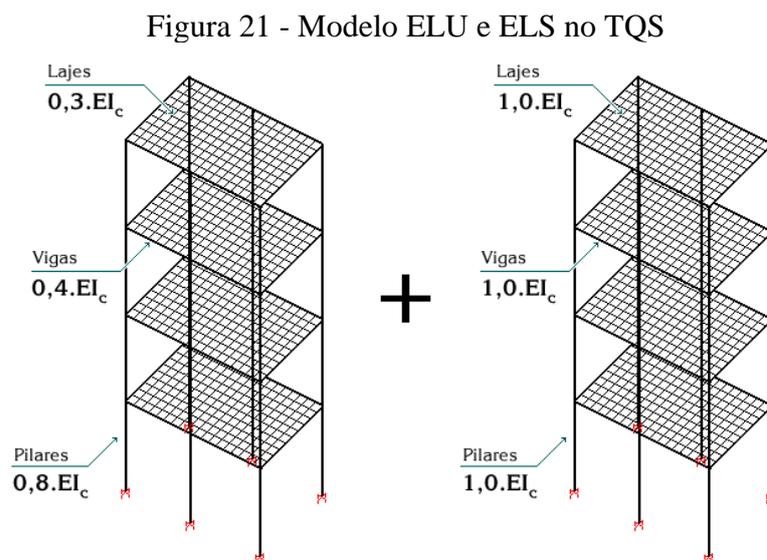
Com a determinação do coeficiente não se faz necessária a restrição quanto ao número de pavimentos ou mesmo a classificação da estrutura em nós fixo ou móveis. Como o parâmetro RM2M1 é obtido diretamente da análise não-linear geométrica também não é válido o valor limite de 1,30, já que ele é utilizado para o cálculo simplificado do γ_z .

Vieira (2015) afirma que a análise não-linear feita pelo coeficiente RM2M1 leva em consideração os deslocamentos horizontais de primeira ordem devido aos carregamentos

verticais, situação essa não é considerada no cálculo do γ_z , pois na sua formulação consideram-se somente os deslocamentos de primeira ordem causados pelas ações horizontais.

2.3.7 Critérios de pórticos para análise em serviço

Conforme prescrição da ABNT NBR 6118:2014 os deslocamentos serão verificados considerando somente a ação do vento para combinação frequente de cargas. O *software* gera dois modelos de pórtico espacial, sendo um para o estado-limite último (ELU), com a consideração aproximada da não-linearidade física, e outro para o estado-limite de serviço (ELS), com os valores de rigidez integral dos elementos estruturais. A Figura 21 apresenta a diferença entre tais modelos.



Fonte: Manuais CAD/TQS (2016)

2.3.8 Parâmetros de controle dos deslocamentos laterais

A ABNT NBR6118:2014 no item 13.3 descreve alguns valores práticos utilizados na verificação em serviço do estado-limite de deformações excessivas das estruturas. No caso de edifícios, a ação do vento desempenha um papel fundamental nos deslocamentos horizontais que ocorrem em serviço. A norma recomenda que sua consideração seja feita através da combinação frequente de ações, o que corresponde a $\psi_1=0,3$ ou seja, somente 30% do esforço de vento é utilizado na verificação.

Conforme mencionado na NBR 6118:2014, é importante limitar esses deslocamentos tanto no topo dos edifícios quanto entre os pavimentos consecutivos. Isso é necessário para evitar problemas de fissuração nos elementos não estruturais, em particular nas paredes de vedação, que, embora não façam parte da estrutura principal, são influenciadas por ela. Os limites para os deslocamentos horizontais prescritos na referida norma são:

$H/1700$ no caso da edificação como um todo;

$H_i/850$ entre pavimentos consecutivos devido à atuação das ações horizontais;

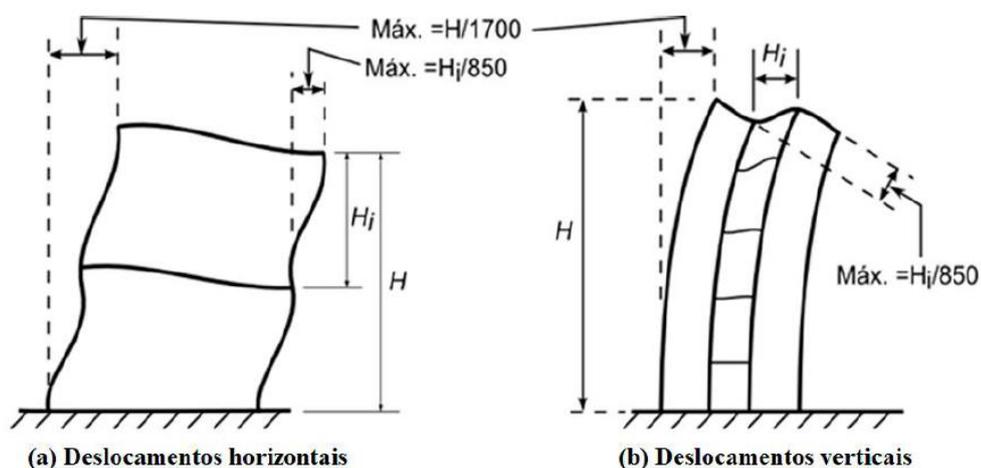
Onde:

H é a altura total do edifício

H_i é o desnível entre dois pavimentos consecutivos

Ainda segundo a NBR 6118:2014 é importante destacar que, ao verificar os deslocamentos entre pavimentos, não se deve levar em consideração os deslocamentos causados pela deformação axial dos pilares. Segundo CARMO (1995), a verificação do deslocamento lateral já foi também largamente utilizada como um parâmetro de avaliação da rigidez das estruturas. No entanto, a autora argumenta que essa prática pode não ser adequada devido à falta de consenso entre pesquisadores, na definição de valores-limite para tal verificação. Na Figura 22, estão indicados os deslocamentos-limites horizontais e verticais referentes ao edifício como um todo e entre pavimentos.

Figura 22 - Limitações para deslocamentos laterais de edifícios



Fonte: Carmo (1995)

3 METODOLOGIA

Neste capítulo será apresentado o modelo estrutural em concreto armado concebido, considerando as condições de vento na cidade de Caxias do Sul-RS. É importante ressaltar que a referida edificação não existe, sendo apenas um modelo estrutural fictício utilizado para análise e avaliação no decorrer do trabalho. O projeto arquitetônico utilizado foi concedido pelo Arquiteto Vagner Dalagno e adaptado para realização deste trabalho.

É relevante para a correta avaliação da estrutura no *software* TQS que todos os elementos estruturais sejam definidos. Portanto, para o dimensionamento dos elementos estruturais (pilares, vigas e lajes) observou-se as diretrizes presentes na ABNT NBR 6118:2014 para as dimensões mínimas, bem como a consideração dos estados de limite último (ELU) e o estado de limite de serviço (ELS).

Os carregamentos horizontais e verticais foram definidos com base nos critérios apresentados nas normas ABNT 6123:1988 e ABNT 6120:2019. Já os carregamentos devido ao peso próprio das estruturas são calculados automaticamente pelo *software* utilizado, devido às propriedades dos materiais anteriormente definidos. Foi estabelecido previamente que a resistência característica do concreto (f_{ck}) adotada para o modelo estrutural é de 25 MPa. As sapatas não foram consideradas no modelo estrutural, bem como as escadas, visto que estas contribuem para a rigidez da edificação.

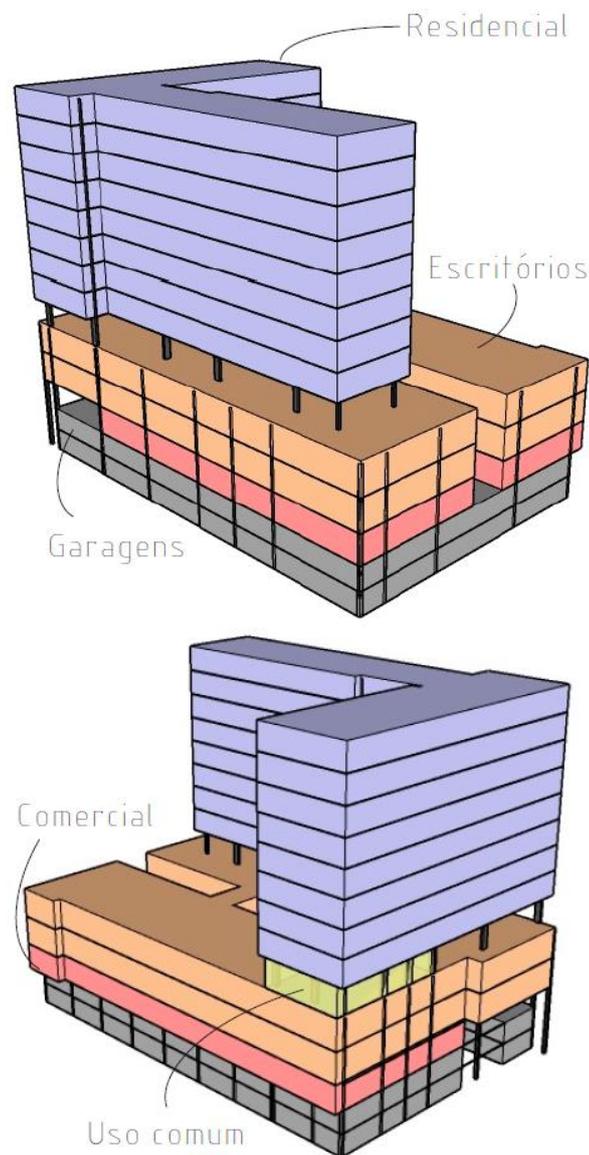
As diretrizes para o espaçamento entre juntas de dilatação podem variar dependendo de vários fatores, como o tipo de estrutura, o material utilizado, as condições ambientais e os critérios de projeto específicos. De acordo com a NBR 6118:2014, o espaçamento entre as juntas de dilatação deve ser determinado considerando-se a extensão máxima de movimento esperada na estrutura, o coeficiente de dilatação térmica do material utilizado, as dimensões da estrutura e as condições ambientais locais. Em geral, o espaçamento recomendado varia de acordo com o tipo de estrutura, sendo comum adotar um espaçamento de 20 a 30 metros em edifícios e pontes.

A estrutura foi analisada com uma junta de dilatação e sem ela, os efeitos de vento e desaprumo serão comparados entre os dois modelos posteriormente para avaliar a interferência da junta nos resultados. Os parâmetros que interferem na estabilidade global como o parâmetro α e o coeficiente γ_z também serão comparados entre si. A seguir será apresentado o projeto arquitetônico, bem como os critérios e coeficientes utilizados para avaliação da estrutura, tais como vinculações, rigidez de elementos, carregamentos, combinações de ações, entre outros.

3.1.1 Projeto arquitetônico

A edificação fictícia original é composta por três pavimentos comerciais, e oito pavimentos residenciais, sendo estes dois blocos de pavimentos divididos por uma área de uso comum, conforme Figura 23. A proposta do trabalho visou avaliar o desaprumo e as ações do vento em edificações de pequeno porte. Como a edificação completa ultrapassa o limite de pavimentos estipulados para análise, adaptou-se o projeto original optando então por avaliar apenas cinco pavimentos de uso residencial (em roxo).

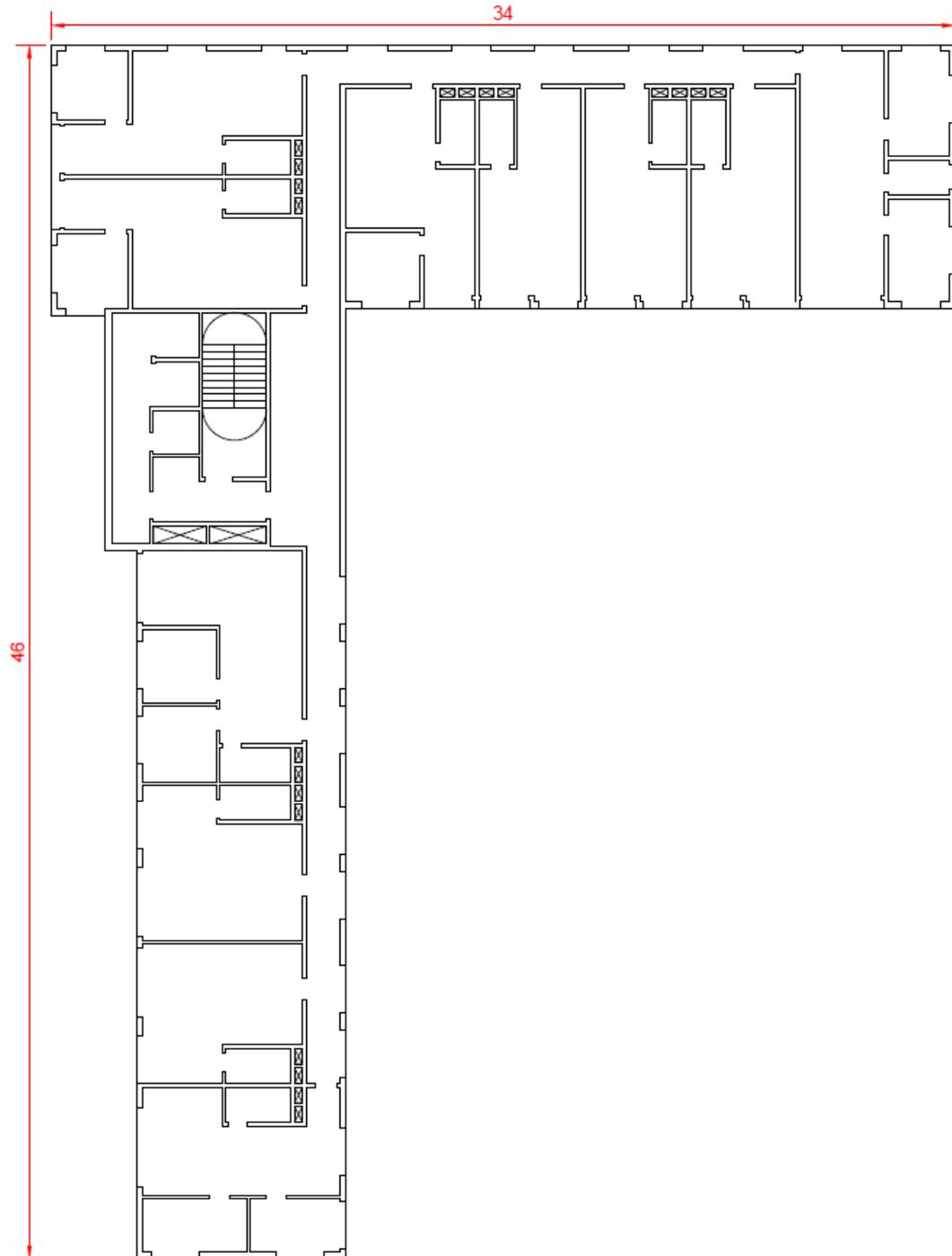
Figura 23 - Divisão de pavimentos



Fonte: Vagner Dalagno (2021)

O edifício analisado possui área construída aproximada de 635 m² de por andar. Cada andar é dividido em 5 quitinetes que possuem uma área que varia de 34 a 38,4 m², 3 apartamentos com um quarto com áreas de 41,6 a 48 m² e 3 apartamentos com dois quartos possuindo área de 51,4 a 60 m². A planta baixa dos pavimentos analisados é apresentada na Figura 24.

Figura 24 - Planta baixa



Fonte: Adaptado de Vagner Dalagno (2023)

3.1.2 Análise dos efeitos de segunda ordem

Segundo o TQS, em geral, em estruturas com 4 ou mais pisos, efetuamos a análise linear e estimamos os efeitos de segunda ordem através do γz ou α . A consideração simplificada dos efeitos de segunda ordem é feita multiplicando-se os esforços devido a carregamento horizontal pelo valor de γz .

Nas estruturas com menos de 4 pisos, o parâmetro γz não tem precisão, e somente o α pode ser considerado, já em estruturas com γz muito alto (1,3 e acima) e em estruturas com menos de 4 pisos onde o α é alto, é necessário analisar os efeitos globais de segunda ordem por um processo mais refinado, como o P-Delta. Visto que a estrutura analisada possui 4 pavimentos e não necessita de um processo muito refinado como o P-Delta todos os processamentos do edifício foram realizados utilizando-se o processo do γz .

3.1.3 Modelo estrutural

A norma ABNT NBR 6118:2014 classifica a classe de agressividade ambiental (CAA) de acordo com o ambiente em que a estrutura está localizada, com ela é possível definir a correspondência entre a classe de agressividade ambiental e o cobrimento nominal necessário para a estrutura. A construção está localizada ficticiamente na cidade de Caxias do Sul, em um ambiente urbano, portanto considerou-se a classe de agressividade ambiental tipo II, para ambiente com agressividade moderada. O cobrimento adotado para as lajes maciças foi de 25mm, enquanto para os pilares e vigas adotou-se um cobrimento igual a 30 mm, conforme Figura 25:

Figura 25 – Cobrimentos

Cobrimentos (cm)			Diferença secundária	
	Inferior	Superior		
Lajes em geral	2.5	2.5	1	1
Lajes protendidas	3.5	3.5	1	
Vigas	3			
Pilares	3			
Fundações	3		1	

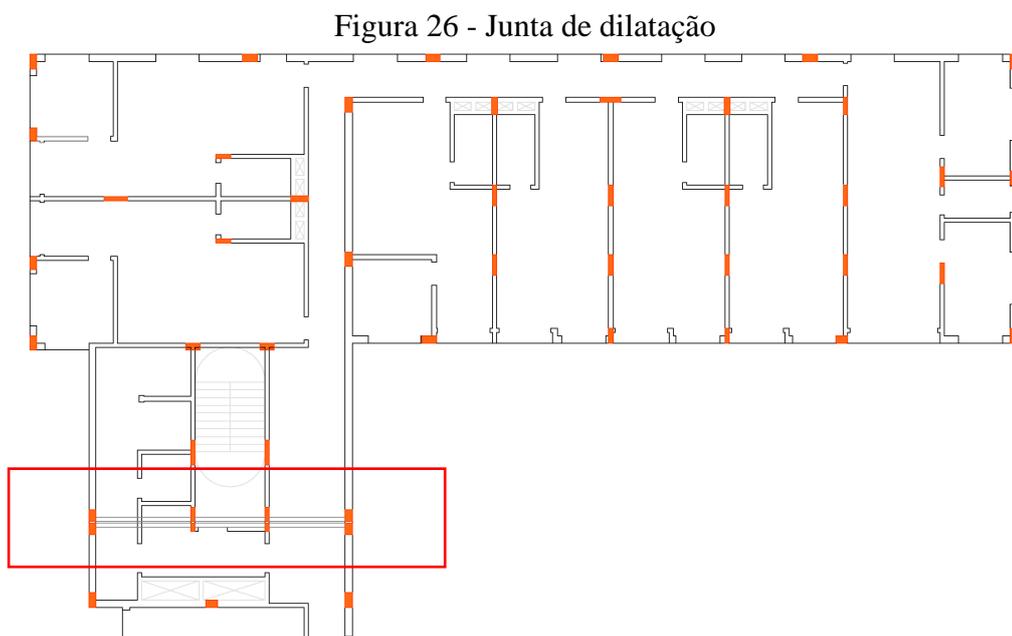
Fonte: Adaptado TQS (2023)

De acordo com a recomendação da NBR 6118:2014, o peso específico adotado para o concreto armado é de $2,50 \text{ tf/m}^3$ (25 kN/m^3). Todas as vinculações serão admitidas como perfeitamente engastadas na base da edificação. Para simplificação não serão adotados critérios para consideração de efeitos construtivos nas estruturas.

3.1.3.1 Lançamento dos elementos estruturais

Após conferência do modelo arquitetônico foi realizado o dimensionamento das vigas, lajes e pilares da estrutura dentro do próprio TQS. Visto que a ideia inicial não era realizar a validação do lançamento dos elementos estruturais ou refinamento dos dimensionamentos, os elementos foram conferidos apenas superficialmente para evitar que ficassem sub ou superdimensionados.

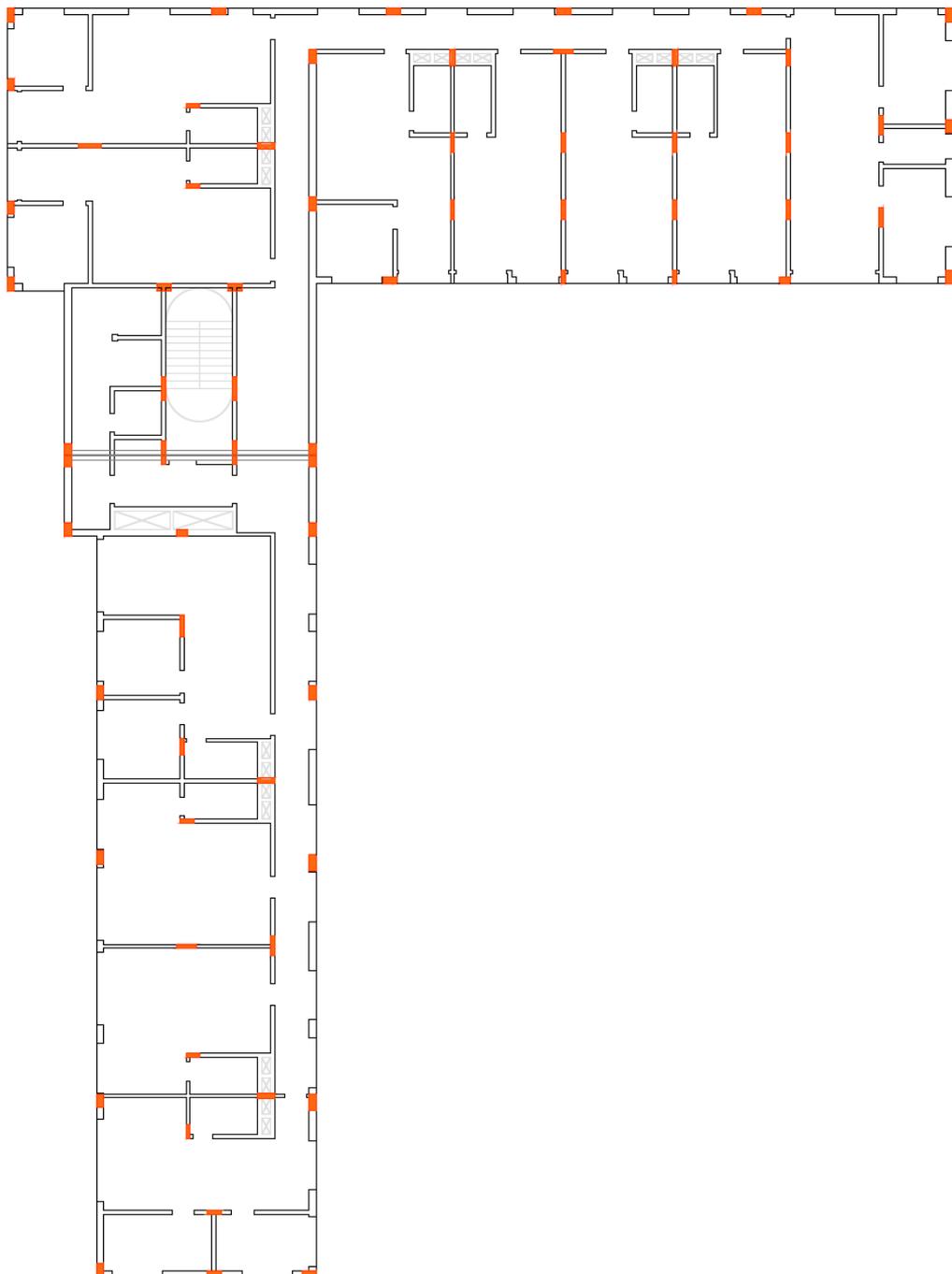
Pelas dimensões do projeto optou-se também em adicionar uma junta de dilatação na estrutura de 3 cm, conforme a Figura 26, a seguir. Realizou-se a análise da edificação em questão, com e sem a junta de dilatação para avaliar a interferência da mesma nas cargas de vento, desaprumo, bem como a influência estabilidade global da estrutura. A diferença estrutural das duas plantas lançadas e analisadas foi apenas a retirada dos elementos duplicados utilizados na junta de dilatação, todas as demais cargas e dimensões de elementos permaneceram os mesmos. Posteriormente serão apresentadas apenas as plantas de pilares, vigas e lajes utilizadas no projeto para a edificação considerando a junta de dilatação.



Fonte: O autor (2023)

As dimensões detalhadas de todos os pilares dimensionados estão localizados no Apêndice A para a edificação com a junta de dilatação e no Apêndice B para a edificação sem a junta de dilatação. Todos os pilares possuem uma seção fixa de 15 ou 25 cm, variando apenas o comprimento dos mesmos, optou-se por utilizar os pilares em diferentes sentidos nas paredes internas da edificação a fim de melhorar o contraventamento da estrutura. Na Figura 27 estão locados em laranja a posição dos pilares utilizados na planta com a junta de dilatação.

Figura 27 - Planta de pilares



O dimensionamento das vigas também se deu com dimensões fixas de largura, de 15 ou 25 cm de espessura, enquanto a variação se dá apenas nas alturas. As dimensões detalhadas de todas as vigas dimensionados estão localizados no Apêndice C, para a edificação com a junta de dilatação e no Apêndice D para a edificação sem a junta de dilatação. Tomou-se o cuidado para avaliar as flechas em cada um dos trechos das vigas por meio da análise da grelha não-linear, com a combinação quase-permanente recomendada pela ABNT NBR 6118:2014, e com o caso 9 (PP + PERM + 0,7ACID) utilizando a configuração padrão do *software* TQS para as combinações, com a rigidez final da estrutura. Na Figura 28 estão localizados em azul a posição de todas as vigas dos pavimentos tipo. Já na Figura 29, estão as localizadas as vigas da planta de cobertura.

Figura 28 - Planta de vigas pavimento tipo

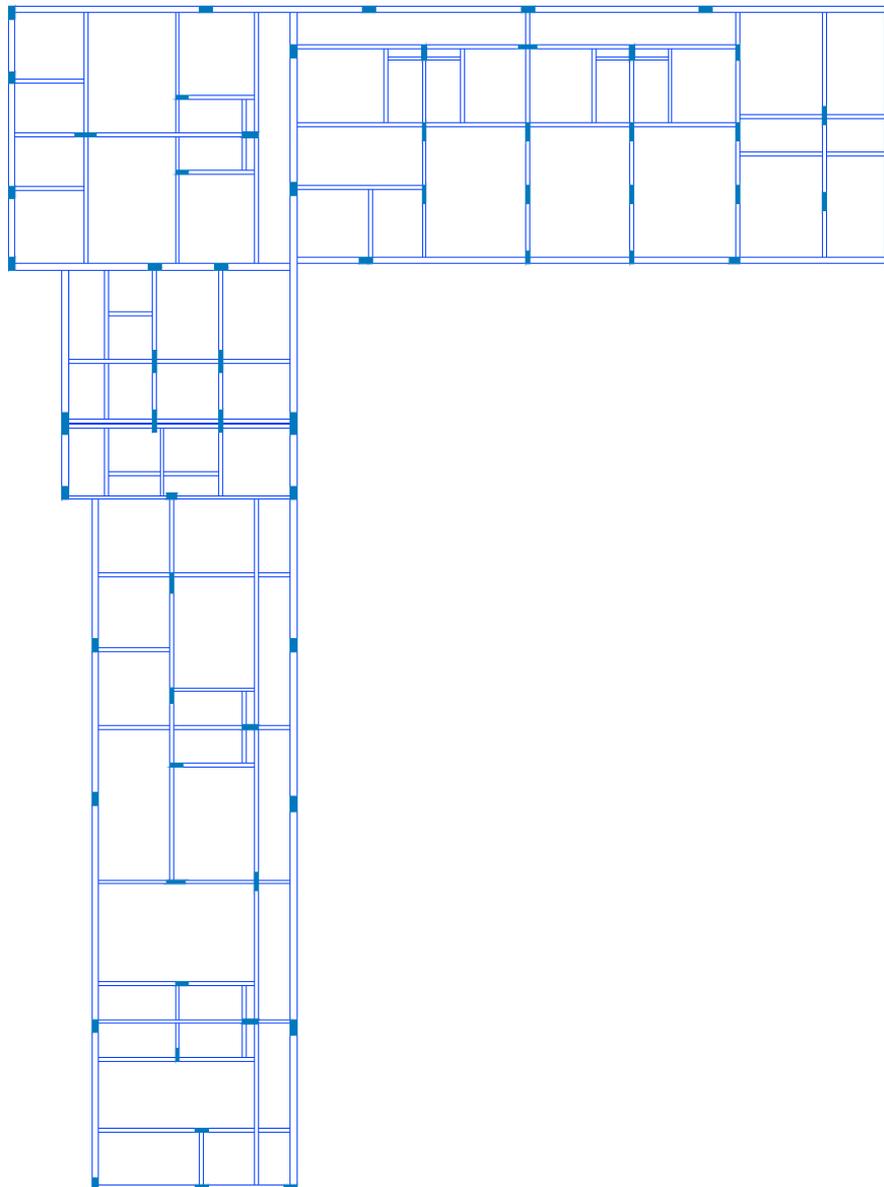
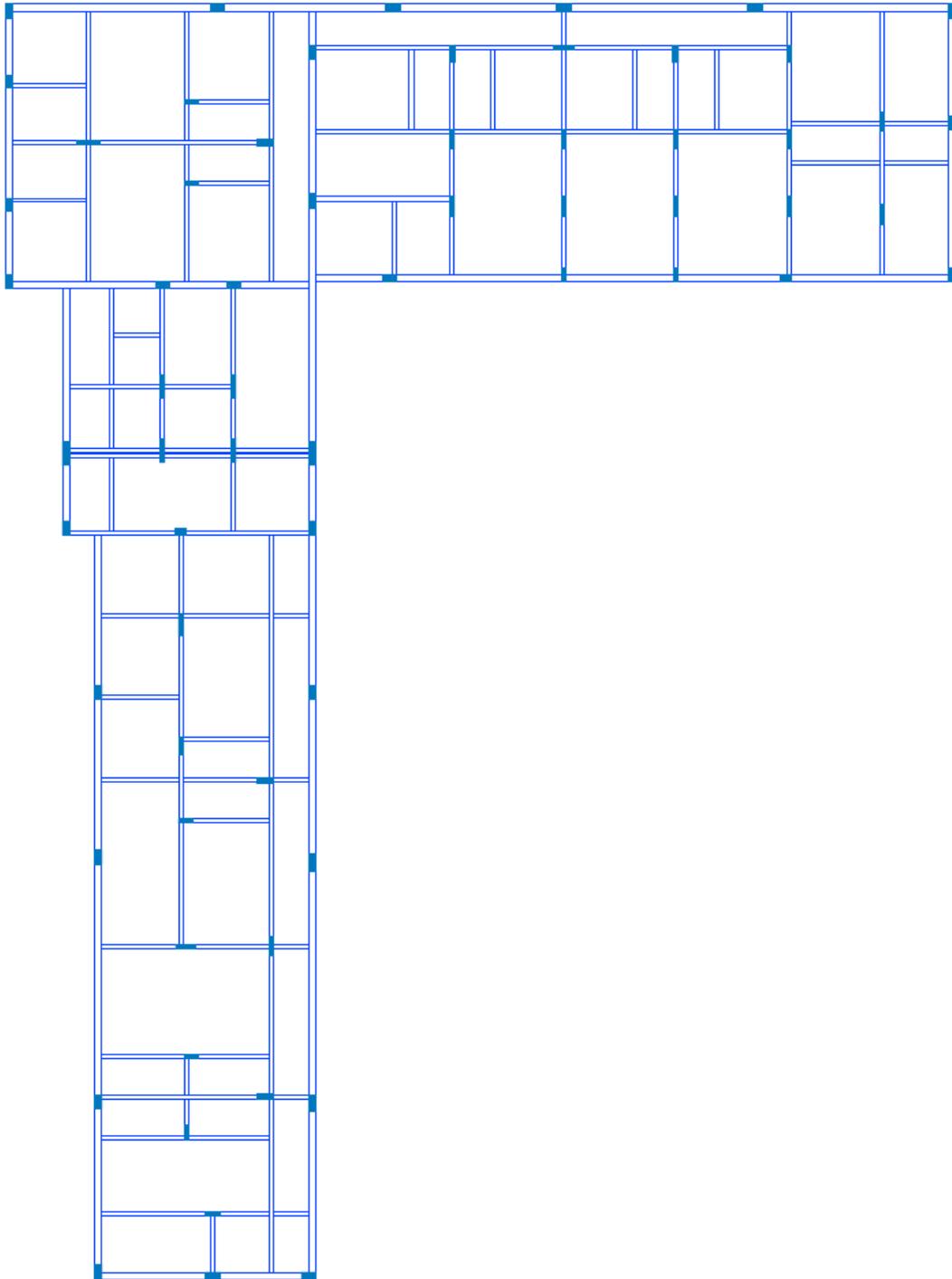


Figura 29 - Planta de vigas cobertura



Fonte: O autor (2023)

Para o dimensionamento das lajes optou-se por utilizar uma altura fixa de 10cm, analisou-se as flechas limites por meio da grelha não-linear, com a combinação quase-permanente recomendada pela ABNT NBR 6118:2014, e com o caso 9 (PP + PERM + 0,7ACID) com a rigidez final da estrutura, também utilizando a configuração padrão do *software* TQS para as combinações. Dado o primeiro dimensionamento, algumas lajes ficaram

com flechas superiores as flechas limites recomendadas, com isso optou-se pela inclusão, retirada ou mudança de seção em alguns pilares e vigas para que nenhuma laje ultrapassasse a flecha máxima. A Figura 30 apresenta a planta das lajes para os pavimentos tipo, enquanto a Figura 31 apresenta a planta para a cobertura.

Figura 30 - Planta de lajes pavimento tipo

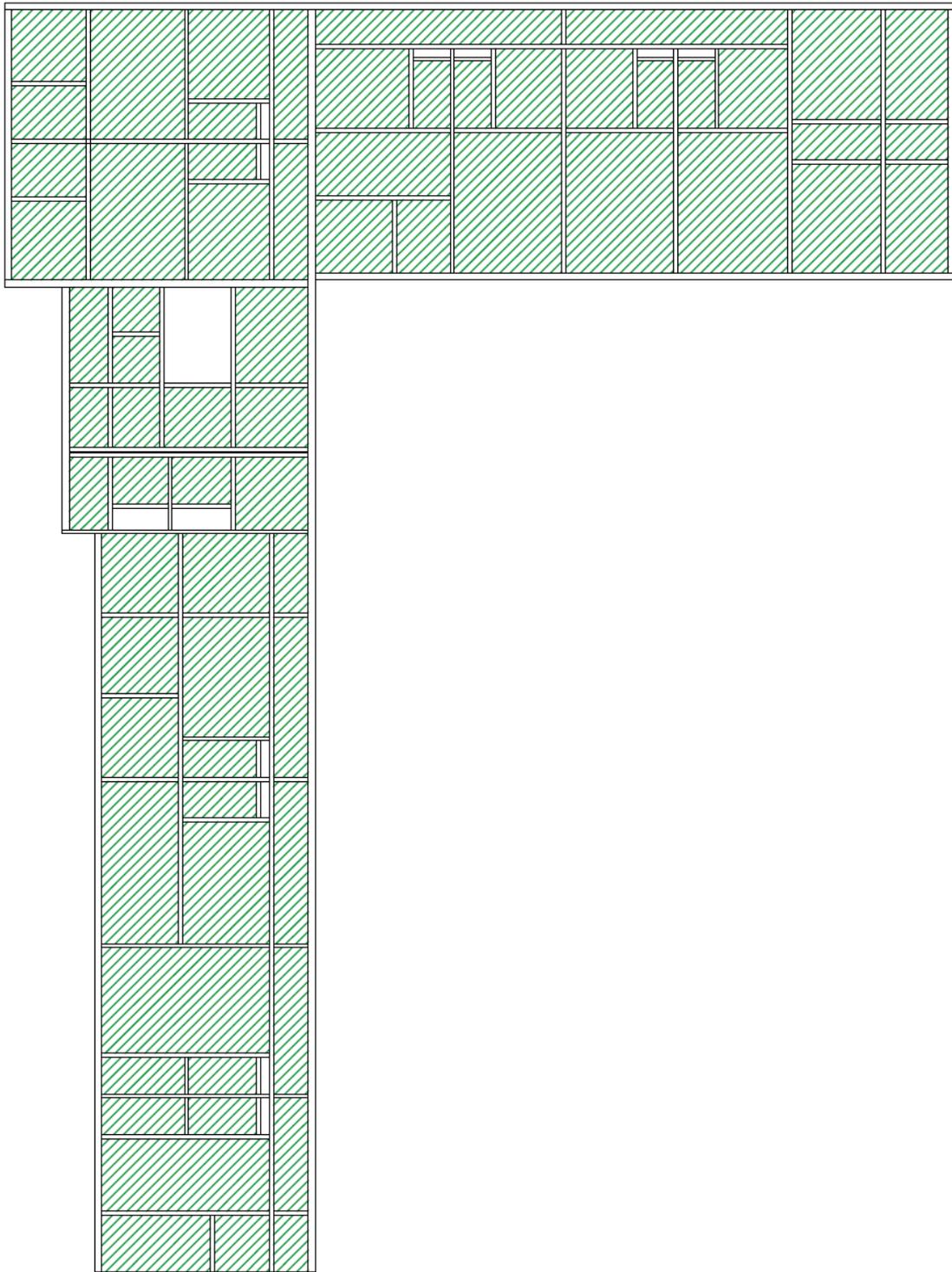
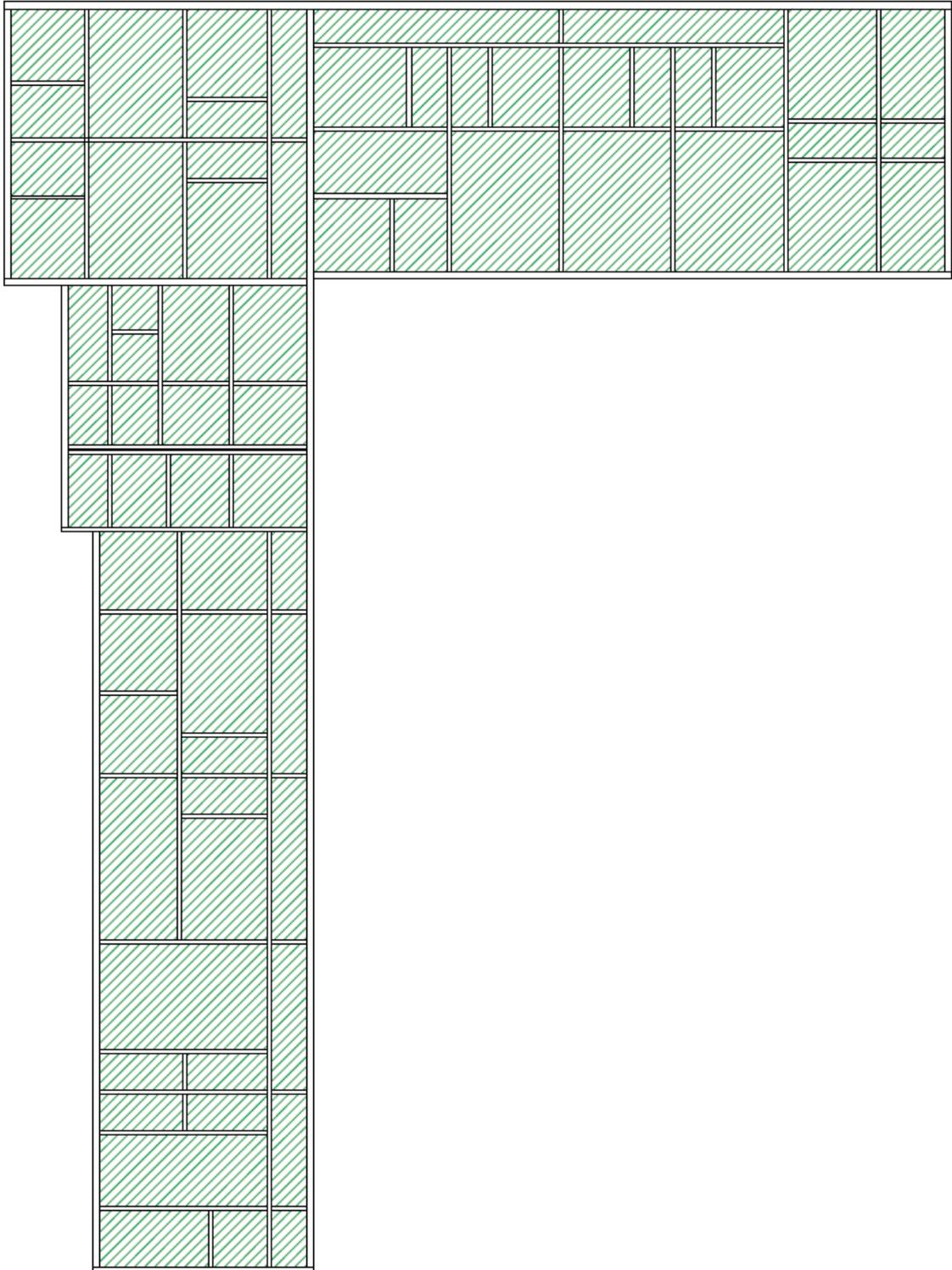


Figura 31 - Planta de lajes cobertura



Fonte: O autor (2023)

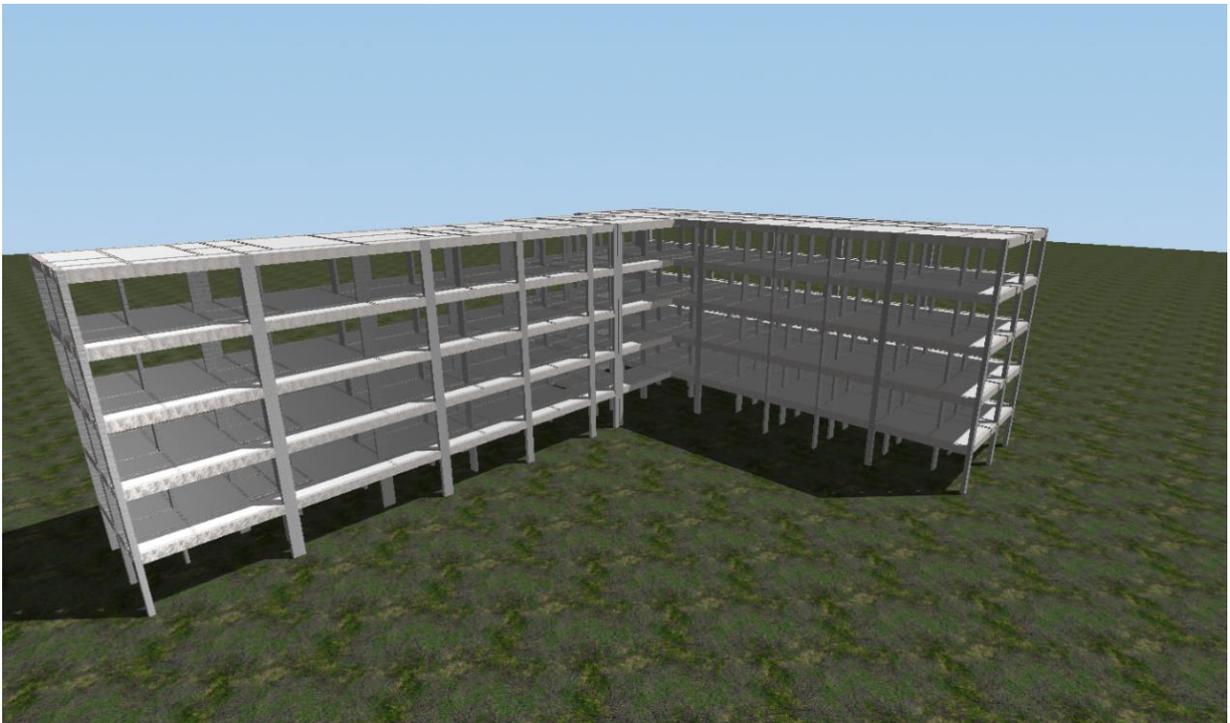
3.1.3.2 Modelo estrutural TQS

Tendo em vista o porte da edificação, para a análise estrutural no *software* TQS será utilizado o modelo IV. No modelo adotado a estrutura é modelada como um pórtico espacial composto por barras simulando vigas e pilares, já as lajes são consideradas como diafragmas rígidos. Dessa forma os deslocamentos são compatibilizados em todos os nós de cada nível da estrutura, fazendo com que a rigidez dos elementos estruturais seja considerada na análise da estabilidade global.

3.1.4 Ações e combinações

Após o lançamento de todos os elementos estruturais necessários, consultou-se as normas vigentes para lançamento das cargas acidentais (NBR 6120) e de vento (NBR 6123) a serem consideradas para a estrutura, a Figura 32 apresenta a estrutura fictícia com todos os elementos estruturais pré-lançados. Todos os carregamentos utilizados serão abordados posteriormente.

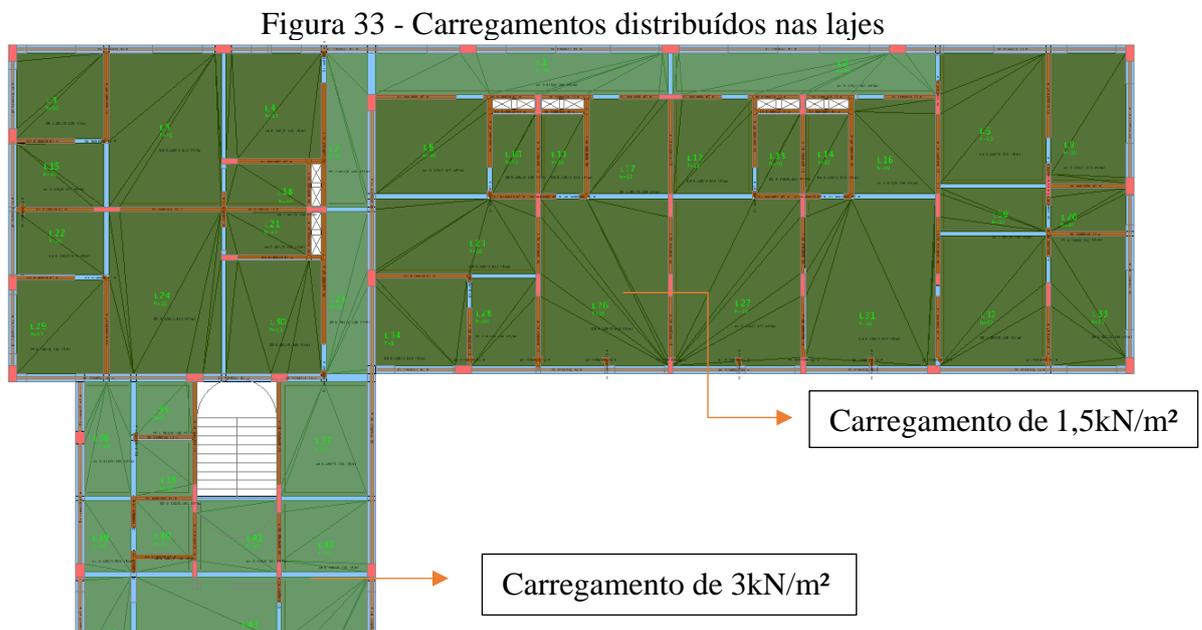
Figura 32 - Modelo estrutural 3D



Fonte: Adaptado TQS (2023)

3.1.4.1 Cargas verticais

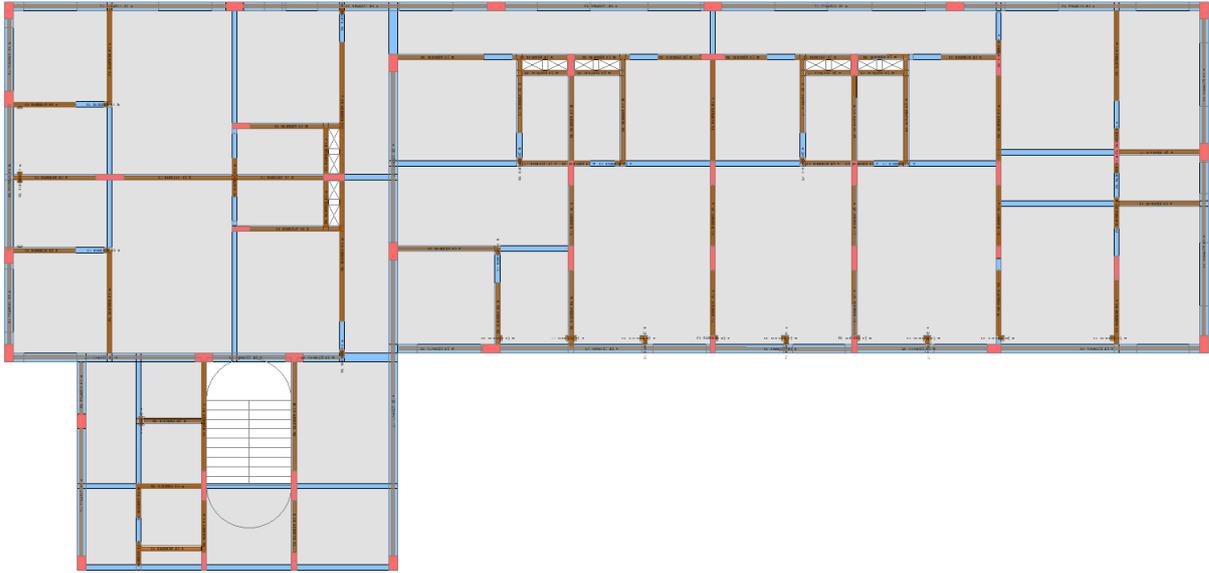
Para as cargas verticais utilizou-se as indicações da ABNT 6120:2019 que define as cargas acidentais bem como o peso específico dos materiais. Foi considerado para o revestimento das lajes um carregamento de 1 kN/m^2 , $1,5 \text{ kN/m}^2$ para as sobrecargas acidentais em salas, cozinhas e dormitórios, enquanto nas áreas de corredores de uso comum utilizou-se um carregamento de 3 kN/m^2 . A disposição das cargas no *software* TQS pode ser visto na Figura 33:



Fonte: Adaptado TQS (2023)

As cargas de alvenaria também foram aplicadas em todas os locais pertinentes, utilizando a totalidade da parede desconsiderando possíveis aberturas para janelas ou portas, sendo utilizados os carregamentos de $2,6 \text{ kN/m}^2$ para blocos de 14 cm e $3,0 \text{ kN/m}^2$ para os blocos de 25 cm , que podem ser vistos na Figura 34. Para o cálculo da distribuição das cargas verticais nos pavimentos foi utilizado o modelo de grelhas.

Figura 34 - Cargas de alvenaria



Fonte: Adaptado TQS (2023)

3.1.4.2 Cargas horizontais

Os carregamentos horizontais devido ao vento foram calculados de forma automática pelo *software* com base nas prescrições da ABNT NBR 6123:1988. Portanto será necessário apenas definir os parâmetros de cálculo de acordo com as características da edificação, sendo eles velocidade básica, fator topográfico, categoria de rugosidade, classe da edificação e fator estatístico.

A estrutura fictícia está localizada na cidade de Caxias do Sul-RS, onde a velocidade básica do vento é de 44 m/s, de acordo com o gráfico de isopletras de velocidade básica apresentado na Figura 4. A ação do vento na estrutura foi considerada de alta turbulência.

Conforme recomendação da ABNT NBR 6123:1988, para o fator topográfico S1 foi considerado o valor de 1,0. Já para o fator S2 foi considerado a categoria IV, onde a cota média dos obstáculos é de 10 metros. Como a maior dimensão da edificação é de 46m ela fica enquadrada na Classe B, onde as dimensões variam de 20 a 50 metros, e a altura z analisada da área comum até o final do quarto pavimento residencial é de 15,30 m. O fator S3 está enquadrado no grupo 2, sendo este o de edificações residenciais/comerciais com alto fator de ocupação, portanto, $S3 = 1,0$. A Figura 35 informa os valores utilizados para os fatores S1, S2, S3 e a velocidade básica.

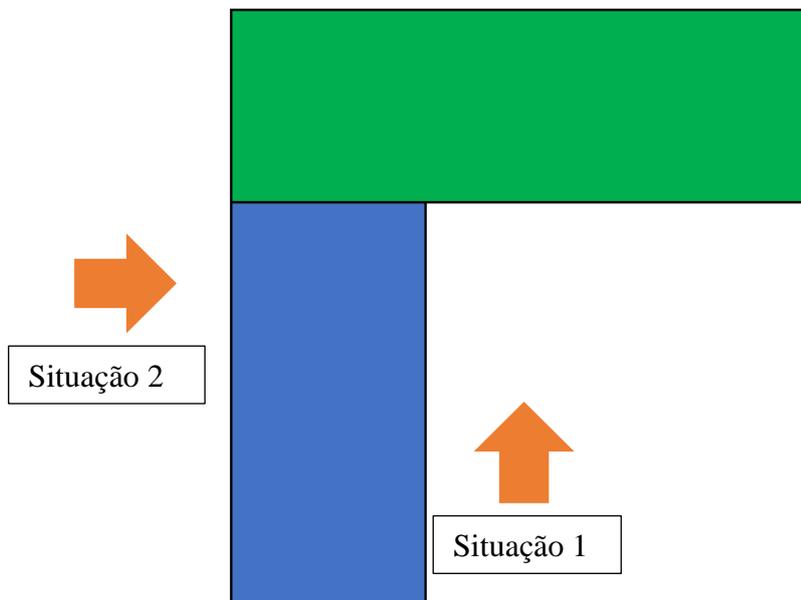
Figura 35 - Coeficientes para consideração de vento

V0 - Velocidade básica	44	m/s
S1 - Fator do terreno	1.00	
S2 - Categoria de rugosidade	IV	
S2 - Classe da edificação	B	
S3 - Fator estatístico	1.00	

Fonte: Adaptado TQS (2023)

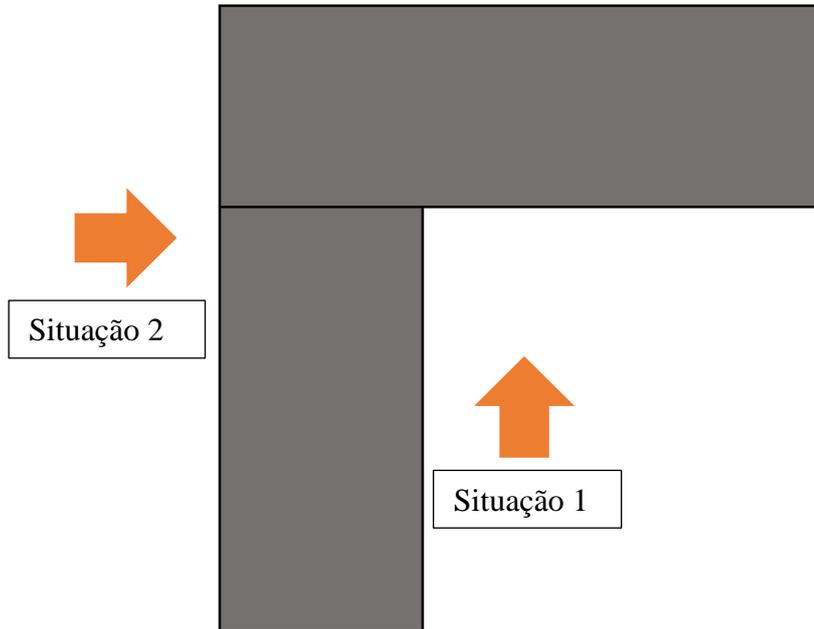
Devido a geometria da edificação, para os coeficientes de arrasto, foram analisadas três situações distintas, sendo elas a divisão da estrutura inicial em L em dois blocos retangulares conforme Figura 36 a seguir, sendo a análise da estrutura 1 em azul, a da estrutura 2 em verde e considerado ao final a estrutura total em L, conforme Figura 37. A área total de fachada considerada na situação 1 é de 520,20 m² e de 621 m² para a situação 2.

Figura 36 - Divisão da estrutura



Fonte: O autor (2023)

Figura 37 - Estrutura inteira



Fonte: O autor (2023)

Em cada uma das configurações de separação da estrutura analisou-se o vento nas duas fachadas, maior e menor conforme mostrado anteriormente nas Figuras 7 e 8. Os resultados obtidos serão apresentados nas Tabela 3, 4 e 5 seguintes:

Tabela 3 - Análise estrutura 1 (azul)

	l1 (m)	l2 (m)	h/l1	l1/l2
Situação 1	46	9	0,33	5,11
Situação 2	9	46	1,70	0,20

Fonte: O autor (2023)

Como a ação do vento na estrutura será considerada de alta turbulência, será necessário comparar os valores encontrados de $h/l1$ e $l1/l2$ conforme o ábaco da Figura 8. Pode-se perceber que o valor de 0,33 para $h/l1$ na situação 1 não existe no ábaco. Já para a situação 2, o coeficiente de arrasto está na ordem de 0,7 aproximadamente.

Tabela 4 - Análise estrutura 2 (verde)

	l1 (m)	l2 (m)	h/l1	l1/l2
Situação 1	34	10	0,45	3,40
Situação 2	10	34	1,53	0,29

Fonte: O autor (2023)

Para a análise da estrutura 2 em verde temos como resultado da combinação h/11 o valor de 0,45 para a situação 1, ao analisa o ábaco pode-se perceber que o valor não existe no ábaco. Enquanto para a situação 2 o valor encontrado está próximo de 0,7. A terceira e última análise foi realizada com a totalidade da edificação, os resultados obtidos estão presentes na Tabela 5:

Tabela 5 - Análise estrutura total

	I1 (m)	I2 (m)	h/I1	I1/I2
Situação 1	46	34	0,33	1,35
Situação 2	34	46	0,45	0,74

Fonte: O autor (2023)

Assim como na situação da estrutura 1 e 2, a relação h/11 não está presente no ábaco em nenhuma das duas situações analisadas (0,33 e 0,45), indicando que o Ca é inferior a 0,7 na situação 1 e 2. Com isso por opção para o trabalho, adotou-se o valor de 0,7 para cada um dos casos de vento conforme Figura 38 em ambos os modelos analisados, com a junta e sem, como uma forma de utilizar o coeficiente de arrasto a favor da segurança da estrutura, visto que possivelmente esse coeficiente é inferior a 0,7 na realidade.

Figura 38 - Resumo coeficiente de arrasto

	Ângulo	C.A.	Def Cot	Cot ini
1	90	0.7	Não	0
2	270	0.7	Não	0
3	0	0.7	Não	0
4	180	0.7	Não	0

Fonte: Adaptado TQS (2023)

3.1.4.3 Cargas devido às imperfeições globais

Os efeitos devido ao desaprumo global na estrutural são obtidos de forma automática pelo *software* TQS, aplicando as recomendações da ABNT NBR 6118:2014, sendo elas:

- a) considerar somente a ação do vento quando pelo menos 30% desta for maior que ação do desaprumo;
- b) considerar somente a ação do desaprumo quando pelo menos 30% desta for maior que ação do vento;
- c) demais casos, considerar a combinação dos efeitos de ambos.

3.1.4.4 Combinação de ações

A estrutura será verificada através de dezesseis combinações últimas e cinco combinações de serviço, de acordo com a NBR 6118:2014. Será necessário apenas realizar a correta configuração dos coeficientes no *software* para o cálculo automatizado.

Nas Tabelas 6 e 7 estão indicadas as combinações para o estado de limite último e combinações para o estado limite de serviço, respectivamente, utilizando a configuração padrão do *software* para análise das combinações. Para as combinações PP representa as cargas oriundas do peso próprio da estrutura, PER são as cargas permanentes, ACI as cargas acidentais e V são as cargas horizontais devido à ação do vento em cada um dos quatro ângulos principais de incidência.

Tabela 6 - Combinações de carga para o ELU

Combinação 1	$PP + PER + ACI + 0,6 * V_{90^\circ}$
Combinação 2	$PP + PER + ACI + 0,6 * V_{270^\circ}$
Combinação 3	$PP + PER + ACI + 0,6 * V_{0^\circ}$
Combinação 4	$PP + PER + ACI + 0,6 * V_{180^\circ}$
Combinação 5	$PP + PERM + 0,8 * ACID + V_{90^\circ}$
Combinação 6	$PP + PERM + 0,8 * ACID + V_{270^\circ}$
Combinação 7	$PP + PERM + 0,8 * ACID + V_{0^\circ}$
Combinação 8	$PP + PERM + 0,8 * ACID + V_{180^\circ}$
Combinação 9	$PP_V + PERM_V + ACID_V + 0,6 * V_{90^\circ}$
Combinação 10	$PP_V + PERM_V + ACID_V + 0,6 * V_{270^\circ}$
Combinação 11	$PP_V + PERM_V + ACID_V + 0,6 * V_{0^\circ}$
Combinação 12	$PP_V + PERM_V + ACID_V + 0,6 * V_{180^\circ}$
Combinação 13	$PP_V + PERM_V + 0,8 * ACID_V + V_{90^\circ}$
Combinação 14	$PP_V + PERM_V + 0,8 * ACID_V + V_{270^\circ}$
Combinação 15	$PP_V + PERM_V + 0,8 * ACID_V + V_{0^\circ}$
Combinação 16	$PP_V + PERM_V + 0,8 * ACID_V + V_{180^\circ}$

Fonte: Adaptado TQS (2023)

Tabela 7 - Combinações para o ELS

Combinação 1	$PP + PER + 0,3 * ACI$
Combinação 2	$PP + PER + 0,3 * ACI + 0,3 * V_{0^\circ}$
Combinação 3	$PP + PER + 0,3 * ACI + 0,3 * V_{90^\circ}$
Combinação 4	$PP + PER + 0,3 * ACI + 0,3 * V_{180^\circ}$
Combinação 5	$PP + PER + 0,3 * ACI + 0,3 * V_{270^\circ}$

Fonte: Adaptado TQS (2023)

3.1.5 Estabilidade global

3.1.5.1 Considerações para o desaprumo

A NBR 6118:2014 afirma que os carregamentos do vento e do desaprumo não precisam ser sobrepostos, bastando analisar apenas o mais desfavorável, com isso será necessário apenas informar ao *software* os critérios para consideração do desaprumo em ambos os processamentos (com e sem a junta de dilatação). Ao substituirmos a altura da edificação na Equação 14 a seguir, pode-se utilizar o resultado na Equação 1 descrita anteriormente que nos fornece a razão mínima quando o desaprumo é preponderante.

$$\theta_1 = \frac{1}{100\sqrt{H}} \quad (14)$$

Com o resultado obtido na Equação 14, temos que $\theta_1 = 1/391$. Já a razão encontrada para o ângulo de desaprumo na Equação 1 é de $1/298$, com isso utilizou-se a relação $1/300$ para o ângulo de desaprumo nos critérios de processamento do *software* em ambos os processamentos.

3.1.5.2 Classificação da deslocabilidade

Como visto anteriormente a classificação dos deslocamentos da estrutura pode ser realizada considerando-se apenas os esforços verticais com o coeficiente γz para avaliação do mesmo, ou então, o coeficiente FAVt que utiliza exatamente a mesma formulação do coeficiente γz , porém a diferença é que os deslocamentos horizontais provocados pelas cargas verticais são considerados e o resultado final passa a depender da magnitude das forças horizontais (vento). Com isso optou-se por avaliar essas deslocabilidades considerando a majoração através dos efeitos de vento na estrutura.

3.1.5.3 Método de processamento dos esforços

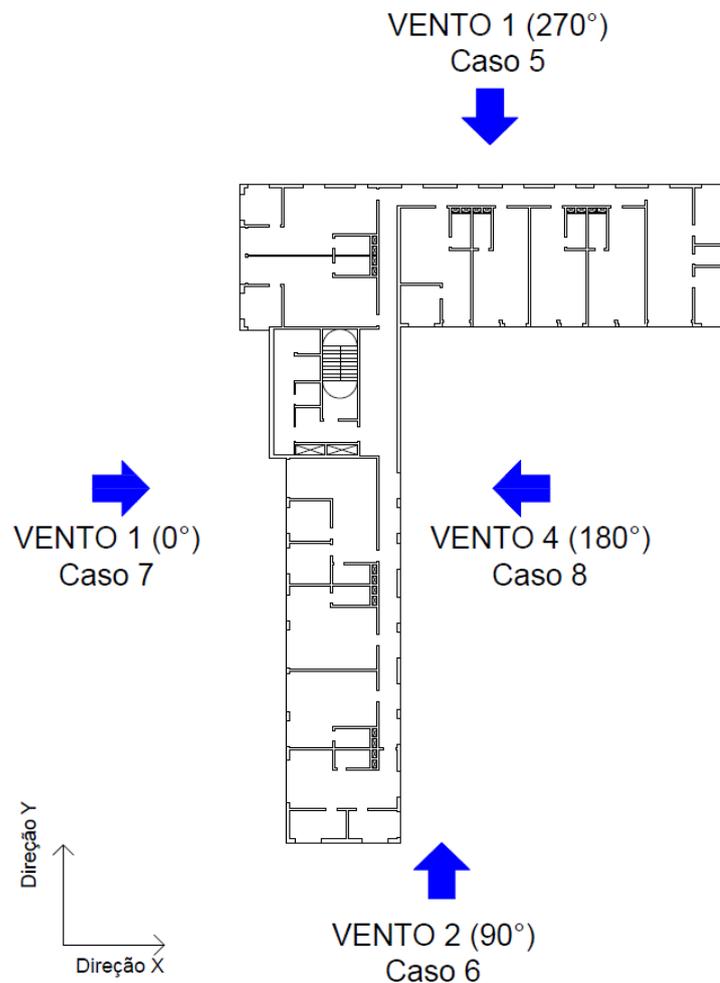
Todo o processamento da edificação foi realizado de forma automática pelo *software*, bastando apenas inserir as informações e critérios necessários. Os principais coeficientes e informações utilizadas no TQS estão presentes no Apêndice E.

4 RESULTADOS

Neste capítulo serão analisados os dois modelos estruturais fictícios concebidos em concreto armado, situados na cidade de Caxias do Sul – RS. O principal objetivo das análises é demonstrar a aplicação dos parâmetros estudados, bem como proceder a uma análise comparativa entre os resultados obtidos para os dois modelos estudados.

A metodologia e os critérios adotados nos modelos estruturais e nas análises, tais como vinculações, rigidez dos elementos, definição dos carregamentos e das combinações de ações, entre outros, seguem as mesmas diretrizes já descritas no Capítulo 3. Todas as análises realizadas a seguir foram consideradas para cada um dos casos simples de vento (vento a 0° , 90° , 180° e 270°), conforme apresentado na Figura 39, já o relatório completo fornecido pelo TQS pode ser encontrado nos Apêndices F e G para o modelo com a junta e sem, respectivamente.

Figura 39 - Casos de vento analisados



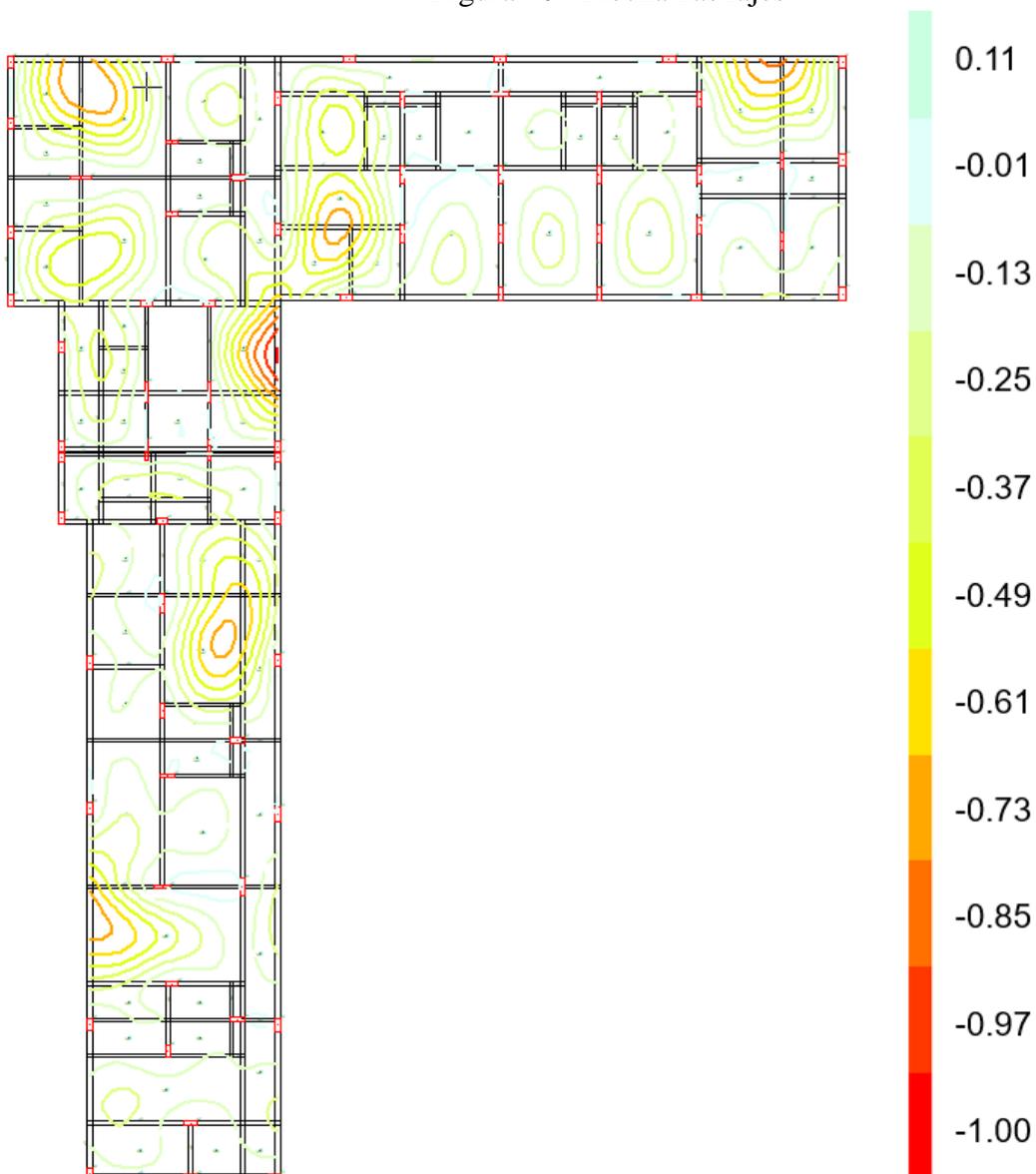
Fonte: O autor (2023)

4.1.1 Flecha nas lajes

A flecha limite na laje é dada pela Equação 15 a seguir, onde divide-se o comprimento do vão por 250. Para efeito de comparação a laje com a maior flecha foi a laje 37, que possui uma flecha de -0,99 cm. A Figura 40 apresenta o local onde encontra-se a maior flecha. Essa laje possui vãos de 2,60 m por 3,60 m, tendo como flecha limite 1,04 cm, estando, portanto, dentro do limite permitido por norma.

$$f_{lim} = \frac{L}{250} \quad (15)$$

Figura 40 - Flecha nas lajes



4.1.2 Momento de desaprumo por imperfeições globais

A Tabela 8 a seguir apresenta os resumos obtidos no *software* TQS para o Mig (momento de desaprumo por imperfeições globais) para os dois modelos analisados.

Tabela 8 - Momento de desaprumo (Mig)

Caso	Ângulo	Ed. 01 – com junta	Ed. 02 – sem junta
		Mig (tf.m)	Mig (tf.m)
5	90	56,5	56,2
6	270	56,5	56,2
7	0	56,5	56,2
8	180	56,5	56,2

Fonte: O autor (2023)

Analisando os resultados obtidos para os dois modelos percebe-se uma grande semelhança entre os resultados apesar da presença da junta de dilatação. A variação percentual é de apenas 0,53% entre os dois resultados, portanto nesse modelo estrutural analisado não existe variações expressivas no que se refere ao momento de desaprumo na base do edifício.

4.1.3 Deslocamentos laterais absolutos

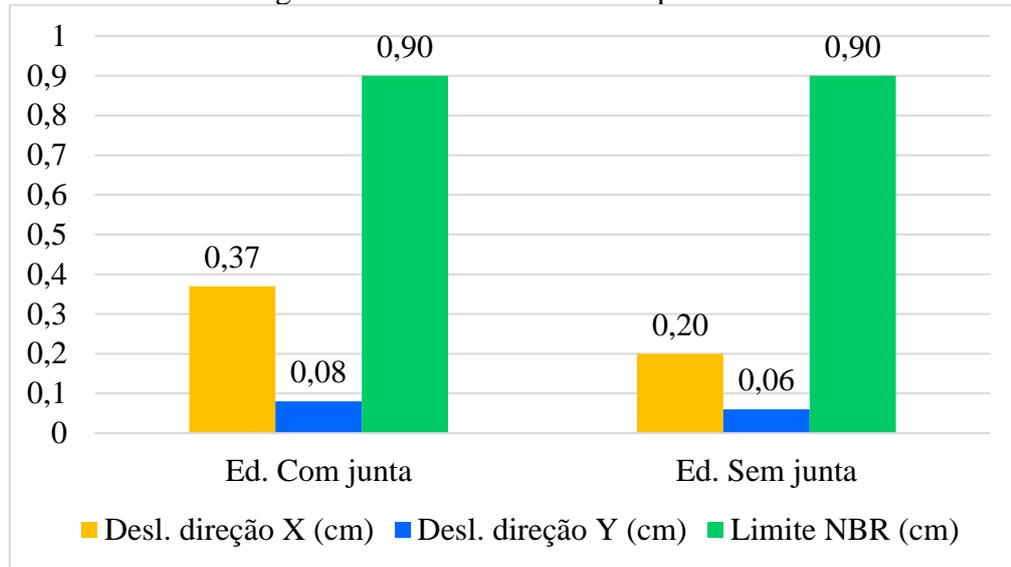
Os deslocamentos no topo dos modelos estruturais calculados em todas as direções de análise são apresentados na Tabela 9. Os resultados foram obtidos diretamente do TQS, já o limite de deslocamento foi calculado através da equação $H/1700$, onde H representa a altura total da edificação e o limite encontrado foi de 0,90 cm. O gráfico da Figura 41, compara os resultados com o limite estabelecido pela NBR 6118:2018, resultados estes que ficaram abaixo do limite estabelecido pela norma.

Tabela 9 - Deslocamento horizontal absoluto

Caso	Ed. 01 – com junta	Ed. 02 – sem junta
	DeslH (cm)	DeslH (cm)
5	0,08	0,06
6	0,08	0,06
7	0,37	0,20
8	0,37	0,20

Fonte: O autor (2023)

Figura 41 - Deslocamento no topo



Fonte: O autor (2023)

Percebe-se pela análise do gráfico que o maior deslocamento do topo da edificação se dá na direção X, porém em ambos os casos os deslocamentos são inferiores ao limite de 0,90 cm. Para a estrutura com a junta de dilatação o deslocamento representa 41,1% do limite, já para a edificação sem a junta esse resultado é ainda menor, com apenas 22,2%.

Quando o deslocamento horizontal no topo do edifício ultrapassa os valores impostos pela norma, pode ser necessário o enrijecimento da estrutura, seja com o aumento da seção de pilares e vigas, a criação de alguns núcleos rígidos (pilares parede), o giro de alguns pilares para que a sua maior inércia fique na direção de menor inércia do edifício, utilização de contraventamentos ou qualquer outra solução que minimize tais deslocamentos. Porém, não é o caso para se adotar nos modelos estruturais analisados, uma vez que os resultados referentes aos deslocamentos atenderam as premissas descritas na NBR 6118.

4.1.4 Deslocamento entre pisos

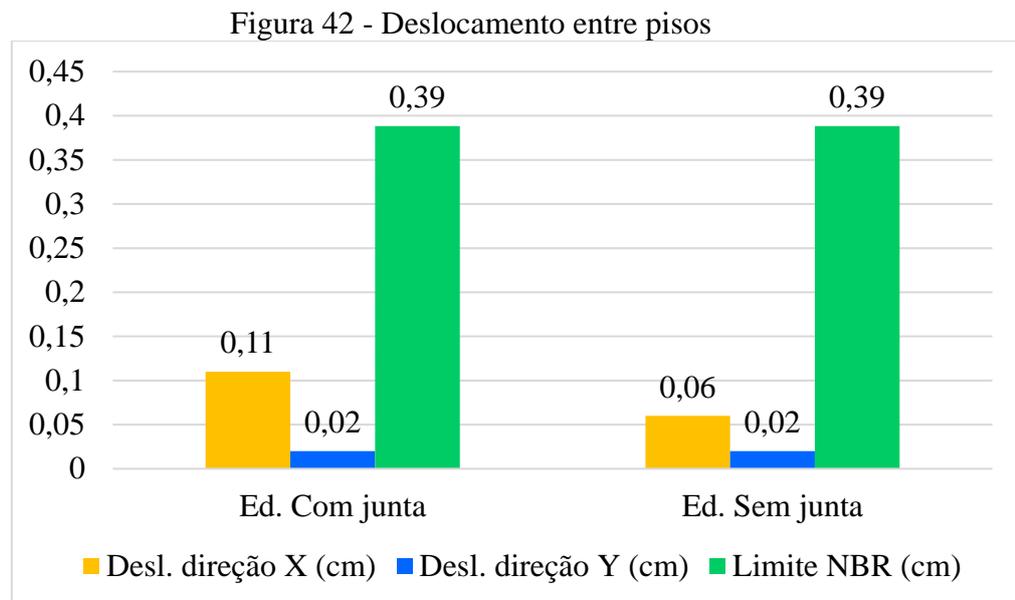
É fundamental que os deslocamentos que ocorrem em uma estrutura sejam limitados de forma a garantir a qualidade da obra. Com isso analisou-se os dados obtidos dos deslocamentos entre pisos fornecidos pelo TQS, comparando com os valores limites estipulados pela norma. Esse limite pode ser obtido através da equação $H_i/850$, onde H_i é a altura entre os pavimentos, cujo resultado foi de 0,39cm.

Os deslocamentos entre pisos dos modelos estruturais calculados em todas as direções de análise são apresentados na Tabela 10. O gráfico da Figura 42, compara os resultados com o limite estabelecido pela NBR 6118:2018, resultados estes que também ficaram abaixo do limite recomendados pela norma.

Tabela 10 - Deslocamento horizontal entre pavimentos

	Ed. 01 – com junta	Ed. 02 – sem junta
Caso	DeslHp (cm)	DeslHp (cm)
5	0,02	0,02
6	0,02	0,02
7	0,11	0,06
8	0,11	0,06

Fonte: O autor (2023)



Fonte: O autor (2023)

4.1.5 Momento de primeira ordem das cargas horizontais

A Tabela 11 a seguir apresenta os resumos obtidos no *software* TQS para o M1 (momento de primeira ordem das cargas horizontais) para os dois modelos analisados. O momento M1 representa o somatório de momentos causado pelo vento na base da edificação com resultados para cada um dos casos simples de vento.

Tabela 11 - Momento de primeira ordem das cargas horizontais (M1)

Caso	Ângulo	Ed. 01 – com junta	Ed. 02 – sem junta
		M1 (tf.m)	M1 (tf.m)
5	90	236,2	236,0
6	270	236,2	236,0
7	0	319,5	319,6
8	180	319,5	319,6

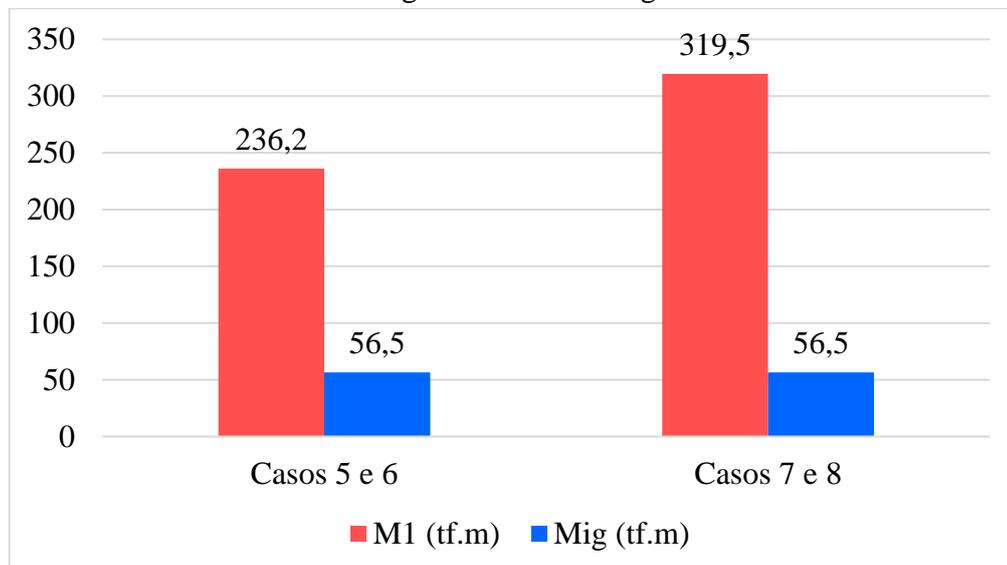
Fonte: O autor (2023)

Pode-se perceber por meio dos resultados obtidos para as duas estruturas analisadas, com e sem a junta de dilatação que o momento de primeira ordem das cargas horizontais na base da edificação não possui grandes variações entre os dois modelos, apesar da presença da junta de dilatação. Os valores obtidos possuem uma diferença de apenas 0,03% para a direção X, e para a direção Y ela é de 0,08%. Nota-se também que o maior caso do momento de primeira ordem se dá na direção X da estrutura (0° e 180°) onde o momento é de 319,5 tf.m, que representa uma variação de 26,7% com relação ao resultado obtido para a direção Y.

4.1.6 Comparação entre os momentos de vento e desaprumo

Por meio do gráfico da Figura 43 comparou-se os momentos gerados pelos esforços das cargas de vento (M1) e pelo momento causado pelo desaprumo (Mig) na estrutura. É possível perceber que os esforços causados pelo vento são superiores para todos os casos de vento analisados, essa diferença é de 418% para os casos de vento a 90 e 270° e de 565,5% nos casos de vento a 0 e 180°.

Figura 43 - M1 x Mig



Fonte: O autor (2023)

4.1.7 Parâmetro de instabilidade α

A partir da obtenção dos resultados, é importante ressaltar que os valores de α devem ser comparados ao limite normativo igual a 0,6 de acordo com o item 15.5.2 da NBR 6118:2014. As Tabelas 12 e 13 apresentam os resultados encontrados para o somatório das cargas verticais (CTot), somatório das cargas horizontais (CHor), bem como o parâmetro de instabilidade α (alfa) para os dois modelos analisados.

Tabela 12 - Parâmetro de instabilidade α (edificação com junta)

Caso	Ângulo	CTot (tf)	CHor (tf)	Alfa
5	90	3409,6	27,4	0,408
6	270	3409,6	27,4	0,408
7	0	3409,6	37,1	0,496
8	180	3409,6	37,1	0,496

Fonte: O autor (2023)

Tabela 13 - Parâmetro de instabilidade α (edificação sem junta)

Caso	Ângulo	CTot (tf)	CHor (tf)	Alfa
5	90	3394,1	27,4	0,384
6	270	3394,1	27,4	0,384
7	0	3394,1	37,1	0,557
8	180	3394,1	37,1	0,557

Fonte: O autor (2023)

De acordo com as tabelas apresentadas, é possível verificar uma variação numérica entre os dois modelos de aproximadamente 5,9% para os casos de vento na direção Y (90° e 270°), e de aproximadamente 11% nos casos de vento na direção X (0° e 180°), nos resultados do parâmetro alfa. Isso significa na prática, que para os casos de vento em Y o modelo considerando a junta de dilatação possui mais deslocamentos horizontais, fazendo com que os efeitos de segunda ordem sejam maiores do que na estrutura sem a junta. Já para os casos de vento em X o modelo sem a junta possui os maiores deslocamentos horizontais. Porém, mesmo com essas diferenças pode-se constatar que os dois modelos estruturais são classificados como estruturas de nós fixos, visto que não ultrapassam o limite de 0,6, proposto pela norma, não sendo necessário realizar a análise de segunda ordem.

4.1.8 Coeficiente γ_z

A partir dos resultados encontrados para os dois modelos no que diz respeito ao coeficiente γ_z , comparou-se com o limite de $\gamma_z = 1,1$ para estruturas de nós fixos, proposto no

item 15.5.3 da NBR 6118:2014. A Tabela 14 apresenta os valores de γ_z encontrados para cada um dos modelos.

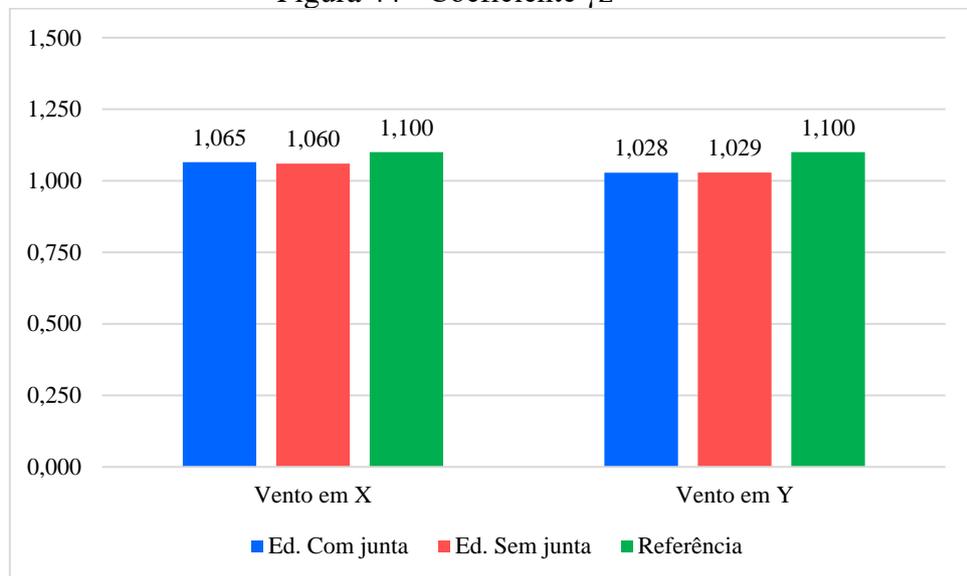
Tabela 14 - Coeficiente γ_z

Caso	Ângulo	Ed. 01 – com junta	Ed. 02 – sem junta
		γ_z	γ_z
5	90	1,028	1,029
6	270	1,028	1,029
7	0	1,065	1,060
8	180	1,065	1,060

Fonte: O autor (2023)

De acordo com a tabela resumo acima, pode-se constatar que para todos os casos de vento analisados ambas as estruturas são classificadas como sendo de nós fixos. Para os casos de 90° e 270° a diferença nos resultados obtidos chega a menos de 0,1%, já para os dois casos restantes, 0° e 180°, essa diferença fica próxima de 0,5%. Por se enquadrar do limite normativo, também é possível desconsiderar os efeitos de segunda ordem na estrutura. A Figura 44 traz os dados apresentados graficamente com o valor crítico nas direções X e Y. Percebe-se que a incidência do vento mais desfavorável está na direção X da estrutura (0° e 180°).

Figura 44 - Coeficiente γ_z



Fonte: O autor (2023)

4.1.9 Coeficiente FAVt

Sabendo que o coeficiente FAVt é calculado utilizando-se a mesma formulação do coeficiente γ_z , mas considerando os deslocamentos horizontais gerados pelos carregamentos

verticais e o resultado depende da magnitude das forças horizontais, espera-se que os resultados obtidos sejam maiores do que os encontrados para o coeficiente γz . É possível utilizar o limite de $FAVt = 1,1$ para avaliação da estrutura. A seguir, nas Tabelas 15 e 16 estão os resultados obtidos para o coeficiente $FAVt$ para ambos os modelos analisados, bem como valores de carga verticais e horizontais e o momento de segunda ordem obtido.

Tabela 15 - Coeficiente $FAVt$ (Ed. com junta de dilatação)

Caso	Ângulo	CTot (tf)	CHor (tf)	M2 (tf.m)	FAVt
14	90	3409,6	16,4	4,5	1,042
15	270	3409,6	16,4	1,6	1,028
16	0	3409,6	22,2	11,2	1,080
17	180	3409,6	22,2	7,3	1,065
18	90	3409,6	27,4	6,5	1,036
19	270	3409,6	27,4	3,7	1,028
20	0	3409,6	37,1	17,3	1,074
21	180	3409,6	37,1	13,6	1,065
25	90	3409,6	16,4	4,6	1,043
26	270	3409,6	16,4	1,5	1,028
27	0	3409,6	22,2	11,2	1,080
28	180	3409,6	22,2	7,3	1,065
29	90	3409,6	27,4	6,5	1,037
30	270	3409,6	27,4	3,6	1,028
31	0	3409,6	37,1	17,3	1,074
32	180	3409,6	37,1	13,6	1,065

Fonte: O autor (2023)

Observado a Tabela 15 é possível constatar que a maior incidência de vento desfavorável na estrutura na direção X se dá na situação de vento a 0° , com $FAVt = 1,080$, enquanto para a direção Y, $FAVt = 1,043$, na situação de vento a 90° .

Tabela 16- Coeficiente $FAVt$ (Ed. sem junta de dilatação)

(continua)

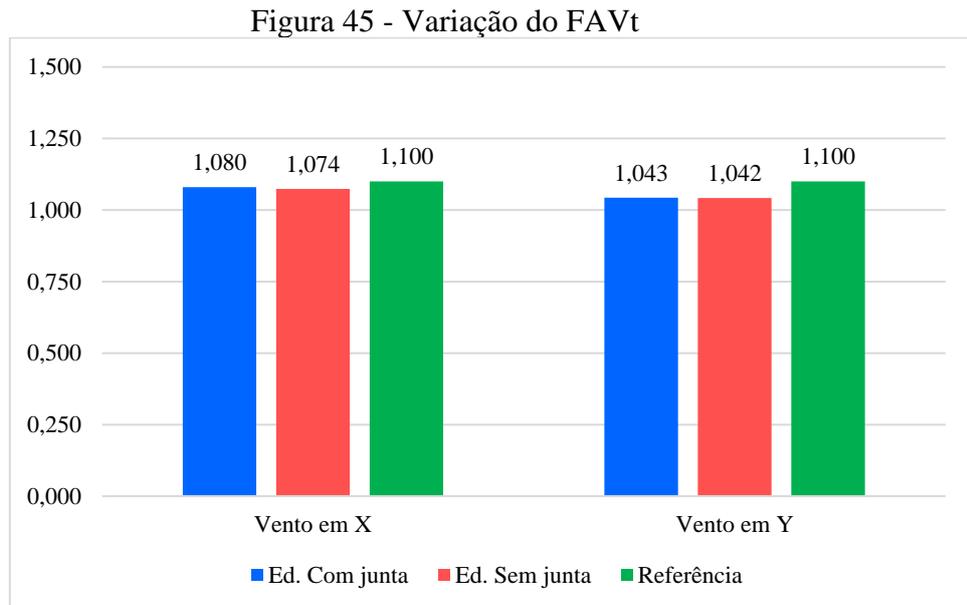
Caso	Ângulo	CTot (tf)	M2 (tf.m)	CHor (tf)	FAVt
14	90	3394,1	4,5	16,4	1,042
15	270	3394,1	1,7	16,4	1,029
16	0	3394,1	10,3	22,2	1,074
17	180	3394,1	6,7	22,2	1,060
18	90	3394,1	6,5	27,4	1,036
19	270	3394,1	3,9	27,4	1,029
20	0	3394,1	16,0	37,1	1,068
21	180	3394,1	12,5	37,1	1,060
25	90	3394,1	4,5	16,4	1,042
26	270	3394,1	1,7	16,4	1,029

(conclusão)

Caso	Ângulo	CTot (tf)	M2 (tf.m)	CHor (tf)	FAVt
27	0	3394,1	13,3	22,2	1,074
28	180	3394,1	6,8	22,2	1,060
29	90	3394,1	6,5	27,4	1,036
30	270	3394,1	3,9	27,4	1,029
31	0	3394,1	15,9	37,1	1,068
32	180	3394,1	12,5	37,1	1,060

Fonte: O autor (2023)

Conforme a Tabela 16, para o modelo sem a junta de dilatação o valor crítico para o coeficiente FAVt é de 1,074 também para ventos a 0° na direção X da estrutura, e para a direção Y o maior valor é de 1,042 para ventos a 90°. A Figura 45 traz a comparação da variação entre os resultados do coeficiente FAVt entre os dois modelos e o valor de referência da norma para comparação.



Fonte: O autor (2023)

4.1.10 Coeficiente RM2M1

Considerando o estado limite último, o coeficiente RM2M1 é gerado pelo processo P- Δ para avaliar a estabilidade da estrutura, cabendo ressaltar que este coeficiente corresponde a porcentagem dos efeitos de segunda ordem em relação aos de primeira ordem e seu cálculo é posterior à análise de segunda ordem. Por meio dessa análise, obtêm-se diretamente os esforços

finais (1ª + 2ª ordem), isso porque o processo P- Δ consiste em uma análise não-linear com a vantagem de ser obtido por meio de um processo mais refinado que é a análise não-linear geométrica. A seguir, nas Tabelas 17 e 18 estão os resultados obtidos para o coeficiente RM2M1 para ambos os modelos analisados.

Tabela 17 - Coeficiente RM2M1 (Ed. com junta de dilatação)

Caso	Ângulo	CTot (tf)	CHor (tf)	M2 (tf.m)	RM2M1
14	90	3409,6	16,4	6,2	1,044
15	270	3409,6	16,4	2,0	1,014
16	0	3409,6	22,2	12,7	1,084
17	180	3409,6	22,2	7,2	1,048
18	90	3409,6	27,4	8,8	1,038
19	270	3409,6	27,4	4,7	1,020
20	0	3409,6	37,1	19,2	1,077
21	180	3409,6	37,1	13,9	1,055
25	90	3409,6	16,4	6,3	1,044
26	270	3409,6	16,4	1,9	1,013
27	0	3409,6	22,2	12,7	1,084
28	180	3409,6	22,2	7,2	1,048
29	90	3409,6	27,4	8,9	1,038
30	270	3409,6	27,4	4,6	1,020
31	0	3409,6	37,1	19,2	1,077
32	180	3409,6	37,1	13,9	1,056

Fonte: O autor (2023)

Observado a Tabela 17 com os resultados do modelo com a junta de dilatação, pode-se perceber que os casos de vento a 0° apresentam a incidência do vento que é mais desfavorável para a estrutura na direção X, com valores de 1,84, enquanto para a direção Y o valor máximo é de 1,044 para ventos a 90°.

Tabela 18 - Coeficiente RM2M1 (Ed. sem junta de dilatação)

(continua)

Caso	Ângulo	CTot (tf)	M2 (tf.m)	CHor (tf)	RM2M1
14	90	3394,1	5,2	16,4	1,047
15	270	3394,1	1,2	16,4	1,011
16	0	3394,1	11,6	22,2	1,077
17	180	3394,1	6,6	22,2	1,044
18	90	3394,1	7,3	27,4	1,039
19	270	3394,1	3,4	27,4	1,018
20	0	3394,1	17,6	37,1	1,070
21	180	3394,1	12,7	37,1	1,051
25	90	3394,1	5,2	16,4	1,047
26	270	3394,1	1,2	16,4	1,011

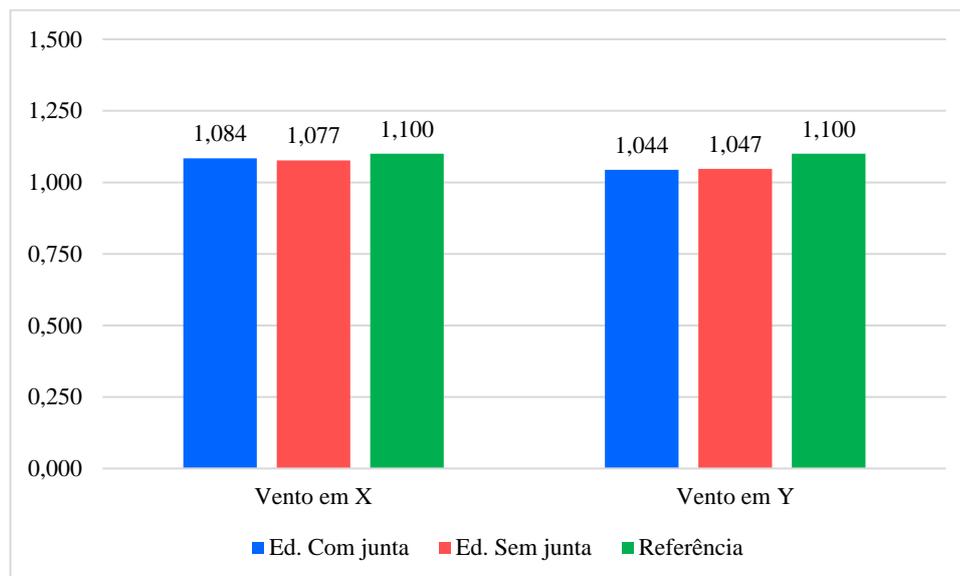
(conclusão)

Caso	Ângulo	CTot (tf)	M2 (tf.m)	CHor (tf)	RM2M1
27	0	3394,1	11,6	22,2	1,077
28	180	3394,1	6,6	22,2	1,044
29	90	3394,1	7,3	27,4	1,039
30	270	3394,1	3,4	27,4	1,018
31	0	3394,1	17,6	37,1	1,070
32	180	3394,1	12,7	37,1	1,051

Fonte: O autor (2023)

Conforme a Tabela 18, para o modelo sem a junta de dilatação o valor crítico para o coeficiente RM2M1 é de 1,077 também para ventos a 0° na direção X da estrutura, e para a direção Y o maior valor é de 1,047 para ventos a 90°. A Figura 46 traz a comparação da variação entre os resultados do coeficiente RM2M1 entre os dois modelos e o valor de referência da norma.

Figura 46 - Variação do coeficiente RM2M1



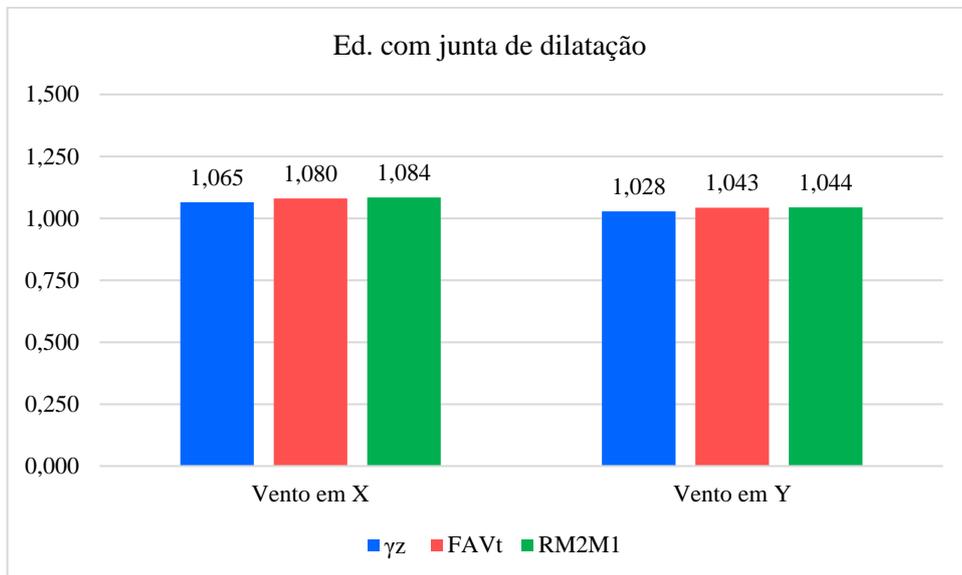
Fonte: O autor (2023)

Destaca-se que a partir dos resultados obtidos, é validada a afirmativa feita anteriormente no que concerne a direção de incidência do vento mais desfavorável. No mais, é importante ressaltar que os percentuais correspondentes à variação do parâmetro são similares aos apresentados na Figura 45, deste modo pode-se afirmar que os esforços de segunda ordem global obtidos a partir do coeficiente RM2M1 são mais refinados que os relativos a 0,95.γz porém com uma pequena variação.

4.1.11 Comparação entre γ_z , FAVt e RM2M1

Por último comparou-se os resultados obtidos para os três coeficientes de estabilidade, o γ_z , o FAVt e RM2M1 para os dois modelos analisados. Esses resultados são apresentados graficamente nas Figuras 47 e 48 a seguir, onde a primeira apresenta os resultados considerando a junta, e a segunda os resultados sem a junta de dilatação. As variações obtidas se dão principalmente pela forma como são obtidos os coeficientes, visto que γ_z e FAVt seguem a mesma formulação, com o último considerando as forças horizontais no cálculo. E o RM2M1 é obtido por um processo mais refinado, o P- Δ .

Figura 47 - Resultados de γ_z , FAVt e RM2M1 para edificação com junta de dilatação

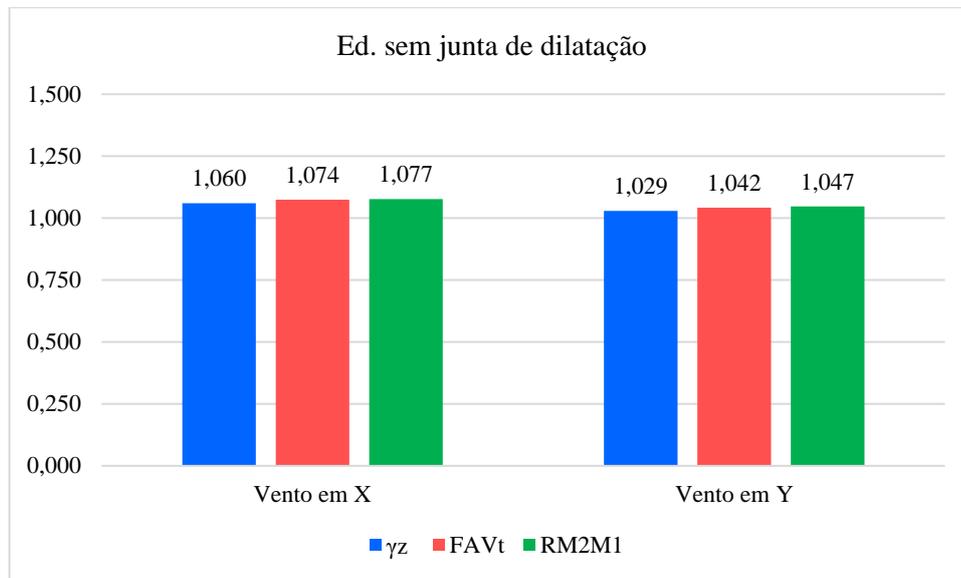


Fonte: O autor (2023)

É possível perceber por meio da Figura 46, que os resultados obtidos para todos os coeficientes da edificação com a junta de dilatação têm como caso crítico o vento na direção X da estrutura. Sendo a variação do menor para o maior resultado obtido de 1,75%.

Os resultados maiores foram obtidos nos coeficientes mais complexos, ou seja, o coeficiente γ_z é o mais simples e apresenta o menor resultado. Seguido pelo FAVt que considera os esforços verticais na sua formulação. E a análise mais complexa dada por P- Δ trás o maior resultado, sendo esse o somatório dos esforços de primeira e segunda ordem obtidos.

Figura 48 - Resultados de γz , FAVt e RM2M1 para edificação sem junta de dilatação



Fonte: O autor (2023)

Conforme a Figura 47, para a edificação sem a junta também é possível observar que os resultados críticos se dão na direção X da estrutura, com variação de 1,57% entre o menor e o maior valor.

Realizou-se também a comparação de resultados obtidos com e sem a junta para o caso crítico. Para o coeficiente γz a variação percentual foi de 0,47%, para o FAVt foi de 0,55%, já comparando o maior resultado (RM2M1), entre os dois modelos estruturais, a diferença percentual foi de apenas 0,64%.

5 CONCLUSÕES

Neste trabalho foram considerados os principais parâmetros de estabilidade que servem como referência para a análise global de estruturas de concreto armado, visto que tais parâmetros possibilitam avaliar o comportamento estrutural bem como contribuem para a determinação dos efeitos de 2ª ordem. Com os resultados obtidos foi possível fazer comparações com os limites normativos constantes na NBR 6118:2014. Em relação ao estado limite de serviço, foram calculados os deslocamentos no topo dos modelos estruturais e entre os pisos, e em seguida os resultados foram comparados com os valores limites estabelecidos pela referida norma.

Em relação à análise da estabilidade global no estado limite último, constata-se que foram obtidos bons resultados quando são comparados os coeficientes γ_z e o FAVt, que utilizam a mesma formulação, sendo possível utilizar o mesmo limite para classificação da estrutura. Ao realizar a comparação com o limite máximo permitido, ambos indicaram que os dois modelos estruturais são de nós fixos, os resultados foram satisfatórios para a avaliação da estabilidade global que busca garantir a segurança da estrutura diante da perda de sua capacidade resistente causada pelo aumento das deformações, em decorrência das ações.

Já o parâmetro RM2M1 que é mais refinado por utilizar o processo P- Δ na realização do cálculo também apresentou resultados satisfatórios. Sabendo que o processo P- Δ considera os efeitos de segunda ordem em sua formulação, o resultado tende a ser maior do que pelos processos mais simples como o γ_z e o FAVt. Portanto, visando os resultados obtidos a estabilidade estaria garantida ao compararmos o limite de 1,10 para estruturas de nós fixos mesmo considerando efeitos de segunda ordem.

É importante ressaltar que o parâmetro α em teoria, somente poderia ser adotado em estruturas reticuladas simétricas. Como é comum que as estruturas sejam assimétricas tanto geometricamente quanto de acordo com a relação entre elementos ou ações aplicadas à estrutura, conclui-se que na maioria dos casos esse parâmetro não é adequado para analisar efeitos globais de segunda ordem nas estruturas. Porém, comparando com o limite de 0,6 previsto na norma para estruturas de nós fixos, a estrutura em questão se enquadra como sendo de nós fixos.

Para processamento do pórtico calcula-se manualmente a razão de desaprumo do edifício, se o momento estimado pela razão de desaprumo for maior que o momento causado pelo carregamento de vento, o TQS emite uma mensagem de erro grave, informando que os esforços de desaprumo são superiores ao de vento. Durante o processamento esse erro não foi emitido pelo *software*, o que corrobora com os resultados obtidos para o momento de desaprumo por imperfeições globais (Mig) em relação aos resultados do momento de primeira ordem das forças horizontais (M1). Portanto, o caso crítico para o referido edifício se dá pela ação do vento e não do desaprumo na edificação, o resultado vai contra a hipótese inicial adotada no trabalho de que os efeitos causados pela ação do vento na estrutura seriam menores se comparados a outros deslocamentos, como o desaprumo. Os resultados encontrados foram na grandeza de 4,1 e 5,6 vezes maiores do que os encontrados para o desaprumo.

Os deslocamentos horizontais obtidos também se mostraram inferiores aos limites propostos pela norma, bem como o deslocamento entre pisos, trazendo resultados satisfatórios a favor da segurança da estrutura. A rigidez da estrutura contribuiu para os resultados de deslocamentos, visto que ficaram abaixo do limite. Para a estrutura com a junta de dilatação o deslocamento representa 41,1% do limite, já para a edificação sem a junta esse resultado é ainda menor, com apenas 22,2%. É de grande importância que esses deslocamentos sejam limitados na estrutura, a fim de garantir a segurança e qualidade da obra, visto que deslocamentos excessivos podem gerar patologias, como deformação em lajes, fissuras em alvenaria ou mesmo ruptura de elementos estruturais.

Por meio das comparações dos resultados de deslocamentos na estrutura, dos parâmetros que classificam sua estabilidade, ou mesmo os momentos de desaprumo e vento na estrutura é possível concluir que a direção crítica para todas as análises realizadas se deu na direção X, ou seja, nas direções de ventos a 0 e 180°. Esses resultados críticos também foram obtidos na direção X no modelo estrutural sem a junta de dilatação, com pequenas variações de valor, ou seja, para a análise da referida estrutura não houve diferenças significativas nos resultados considerando a junta de dilatação. Na prática para esse edifício em específico seria suficiente a análise de apenas um dos modelos. É importante frisar também que a direção X é onde se encontra a maior dimensão linear da estrutura (46 m), portanto, é na direção da maior fachada onde existem os maiores momentos, maiores deslocamentos e os maiores coeficientes de instabilidade.

Portanto, conclui-se que a análise da estabilidade global pode contribuir para o aprimoramento do dimensionamento estrutural de forma eficaz, e que o controle dos parâmetros

de estabilidade, além da avaliação dos efeitos decorrentes da ação do vento revelaram-se muito importantes para garantir uma solução estrutural mais adequada e que não reduza a segurança dos edifícios.

5.1.1 Sugestões para trabalhos futuros

O presente trabalho ainda pode ser explorado sob outros aspectos, dentre as sugestões para o aprimoramento do estudo é possível citar:

- a) otimização do lançamento e dimensionamento de elementos estruturais, tais como vigas, lajes e pilares;
- b) realizar novas comparações dimensionando e utilizando diferentes tipos de fundação na estrutura;
- c) lançar e dimensionar outros tipos de lajes na estrutura, analisando sua influência na estrutura;
- d) Analisar o efeito do vento em cada uma das faces separadamente.

REFERÊNCIAS

- ADORNA, Diego da Luz et al. **Concreto Armado: Vigas e lajes**. Porto Alegre: SAGAH, 2021.
- ALVA, Gerson Moacyr Sisniegas. **Concepção estrutural de edifícios em concreto armado**. Departamento de Estruturas e Construção Civil, Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, 2007.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto – Procedimento**. Rio de Janeiro: ABNT, 2014.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6120: Cargas para o cálculo de estruturas de edificações**. Rio de Janeiro: ABNT, 2019.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6123: Forças devido ao vento em edificações**. Rio de Janeiro: ABNT, 1988.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8681: Ações e segurança nas estruturas - procedimento**. Rio de Janeiro: ABNT, 2003.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 14931: Execução de estruturas de concreto – Procedimento**. Rio de Janeiro: ABNT, 2004.
- ARAÚJO, J. M. de (2010). **Projeto estrutural de edifícios de concreto armado**. 1ª edição, Editora Dunas, Rio Grande, 2010.
- ARAÚJO, José Milton de. **Curso de concreto armado**. Volume 1, 3ª Edição, Editora Dunas, 2010.
- BASTOS, Paulo Sérgio dos Santos. **Histórico e Principais Elementos Estruturais de Concreto Armado**. Universidade Estadual Paulista, Bauru, SP, 2006
- BLESSMANN, J. **Efeito do vento em edificações**. Porto Alegre, Editora da Universidade/UFRGS, (Série Engenharia Estrutural 7). 1978.
- CARMO, R. M. Sdo. **Efeitos de Segunda Ordem em Edifícios usuais de Concreto Armado**. Dissertação (Mestrado). Universidade de São Paulo, São Carlos, 1995.
- CARVALHO, R. Chust; PINHEIRO, Libânio Miranda. **Cálculo e Detalhamento de Estruturas Usuais de Concreto Armado: Volume 2**. Editora Pini Ltda., 2009, São Paulo – SP.
- CLÍMACO, João Carlos Teatini de Souza. **Estrutura de concreto armado: fundamentos de projeto, dimensionamento e verificação**. 2ª edição, Editora Universidade de Brasília/FINATEC, Brasília, 2008.
- CRUZ, J. M.F. **A estabilidade global dos edifícios altos**. João Pessoa: Edição do Autor, 2016.
- ELLIOTT, K. S. **Precast Concrete Structures 2.ed**. Boca Raton: CRC Press, 2017.

ELSHARAWY *et al.* **Wind-induced torsional loads on low buildings.** Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics. 2012.

FEITOSA, L. A. e ALVES, E. C. **Estudo da estabilidade global de edifícios altos com lajes protendidas.** Rev. IBRACON Estrut. Mater. 2015, vol.8, n.2. ISSN 1983-4195.

FRANCO, M. **Problemas de estabilidade nos edifícios de concreto armado.** In: Reunião Anual do Ibracon: Colóquio sobre Estabilidade Global das Estruturas de Concreto Armado. São Paulo. 1985.

FRANCO, M.; VASCONCELOS, A. C **Avaliação Prática dos Efeitos de Segunda 2ª Ordem em Edifícios Altos,** In: Coletânea de Trabalhos Sobre Estabilidade Global e Local das Estruturas de Edifícios, São Paulo: Publicação Técnica do Instituto de Engenharia, 1997.

FREITAS, F. C. de. **Avaliação da estabilidade global de edifícios com e sem elementos de contraventamento.** Dissertação (Mestrado) – Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Espírito Santo, Centro Tecnológico, Vitória, 2015.

GAIOTTI, R.; SMITH, B. S. (1989). **P-Delta analysis of building structures.** Journal of Structural Engineering. New York, 1989.

GIONGO, J. S. **Concreto armado: projeto estrutural de edifícios.** Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2007.

GONÇALVES *et al.* (2007). **Ação do vento nas edificações: teoria e exemplos.** EESC-USP, São Carlos, SP, 2007.

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

LIMA, J. S. (2001). **Verificações da punção e da estabilidade global de edifícios de concreto: desenvolvimento e aplicação de recomendações normativas.** Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2001.

LOPES, A. P., SANTOS; G. O.; SOUZA, A. L. A. C. (2005). **Estudo sobre diferentes métodos de análise P-Δ.** In: Congresso Brasileiro do Concreto, 47., Olinda. Anais do congresso brasileiro do concreto- Instituto Brasileiro do Concreto, São Paulo.

NASCIMENTO *et al.* **Abordagem didática e prática da ação do vento em edificações.** Contribuição Tecnocientífica ao Construmetal 2016, Congresso Latino-americano da Construção Metálica, 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

MANUAIS CAD/TQS. TQS Informática LTDA. São Paulo, 2016.

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

MELO, Paula Rodrigues de. **Pré-Dimensionamento de estruturas de madeira, de aço e de concreto para auxílio à concepção de projetos arquitetônicos.** Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal de Uberlândia, Uberlândia, 2003.

MONCAYO, W. J. Z. **Análise de segunda ordem global em edifícios com estrutura de concreto armado**. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos. Universidade de São Paulo. São Carlos, SP. 2011.

PINHEIRO, L. M. **Fundamentos do concreto e projeto de edifícios**. Universidade de São Paulo – USP. Departamento de Engenharia de Estruturas EESC. São Paulo. 2003.

PINTO, R. S. **Não-linearidade física e geométrica no projeto de edifícios usuais de concreto armado**. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1997.

PORTO, T. B.; FERNANDES, D. S. G. **Curso básico de concreto armado: conforme NBR 6118/2014**. São Paulo. Oficina de Testos, 2015

REBELLO, Yopanam Conrado Pereira. **A concepção estrutural e a arquitetura**. 9ª edição, São Paulo, Zigurate Editora, 2001

RIBEIRO et al. **Influência da Ação do Vento no Dimensionamento de Pilares de Edifícios de Concreto**. Anais do 55º congresso brasileiro do concreto - Gramado, RS, 2013.

RIERA J.D. **Sobre a definição do vento para projeto estrutural na ABNT NBR 6123 (1989) e outras normas sul americanas**. Revista Sul-Americana de Engenharia Estrutural, 2016, Passo Fund, ISSN 2316-2457.

ROSA *et al.* **Wind-induced dynamics and loads in a prismatic slender building: A modal approach based on unsteady pressure measurements**. Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, 2012.

SCADELAI, M. A.; PINHEIRO L. M. Pilares. In: PINHEIRO, L. M. **Fundamentos do concreto e projeto de edifícios**. Universidade de São Paulo – USP – São Paulo/SP. Departamento de Engenharia de Estruturas EESC. 2003.

TAPAJÓS *et al.* **Efeito do vento no dimensionamento de edifícios de concreto armado**. Rev. IBRACON Estrut. Mater. 2016, Volume 9, ISSN 1983-4195.

VASCONCELOS, A. C. (2003). **O engenheiro de estruturas se beneficia com o Computador**. In: Jornal TQS News, n.18, São Paulo, 2003

VELLOSO, Dirceu de Alencar; LOPES, Francisco de Rezende. **Fundações: Critérios de Projeto, Investigação do Subsolo, Fundações Superficiais, Fundações Profundas**. São Paulo, SP. Editora Oficina de Textos, 2010.

VIEIRA, V.V.S. **Análise de parâmetros globais de projeto em edifícios com estrutura de concreto armado**. Dissertação (Mestrado) – Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Pará, Belém, 2015.

APÊNDICE A – DIMENSIONAMENTO DE PILARES – MODELO COM A JUNTA DE DILATAÇÃO

PILAR	LANCES	SEÇÃO (cm)
P1	1 a 5	25x50
P2	1 a 5	25x50
P3	1 a 5	25x50
P4	1 a 5	25x50
P5	1 a 5	25x50
P6	1 a 5	25x50
P7	1 a 5	20x60
P8	1 a 5	15x70
P9	1 a 5	25x50
P10	1 a 5	20x60
P11	1 a 5	15x60
P12	1 a 5	25x45
P13	1 a 5	15x50
P14	1 a 5	15x70
P15	1 a 5	25x50
P16	1 a 5	15x70
P17	1 a 5	15x80
P18	1 a 5	20x60
P19	1 a 5	15x70
P20	1 a 5	15x70
P21	1 a 5	15x70
P22	1 a 5	15x50
P23	1 a 5	25x45
P24	1 a 5	25x50
P25	1 a 5	15x70
P26	1 a 5	15x70
P27	1 a 5	15x70
P28	1 a 5	15x70
P29	1 a 5	15x70
P30	1 a 5	25x50
P31	1 a 5	15x50
P32	1 a 5	15x50
P33	1 a 5	25x40
P34	1 a 5	25x50
P35	1 a 5	25x50

PILAR	LANCES	SEÇÃO (cm)
P36	1 a 5	25x50
P37	1 a 5	25x50
P38	1 a 5	25x40
P39	1 a 5	15x85
P40	1 a 5	15x85
P41	1 a 5	25x40
P42	1 a 5	15x50
P43	1 a 5	15x50
P44	1 a 5	25x40
P45	1 a 5	25x40
P46	1 a 5	15x30
P47	1 a 5	15x30
P48	1 a 5	25x40
P49	1 a 5	25x50
P50	1 a 5	25x40
P51	1 a 5	25x50
P52	1 a 5	15x80
P53	1 a 5	25x50
P54	1 a 5	25x50
P55	1 a 5	15x60
P56	1 a 5	20x60
P57	1 a 5	15x60
P58	1 a 5	25x50
P59	1 a 5	25x60
P60	1 a 5	15x70
P61	1 a 5	15x70
P62	1 a 5	15x50
P63	1 a 5	25x50
P64	1 a 5	20x60
P65	1 a 5	25x60
P66	1 a 5	15x50
P67	1 a 5	15x50
P68	1 a 5	25x50
P69	1 a 5	25x50
P70	1 a 5	25x50

APÊNDICE B – DIMENSIONAMENTO DE PILARES – MODELO SEM A JUNTA DE DILATAÇÃO

PILAR	LANCES	SEÇÃO (cm)
P1	1 a 5	25x50
P2	1 a 5	25x50
P3	1 a 5	25x50
P4	1 a 5	25x50
P5	1 a 5	25x50
P6	1 a 5	25x50
P7	1 a 5	15x70
P8	1 a 5	25x50
P9	1 a 5	20x60
P10	1 a 5	20x60
P11	1 a 5	15x60
P12	1 a 5	25x45
P13	1 a 5	15x50
P14	1 a 5	15x70
P15	1 a 5	25x50
P16	1 a 5	15x80
P17	1 a 5	20x60
P18	1 a 5	15x70
P19	1 a 5	15x70
P20	1 a 5	15x70
P21	1 a 5	15x70
P22	1 a 5	15x50
P23	1 a 5	25x45
P24	1 a 5	25x50
P25	1 a 5	15x70
P26	1 a 5	15x70
P27	1 a 5	15x70
P28	1 a 5	15x70
P29	1 a 5	15x70
P30	1 a 5	25x50
P31	1 a 5	15x50
P32	1 a 5	15x50
P33	1 a 5	25x40

PILAR	LANCES	SEÇÃO (cm)
P34	1 a 5	25x50
P35	1 a 5	25x50
P36	1 a 5	25x50
P37	1 a 5	25x50
P38	1 a 5	25x40
P39	1 a 5	15x85
P40	1 a 5	15x85
P41	1 a 5	25x50
P42	1 a 5	15x50
P43	1 a 5	15x50
P44	1 a 5	25x50
P45	1 a 5	25x50
P46	1 a 5	25x40
P47	1 a 5	25x50
P48	1 a 5	15x80
P49	1 a 5	25x50
P50	1 a 5	25x50
P51	1 a 5	15x60
P52	1 a 5	20x60
P53	1 a 5	15x60
P54	1 a 5	25x50
P55	1 a 5	25x60
P56	1 a 5	15x70
P57	1 a 5	15x70
P58	1 a 5	15x50
P59	1 a 5	20x60
P60	1 a 5	25x50
P61	1 a 5	25x60
P62	1 a 5	15x50
P63	1 a 5	15x50
P64	1 a 5	25x50
P65	1 a 5	25x50
P66	1 a 5	25x50

APÊNDICE C – DIMENSIONAMENTO DE VIGAS – MODELO COM A JUNTA DE DILATAÇÃO

Pavimento tipo

VIGA	COMPRIMENTO TOTAL (m)	Nº DE VÃOS	SEÇÃO (cm)
V1	34,00	5	25x50
V2	16,90	4	15x40
V3	2,77	2	15x30
V4	2,77	2	15x30
V5	2,63	1	15x30
V6	2,88	1	15x30
V7	16,90	4	15x40
V8	5,60	2	15x40
V9	10,60	4	15x40
V10	5,60	2	15x40
V11	2,88	1	15x30
V12	2,63	1	15x30
V13	4,83	1	15x40
V14	10,85	3	25x50
V15	2,40	1	25x35
V16	22,9	5	25x50
V17	1,70	1	15x30
V18	8,56	4	15x40
V19	8,56	3	15x40
V20	8,56	3	15x40
V21	4,25	1	15x30
V22	8,56	2	15x60
V23	7,40	3	15x40
V24	2,75	1	15x30
V25	3,10	1	15x30
V26	7,40	2	15x40
V27	3,10	1	15x30
V28	7,40	3	15x40
V29	6,00	2	15x30
V30	7,40	2	15x40
V31	6,00	2	15x30
V32	7,40	3	15x40
V33	7,40	2	25x50
V34	9,75	3	25x50
V35	2,62	1	25x50
V36	5,78	2	25x50
V37	26,60	4	25x50
V38	9,75	2	15x40
V39	2,62	1	15x30
V40	5,78	1	15x30
V41	2,62	2	15x30

V42	5,78	2	15x50
V43	14,77	5	15x40
V44	2,77	2	15x30
V45	9,75	3	15x40
V46	2,02	1	15x40
V47	5,78	2	15x50
V48	2,62	1	15x30
V49	2,77	2	15x30
V50	2,77	2	15x30
V51	2,77	2	15x30
V52	26,60	4	15x60
V53	9,75	2	15x40
V54	29,77	5	25x50
V55	16,18	3	25x50
V56	2,65	1	15x30
V57	2,88	1	15x30
V58	8,10	3	15x40
V59	2,88	1	15x30
V60	9,50	4	15x40
V61	2,88	1	15x30
V62	8,10	3	15x40
V63	2,88	1	15x30
V64	9,50	4	15x40
V65	9,50	3	15x40
V66	9,50	2	25x50

Pavimento cobertura

VIGA	COMPRIMENTO TOTAL (m)	Nº DE VÃOS	SEÇÃO (cm)
V1	34,00	5	25x50
V2	16,90	4	15x40
V3	2,63	1	15x30
V4	2,88	1	15x30
V5	16,90	4	15x40
V6	5,60	2	15x35
V7	10,60	4	15x30
V8	5,60	2	15x30
V9	2,88	1	15x30
V10	2,63	1	15x30
V11	4,83	1	15x30
V12	10,85	3	25x50
V13	22,90	5	25x50
V14	1,70	1	15x30
V15	8,56	2	15x30
V16	8,56	3	15x50
V17	8,56	3	15x50

V18	8,56	2	15x60
V19	7,40	3	15x35
V20	2,75	1	15x30
V21	3,10	1	15x30
V22	7,40	2	15x30
V23	3,10	1	15x30
V24	7,70	3	15x30
V25	6,00	2	15x30
V26	7,40	2	15x30
V27	6,00	2	15x30
V28	7,40	3	15x40
V29	7,40	2	25x50
V30	9,75	3	25x50
V31	2,92	1	25x50
V32	5,93	2	25x50
V33	26,6	4	25x50
V34	9,75	2	15x40
V35	2,92	1	15x30
V36	5,93	1	15x30
V37	5,93	2	15x50
V38	14,77	5	15x40
V39	2,77	2	15x30
V40	9,75	3	15x40
V41	2,02	1	15x30
V42	2,92	1	15x30
V43	5,93	2	15x50
V44	26,60	4	15x40
V45	9,75	2	15x40
V46	29,70	5	25x50
V47	15,93	3	25x50
V48	2,68	1	15x30
V49	2,88	1	15x30
V50	8,10	3	15x40
V51	2,88	1	15x30
V52	9,50	4	15x40
V53	2,88	1	15x30
V54	8,10	3	15x40
V55	2,88	1	15x30
V56	9,75	4	15x40
V57	9,50	3	15x40
V58	9,50	2	25x50

APÊNDICE D – DIMENSIONAMENTO DE VIGAS – MODELO SEM A JUNTA DE DILATAÇÃO

Pavimento tipo

VIGA	COMPRIMENTO TOTAL (m)	Nº DE VÃOS	SEÇÃO (cm)
V1	34,00	5	25x50
V2	16,90	4	15x40
V3	2,77	2	15x30
V4	2,77	2	15x30
V5	2,63	1	15x30
V6	2,88	1	15x30
V7	16,90	4	15x40
V8	5,60	2	15x40
V9	10,60	4	15x40
V10	5,60	2	15x40
V11	2,88	1	15x30
V12	2,63	1	15x30
V13	4,83	1	15x40
V14	10,85	3	25x50
V15	2,40	1	25x35
V16	22,9	5	25x50
V17	1,70	1	15x30
V18	8,56	4	15x40
V19	8,56	3	15x40
V20	4,25	1	15x30
V21	8,56	2	15x60
V22	7,40	3	15x40
V23	2,75	1	15x30
V24	3,10	1	15x30
V25	7,40	2	15x40
V26	3,10	1	15x30
V27	7,40	3	15x40
V28	6,00	2	15x30
V29	7,40	2	15x40
V30	6,00	2	15x30
V31	7,40	3	15x40
V32	7,40	2	25x50
V33	9,75	3	25x50
V34	2,62	1	25x50
V35	5,78	2	25x50
V36	26,60	4	25x50
V37	9,75	2	15x40
V38	2,62	1	15x30
V39	5,78	1	15x30
V40	5,78	2	15x50
V41	14,77	5	15x40

V42	2,77	2	15x30
V43	9,75	3	15x40
V44	2,02	1	15x40
V45	5,78	2	15x50
V46	2,62	1	15x30
V47	2,77	2	15x30
V48	2,77	2	15x30
V49	2,77	2	15x30
V50	26,60	4	15x60
V51	9,75	2	15x40
V52	29,77	5	25x50
V53	16,18	3	25x50
V54	2,65	1	15x30
V55	2,88	1	15x30
V56	8,10	3	15x40
V57	2,88	1	15x30
V58	9,50	4	15x40
V59	2,88	1	15x30
V60	8,10	3	15x40
V61	2,88	1	15x30
V62	9,50	4	15x40
V63	9,50	3	15x40
V64	9,50	2	25x50

Pavimento cobertura

VIGA	COMPRIMENTO TOTAL (m)	Nº DE VÃOS	SEÇÃO (cm)
V1	34,00	5	25x50
V2	16,90	4	15x40
V3	2,63	1	15x30
V4	2,88	1	15x30
V5	16,90	4	15x40
V6	5,60	2	15x35
V7	10,60	4	15x30
V8	5,60	2	15x30
V9	2,88	1	15x30
V10	2,63	1	15x30
V11	4,83	1	15x30
V12	10,85	3	25x50
V13	22,90	5	25x50
V14	1,70	1	15x30
V15	8,56	2	15x30
V16	8,56	3	15x50
V17	8,56	2	15x60
V18	7,40	3	15x35
V19	2,75	1	15x30

V20	3,10	1	15x30
V21	7,40	2	15x30
V22	3,10	1	15x30
V23	7,70	3	15x30
V24	6,00	2	15x30
V25	7,40	2	15x30
V26	6,00	2	15x30
V27	7,40	3	15x40
V28	7,40	2	25x50
V29	9,75	3	25x50
V30	2,92	1	25x50
V31	5,93	2	25x50
V32	26,6	4	25x50
V33	9,75	2	15x40
V34	2,92	1	15x30
V35	8,75	1	15x30
V36	5,93	2	15x50
V37	14,77	5	15x40
V38	2,77	2	15x30
V39	9,75	3	15x40
V40	2,02	1	15x30
V41	8,75	3	15x50
V42	26,60	4	15x40
V43	9,75	2	15x40
V44	29,70	5	25x50
V45	15,93	3	25x50
V46	2,68	1	15x30
V47	2,88	1	15x30
V48	8,10	3	15x40
V49	2,88	1	15x30
V50	9,50	4	15x40
V51	2,88	1	15x30
V52	8,10	3	15x40
V53	2,88	1	15x30
V54	9,50	4	15x40
V55	9,50	3	15x40
V56	9,50	2	25x50

APÊNDICE E – PRINCIPAIS COEFICIENTES UTILIZADOS NO TQS

Figura AE 01 - Aba modelo

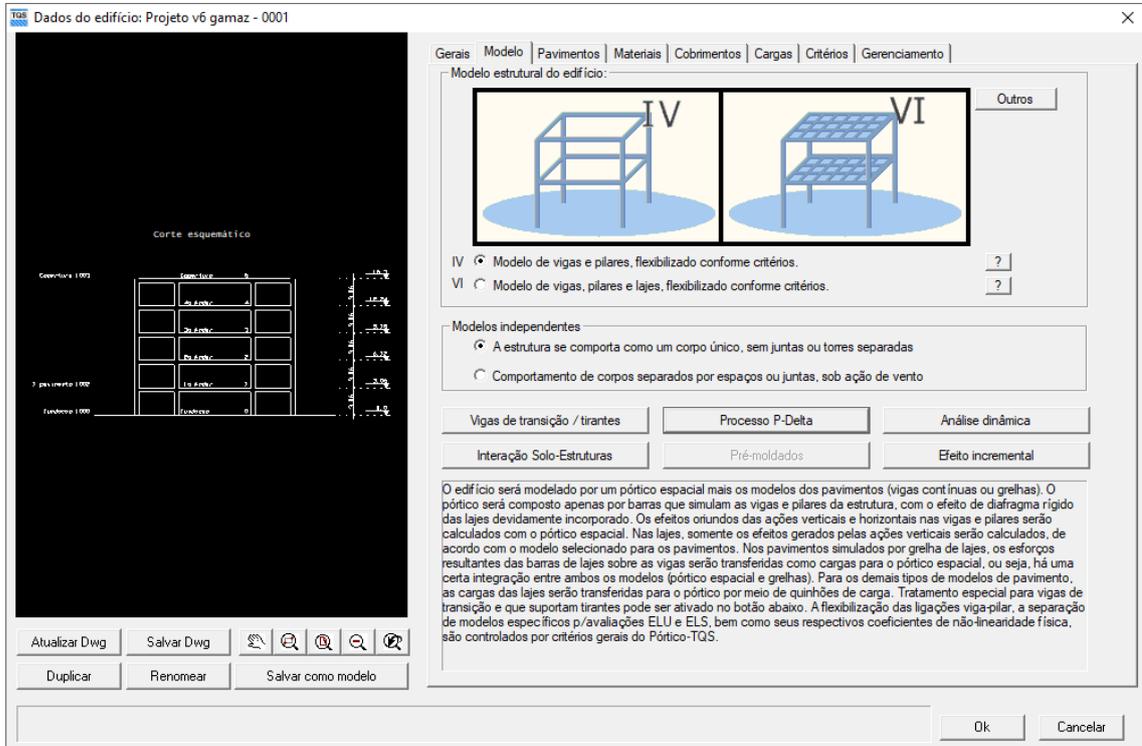


Figura AE 02 - Processo P-Δ e γz

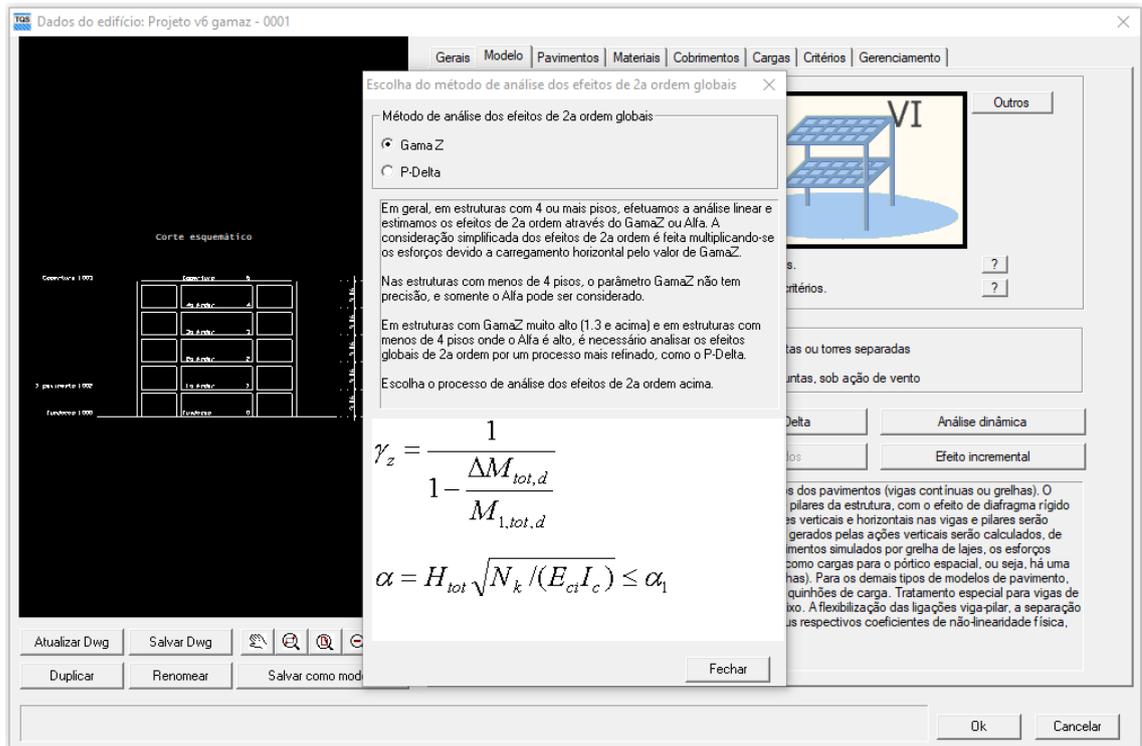


Figura AE 03 - Aba materiais

Dados do edifício: Projeto v6 gamaz - 0001

Definir valores em MPa
 Usar somente valores tabelados

Concreto amagdo
 Concreto protendido

Classe de agressividade ambiental
 II - Moderada - Urbana

fcks gerais
 Vigas/Lajes: C25
 Pilares: C25
 Fundações: C25
 Desativar a verificação de fck mínimo

fcks diferenciados por piso/planta

Elementos pré-moldados

Os valores de resistência definidos nesta tela serão usados nos modelos de pórtico espacial e grelhas e no dimensionamento/detalhamento de vigas, pilares, lajes, escadas e fundações.

Figura AE 04 - Aba cobrimentos

Dados do edifício: Projeto v6 gamaz - 0001

Definir valores em MPa
 Usar somente valores tabelados

Cobrimentos (cm)	Inferior	Superior	Diferença secundária	
Lajes em geral	2.5	2.5	1	1
Lajes protendidas	3.5	3.5	1	
Vigas	3			
Pilares	3			
Fundações	3		1	

Rígido controle de qualidade e de tolerância de medidas na obra

Cobrimento de elementos em contato com o solo (cm)
 Vigas e lajes: 3 Pilares: 4.5

Verificação de cobrimentos mínimos
 Maior altura de bainha: 60 mm
 Maior bitola de viga/pilar: 25 mm
 Maior bitola de lajes: 12.5 mm
 Desativar a verificação dos cobrimentos mínimos

Classe de agressividade ambiental
 II - Moderada - Urbana

Combrimento da armadura inferior (positiva) das lajes

Figura AE 05 - Aba combinações

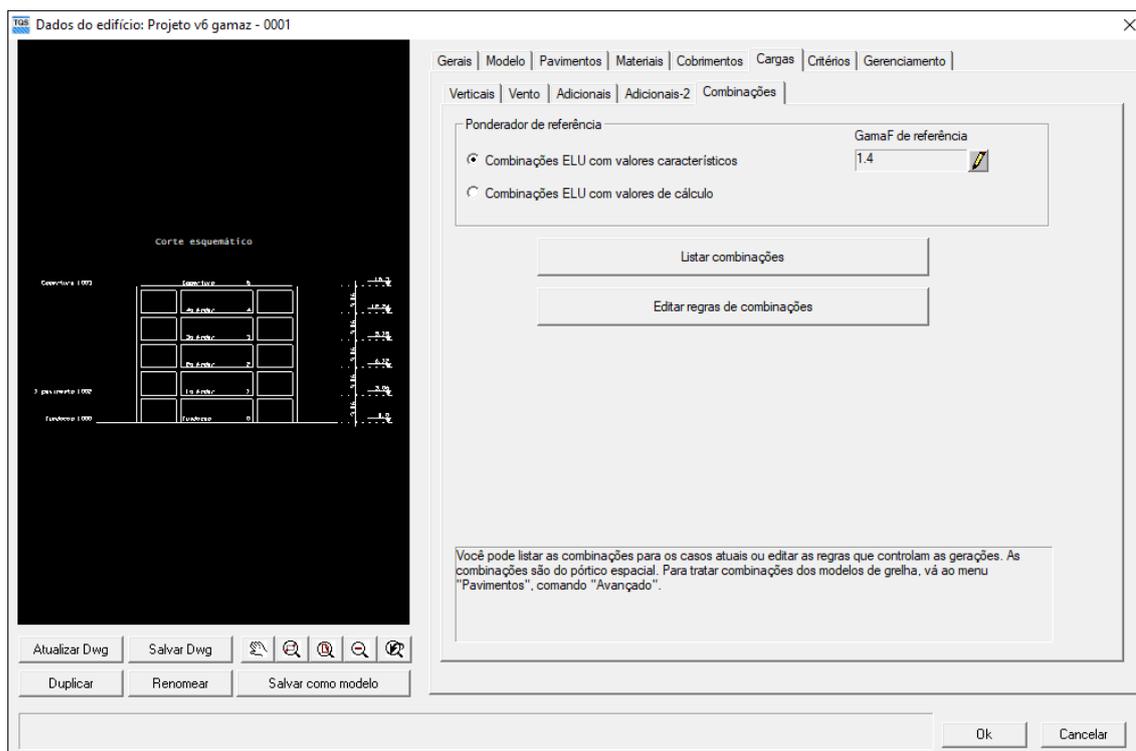


Figura AE 06 - Aba carga de vento

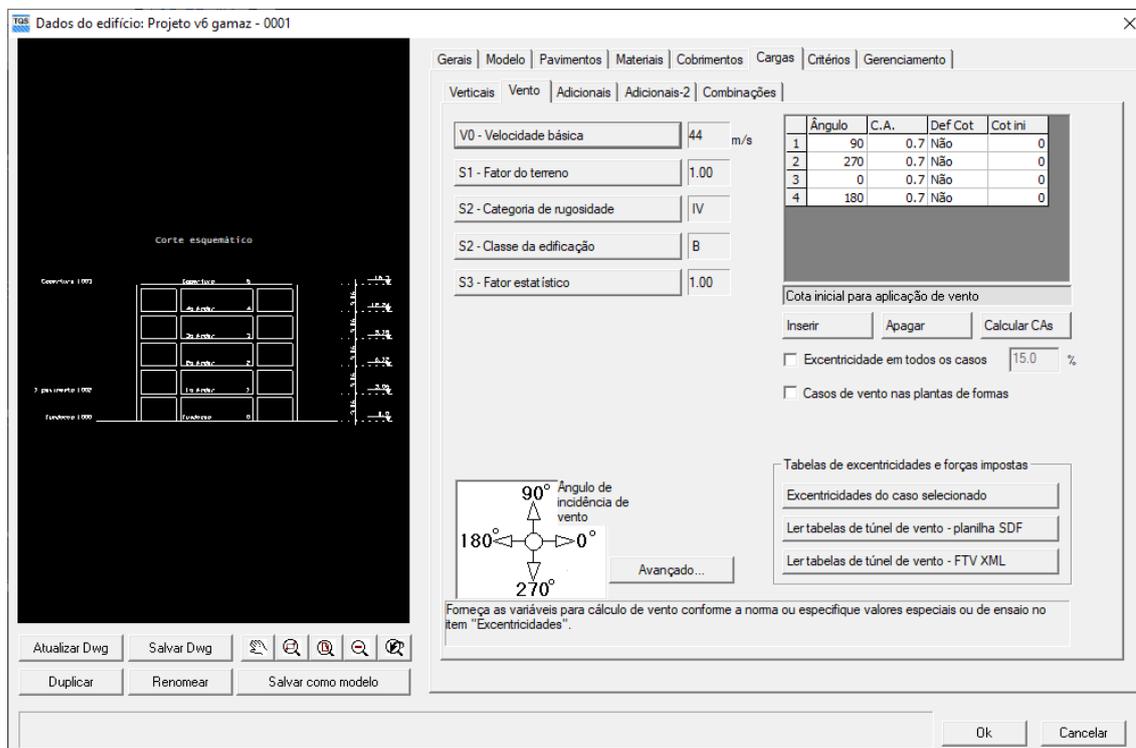


Figura AE 07 - Aba ponderadores e redutores de vento

Ponderadores e redutores de vento [X]

Ponderadores ELU

Gama F - ponderador de ações

Ponderador favorável

Fatores de redução ELU e ELS

	ELU	ELS-Fr	ELS-QP
Psi0	<input type="text" value="0.6"/>	Psi1 <input type="text" value="0.3"/>	Psi2 <input type="text" value="0"/>

[OK] [Cancelar]

Figura AE 08 - Aba cargas adicionais - Empuxo

Dados do edifício: Projeto v6 gamaz - 0001

Verticais | Vento | Adicionais | Adicionais-2 | Combinações

Empuxo | Temperatura | Retração | Desaprumo | Hiperestático | Vibrações | Incêndio | Sismo | Outras

As forças de empuxo devem ser definidas para cada caso independente através do Modelador Estrutural

Casos a considerar

Número de casos independentes

Majoradores

Gama F - ponderador de ações

Ponderador favorável

Os casos definidos aqui são independentes entre si. Cada um deles combinará separadamente com os demais.

[Atualizar Dwg] [Salvar Dwg] [Imprimir] [Zoom In] [Zoom Out] [Reset]

[Duplicar] [Renomear] [Salvar como modelo]

[Ok] [Cancelar]

Figura AE 09 - Aba cargas adicionais - Temperatura

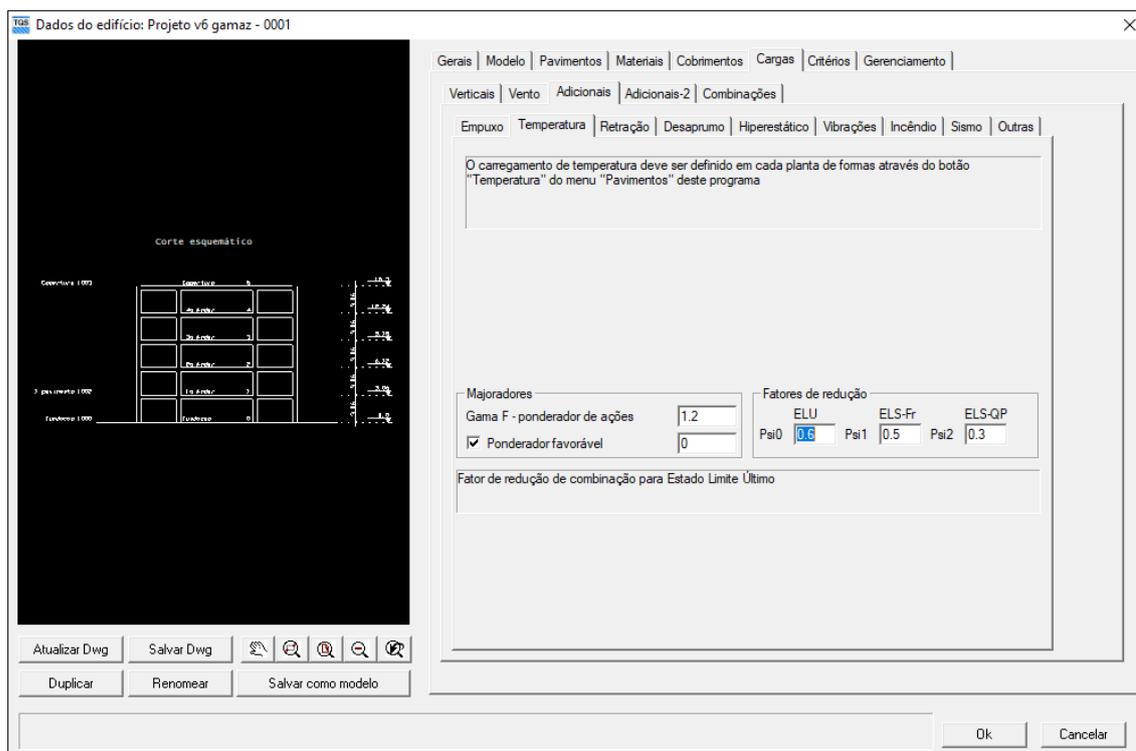


Figura AE 10 - Aba cargas adicionais - Retração

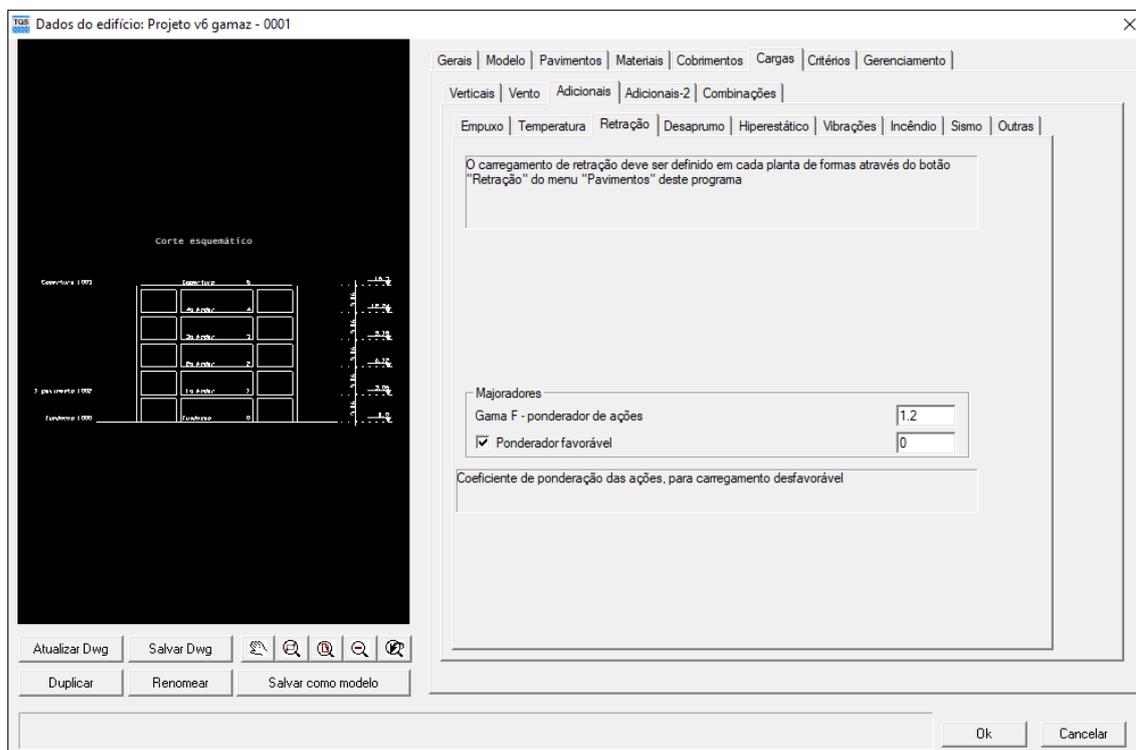


Figura AE 11 - Aba cargas adicionais – Desaprumo

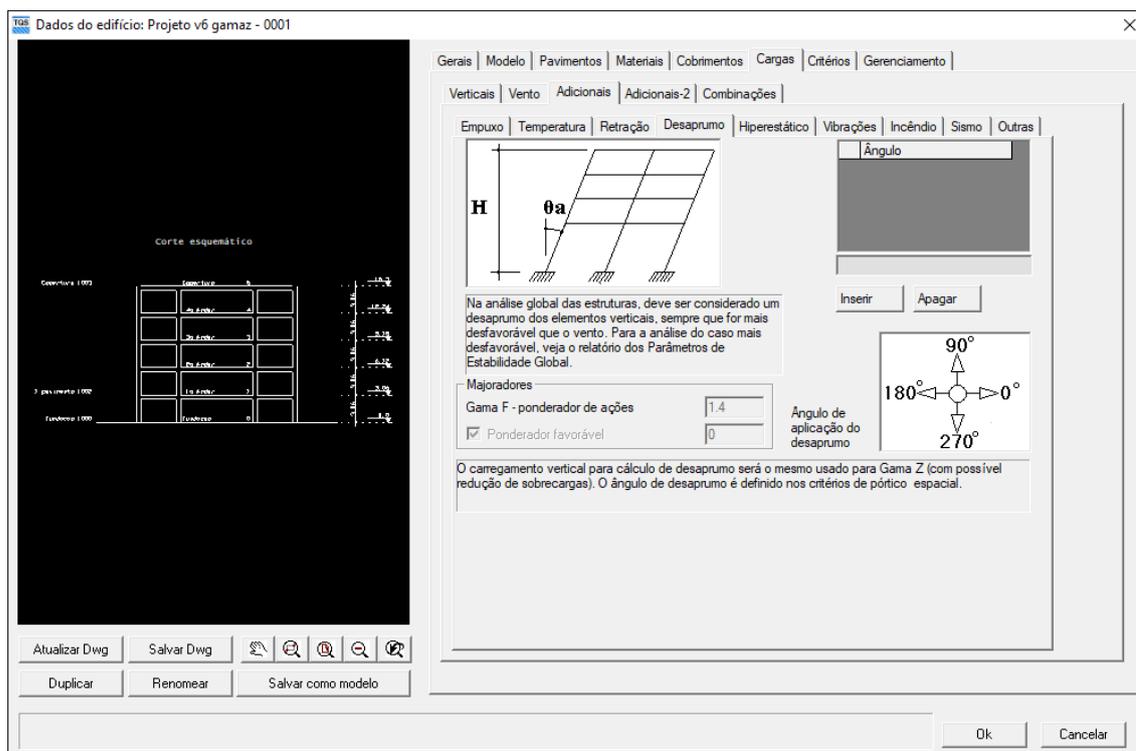


Figura AE 12 - Aba cargas adicionais – Hiperestático

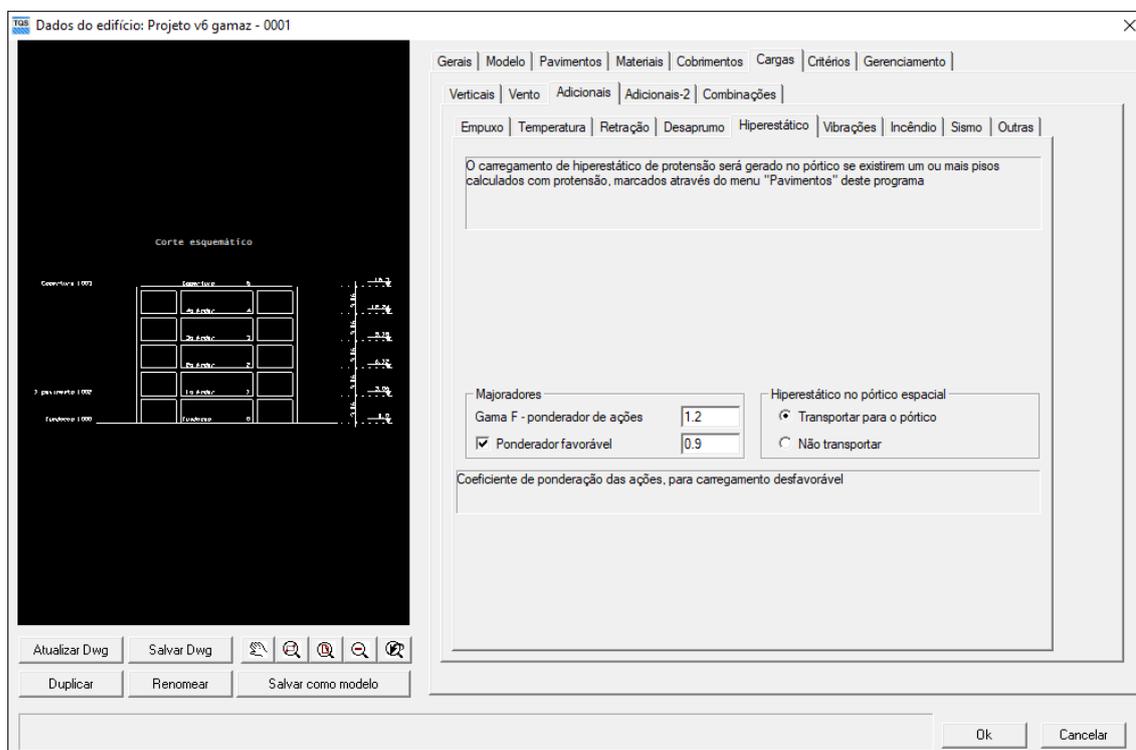


Figura AE 13 - Aba cargas adicionais – Vibrações

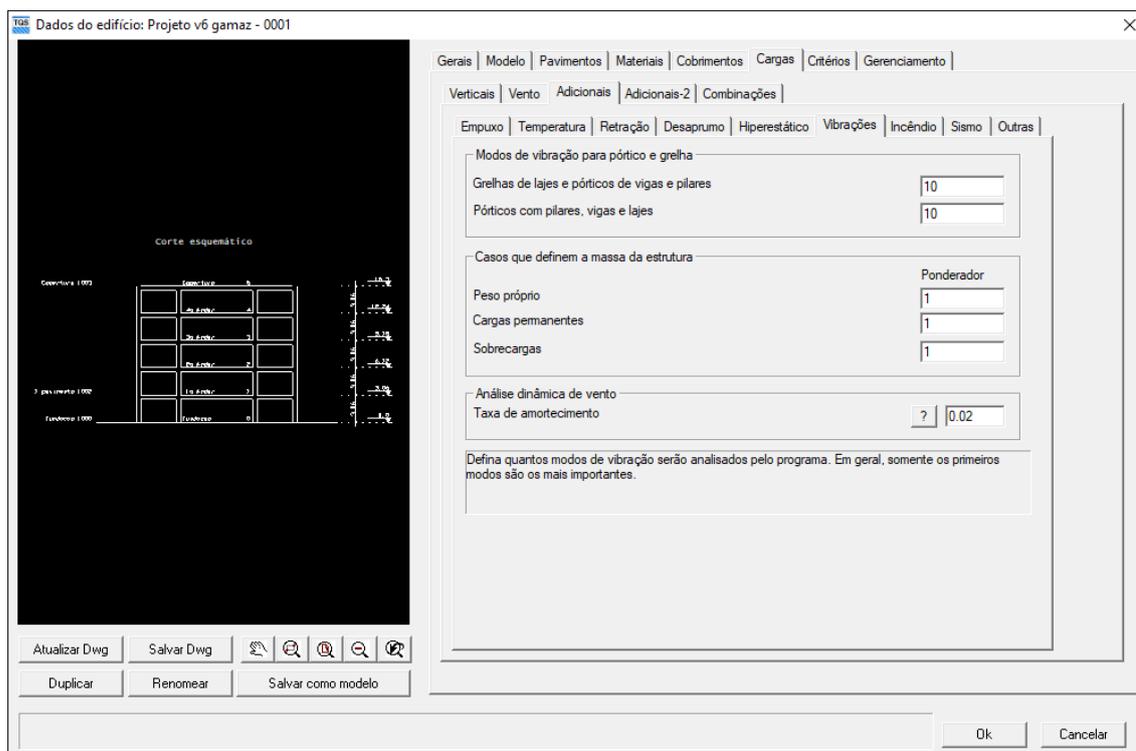


Figura AE 14 - Aba cargas adicionais - Incêndio

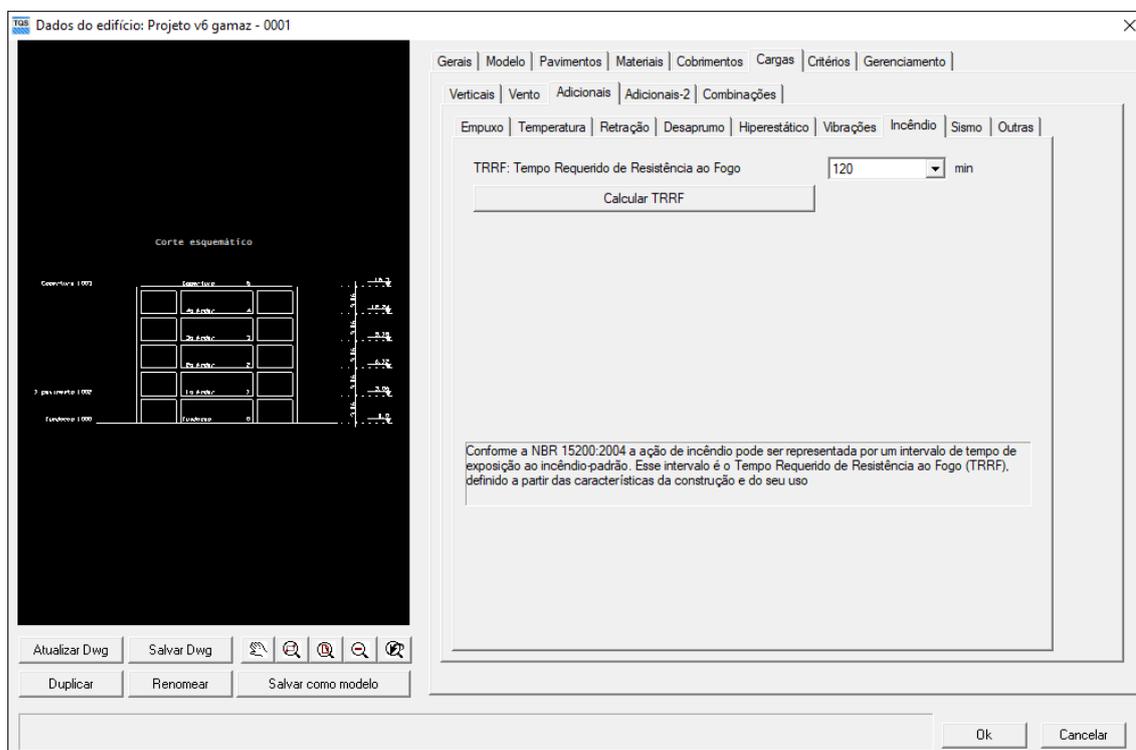


Figura AE 15 - Aba cargas adicionais – Sismos

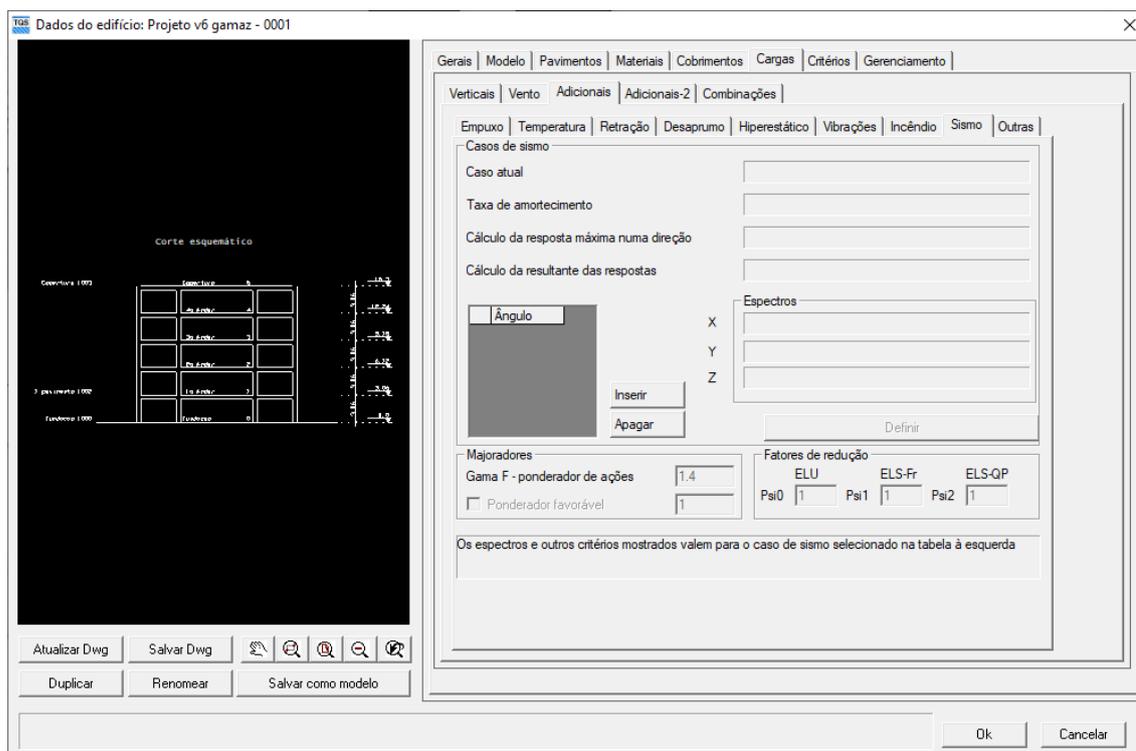


Figura AE 16 - Aba cargas adicionais – Fluídos

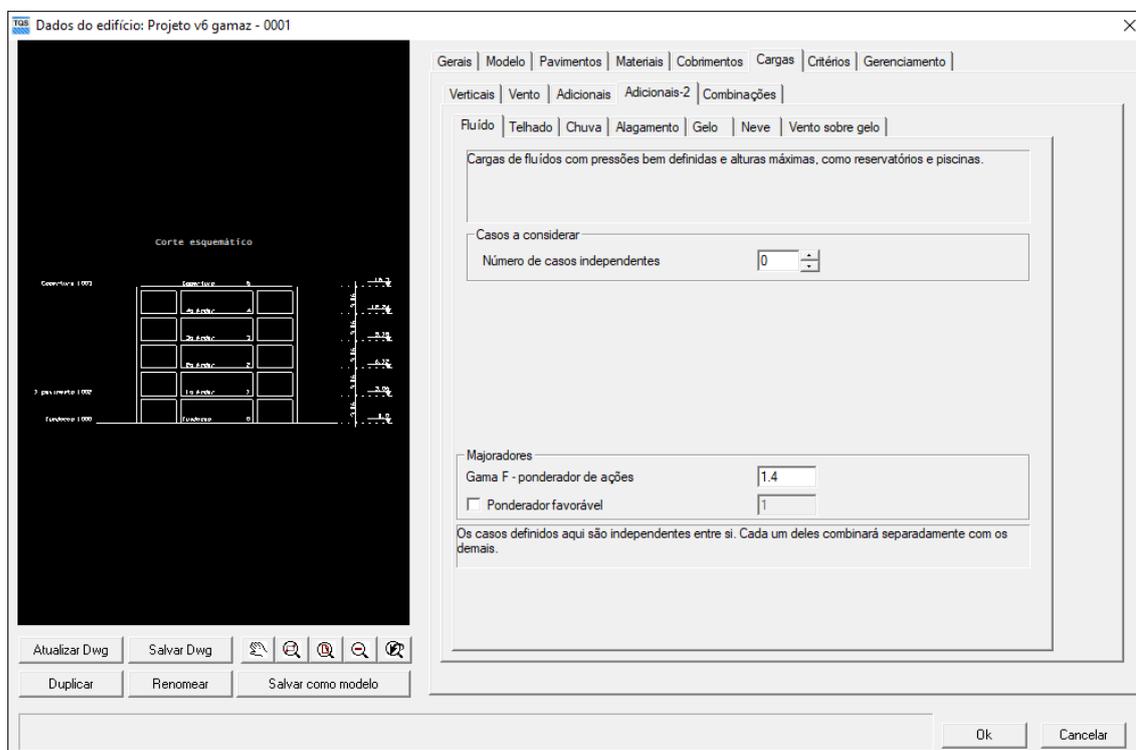


Figura AE 17 - Aba cargas adicionais – Telhado

Dados do edifício: Projeto v6 gamaz - 0001

Gerais | Modelo | Pavimentos | Materiais | Cobrimentos | Cargas | Critérios | Gerenciamento

Verticais | Vento | Adicionais | Adicionais-2 | Combinações

Fluído | Telhado | Chuva | Alagamento | Gelo | Neve | Vento sobre gelo

Cargas acidentais no telhado que ocorrem durante a manutenção ou vida útil da estrutura por objetos móveis não relacionados à ocupação.

Casos a considerar

Número de casos independentes: 0

Majoradores

Gama F - ponderador de ações: 1.4

Ponderador favorável: 0

Fatores de redução

ELU	ELS-Fr	ELS-QP
Psi0: 0.8	Psi1: 0.7	Psi2: 0.6

Os casos definidos aqui são independentes entre si. Cada um deles combinará separadamente com os demais.

Atualizar Dwg | Salvar Dwg |

Duplicar | Renomear | Salvar como modelo

Ok | Cancelar

Figura AE 18 - Aba cargas adicionais – Chuva

Dados do edifício: Projeto v6 gamaz - 0001

Gerais | Modelo | Pavimentos | Materiais | Cobrimentos | Cargas | Critérios | Gerenciamento

Verticais | Vento | Adicionais | Adicionais-2 | Combinações

Fluído | Telhado | Chuva | Alagamento | Gelo | Neve | Vento sobre gelo

Carga de água de chuva em caso de falha do sistema primário de drenagem da cobertura, até o ponto de ação do sistema secundário

Casos a considerar

Número de casos independentes: 0

Majoradores

Gama F - ponderador de ações: 1.4

Ponderador favorável: 0

Fatores de redução

ELU	ELS-Fr	ELS-QP
Psi0: 0.8	Psi1: 0.7	Psi2: 0.6

Os casos definidos aqui são independentes entre si. Cada um deles combinará separadamente com os demais.

Atualizar Dwg | Salvar Dwg |

Duplicar | Renomear | Salvar como modelo

Ok | Cancelar

Figura AE 19 - Aba cargas adicionais – Alagamento

Dados do edifício: Projeto v6 gamaz - 0001

Gerar

Gerais | Modelo | Pavimentos | Materiais | Cobrimentos | Cargas | Critérios | Gerenciamento

Verticais | Vento | Adicionais | Adicionais-2 | Combinações

Fluído | Telhado | Chuva | Alagamento | Gelo | Neve | Vento sobre gelo

Cargas hidrostáticas devido a lençóis freáticos, alagamentos e resíduos. Pressão exercida sobre uma edificação que obstrui um fluxo hidrostático.

Casos a considerar

Número de casos independentes

Zona de alagamento

Zona costeira sujeita a erosões, alagamentos e/ou ondas devido a eventos astronômicos ou atmosféricos.

Zona não costeira.

Majoradores

Gama F - ponderador de ações

Ponderador favorável

Fatores de redução

	ELU	ELS-Fr	ELS-QP
Psi0	<input type="text" value="0.8"/>	Psi1 <input type="text" value="0.7"/>	Psi2 <input type="text" value="0.6"/>

Os casos definidos aqui são independentes entre si. Cada um deles combinará separadamente com os demais.

Atualizar Dwg | Salvar Dwg |

Duplicar | Renomear | Salvar como modelo

Ok | Cancelar

APÊNDICE F – LISTAGEM COM RESULTADOS DE PARÂMETROS DE ESTABILIDADE GLOBAL DO EDIFÍCIO COM A JUNTA DE DILATAÇÃO

----- Cálculo dos parâmetros de estabilidade global do pórtico -----

Informações de cálculo

Caso de carga vertical 1
 ==>> 'Todas permanentes e acidentais dos pavimentos'
 Caso vertical tem carga acidental reduzida Não
 Majorador de cargas verticais G_{mF}/G_{mF3} 1.27
 Majorador de cargas horizontais G_{mF}/G_{mF3} 1.27
 Coeficiente de não linearidade física 1.00
 Módulo de elasticidade (CONCR)..... 2656000.00
 Tipo de módulo de elasticidade usado Secante+10%
 Correção no G_{mZ} para transferência de esforços.. 0.95
 Norma para cálculo de imperfeições globais NBR-6118:2014
 1/Ângulo mínimo p/desaprumo preponderante 300.00
 Número de prumadas p/cálculo de $T_{\theta 1}$ 6
 Considerar deslocamento horiz das cargas verticais Sim
 Fator de redução dos desloc horiz por peso próprio 0.50
 Fator de redução dos desloc horiz por carga perm.. 0.75
 Coeficiente p/classificar estrutura deslocável ... FAVt
 Valor de referência de estrutura deslocável..... 1.10
 Valor de referência de Alfa 0.60
 Número mínimo de pisos no edifício p/aplicar G_{mZ} 4
 Cota final 15.30
 Cota inicial 0.00

Casos de carregamento horizontal

Caso Prefixo Título
 5 VENT1 Vento (1) 90°
 6 VENT2 Vento (2) 270°
 7 VENT3 Vento (3) 0°
 8 VENT4 Vento (4) 180°

Combinações de ELU para vigas e lajes

Caso Prefixo Título
 14 ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+ACID+0.6VENT1
 15 ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+ACID+0.6VENT2
 16 ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+ACID+0.6VENT3
 17 ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+ACID+0.6VENT4
 18 ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+0.8ACID+VENT1
 19 ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+0.8ACID+VENT2
 20 ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+0.8ACID+VENT3
 21 ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+0.8ACID+VENT4
 25 ELU1/ACIDCOMB/PP_V+PERM_V+ACID_V+0.6VENT1
 26 ELU1/ACIDCOMB/PP_V+PERM_V+ACID_V+0.6VENT2
 27 ELU1/ACIDCOMB/PP_V+PERM_V+ACID_V+0.6VENT3
 28 ELU1/ACIDCOMB/PP_V+PERM_V+ACID_V+0.6VENT4

29 ELU1/ACIDCOMB/PP_V+PERM_V+0.8ACID_V+VENT1
 30 ELU1/ACIDCOMB/PP_V+PERM_V+0.8ACID_V+VENT2
 31 ELU1/ACIDCOMB/PP_V+PERM_V+0.8ACID_V+VENT3
 32 ELU1/ACIDCOMB/PP_V+PERM_V+0.8ACID_V+VENT4

Combinações de ELU para pilares e fundações

Caso Prefixo Título

14 ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+ACID+0.6VENT1
 15 ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+ACID+0.6VENT2
 16 ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+ACID+0.6VENT3
 17 ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+ACID+0.6VENT4
 18 ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+0.8ACID+VENT1
 19 ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+0.8ACID+VENT2
 20 ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+0.8ACID+VENT3
 21 ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+0.8ACID+VENT4
 25 ELU1/ACIDCOMB/PP_V+PERM_V+ACID_V+0.6VENT1
 26 ELU1/ACIDCOMB/PP_V+PERM_V+ACID_V+0.6VENT2
 27 ELU1/ACIDCOMB/PP_V+PERM_V+ACID_V+0.6VENT3
 28 ELU1/ACIDCOMB/PP_V+PERM_V+ACID_V+0.6VENT4
 29 ELU1/ACIDCOMB/PP_V+PERM_V+0.8ACID_V+VENT1
 30 ELU1/ACIDCOMB/PP_V+PERM_V+0.8ACID_V+VENT2
 31 ELU1/ACIDCOMB/PP_V+PERM_V+0.8ACID_V+VENT3
 32 ELU1/ACIDCOMB/PP_V+PERM_V+0.8ACID_V+VENT4

Parâmetro de estabilidade (GamaZ) para os carregamentos simples de vento

Caso	Ang	Ctot	M2	CHor	M1	MultH	RM2M1	Alfa
5	90	3409.6	5.1	27.4	236.2	56.5	1.028	0.408
6	270	3409.6	5.1	27.4	236.2	56.5	1.028	0.408
7	0	3409.6	15.4	37.1	319.5	56.5	1.065	0.496
8	180	3409.6	15.4	37.1	319.5	56.5	1.065	0.496

Parâmetro de estabilidade (FAVt) para combinações de ELU - vigas e lajes

Caso	Ang	Ctot	M2	CHor	M1	MultH	RM2M1	Alfa
14	90	3409.6	4.5	16.4	141.7	1.000	1.042	0.503
15	270	3409.6	1.6	16.4	141.7	1.000	1.028	0.283
16	0	3409.6	11.2	22.2	191.7	1.000	1.080	0.507
17	180	3409.6	7.3	22.2	191.7	1.000	1.065	0.486
18	90	3409.6	6.5	27.4	236.2	1.000	1.036	0.464
19	270	3409.6	3.7	27.4	236.2	1.000	1.028	0.342
20	0	3409.6	17.3	37.1	319.5	1.000	1.074	0.502
21	180	3409.6	13.6	37.1	319.5	1.000	1.065	0.490
25	90	3409.6	4.6	16.4	141.7	1.000	1.043	0.510
26	270	3409.6	1.5	16.4	141.7	1.000	1.028	0.269
27	0	3409.6	11.2	22.2	191.7	1.000	1.080	0.502
28	180	3409.6	7.3	22.2	191.7	1.000	1.065	0.491
29	90	3409.6	6.5	27.4	236.2	1.000	1.037	0.469
30	270	3409.6	3.6	27.4	236.2	1.000	1.028	0.335
31	0	3409.6	17.3	37.1	319.5	1.000	1.074	0.500
32	180	3409.6	13.6	37.1	319.5	1.000	1.065	0.493

Parâmetro de estabilidade (RM2M1) para combinações de ELU - vigas e lajes

Caso	Ang	Ctot	M2	CHor	M1	MultH	RM2M1	Alfa
14	90	3409,6	6,2	20,8	179,5	1,000	1,044	0,516
15	270	3409,6	2,0	20,8	179,5	1,000	1,014	0,266
16	0	3409,6	12,7	22,2	191,5	1,000	1,084	0,523
17	180	3409,6	7,2	22,2	191,5	1,000	1,048	0,497
18	90	3409,6	8,8	34,7	299,1	1,000	1,038	0,475
19	270	3409,6	4,7	34,7	299,1	1,000	1,020	0,334
20	0	3409,6	19,2	37,0	319,2	1,000	1,077	0,517
21	180	3409,6	13,9	37,0	319,2	1,000	1,055	0,502
25	90	3409,6	6,3	20,8	179,5	1,000	1,044	0,524
26	270	3409,6	1,9	20,8	179,5	1,000	1,013	0,249
27	0	3409,6	12,7	22,2	191,5	1,000	1,084	0,516
28	180	3409,6	7,2	22,2	191,5	1,000	1,048	0,504
29	90	3409,6	8,9	34,7	299,1	1,000	1,038	0,480
30	270	3409,6	4,6	34,7	299,1	1,000	1,020	0,327
31	0	3409,6	19,2	37,0	319,2	1,000	1,077	0,513
32	180	3409,6	13,9	37,0	319,2	1,000	1,056	0,506

Valores máximos permitidos de deslocamento

Horizontal absoluto:

H/1700.

Altura do edifício:

H= 15.30m

Horizontal entre pavimentos:

Hi/850.

Deslocamentos máximos

Caso	DeslH	Relat1
5	0.08	H/19610
6	0.08	H/19610
7	0.37	H/4113
8	0.37	H/4113

Deslocamentos máximos entre pisos

Caso	Piso	DeslH	Relat1
5	2	0.02	Hi/13488
6	2	0.02	Hi/13488
7	2	0.11	Hi/2810
8	2	0.11	Hi/2810

APÊNDICE G – LISTAGEM COM RESULTADOS DE PARÂMETROS DE ESTABILIDADE GLOBAL DO EDIFÍCIO SEM A JUNTA DE DILATAÇÃO

 Cálculo dos parâmetros de estabilidade global do pórtico

Informações de cálculo

Caso de carga vertical 1
 ==>> 'Todas permanentes e acidentais dos pavimentos'
 Caso vertical tem carga accidental reduzida Não
 Majorador de cargas verticais GamaF/GamaF3..... 1.27
 Majorador de cargas horizontais GamaF/GamaF3..... 1.27
 Coeficiente de não linearidade física 1.00
 Módulo de elasticidade (CONCR)..... 2656000.00
 Tipo de módulo de elasticidade usado Secante+10%
 Correção no GamaZ para transferência de esforços.. 0.95
 Norma para cálculo de imperfeições globais NBR-6118:2014
 1/Ângulo mínimo p/desaprumo preponderante 300.00
 Número de prumadas p/cálculo de Teta1 6
 Considerar deslocamento horiz das cargas verticais Sim
 Fator de redução dos desloc horiz por peso próprio 0.50
 Fator de redução dos desloc horiz por carga perm.. 0.75
 Coeficiente p/classificar estrutura deslocável ... FAVt
 Valor de referência de estrutura deslocável..... 1.10
 Valor de referência de Alfa 0.60
 Número mínimo de pisos no edifício p/aplicar GamaZ 4
 Cota final 15.30
 Cota inicial 0.00

Casos de carregamento horizontal

Caso Prefixo Título
 5 VENT1 Vento (1) 90°
 6 VENT2 Vento (2) 270°
 7 VENT3 Vento (3) 0°
 8 VENT4 Vento (4) 180°

Combinações de ELU para vigas e lajes

Caso Prefixo Título
 14 ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+ACID+0.6VENT1
 15 ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+ACID+0.6VENT2
 16 ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+ACID+0.6VENT3
 17 ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+ACID+0.6VENT4
 18 ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+0.8ACID+VENT1
 19 ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+0.8ACID+VENT2
 20 ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+0.8ACID+VENT3
 21 ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+0.8ACID+VENT4
 25 ELU1/ACIDCOMB/PP_V+PERM_V+ACID_V+0.6VENT1
 26 ELU1/ACIDCOMB/PP_V+PERM_V+ACID_V+0.6VENT2
 27 ELU1/ACIDCOMB/PP_V+PERM_V+ACID_V+0.6VENT3
 28 ELU1/ACIDCOMB/PP_V+PERM_V+ACID_V+0.6VENT4

29 ELU1/ACIDCOMB/PP_V+PERM_V+0.8ACID_V+VENT1
 30 ELU1/ACIDCOMB/PP_V+PERM_V+0.8ACID_V+VENT2
 31 ELU1/ACIDCOMB/PP_V+PERM_V+0.8ACID_V+VENT3
 32 ELU1/ACIDCOMB/PP_V+PERM_V+0.8ACID_V+VENT4

Combinações de ELU para pilares e fundações

Caso Prefixo Título

14 ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+ACID+0.6VENT1
 15 ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+ACID+0.6VENT2
 16 ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+ACID+0.6VENT3
 17 ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+ACID+0.6VENT4
 18 ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+0.8ACID+VENT1
 19 ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+0.8ACID+VENT2
 20 ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+0.8ACID+VENT3
 21 ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+0.8ACID+VENT4
 25 ELU1/ACIDCOMB/PP_V+PERM_V+ACID_V+0.6VENT1
 26 ELU1/ACIDCOMB/PP_V+PERM_V+ACID_V+0.6VENT2
 27 ELU1/ACIDCOMB/PP_V+PERM_V+ACID_V+0.6VENT3
 28 ELU1/ACIDCOMB/PP_V+PERM_V+ACID_V+0.6VENT4
 29 ELU1/ACIDCOMB/PP_V+PERM_V+0.8ACID_V+VENT1
 30 ELU1/ACIDCOMB/PP_V+PERM_V+0.8ACID_V+VENT2
 31 ELU1/ACIDCOMB/PP_V+PERM_V+0.8ACID_V+VENT3
 32 ELU1/ACIDCOMB/PP_V+PERM_V+0.8ACID_V+VENT4

Parâmetro de estabilidade (GamaZ) para os carregamentos simples de vento

Caso	Ang	Ctot	M2	CHor	M1	MultH	GamaZ	Alfa
5	90	3394.1	5.2	27.4	236.0	56.2	1.029	0.384
6	270	3394.1	5.2	27.4	236.0	56.2	1.029	0.384
7	0	3394.1	14.2	37.1	319.2	56.2	1.060	0.557
8	180	3394.1	14.2	37.1	319.2	56.2	1.060	0.557

Parâmetro de estabilidade (FAVt) para combinações de ELU - vigas e lajes

Caso	Ang	Ctot	M2	CHor	M1	MultH	FAVt	Alfa
14	90	3394.1	4.5	16.4	141.6	1.000	1.042	0.462
15	270	3394.1	1.7	16.4	141.6	1.000	1.029	0.284
16	0	3394.1	10.3	22.2	191.8	1.000	1.074	0.610
17	180	3394.1	6.7	22.2	191.8	1.000	1.060	0.498
18	90	3394.1	6.5	27.4	236.0	1.000	1.036	0.430
19	270	3394.1	3.9	27.4	236.0	1.000	1.029	0.330
20	0	3394.1	16.0	37.1	319.6	1.000	1.068	0.588
21	180	3394.1	12.5	37.1	319.6	1.000	1.060	0.524
25	90	3394.1	4.5	16.4	141.6	1.000	1.042	0.462
26	270	3394.1	1.7	16.4	141.6	1.000	1.029	0.284
27	0	3394.1	13.3	22.2	191.8	1.000	1.074	0.608
28	180	3394.1	6.8	22.2	191.8	1.000	1.060	0.500
29	90	3394.1	6.5	27.4	236.0	1.000	1.036	0.431
30	270	3394.1	3.9	27.4	236.0	1.000	1.029	0.330
31	0	3394.1	15.9	37.1	319.6	1.000	1.068	0.587
32	180	3394.1	12.5	37.1	319.6	1.000	1.060	0.525

Parâmetro de estabilidade (RM2M1) para combinações de ELU - vigas e lajes

Caso	Ang	Ctot	M2	CHor	M1	MultH	RM2M1	Alfa
14	90	3394.1	5,2	16,4	141,6	1.000	1,047	0,498
15	270	3394.1	1,2	16,4	141,6	1.000	1,011	0,235
16	0	3394.1	11,6	22,2	191,8	1.000	1,077	0,645
17	180	3394.1	6,6	22,2	191,8	1.000	1,044	0,492
18	90	3394.1	7,3	27,4	236,0	1.000	1,039	0,455
19	270	3394.1	3,4	27,4	236,0	1.000	1,018	0,309
20	0	3394.1	17,6	37,1	319,6	1.000	1,070	0,615
21	180	3394.1	12,7	37,1	319,6	1.000	1,051	0,527
25	90	3394.1	5,2	16,4	141,6	1.000	1,047	0,498
26	270	3394.1	1,2	16,4	141,6	1.000	1,011	0,234
27	0	3394.1	11,6	22,2	236,0	1.000	1,077	0,642
28	180	3394.1	6,6	22,2	236,0	1.000	1,044	0,495
29	90	3394.1	7,3	27,4	236,0	1.000	1,039	0,456
30	270	3394.1	3,4	27,4	236,0	1.000	1,018	0,308
31	0	3394.1	17,6	37,1	319,6	1.000	1,070	0,614
32	180	3394.1	12,7	37,1	319,6	1.000	1,051	0,529

Valores máximos permitidos de deslocamento

Horizontal absoluto: H/1700.
 Altura do edifício: H= 15.30m
 Horizontal entre pavimentos: Hi/850.

Deslocamentos máximos

Caso	DeslH	Relat1
5	0.06	H/23644
6	0.06	H/23644
7	0.20	H/7675
8	0.20	H/7675

Deslocamentos máximos entre pisos

Caso	Piso	DeslH	Relat1
5	2	0.02	Hi/16223
6	2	0.02	Hi/16223
7	2	0.06	Hi/5294
8	2	0.06	Hi/5294