

CENTRO UNIVERSITÁRIO UNIFAAT
ENGENHARIA CIVIL

| | |
|--------------------------------|-------------|
| Everton de Oliveira Santos | RA: 4612085 |
| José Paulo Santos Silva Junior | RA: 4514118 |
| Maria Luiza Castori | RA: 4514152 |
| Natalia Rios | RA: 4514162 |
| Tiago de Oliveira | RA: 4514192 |

**“ANÁLISE DOS EFEITOS DE SEGUNDA ORDEM EM ESTRUTURAS
DE CONCRETO DE MÚLTIPLOS PAVIMENTOS”**

CENTRO UNIVERSITÁRIO UNIFAAT
ENGENHARIA CIVIL

| | |
|--------------------------------|-------------|
| Everton de Oliveira Santos | RA: 4612085 |
| José Paulo Santos Silva Junior | RA: 4514118 |
| Maria Luiza Castori | RA: 4514152 |
| Natalia Rios | RA: 4514162 |
| Tiago de Oliveira | RA: 4514192 |

**“ANÁLISE DOS EFEITOS DE SEGUNDA ORDEM EM ESTRUTURAS
DE CONCRETO DE MÚLTIPLOS PAVIMENTOS”**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado como exigência parcial para obtenção do grau de Bacharel em Engenharia Civil pelo Centro Universitário Unifaat, sob orientação do professor Mestre Henrique Raymundo.

RESUMO

Com o passar dos anos, estruturas cada vez mais esbeltas estão sendo projetadas, com isso houve a necessidade de aprimorar os métodos de avaliação de estabilidade, surgindo assim softwares capazes de elaborar análises realistas, com valores e modelações mais precisas. Através do auxílio do programa Ftool, que ilustra o comportamento estrutural, é estudado o impacto da ação de vento aplicadas no edifício tipo de 9 pavimentos com pé direito de 3 metros, totalizando 27 metros de altura, em condições desfavoráveis, localizado em Campinas/SP. A NBR 6123:1988 – “Forças devidas ao vento em edificações”, foi seguida rigorosamente, através de simulações de estruturas Moldadas in Loco, Pré-Fabricadas e mistas, com uma pequena margem de diferença entre os parâmetros “gama-z” estudados, para uma comparação mais apurada (seções de elementos estruturais). O intuito do estudo é mostrar, de forma geral, como reagem as estruturas submetidas às ações horizontais do vento, descrevendo as definições e procedimentos para o cálculo de forças, além de mostrar as vantagens e desvantagens na aplicação de diferentes tipos de contraventamento, principalmente em relação às seções de vigas e pilares.

Palavras-chave: Contraventamento, Estrutura pré-fabricada, Estrutura moldada in loco, ação do vento, ligação viga-pilar, núcleo rígido, pórtico semirrígido, “gama-z”.

ABSTRACT

Over the years, the structures have become thinner, with a tendency to improve the methods of stability evaluation, resulting in software capable of improving the analysis, with more accurate values and modeling. Using the Ftool program, which is the structural type, the impact of wind loads on the 9-story building with 3-meters high walls was studied in some unfavorable conditions, located in Campinas / SP. Norm NBR 6123: 1988 – “Forces due to the wind in buildings” was followed strictly, through simulations of wind braking molded in Loco and Pre-fabricated and mixed, with a small margin of difference among the Gamma Z studied, for a more accurate comparison. The purpose of the study is to show how the structures submitted to horizontal wind loads react, describing the definitions and procedures for the calculation of forces, besides showing the advantages and disadvantages in the application of different types of wind brakes, mainly related to sections of beams and pillars.

Keywords: Wind brakes, Pre-fabricated structure, molded structure in loco, wind loads, beam-to-column connections, rigid core, semi-rigid gantry, Gamma Z.

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

| | |
|---|----|
| Figura 1.1 - Estrutura Moldada in Loco | 10 |
| Figura 1.2 - Estrutura Pré-fabricada (sem contraventamento)..... | 11 |
| Figura 1.3 - Estrutura Pré-fabricada com núcleo rígido | 11 |
| Figura 1.4 - Estrutura Pré-fabricada (ligação viga-pilar semirrígida)..... | 12 |
| Figura 1.5 - Planta baixa do edifício analisado | 14 |
| Figura 1.6 – Pórtico (tipo) analisado | 15 |
| Figura 2.1 - Ação do vento em uma edificação | 18 |
| Figura 2.2 - Fator topográfico S1 | 20 |
| Figura 2.3 - Diagrama tensão-deformação do concreto: (a) linear; (b) não-linear | 27 |
| Figura 2.4 - Estados não deformado e deformado da estrutura | 29 |
| Figura 2.5 - Ação do vento em edificações. | 32 |
| Figura 2.6 - Estrutura pré-moldada com núcleo rígido | 33 |
| Figura 2.7 - Estrutura com elementos de contraventamento | 33 |
| Figura 2.8 - Parede de cisalhamento pré-fabricada | 34 |
| Figura 2.9 - Parede com inércias diferentes..... | 35 |
| Figura 2.10 - Painel pré-fabricado..... | 35 |
| Figura 2.11 – Planta baixa do painel pré-fabricado | 36 |
| Figura 2.12 - Ligação viga-pilar semirrígida com armadura de continuidade..... | 36 |
| Figura 2.13 - Vãos livres (folgas) | 37 |
| Figura 2.14 - Momento rotação..... | 38 |
| Figura 2.15 - Restrição à rotação..... | 38 |
| Figura 3.1 - Planta baixa do edifício estudado | 39 |
| Figura 3.2 – Mapa isopleta indiciando região em estudo | 40 |
| Figura 3.3 - Dimensionamento de laje alveolar | 42 |
| Figura 3.4 - Cargas do vento aplicadas na estrutura rotulada | 45 |
| Figura 3.5 - Deslocamento na estrutura rotulada devido a ações do vento | 45 |
| Figura 3.6 - Cargas do vento aplicadas na estrutura moldada in loco | 48 |
| Figura 3.7 - Deslocamento no pórtico rígido devido ações do vento | 48 |
| Figura 3.8 - Cargas do vento aplicadas na estrutura rotulada com núcleo rígido | 50 |
| Figura 3.9 - Deslocamento no pórtico rotulado com núcleo rígido..... | 50 |
| Figura 3.10 - Estrutura rotulada com paredes do núcleo rígido..... | 50 |
| Figura 3.11 - Cargas do vento aplicadas na estrutura semirrígida | 51 |
| Figura 3.12 - Deslocamento no pórtico semirrígido devido ações do vento..... | 52 |

LISTA DE TABELAS

| | |
|--|----|
| Tabela 2.1 – Categoria dos terrenos em função da rugosidade | 21 |
| Tabela 2.2 - Parâmetros meteorológicos para o fator S2 | 23 |
| Tabela 2.3 - Fator S2 | 23 |
| Tabela 2.4 - Valores mínimos do fator estatístico S3 | 24 |
| Tabela 2.5 - Cargas Verticais de edificações residenciais | 25 |
| Tabela 2.6 - Cargas Verticais de edificações comerciais | 26 |
| Tabela 3.1 - Cálculo do vento na direção do Vento Y | 41 |
| Tabela 3.2 - Deslocamento da edificação por pavimento – pórtico rotulado..... | 44 |
| Tabela 3.3 - Deslocamento da edificação por pavimento-pórtico rígido | 47 |
| Tabela 3.4 - Deslocamento da edificação por pavimento - núcleo Rígido | 49 |
| Tabela 3.5 - Deslocamento da edificação por pavimento - pórtico semirrígido..... | 51 |
| Tabela 4.1 - Especificações das estruturas analisadas..... | 53 |

SUMÁRIO

| | |
|--|-----------|
| 1. INTRODUÇÃO | 9 |
| 1.1. JUSTIFICATIVA | 12 |
| 1.2. OBJETIVOS | 12 |
| 1.2.1. Objetivo Geral | 12 |
| 1.2.2. Objetivos Específicos | 13 |
| 1.3. METODOLOGIA | 13 |
| 2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA | 17 |
| 2.1. CÁLCULO DE VENTO | 17 |
| 2.1.1. Ação dos Ventos nas Edificações | 17 |
| 2.1.2. Determinação da Velocidade do Vento | 19 |
| 2.1.3. Fator Topográfico – S1 | 20 |
| 2.1.4. Fator Topográfico – S2 | 20 |
| 2.1.5. Dimensões da Edificação | 22 |
| 2.1.6. Fator Estatístico – S3 | 24 |
| 2.1.7. Força de Arrasto e Coeficiente de Arrasto | 24 |
| 2.1.8. Cargas Verticais | 25 |
| 2.2. PARÂMETROS DE ESTABILIDADE GLOBAL | 26 |
| 2.2.1. Gama-z (γ_z) | 26 |
| 2.2.2. Coeficiente Alpha | 28 |
| 2.2.3. P-Delta | 29 |
| 2.3. TIPOS DE CONTRAVENTAMENTOS | 31 |
| 2.3.1. Núcleo Rígido | 31 |
| 2.3.2. Ligação Viga-Pilar | 36 |
| 3. ESTUDO DE CASO | 39 |
| 3.1. CARACTERÍSTICA DA EDIFICAÇÃO | 39 |
| 3.2. AÇÕES HORIZONTAIS ADVINDAS DO VENTO | 39 |
| 3.3. ESTRUTURA PRÉ-FABRICADA (LIGAÇÃO ROTULADA) | 41 |
| 3.3.1. Cargas verticais | 41 |
| 3.3.1.1. Coeficiente de segurança aplicados nas cargas verticais: | 43 |
| 3.3.1.2. Características dos elementos estruturais | 43 |
| 3.3.2. Análise através do programa gráfico-interativo: | 44 |
| 3.4. ESTRUTURA MOLDADA IN LOCO | 46 |
| 3.4.1. Cargas verticais | 46 |
| 3.4.1.1. Cargas verticais com coeficiente de segurança | 46 |
| 3.4.1.2. Características dos elementos estruturais | 47 |
| 3.4.2. Análise através do programa gráfico-interativo | 47 |

| | | |
|-----------|---|-----------|
| 3.5. | ESTRUTURA PRÉ-FABRICADA – NÚCLEO RÍGIDO..... | 49 |
| 3.6. | ESTRUTURA PRÉ-FABRICADA – LIGAÇÃO VIGA-PILAR SEMIRRÍGIDA..... | 51 |
| 4. | CONSIDERAÇÕES FINAIS | 53 |
| 5. | REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS..... | 55 |

1. INTRODUÇÃO

Uma das fases mais importantes no projeto de estruturas são os efeitos de 2ª ordem de uma edificação, pois os mesmos estão ligados a flexibilidade da estrutura, ou seja, sua estabilidade. Através dos parâmetros do "gama-z", foi definida a estrutura como nós fixos ou móveis, o que resulta na necessidade ou não de contraventamento.

Efeito de 2ª ordem é a ação do vento nas estruturas, um fator determinante a ser considerado para estruturas de múltiplos pavimentos. Esses efeitos são somados aos de 1ª ordem, que são as cargas acidentais, peso próprio e cargas advindas da força lateral pela altura. Tais efeitos estão diretamente ligados e relacionados à flexibilidade das estruturas e isso ocorre quando a análise do equilíbrio é feita a partir da configuração deformada.

Os efeitos de 2ª ordem existem e sempre existirão, sendo literalmente necessários levar em conta.

A NBR 6118:2014 define o passo-a-passo para a verificação da estabilidade da estrutura, garantindo segurança perante o Estado Limite Último de Instabilidade. O descumprimento desta norma pode resultar em desconfortos, como por exemplo, fissuração, rachaduras, deslocamento de reboco ou rompimento de instalações. Em casos extremos, pode causar até mesmo desabamentos.

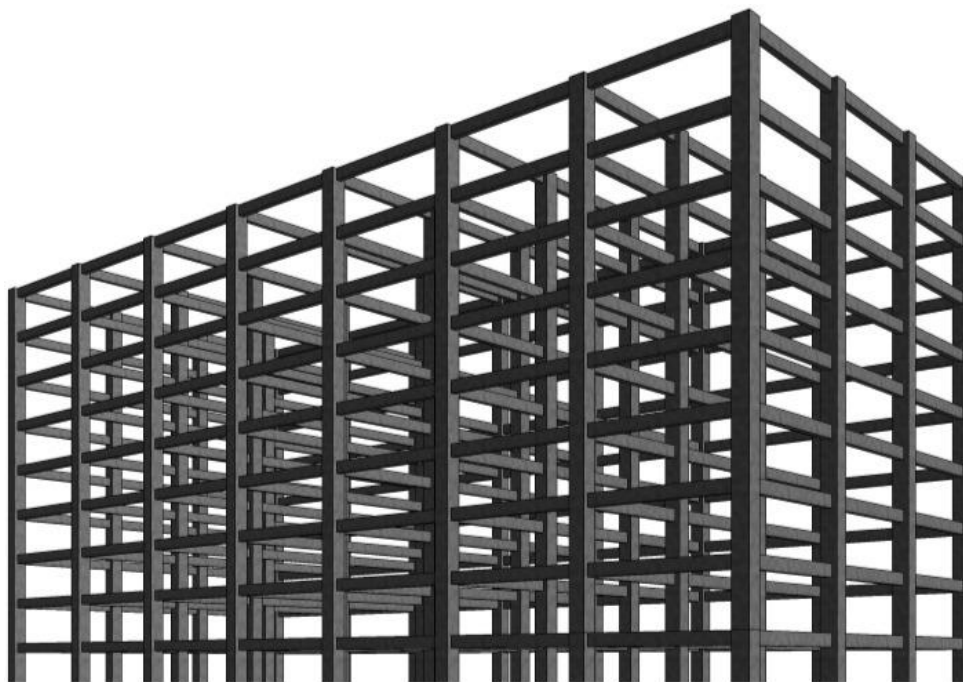
Por esse motivo, é essencial além da verificação de estabilidade, ter conhecimento de que tipo de sistema construtivo será realizado, ou seja, o conjunto de materiais e técnicas que será executado para construção da edificação, como por exemplo, alvenaria de vedação ou convencional (feito de vigas, pilares e lajes de concreto armado), parede de concreto, alvenaria estrutural (blocos de cerâmica ou concreto específicos para esta atividade), steel frame (estrutura formada por perfis de aço galvanizado) ou wood frame (estrutura formada por perfis de madeira).

Uma vez definido o sistema construtivo, deve ser especificado o sistema estrutural, ou seja, a parte mais resistente da construção, que irá absorver os esforços da mesma. Ele é composto por elementos estruturais, que combinados, garantem a solidez da edificação. Não tão diferente, há o contraventamento, que é a ligação entre os principais elementos estruturais, que garante a proteção da ação do vento na edificação.

Conforme especificação da NBR 6118:2014, é possível definir se a estrutura deverá ter ou não contraventamento, através da verificação do valor do “gama-z”. A partir desse entendimento, para uma análise detalhada foram utilizadas estruturas Moldadas in Loco (Ligação viga-pilar rígida), Pré-Fabricadas, Pré-fabricadas com Núcleo Rígido e Pré-fabricadas com ligação viga – pilar do tipo semirrígida.

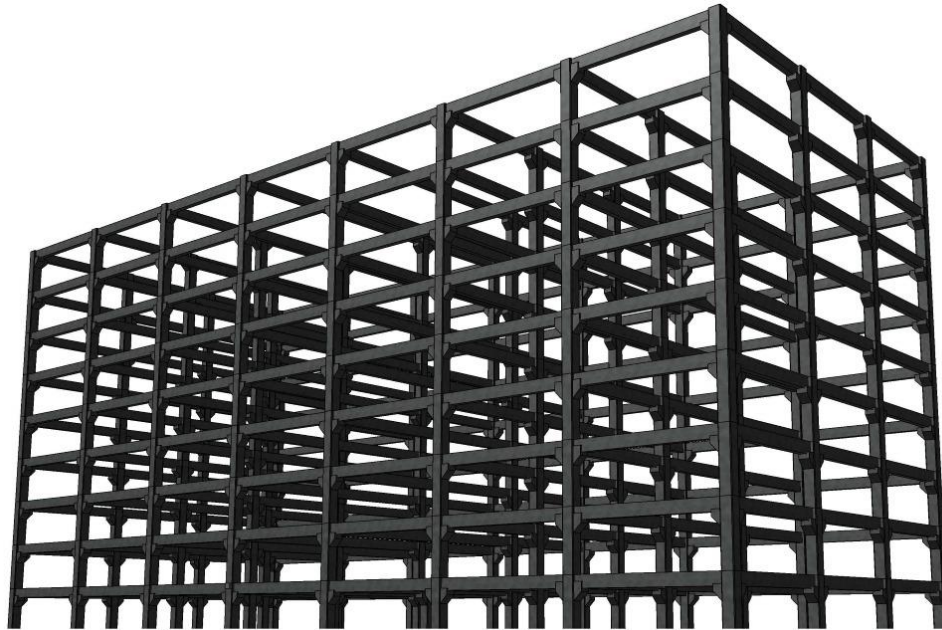
Cada sistema construtivo apresenta vantagens e desvantagens na sua utilização e as principais diferenças estão nas seções dos pilares, o que demonstra que quando não há um contraventamento, como no pré-fabricado em que maior é a seção dos pilares, os mesmos ficam responsáveis pela estabilidade de toda a estrutura. Já com contraventamento a seção diminui e então o que define qual tipo de estrutura será usado são fatores como custo, transporte e tempo de execução, já que todos garantem a mesma eficiência. Abaixo nas Figura 1.1, Figura 1.2, Figura 1.3 e Figura 1.4, temos exemplificados os modelos estudados.

Figura 1.1 - Estrutura Moldada in Loco (ligação rígida)



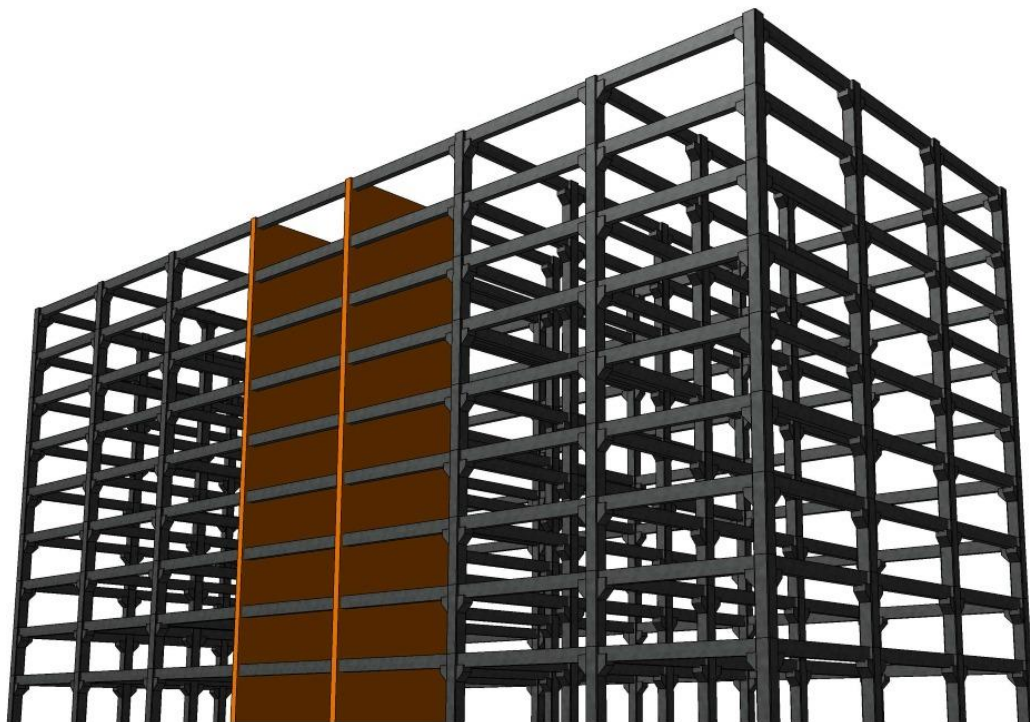
Fonte: Elaborada pelos autores

Figura 1.2 - Estrutura Pré-fabricada (ligação viga-pilar rotulada – maior seção de pilar)



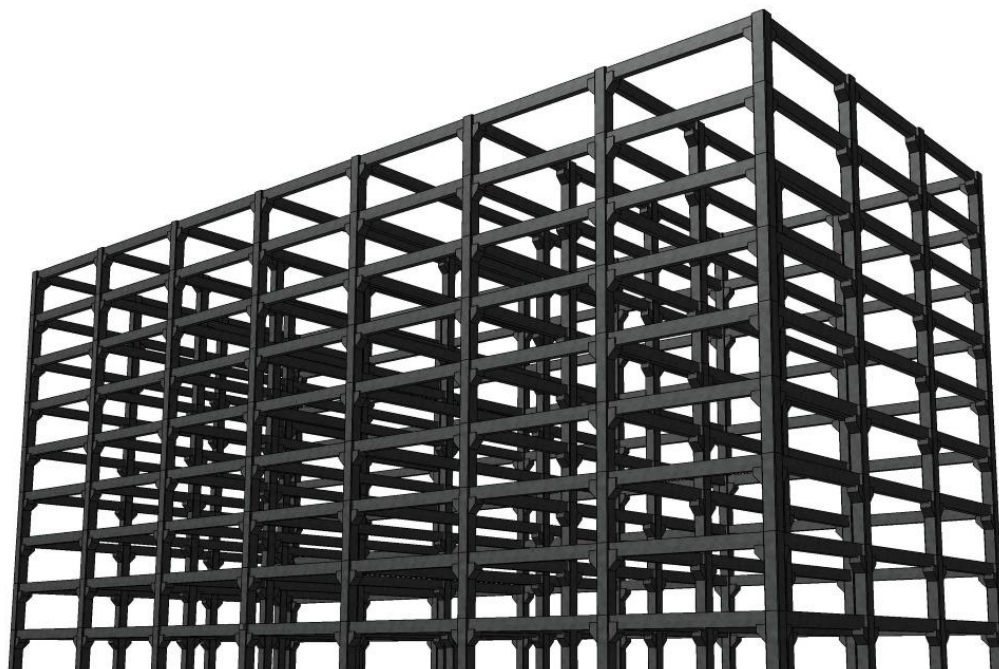
Fonte: Elaborada pelos autores

Figura 1.3 - Estrutura Pré-fabricada com núcleo rígido



Fonte: Elaborada pelos autores

Figura 1.4 - Estrutura Pré-fabricada (ligação viga-pilar semirrígida)



Fonte: Elaborada pelos autores

1.1. JUSTIFICATIVA

Com a vasta oferta de softwares de cálculo de estruturas que é encontrada nos dias de hoje, a possibilidade de entender o conceito de tais cálculos é de suma importância na vida profissional do engenheiro civil que almeja se fixar na área.

Destinar qual a melhor solução para a viabilidade da edificação (dentre as diversas concepções estruturais existentes) cabe ao profissional, que deverá agir conforme os preceitos da engenharia, da segurança e qualidade aliada ao melhor custo (dimensão da seção transversal dos elementos estruturais – consumo de concreto na obra).

1.2. OBJETIVOS

1.2.1. Objetivo Geral

O presente trabalho demonstra, através de comparações e simulações, os efeitos de 2ª ordem em estruturas de concreto de múltiplos pavimentos,

considerando as seguintes variações das mesmas: estruturas moldadas in loco e estruturas pré-fabricadas.

Em ambas as situações, são consideradas a análise e o dimensionamento dos elementos de contraventamento para garantia da estabilidade global.

1.2.2. Objetivos Específicos

- Avaliar os métodos de aplicação da ação do vento nas estruturas de múltiplos pavimentos;
- Comparar o funcionamento de diversos tipos de contraventamento em estruturas com elementos pré-fabricados: núcleos rígidos, pórticos e ligação viga-pilar semirrígida;
- Comparar os resultados obtidos pelos métodos de definição dos esforços de segunda ordem: “gama-z”.

Considerando os diversos sistemas construtivos e sistemas estruturais presentes, há uma grande variedade para se compor uma edificação de grande altura (múltiplos pavimentos) atualmente no Brasil. Entretanto, considerando a opção escolhida, bem como o tipo de estrutura a ser construída, pode-se obter dificuldades em garantir que a estrutura tenha um bom comportamento quanto ao deslocamento advindo das ações laterais (vento).

Deste modo, o presente trabalho pretende deixar claro quais são os sistemas construtivos mais aptos a serem utilizados em edificações de grande altura, bem como detalhes de execução a serem aplicados (e suas dificuldades) e como os elementos de contraventamento são utilizados para garantia da estabilidade global de algumas estruturas.

1.3. Metodologia

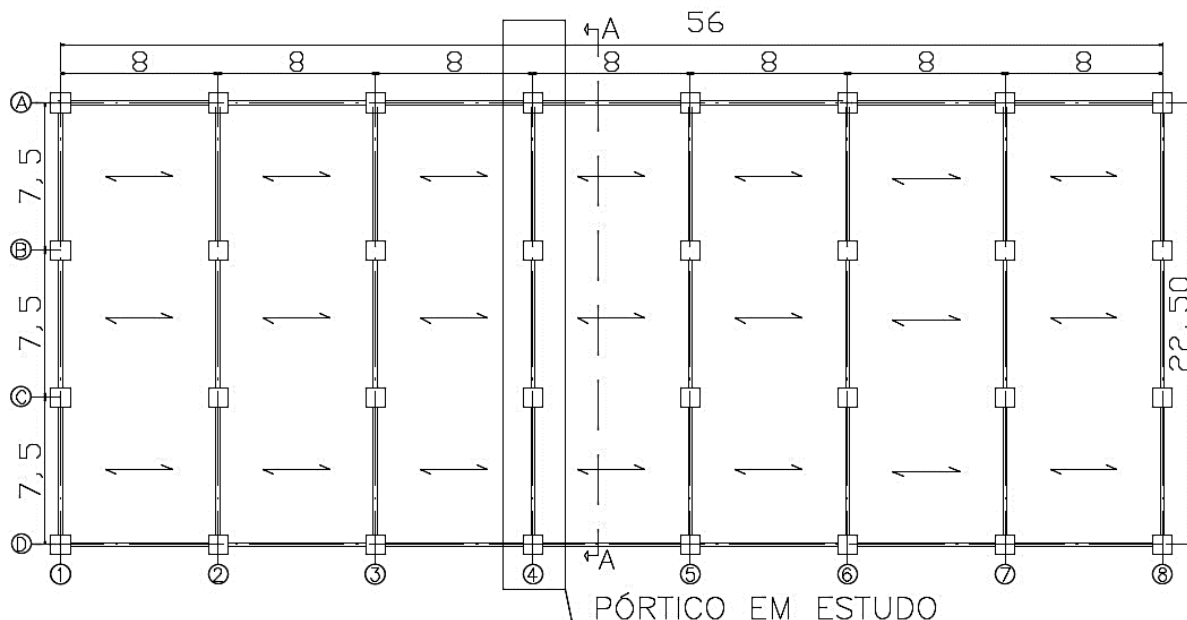
São motivos de estudo os tipos de estruturas de concreto de múltiplos pavimentos descritos abaixo:

- Moldada in loco: com ligação viga – pilar rígida e elementos de contraventamento com pórticos;

- Pré-fabricada – Tipo 1: composta por elementos pré-fabricados de concreto e ligação viga – pilar articulada (rótula). Elementos de contraventamento composto por núcleo rígido;
- Pré-fabricada– Tipo 2: composta por elementos pré-fabricados de concreto e ligação viga – pilar do tipo semirrígida (de acordo com as definições da ABNT NBR 9062: 2017);
- Pré-fabricada – Tipo 3: composta por elementos pré-fabricados de concreto e ligações articuladas. A estabilidade, neste caso, fica garantida apenas pela definição da inércia dos pilares, sem qualquer elemento de contraventamento.

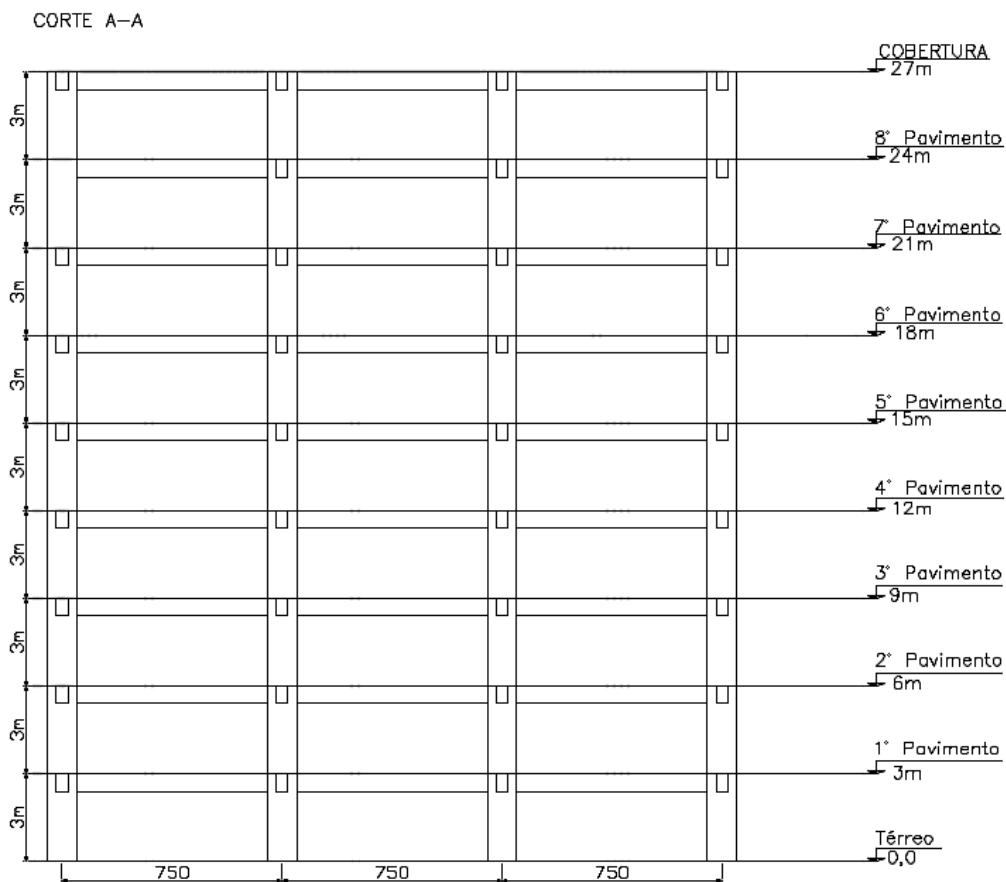
As estruturas definidas anteriormente possuem a mesma tipologia entre si: nove pavimentos e com nível de piso a piso de 3,0 metros. Na Figura 1.5, observe a planta baixa (tipo) do edifício que é aplicada para as quatro diferentes estruturas e na Figura 1.6 mostra o corte (A-A) que se refere ao pórtico em que os estudos são aplicados.

Figura 1.5 - Planta baixa do edifício analisado



Fonte: Elaborada pelos autores

Figura 1.6 – Pórtico (tipo) analisado



Fonte: Elaborada pelos autores

As ações horizontais, advindas do vento, são definidas a partir dos preceitos definidos pela ABNT NBR 6123:1988 e trabalhadas a partir de planilhas específicas desenvolvidas pelos autores.

Para análise dos deslocamentos advindos da ação lateral de vento, é aplicado o programa de análise de pórticos planos Ftool (MARTHA, 2018). Nesta situação, as análises são realizadas de duas maneiras distintas:

- Pórtico plano isolado de cada estrutura: neste caso, calcula-se a parcela de ação lateral atuante em apenas um dos pórticos representantes de cada estrutura (ou núcleo rígido);
- Pórticos associados: trata-se de uma análise mais realista, em que o vento é aplicado em sua totalidade em todos os pórticos, que são dispostos um frente ao outro (um elemento rígido, representando a laje, liga um pórtico ao outro). Destaca-se que ainda se trata de uma análise plana da estrutura (bidimensional).

Os elementos de contraventamento são dimensionados para cada tipologia estrutural. Ainda, para este caso, garante-se que os edifícios tenham um bom comportamento quanto à estabilidade global, ou seja, todos devem possuir um parâmetro “gama-z” menor do que 1,3, conforme a NBR 6118:2014. Os efeitos de segunda ordem são definidos para as edificações, considerando a seguinte metodologia:

- Coeficiente “gama-z”

Considerando a análise acima definidas pode-se, ao final deste trabalho, analisar como cada estrutura ficou composta (seções de pilares, grau de dificuldade das ligações semirrígidas, dimensões dos núcleos rígidos etc.), considerando as soluções escolhidas para garantir a estabilidade global.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1. Cálculo de Vento

A referência de comparação do cálculo de vento é definida pela NBR 6123:1988, Forças Devidas ao Vento em Edificações, onde exemplifica as alterações das construções baseado no dimensionamento estático e dinâmico da estrutura, pois se entende que as cargas do vento provocam tensões, deslocamento, deformações e vibrações.

O efeito estático da ação do vento leva em consideração o coeficiente de arrasto e a pressão de obstrução, enquanto o efeito dinâmico do vento é devido à turbulência atmosférica BLESSMANN (1986), ou seja, a própria velocidade do vento. Conclui-se que a dinâmica da estrutura não depende exclusivamente do seu formato, mas dos materiais empregados, assim como a rigidez e o amortecimento da estrutura.

Considerando estes indicadores, temos o efeito final que uma estrutura recebe da ação do vento, independentemente de seu material e formato, podendo definir com propriedade o projeto arquitetônico e seus componentes, otimizando as construções e as tornando mais seguras.

Como dito, para a análise dos deslocamentos advindos da ação lateral do vento, será aplicado o programa de análise de pórticos planos Ftool, que tem como idealizador e responsável pelo programa o professor Luiz Fernando Martha, do Departamento de Engenharia Civil da PUC – Rio. Tal programa teve enfoque educacional no início, mas tornou-se uma ferramenta frequentemente utilizada inclusive em projetos executivos de estruturas profissionais. Ao analisar um modelo de estrutura, o Ftool fornece tanto resultados simples, como diagramas de esforços internos e deformados, quanto de linhas de influência em qualquer ponto da estrutura.

2.1.1. Ação dos Ventos nas Edificações

O choque com massas de ar quente e frio produzem o vento, normalmente observa-se esse fenômeno antes do início de uma chuva. Consideramos a região de onde sopra o vento em relação à edificação como barlavento e na região oposta como sota-vento, assim como mostra a Figura 2.1.

Figura 2.1 - Ação do vento em uma edificação



Fonte: Site Ebanataw, 2017.

Como descrito na NBR 6123:1988 os coeficientes positivos de pressão externa ou interna correspondem a sobre pressões, já os valores negativos correspondem a sucções, outro fato importante é que o vento sempre atua perpendicularmente a superfície da edificação, dada pela Equação (2.1)

$$F = F_e - F_i \quad (2.1)$$

Onde:

F_e = força externa à edificação, agindo na superfície plana de área A

F_i = força interna à edificação, agindo na superfície plana de área A

Sendo que,

$$C_e = F_e \div q \times A \quad (2.2)$$

$$C_i = F_i \div q \times A \quad (2.3)$$

Onde:

C_e = Coeficiente de forma externo

C_i = Coeficiente de forma interno

Portanto,

$$F = (C_e - C_i) \times q \times A \quad (2.4)$$

Quando o valor para F for positivo, entendemos que a força atua para o interior da estrutura, já com um valor negativo, a força atua para o exterior da edificação. A força global ou parte dela é obtida através da soma vetorial das forças do vento que atuam na edificação. Já a força de arrasto que é uma componente da força global é obtida conforme a Equação (2.5) e será exemplificada no decorrer do trabalho:

$$F_a = C_a \times q \times A_e \quad (2.5)$$

C_a = Coeficiente de arrasto

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

q = Pressão dinâmica ou pressão de obstrução (N/m²)

De um modo geral, uma componente qualquer da força global é obtida por:

$$F = C_f \times q \times A \quad (2.6)$$

C_f = Coeficiente de força, especificado em cada caso: C_x , C_y , etc.

A = Área de referência, especificada em cada caso

2.1.2. Determinação da Velocidade do Vento

A NBR 6123:1988 define uma velocidade básica do vento, V_0 , que varia de acordo com a região do Brasil, já que cada região possui uma velocidade diferente. A Norma diz que a velocidade básica do vento é a velocidade de uma rajada de três segundos, com 63% de probabilidade de ser excedida em pelo menos 50 anos em um local sem obstrução e em campo aberto, além de ter uma altura de 10 m acima do terreno.

Com a velocidade básica, podemos determinar a velocidade característica, V_k , que incidirá na estrutura.

Essa velocidade característica considera os seguintes itens: rugosidade do terreno, tipo de ocupação, topografia do local, altura da edificação, dimensões da edificação e risco de vida.

Com isso, conseguimos definir a velocidade característica através da Equação (2.7):

$$V_k = V_0 \cdot S_1 \cdot S_2 \cdot S_3 \quad (2.7)$$

Onde,

V_0 = velocidade básica do vento (m/s);

S_1 = fator topográfico; (item 2.1.3)

S_2 = fator relativo à rugosidade do terreno e dimensões da edificação; (item 2.1.4)

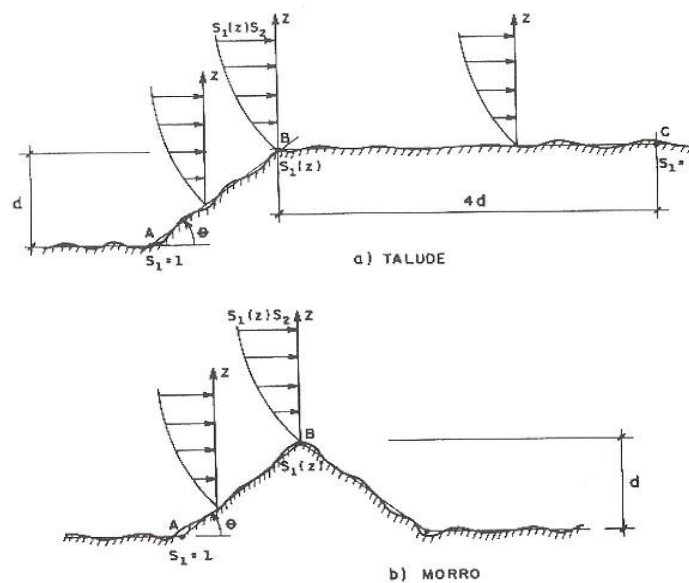
S_3 = fator estático (item 2.1.6)

2.1.3. Fator Topográfico – S1

O fator topográfico leva em consideração a variação do terreno da construção. E a NBR 6123:1988 considera as situações a seguir:

- Terreno pouco ondulado ou plano: $S_1 = 1$
- Morros e taludes, o valor de S_1 é obtido através do ângulo de inclinação, conforme Figura 2.2.

Figura 2.2 - Fator topográfico S1



Fonte: NBR 6123:1988.

No ponto B, valem as seguintes equações para determinação de S_1 :

$$\theta \leq 3^\circ \rightarrow S_1(z) = 1,0 \quad (2.8)$$

$$6^\circ \leq \theta \leq 17^\circ \rightarrow S_1(z) = 1,0 + \left(2,5 - \frac{z}{d}\right) \times \text{tg}(\theta - 3^\circ) \geq 1 \quad (2.9)$$

$$\theta \geq 45^\circ \rightarrow S_1(z) = 1,0 + \left(2,5 - \frac{z}{d}\right) \times 0,31 \geq 1 \quad (2.10)$$

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

2.1.4. Fator Topográfico – S2

O fator S_2 considera o efeito associado da rugosidade do terreno, da variação

da velocidade do vento com a altura acima do terreno e as dimensões da estrutura. Quando há obstáculos naturais ou artificiais, dizemos que a rugosidade do terreno está diretamente associada com a velocidade do vento.

A NBR 6123:1988 determina cinco categorias de terreno, em função da rugosidade, conforme descrito na Tabela 2.1:

Tabela 2.1 – Categoria dos terrenos em função da rugosidade

| | |
|-----------------------|--|
| CATEGORIA I: | Superfícies lisas de grandes dimensões, com mais de 5 km de extensão, medida na direção e sentido do vento incidente. Exemplos: mar calmo, lagos, rios, e pântanos sem vegetação. |
| 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 um metro. Exemplos: Zonas costeiras planas, pântanos com vegetação rala, campos de aviação, pradarias, charnecas e fazendas sem sebes ou muros. |
| 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 três metros. 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. |
| 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 dez metros 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. |
| 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 metros. Exemplos: florestas com árvores altas, de copas isoladas, centros de grandes cidades, complexos industriais bem desenvolvidos. |

Fonte: NBR 6123:1988

2.1.5. Dimensões da Edificação

A velocidade do vento é inconstante e pode ser calculada através de qualquer intervalo de tempo. Usualmente o intervalo mais curto utilizado corresponde a rajadas de 3 segundos com obstáculos de até 20 metros na direção do vento. Observa-se que quanto maior o intervalo de tempo, para o cálculo da velocidade média, maior a distância percorrida pela rajada.

Para a determinação da ação do vento é necessário considerar características estruturais e construtivas que possuam pouca ou nenhuma continuidade estrutural ao longo da edificação, tais como:

- Edificações com juntas que separem a estrutura em duas ou mais partes estruturalmente independentes;
- Edificações com pouca rigidez na direção perpendicular à direção do vento em por isso, com pouca capacidade de redistribuição de cargas.

A NBR 6123:1988 define três classes de edificações e seus elementos para o cálculo médio da velocidade, considerando intervalos de tempo de 3, 5 e 10 segundos, respectivamente:

- **CATEGORIA A:** Todas as unidades de vedação, seus elementos de fixação e peças, individuais de estruturas sem vedação. Toda edificação ou parte da edificação na qual a maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal (superfície de incidência do vento) não exceda 20 metros;
- **CATEGORIA B:** Toda edificação ou parte da edificação para a qual a maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal (superfície de incidência do vento) esteja entre 20 e 50 metros;
- **CATEGORIA C:** Toda edificação ou parte dela, em que a maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal (que o vento incide) exceda 50 metros.

Portanto, calcula-se o valor de S_2 com a Equação (2.11):

$$S_2 = b \times Fr \times \left(\frac{Z}{10}\right)^p \quad (2.11)$$

Onde:

Z = Altura acima do terreno (m);

Fr = Fator de rajada correspondente à categoria II;

B = Parâmetro de correção da classe da edificação;

P = Parâmetro meteorológico.

O cálculo refere-se até a altura z limite, conforme descrito na segunda coluna da Tabela 2.2. Os demais parâmetros, como o Fr, b e p também estão especificados na Tabela 2.2, conforme a NBR 6123:1988.

Tabela 2.2 - Parâmetros meteorológicos para o fator S2

| Categoria | z ₀ (m) | Parâmetro | Classes | | |
|-----------|-----------------------|-----------|---------|-------|-------|
| | | | A | B | C |
| I | 250 | b | 1,10 | 1,11 | 1,12 |
| | | p | 0,06 | 0,065 | 0,07 |
| II | 300 | b | 1,00 | 1,00 | 1,00 |
| | | Fr | 1,00 | 0,98 | 0,95 |
| 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: NBR 6123:1988

Outra opção é utilizar a

Tabela 2.3 como referência das diversas categorias de rugosidade do terreno e classes de dimensões das edificações.

Tabela 2.3 - Fator S2

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

Fonte: NBR 6123:1988

2.1.6. Fator Estatístico – S₃

O fator estatístico S₃ é o valor atribuído ao grau de segurança e vida útil da edificação, baseado em conceitos estatísticos. Considera-se 63% de probabilidade da velocidade básica do vento, ou seja, uma rajada de 3 segundos, ser igualada ou excedida em 50 anos.

Esses dados são adequados para edificações normais, como por exemplo, hotéis, moradias e escritórios.

Na falta de indicações específicas na norma estrutural, o valor mínimo de S₃ se dá pela Tabela 2.4:

Tabela 2.4 - Valores mínimos do fator estatístico S₃

| Grupo | Descrição | S ₃ |
|-------|---|----------------|
| 1 | Edificações cuja ruína total ou parcial pode afetar a segurança ou possibilidade de socorro a pessoas após uma tempestade destrutiva (hospitais, quartéis de bombeiros e de forças de segurança, centrais de comunicação, etc.) | 1,10 |
| 2 | Edificações para hotéis e residências. Edificações para comércio e indústria com alto fator de ocupação | 1,00 |
| 3 | Edificações e instalações industriais com baixo fator de ocupação (depósitos, silos, construções rurais, etc.) | 0,95 |
| 4 | Vedações (telhas, vidros, painéis de vedação, etc.) | 0,88 |
| 5 | Edificações temporárias. Estruturas dos grupos 1 a 3 durante a construção | 0,83 |

Fonte: NBR 6123:1988

2.1.7. Força de Arrasto e Coeficiente de Arrasto

Força de arrasto é a resistência ao movimento de um objeto sólido através de um fluido. Dizemos também que se trata de uma componente da força global do vento que atua na edificação. Através da soma vetorial das forças de arrasto conseguimos o valor da força global aplicados na edificação.

Essa força se dá pela Equação (2.5), citada anteriormente.

Já a pressão dinâmica, um dos itens para calcularmos a força de arrasto é obtida pela Equação (2.12):

$$q = 0,613 \times V_k^2 \quad (2.12)$$

Sendo seu resultado em N/m² e V_k em m/s.

2.1.8. Cargas Verticais

As cargas verticais são definidas como cargas permanentes e acidentais. As cargas permanentes são todos os pesos fixos, ou seja, instalações ou elementos construtivos, como por exemplo, paredes, vigas, pilares e laje. Além do contrapiso e os revestimentos.

As cargas acidentais são basicamente as cargas móveis, como por exemplo, mobiliário, utensílios, veículos e pessoas, além das que possuem caráter especial.

A NBR 6120:1980 determina os valores mínimos das cargas verticais acidentais para edifícios residenciais e comerciais, que possuem acesso ao público, conforme Tabela 2.5 e Tabela 2.6 adaptada abaixo:

Tabela 2.5 - Cargas Verticais de edificações residenciais

| Cargas verticais acidentais em edificios residenciais | |
|--|---------------------------------|
| Local | Carga (kN/m²) |
| Dormitórios, salas, cozinhas e banheiros | 1,5 |
| Despensas, áreas de serviço e lavanderias | 2,0 |
| Forros sem acesso a pessoas | 0,5 |
| Escadas sem acesso ao público | 2,5 |
| Corredores sem acesso ao público | 2,0 |
| Garagens | 3,0 |
| Terraços sem acesso ao público | 2,0 |

Fonte: NBR 6120:1980.

Tabela 2.6 - Cargas Verticais de edificações comerciais

| Cargas verticais acidentais em edifícios de escritórios | |
|---|----------------------------|
| Local | Carga (kN/m ²) |
| Salas de uso geral e banheiros | 2,0 |
| Escadas com acesso ao público | 3,0 |
| Corredores com acesso ao público | 3,0 |
| Terraços com acesso ao público | 3,0 |
| Garagens | 3,0 |
| Restaurantes | 3,0 |

Fonte: NBR 6120:1980.

2.2. Parâmetros de Estabilidade Global

A análise da estabilidade global nas estruturas de concreto armado é fundamental para verificar se os efeitos de segunda ordem devem ou não ser carregados nos cálculos. Através de cálculos, é possível garantir a estabilidade da estrutura quando há aumento de deformações e conseqüentemente há diminuição de capacidade em sua resistência.

Os parâmetros têm como finalidade classificar as estruturas quanto ao deslocamento horizontal e abranger a importância e as conseqüências dos efeitos de segunda ordem no cálculo de estruturas.

A NBR 6118:2014 apresenta apenas dois parâmetros para análise das não-linearidades das estruturas: coeficiente “gama-z” e Parâmetro Alpha.

No presente trabalho também é conceituado e utilizado o processo P-Delta, que, diferente dos coeficientes normatizados, é um coeficiente iterativo utilizado como efeito de cálculo em softwares.

2.2.1. Gama-z (γ_z)

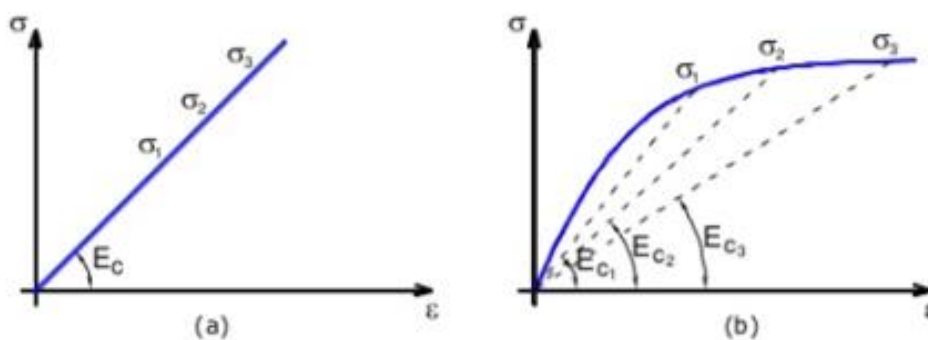
A verificação da estabilidade utilizando o coeficiente “gama-z”, conforme a NBR 6118:2014, é válido para estruturas reticuladas de no mínimo quatro andares.

Além de avaliar a estabilidade global, é eficiente para determinar os efeitos de segunda ordem majorando os efeitos de primeira ordem, deste modo dispensa a

análise de segunda ordem. É considerado um parâmetro simplificado e um dos mais utilizados para cálculos lineares.

No cálculo, considera-se que as tensões e deformidades nas estruturas são constantes estimando a não-linearidade nas mesmas, conforme Figura 2.3.

Figura 2.3 - Diagrama tensão-deformação do concreto: (a) linear; (b) não-linear



Fonte: MONCAYO, 2011.

Segundo VASCONCELOS (2002), esta ferramenta é fundamentada através da progressão geométrica, ou seja, devido as linhas elásticas contínuas originadas pelas ações verticais empregue em estruturas com nós não-fixos.

Ainda conforme a NBR 6118:2014, para se obter o valor de “gama-z” para cada combinação de carregamento, utiliza-se a Equação (2.13):

$$\gamma = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{1tot,d}}} \quad (2.13)$$

Onde:

- $\Delta M_{tot,d}$ = a soma dos produtos de todas as forças verticais atuantes na estrutura, com seus valores de cálculo, pelos deslocamentos horizontais de seus respectivos pontos de aplicação, obtidos da análise de 1ª ordem.
- $M_{1tot,d}$ = o momento de tombamento, ou seja, a soma dos momentos de todas as forças horizontais, com seus valores de cálculo, em relação à base da estrutura;

Depois de feitos os cálculos e encontrado um resultado para “gama-z”, PINTO (1997), concluiu que:

- “gama-z” entre 1,15 e 1,20 apresenta 3% de desvantagem em relação à segurança da estrutura;

- “gama-z” acima de 1,20 apresenta 5% de desvantagem em relação à segurança da estrutura;
- “gama-z” acima de 1,30 apresenta 7% de desvantagem em relação à segurança da estrutura.

Após diversos tipos de conclusões de variados pesquisadores, a NBR 6118:2014 concluiu que o limite do coeficiente “gama-z” é 1,30.

Se o valor encontrado for inferior a 1,1 ou superior a 1,30 a estrutura é considerada instável.

Se for maior que 1,1 (nós móveis) devem-se majorar os efeitos das ações, multiplicando o “gama-z” por 0,95.

Se for menor que 1,1 (nós fixos) os efeitos de segunda ordem devem ser majorados.

Para efeito de cálculo, utiliza-se como limite o valor de 1,20 para obtenção de maior segurança.

2.2.2. Coeficiente Alpha

A NBR 6118:2014 dispõe que uma estrutura reticulada simétrica pode ser considerada de nós fixos se $\alpha < \alpha_1$.

Conforme a Teoria de Beck (1966), α é calculado através da Equação (2.14):

$$\alpha = H_{tot} \sqrt{\frac{N_k}{E_{ci} \times I_c}} \quad (2.14)$$

Onde:

H_{tot} = altura total do edifício

N_k = somatório de todas as ações verticais atuantes no edifício (característico)

I_c = representa as seções brutas dos pilares

E_{ci} = módulo de elasticidade tangencial inicial

$E_{ci} \times I_c$: Representa o somatório dos valores de rigidez de todos os pilares na direção considerada

A elasticidade é encontrada através da Equação (2.15):

$$E_{ci} = 5600\sqrt{f_{ck}} \quad (2.15)$$

O resultado de Alpha encontrado relacionado com "n" (número de andares acima da fundação), conforme abaixo:

$$n \leq 3 \rightarrow \alpha_1 = 0,2 + 0,1 \times n$$

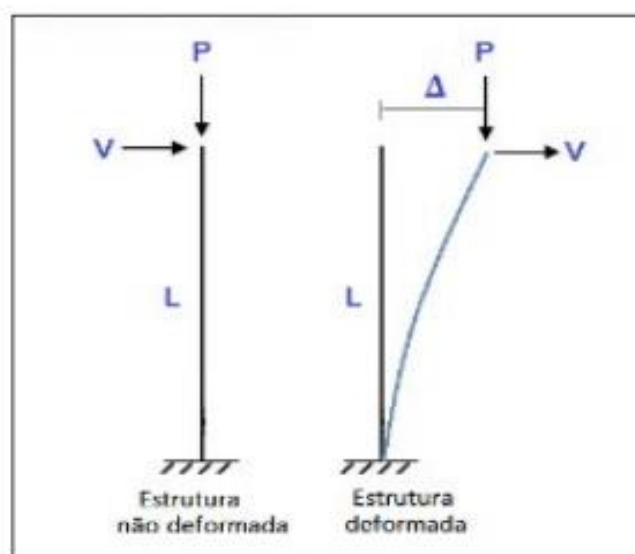
$$n \geq 4 \rightarrow \begin{cases} \alpha_1 = 0,6 \text{ contraventamento constituído por pilares/paredes} \\ \alpha_1 = 0,7 \text{ contraventamento constituído por pilares/paredes} \\ \alpha_1 = 0,5 \text{ quando só houver pórticos} \end{cases}$$

Diferente do parâmetro "gama-z", o Coeficiente Alpha somente aponta ao calculista os efeitos de segunda ordem na estrutura, não demonstrando o acréscimo de esforços causados, ou seja, não quantifica os efeitos de segunda ordem. Portanto, este parâmetro dentro dos outros apresentados neste trabalho, é o menos utilizado em cálculos.

2.2.3. P-Delta

O Parâmetro P-Delta é considerado como um método rigoroso e iterativo, muito utilizado em softwares a fim de determinar efeitos de segunda ordem (não-linear). Seu nome "P-Delta" surgiu devido à carga vertical "P" aplicada nas estruturas, que originam acréscimos de momentos, multiplicada pelos deslocamentos horizontais "Delta". Os acréscimos de momentos são os efeitos de segunda ordem. A Figura 2.4 mostra o parâmetro P-Delta aplicado em uma estrutura:

Figura 2.4 - Estados não deformado e deformado da estrutura



Fonte: AltoQi, 2017.

Quando há momento fletor na base, sendo este uma análise de segunda ordem é possível o cálculo através da Equação (2.16):

$$M = V \times L \quad (2.16)$$

E então, o deslocamento lateral é igual calculado na Equação (2.17):

$$\Delta = \frac{V \times L^3}{3 \times E \times I} \quad (2.17)$$

Utilizando a Equação (2.18), temos:

$$\Delta = \frac{M \times L^2}{3 \times E \times I} \quad (2.18)$$

Mas, se o momento fletor na base for calculado e uma análise de segunda ordem, como por exemplo, um pilar já deformado, o cálculo será conforme Equação (2.19):

$$M = V \times L + P \times \Delta \quad (2.19)$$

E então, o deslocamento lateral será como na Equação (2.20):

$$\Delta = \frac{M \times L^2}{3 \times E \times I} = \frac{(V \times L + P \times \Delta) \times L^2}{3 \times E \times I} + \frac{V \times L^3}{3 \times E \times I} + \frac{P \times \Delta \times L^2}{3 \times E \times I} \quad (2.20)$$

Quando observado os momentos tanto na base, quando nos deslocamentos laterais acima citados, é possível distinguir que quando acrescido o P-Delta, os mesmos tornam-se maiores. Deve-se calcular o deslocamento lateral para que seja possível, na análise de segunda ordem, calcular o momento fletor e novamente o deslocamento lateral com o P-Delta. Estes cálculos devem ser refeitos até o momento em que o deslocamento iterativo seja quase que insignificante comparado ao anterior.

Vale salientar que a Equação (2.20) pode ser simplificada de tal forma como na Equação (2.21):

$$\Delta = \frac{V \times L^3}{3 \times E \times I - P \times L^2} \quad (2.21)$$

Com a facilidade da Equação (2.21) é possível encontrar de forma objetiva o deslocamento lateral causado por efeitos de segunda ordem, sem que seja necessário realizar repetições de interações.

O efeito P-Delta é possível de ser calculado por diversos softwares, diferenciando-se pela sua forma de análise. Os mais conhecidos no mercado são: Eberick, SAP2000, Cypecad, SCIA e TQS.

2.3. TIPOS DE CONTRAVENTAMENTOS

A ação do vento na estrutura é um fator essencial para levar-se em consideração no cálculo estrutural e, para efeito de cálculo, deve-se adotar em projeto a direção mais desfavorável do vento para a estrutura.

Há termos descritos na NBR 6123:1988 que ajudam a entender melhor os efeitos do vento na edificação. Desta forma, para diminuir e combater estas ações, empregando-se elementos de contraventamentos que usualmente, segundo FUSCO (1986), seriam os pilares de grandes dimensões que funcionam, por hipótese, como uma estrutura que não desloca. E assim, definida esta estrutura, deve ser verificada se a mesma apresenta rigidez suficiente, de forma a garantir a estabilidade global de toda a estrutura, que podem ser contraventadas por núcleos rígidos.

2.3.1. Núcleo Rígido

Hoje em dia, o projeto de uma edificação tida como alta (múltiplos pavimentos), tem que ser muito bem planejada entre engenheiros e arquitetos, pois há muitas vertentes para se determinar como: diretrizes arquitetônicas, altura do edifício, tipo de esforços atuantes, qualidade do solo, prazos de execução e principalmente custos.

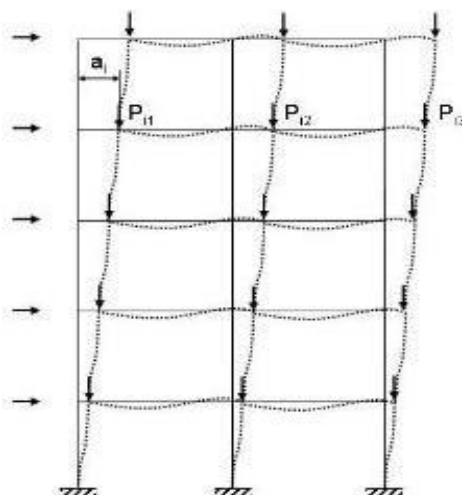
Mas dar foco à escolha do sistema estrutural é fundamental e a primeira a ser pensada no projeto, pois se segue rigorosamente o estado limite último de instabilidade em estruturas de concreto armado, de acordo com a NBR 6118:2014 e demais normas correlatas.

Os esforços causados pelas ações horizontais (efeitos de 2ª ordem) passam a serem críticos ao passo que se aumenta a altura da edificação. A ação do vento é a principal causa desses esforços, mas temos que dar ênfase a geometria da

estrutura, que combinada com a ação do vento, provoca grandes deslocamentos na estrutura.

Há também, de acordo com a NBR 6118:2014, a possibilidade de se dispensar a consideração de efeitos de 2ª ordem, classificando a estrutura como de nós fixos, sem a necessidade de cálculos rigorosos. Observar a Figura 2.5:

Figura 2.5 - Ação do vento em edificações.



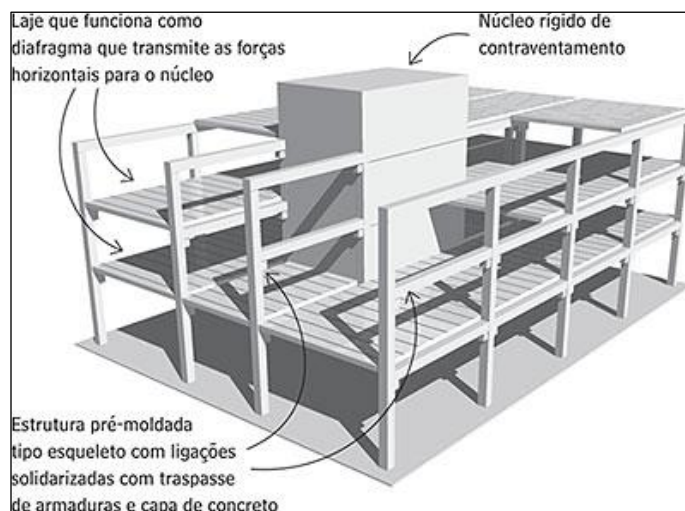
Fonte: SANCHES, 2009.

No entanto, em edifícios de múltiplos pavimentos, deve ser dada uma atenção especial em relação à transmissão e absorção de cargas horizontais relativas ao vento, assim, adotamos as estruturas rígidas, contraventadas, como núcleos rígidos, que sejam capazes de resistir aos esforços horizontais com eficiência.

Destacam-se os seguintes tipos de contraventamento de estruturas de múltiplos pavimentos: pórticos planos, painéis treliçados, painéis-parede, sistema tubular e núcleos rígidos.

Esse último é geralmente feito em concreto armado e entendidos como qualquer combinação tridimensional de pilares paredes com espessuras menores do que outras dimensões, formando uma seção aberta, tipo C. Comumente acondicionam-se no interior destes núcleos os elevadores ou escadas, conforme Figura 2.6:

Figura 2.6 - Estrutura pré-moldada com núcleo rígido



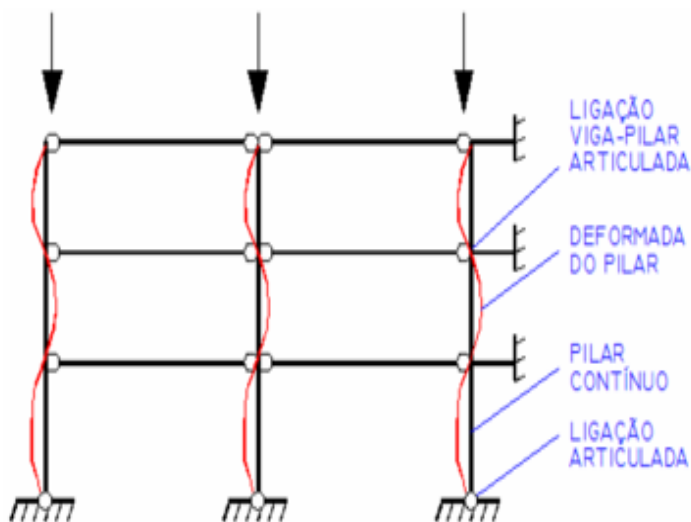
Fonte: Revista Técnica, 2008.

Os elementos de contraventamento chamados de núcleo rígido ou parede de cisalhamento segundo RAYMUNDO (2012) são muito rígidos, fazendo com que as ligações existentes nos demais pilares não causem modificações no comportamento das estruturas.

Assim os pilares reagirão somente à compressão, sendo necessária então a verificação apenas da flambagem, pois serão comumente aplicadas ligações rotuladas entre a base e a viga (chamadas de barras bi rotuladas).

Na Figura 2.7, fica demonstrado um esquema de estrutura com tais elementos de contraventamento, com os apoios representados à direita.

Figura 2.7 - Estrutura com elementos de contraventamento



Fonte: JEREMIAS Jr., 2007.

Outro elemento de contraventamento relatado aqui é a chamada Parede de Cisalhamento ou Parede de Contraventamento, sendo mais utilizada a composta por elementos pré-fabricados, já que a moldada in loco causará uma grande demanda por fôrmas, complicando cada vez mais o processo construtivo.

A Parede de Cisalhamento pré-fabricada será composta por painéis conectados entre si de forma rígida, representando uma viga de grande altura engastada na em sua base, podendo ou não ter a altura total do pé-direito do pavimento. Segundo RAYMUNDO (2012), a solidarização entre diversos painéis é garantida por elementos de ligação que já são acoplados em cada elemento individual, capazes de transmitir forças de cisalhamento, tração e compressão, conforme Figura 2.8.

Figura 2.8 - Parede de cisalhamento pré-fabricada

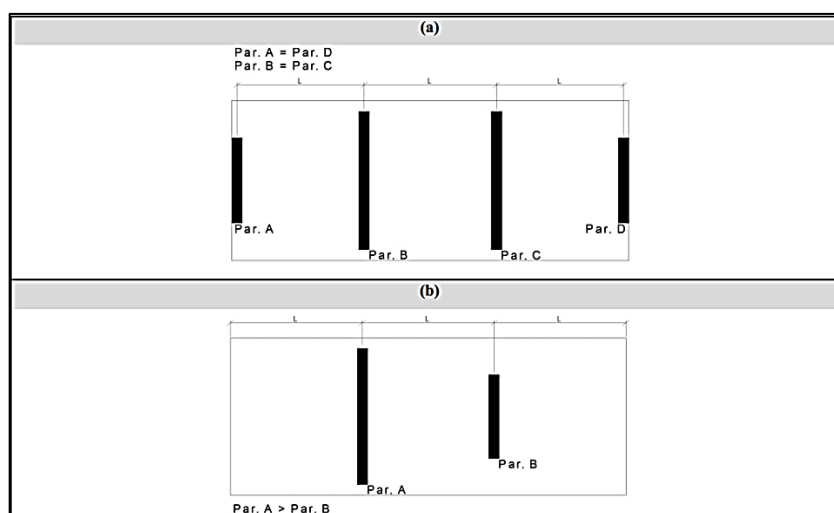


Fonte: KASSIMALI, 2015.

O posicionamento das citadas paredes poderá ser simétrico ou assimétrico, quando observadas em planta. A simetria faz com que não haja torção na edificação, alterando assim o modo de distribuição dos esforços no pavimento.

A assimetria relatada se dará não só pelo posicionamento das paredes, mas também pelo uso de paredes que tenham inércias diferentes, como mostra a Figura 2.9:

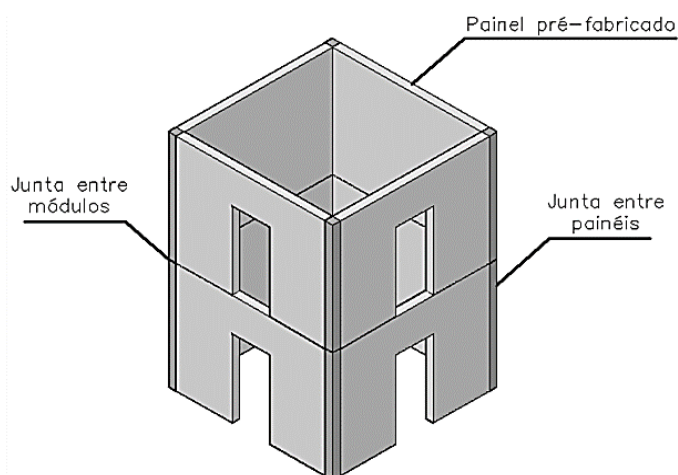
Figura 2.9 - Parede com inércias diferentes



Fonte: RAYMUNDO, 2012.

Podemos ter uma combinação de núcleo rígido com parede de cisalhamento em uma estrutura tipo esqueleto. Desta maneira, compõe-se uma região fechada por quatro painéis conectados, formando em elemento rígido. Inúmeros destes módulos, conectados entre si, formarão um único elemento de grande rigidez da altura da edificação, conforme Figura 2.10. Podem conter aberturas laterais para acesso a escadas e caixas de elevadores.

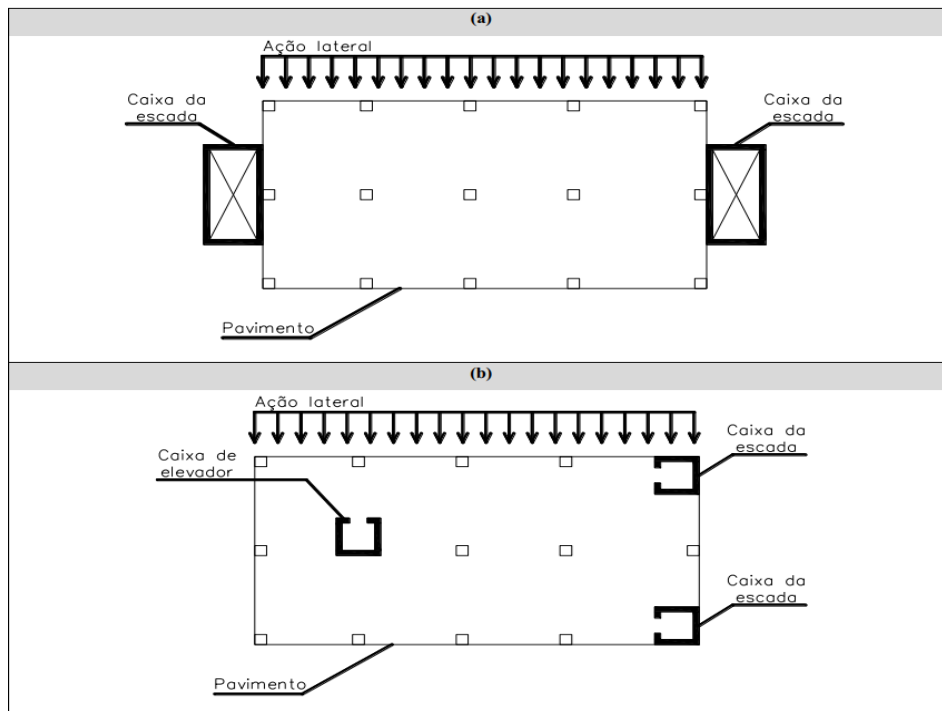
Figura 2.10 - Painel pré-fabricado



Fonte: RAYMUNDO, 2012.

Na representação da Figura 2.11, é demonstrado que o núcleo rígido também poderá aparecer de maneira simétrica ou assimétrica quando observado em planta, centralizado (a) ou lateralizado (b).

Figura 2.11 – Planta baixa do painel pré-fabricado

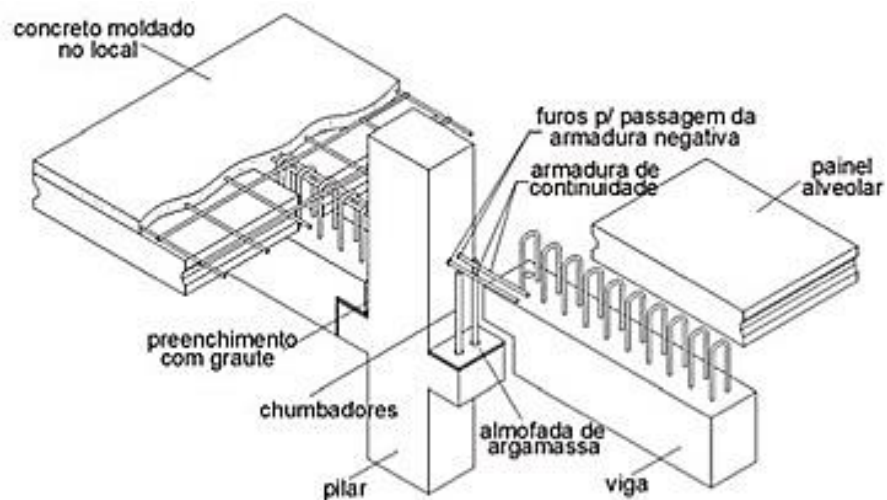


Fonte: RAYMUNDO, 2012.

2.3.2. Ligação Viga-Pilar

Para o presente trabalho a análise de estruturas pré-fabricadas de concreto e ligação viga-pilar do tipo semirrígida adotou-se para efeito de cálculo, que a ligação viga-pilar estará na seguinte condição: armaduras de continuidade, pilares com consolos de concreto e chumbadores, conforme a Figura 2.12.

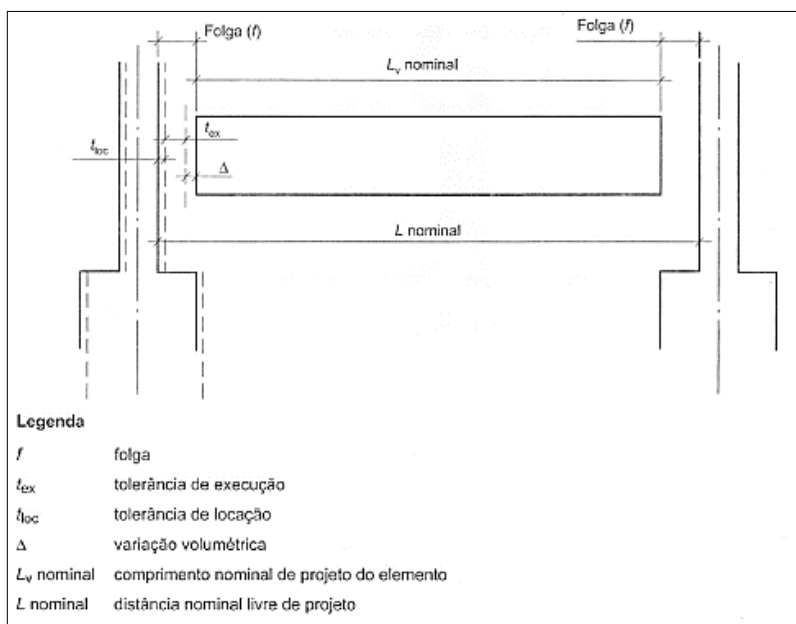
Figura 2.12 - Ligação viga-pilar semirrígida com armadura de continuidade.



Fonte: EL DEBS, 2012.

A escolha para o tipo de ligação se deu pelo fato de que no Brasil o uso deste tipo de ligação é muito grande. Todas as recomendações são apresentadas na ABNT NBR 9062:2017, que determina a obrigatoriedade da utilização dos contraventamentos quando apresentados efeitos de 2ª ordem.

Figura 2.13 - Vãos livres (folgas)



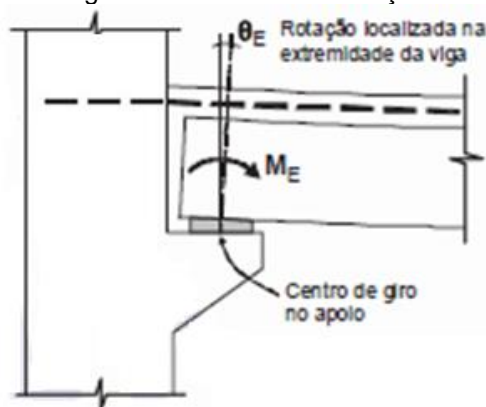
Fonte: NBR 9062:2017.

O vão livre destinado para apoiar os elementos de contraventamentos passa a ser tratado como distância nominal, conforme Figura 2.13, onde os elementos possuem as chamadas folgas, que necessariamente devem obedecer a todas as exigências de seus fabricantes.

Inicialmente é preciso analisar a restrição a rotação (αR) nas ligações viga-pilar, onde os valores devem estar sempre entre 0,15 e 0,85 (para ligações semirrígidas) ao que leva à análise do momento-rotação, que é essencial para se estipular a rigidez nas extremidades de todos os tipos de ligações existentes.

- Restrição à rotação: momento-rotação, conforme Figura 2.14:

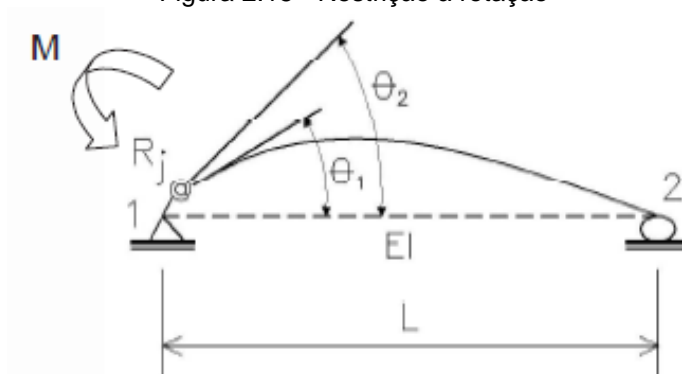
Figura 2.14 - Momento rotação



Fonte: NBR 9062:2017.

- Fator de restrição à rotação:

Figura 2.15 - Restrição à rotação



Fonte: NBR 9062:2017

O maior momento de rotação localizado nos extremos da viga, ocorre quando θ é aplicado no centro da viga, indicado por θ_2 , como demonstrado na Figura 2.15.

Para tornar a análise mais próxima do real, torna-se necessário um estudo mais a fundo nas ligações viga-pilar. Para isso, nas ligações semirrígidas, as resistências e a rigidez devem ser compatíveis aos esforços exercidos sobre a união viga-pilar. Isto é válido para os momentos negativos e positivos e sua respectiva rotação.

Para análise da rotação efetiva que ocorre nas ligações, é necessário verificar a resistência à flexão de comportamento rígido, semirrígido e o cálculo da rigidez secante à flexão (negativa e positiva) em ligações viga-pilar com armadura de continuidade. As mesmas são consequências de mecanismos de deformação, que ocorrem tanto na interface viga-pilar quanto nas chamadas zonas de transição nas extremidades da viga, conhecidas como região de ligação.

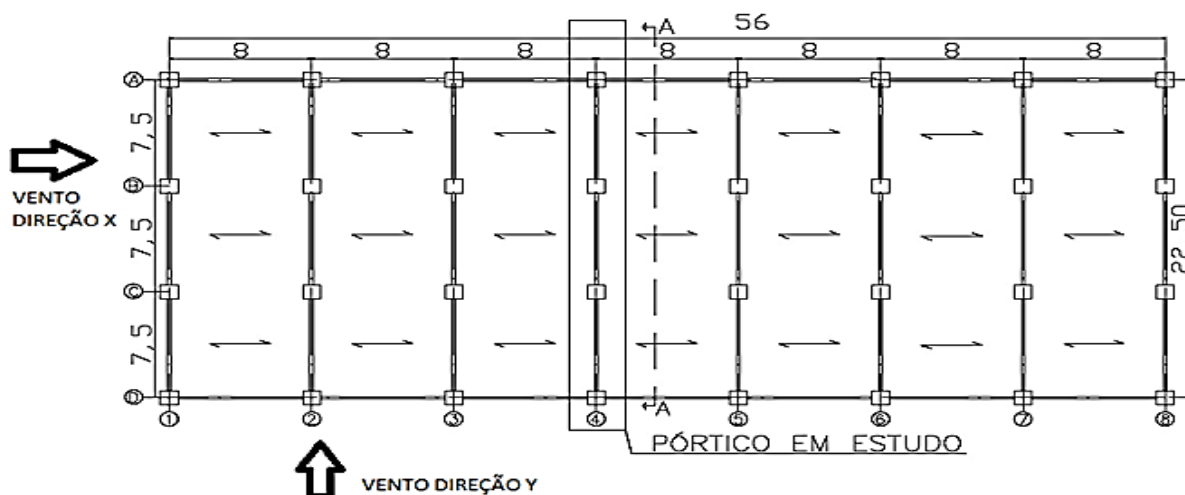
3. ESTUDO DE CASO

3.1. Característica da Edificação

O edifício fictício estudado foi considerado para fins comerciais e com localização na região de Campinas/SP. Conforme indicado na Figura 3.1, a construção possui dimensões em planta de 22,5 m na direção X e 56 m na direção Y, além de 9 pavimentos com pé direito igual a 3 metros, totalizando 27 metros de altura.

Através da NBR 6123:1988 foram definidos os parâmetros para o cálculo da ação de vento. Para efeito de cálculo utilizamos o lado Y da edificação por possuir maior incidência da ação do vento.

Figura 3.1 - Planta baixa do edifício estudado



O pátio analisado foi nomeado como “Pátio 4” e está destacado na Figura 3.1. O pátio de cada pavimento é composto por 04 pilares e 03 tramos intermediários.

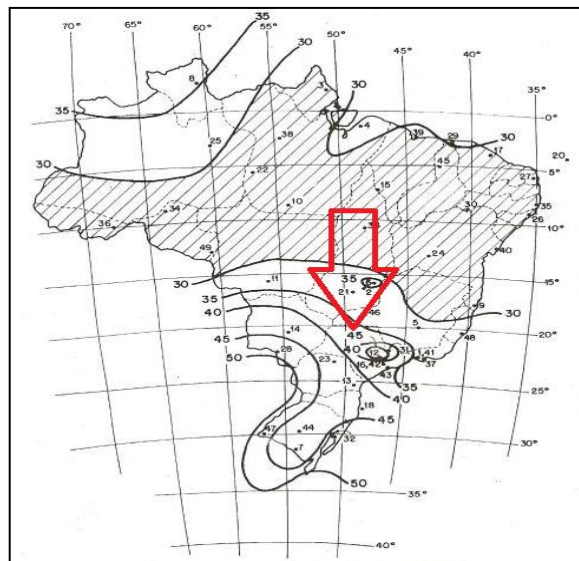
3.2. Ações horizontais advindas do vento

Foram adotados os seguintes parâmetros para análise da estabilidade do edifício estudado:

- Velocidade básica do vento (V_0):

Calculada por região, através da isopleta da NBR 6123:1988, conforme imagem abaixo.

Figura 3.2 – Mapa isopleta indiciando região em estudo



Fonte: NBR 6123:2013

Portanto, $V_0 = 45 \text{ m/s}$

- Fator Topográfico (S_1)

Terreno: Plano

$S_1 = 1,0$

- Rugosidade do solo, dimensões da edificação e altura sobre o terreno (S_2)

Rugosidade do terreno: Categoria II, Tabela 2.1

Dimensões da edificação: Classe C, Tabela 2.2

Altura sobre o terreno: Obtida através do uso da Equação (2.11)

- Fator Estatístico (S_3) -> Tipo de edificação: Comércio

$S_3 = 1,0$, conforme Tabela 2.4

- Velocidade característica do vento:

É calculada a partir dos indicadores S_1 , S_2 , S_3 e da definição da velocidade básica do vento, determinando a pressão dinâmica aplicada na edificação, conforme a Equação (2.7)

- Força de arrasto: Com a força de arrasto foi possível determinar a resistência aplicada na estrutura. Utilizou-se a Equação (2.5).

Com os dados obtidos nos cálculos acima, foi criada a Tabela 3.1. A mesma foi complementada com as seguintes informações:

Ao dividir a força de arrasto de cada pavimento pelos 56 metros do edifício, passaram de ação horizontal distribuída – F_a (kN/m) - para ação horizontal pontual – F_a (kN). Porém, para contribuir com a análise a ser estudada, estas ações foram

ainda divididas por 8, que se refere a quantidade de pórticos que possuem a mesma rigidez na direção em que o vento atua. São considerados de mesma rigidez devido ao efeito diafragma rígido, que é a concepção da laje de cada pavimento receber as ações horizontais e distribuí-las igualmente para cada pórtico.

Tabela 3.1 - Cálculo do vento na direção do Vento Y

| Pavimento | Altura acima do terreno (m) | S2 | Vk (m/s) | q (kN/m ²) | Fa (kN/m) | Fa (kN) | Fa Pórtico (kN) (característico) | Fa Pórtico (kN) (majorado) |
|-----------|-----------------------------|------|----------|------------------------|-----------|---------|----------------------------------|----------------------------|
| Z1 | 3 | 0,84 | 37,90 | 0,88 | 2,84 | 158,93 | 19,87 | 27,81 |
| Z2 | 6 | 0,90 | 40,62 | 1,01 | 3,16 | 177,11 | 22,14 | 30,99 |
| Z3 | 9 | 0,94 | 42,30 | 1,10 | 3,39 | 189,74 | 23,72 | 33,20 |
| Z4 | 12 | 0,97 | 43,54 | 1,16 | 3,57 | 199,65 | 24,96 | 34,94 |
| Z5 | 15 | 0,99 | 44,52 | 1,21 | 3,71 | 207,90 | 25,99 | 36,38 |
| Z6 | 18 | 1,01 | 45,34 | 1,26 | 3,84 | 215,00 | 26,88 | 37,63 |
| Z7 | 21 | 1,02 | 46,04 | 1,30 | 3,95 | 221,27 | 27,66 | 38,72 |
| Z8 | 24 | 1,04 | 46,66 | 1,33 | 4,05 | 226,90 | 28,36 | 39,71 |
| Z9 | 27 | 1,05 | 47,21 | 1,37 | 2,05 | 114,78 | 14,35 | 20,09 |

Fonte: Elaborada pelos autores

Os dados que preenchem a Tabela 3.1 serão utilizados nos 04 tipos de estruturas analisados a seguir.

3.3. Estrutura Pré-fabricada (Ligação rotulada)


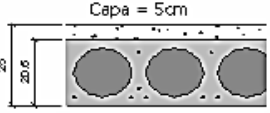
3.3.1. Cargas verticais

- Reboco (argamassa) = $19 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \times 0,02 \text{ m} = 0,38 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$
- Camada de regularização = $25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \times 0,02 \text{ m} = 0,50 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$
- Piso cerâmico = $19 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \times 10 = 400 \frac{\text{N}}{\text{m}^2}$

$$\frac{400}{1000} = 0,40 \text{ kN/m}^2$$
- Laje alveolar com altura total de 25 cm (20 cm de laje + 5 cm de capa)
- Carga acidental para escritório (conforme tabela 2 – Valores mínimos das cargas verticais, disponível na NBR 6120:1980) – 2,00 kN/m²

Depois de calculadas as cargas verticais acima e considerando o maior vão para apoio de 8 m, obteve-se o peso próprio de 4,25 kN/m² da laje e da capa, conforme Figura 3.3 do catálogo do fabricante Tatu Pré-Moldados.

Figura 3.3 - Dimensionamento de laje alveolar

| SEÇÃO DO PAINEL | Sem Capa | | Capa = 5cm | | | | | |
|---|---|--|------------|----------|----------|----------|----------|----------|
| |  |  | | | | | | |
| Vãos Máximos (cm) | | | | | | | | |
| TABELA DE DIMENSIONAMENTO | | | Classe 1 | | Classe 2 | | Classe 3 | |
| | | | Sem Capa | Capa=5cm | Sem Capa | Capa=5cm | Sem Capa | Capa=5cm |
| | M.R.U. (kN.m/m) | | 102,5 | 129,3 | 115,3 | 144,9 | 127,5 | 159,3 |
| | Sobrecargas (kN/m ²) | 0,5 | 1284 | 1110 | 1362 | 1178 | 1433 | 1236 |
| | | 1,0 | 1203 | 1110 | 1275 | 1178 | 1341 | 1236 |
| | | 2,0 | 1077 | 1087 | 1142 | 1151 | 1201 | 1207 |
| | | 3,0 | 964 | 1010 | 1044 | 1069 | 1097 | 1121 |
| | | 4,0 | 911 | 946 | 967 | 1002 | 1017 | 1050 |
| | | 5,0 | 859 | 894 | 905 | 946 | 951 | 992 |
| | | 6,0 | 804 | 849 | 853 | 899 | 897 | 942 |
| | | 8,0 | 728 | 777 | 772 | 822 | 812 | 862 |
| | | 10,0 | 670 | 720 | 711 | 762 | 747 | 799 |
| | | 12,5 | 614 | 664 | 651 | 703 | 684 | 737 |
| 15,0 | 570 | 620 | 604 | 656 | 635 | 688 | | |
| Informações adicionais: Peso-próprio da laje (sem capa) = 3,05 kN/m ² - Peso-próprio da laje (com capa) = 4,25 kN/m ² Consumo de concreto (C30), brita 0, para rejunte das placas = 10,6 litros/m de junta. Concreto de capeamento C30. | | | | | | | | |

Fonte: Catálogo fabricante Tatu Pré-Moldados

Para que as cargas verticais sejam consideradas nos cálculos como pontuais, é necessário identificar as áreas de influência da laje, e de seus carregamentos, sobre os pórticos:

- Área de influência do pórtico = 8 m × 22,5 m = 180 m²
- Reboco (argamassa) = $19 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \times 0,02 \text{ m} \times 180 \text{ m}^2 = 68,4 \text{ kN}$
- Camada de regularização = 90 kN
- Piso cerâmico = 72 kN
- Carga acidental = 360 kN
- Laje alveolar = 765 kN

Além destas cargas pontuais, o pórtico sofre ações verticais devido aos fechamentos laterais do edifício em alvenaria e também das próprias vigas:

- Alvenaria:
 Peso específico bloco vazado de concreto – 14,00 kN/m³
 Comprimento da alvenaria apoiada no "Pórtico 4" – 16,00 m
 Largura do bloco vazado de concreto – 0,19 m
 Altura da alvenaria de fechamento – 3,00 m

$$\text{Carga pontual alvenaria} = 14 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \times 16 \text{ m} \times 0,19 \text{ m} \times 3 \text{ m} = 101,25 \text{ kN}$$

- Viga:

Peso específico do concreto – 25,00 kN/m³

Seção transversal adotada: 0,30 m x 0,60 m

Comprimento total das vigas no "Pórtico 4": 22,5 m

$$\text{Carga pontual viga} = (0,3 \text{ m} \times 0,6 \text{ m}) \times \frac{25 \text{ kN}}{\text{m}^3} \times 22,5 \text{ m} = 101,25 \text{ kN}$$

3.3.1.1. Coeficiente de segurança aplicados nas cargas verticais:

Para promover a combinação do estado limite último, utilizou-se coeficientes de majoração, conforme fórmula abaixo e obtemos os seguintes valores:

$$\Sigma(1,3.PP\text{Pré-moldado}) + \Sigma(1,4.C.\text{Permanente}) + (\text{Sobrecarga} * 0,7 * 1,4) + \Sigma 1,4.\text{Vento}$$

- Pré-moldado:

Peso próprio da laje alveolar 20 cm + 5 cm capa – 994,5kN

Viga – 131,63 kN

- Carga permanente:

Reboco (argamassa) – 95,76kN

Camada de regularização – 126 kN

Piso cerâmico – 100,8kN

Fechamento em alvenaria - 178,75 kN

- Sobrecarga - 360 kN

- Cargas do vento: descritos na Tabela 3.1

3.3.1.2. Características dos elementos estruturais

Nos elementos estruturais do "Pórtico 4" foram utilizados as seguintes especificações:

- Concreto:

Peso específico: 25 kN/m³

Resistência característica do concreto à compressão (fck): 40MPa

Elasticidade do concreto: $0,8 \times 0,85 \times 5600 \times \sqrt{40} = 24084 \text{ kN}$

(Aplicado o coeficiente de 0,8 a fim de considerar a fissuração dos elementos no cálculo do “gama-z”, segundo a NBR 6118:2014)

- Aço utilizado nas armaduras: CA-50

3.3.2. Análise através do programa gráfico-interativo:

O Ftool é um programa gráfico-interativo gratuito de análise estrutural de pórticos planos, com o objetivo principal de criar um protótipo simples e eficiente da estrutura. Após os cálculos, com auxílio do programa mencionado, foi possível a análise dos deslocamentos causados pelas cargas pontuais do vento na estrutura. Foram adotadas seções transversais variadas para os pilares e para as vigas, com referência nos resultados obtidos no cálculo do γ_z , conforme descrito na NBR 6118:2014.

Para os resultados obtidos na Tabela 3.2 abaixo, foi considerado pilares com seções de 100 cm x 100 cm e vigas com seções de 30 cm x 60 cm.

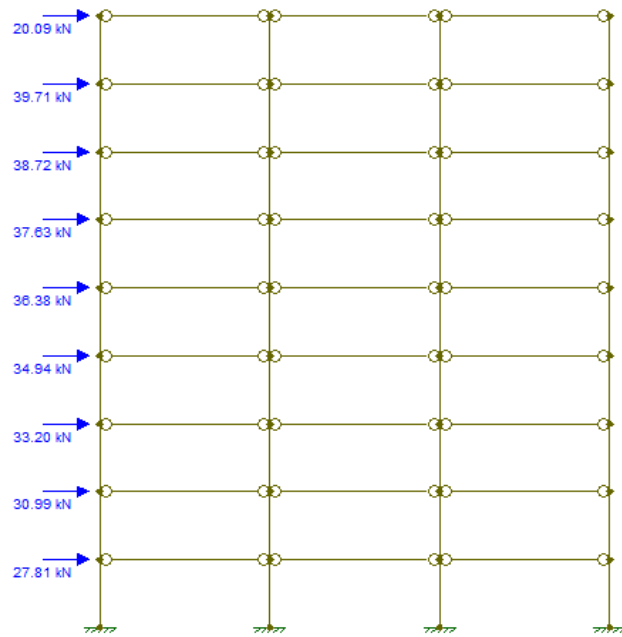
Tabela 3.2 - Deslocamento da edificação por pavimento – pórtico rotulado

| Pavimento | Força Vertical FV (kN) | Força Horizontal FH (kN) | Deslocamento (m) | Altura (m) | Fv x desl. (kN*m) | Fh*deslocamento (kN*m) |
|-----------|---------------------------|-----------------------------|---------------------|---------------|----------------------|---------------------------|
| 1 | 1987,44 | 27,81 | 0,0024 | 3 | 4,77 | 83,44 |
| 2 | 1987,44 | 30,99 | 0,0088 | 6 | 17,49 | 185,96 |
| 3 | 1987,44 | 33,20 | 0,0185 | 9 | 36,77 | 298,84 |
| 4 | 1987,44 | 34,94 | 0,0304 | 12 | 60,42 | 419,27 |
| 5 | 1987,44 | 36,38 | 0,044 | 15 | 87,45 | 545,73 |
| 6 | 1987,44 | 37,63 | 0,0587 | 18 | 116,66 | 677,26 |
| 7 | 1987,44 | 38,72 | 0,074 | 21 | 147,07 | 813,17 |
| 8 | 1987,44 | 39,71 | 0,0896 | 24 | 178,07 | 952,97 |
| 9 | 1808,69 | 20,09 | 0,1053 | 27 | 190,45 | 542,36 |
| Soma = | | | | | 839,15 | 4519,01 |

Fonte: Elaborada pelos autores

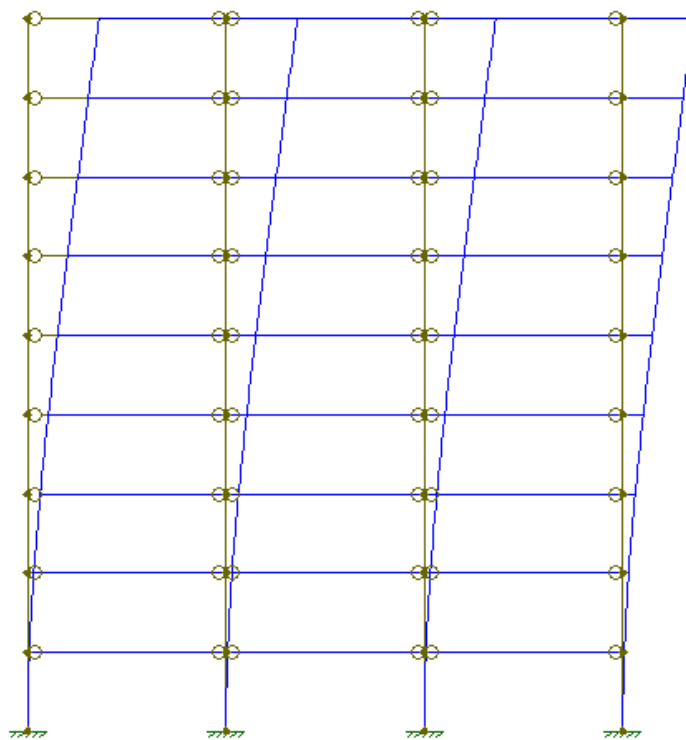
A Figura 3.4 mostra as cargas do vento sendo aplicadas no “Pórtico 4”, enquanto a Figura 3.5 mostra os deslocamentos extraídos do programa Ftool, pelo qual foi possível obter a soma dos produtos das cargas verticais e horizontais, gerando “gama-z” de 1,23, a partir da Equação (2.13).

Figura 3.4 - Cargas do vento aplicadas na estrutura rotulada



Fonte: Extraída do programa Ftool.

Figura 3.5 - Deslocamento na estrutura rotulada devido a ações do vento



Fonte: Extraída do programa Ftool.

3.4. Estrutura moldada in loco

As cargas do vento, a sobrecarga acidental e as cargas permanentes consideradas para esta nova análise são as mesmas da estrutura pré-fabricada, com exceção da laje, seções dos pilares e vigas e da resistência característica do concreto à compressão.

3.4.1. Cargas verticais

- Laje do tipo maciça:

Peso específico do concreto – 25,00 kN/m³

Altura da laje: 0,26 m

$$\text{Carga da laje pontual} = \frac{25\text{kN}}{\text{m}^3} \times 0,26 \text{ m} = \frac{6,50\text{kN}}{\text{m}^2} \times 180 \text{ m}^2 = 1170 \text{ kN}$$

- Viga:

Peso específico do concreto – 25,00 kN/m³

Seção transversal adotada: 0,20 m x 0,60 m

Comprimento total das vigas no "Pórtico 4": 22,5 m

$$\text{Carga pontual viga} = (0,20 \text{ m} \times 0,60 \text{ m}) \times \frac{25\text{kN}}{\text{m}^3} \times 22,5 \text{ m} = 45\text{kN}$$

3.4.1.1. Cargas verticais com coeficiente de segurança

Os coeficientes de majoração foram aplicados nas cargas incidentes no edifício, conforme fórmula abaixo e obtemos os seguintes valores:

$$\Sigma(1,4.PP\text{moldado in loco}) + \Sigma(1,4.C.\text{Permanente}) + \Sigma(\text{Sobrecarga} * 0,7 * 1,4) + \Sigma 1,4.\text{Vento}$$

- Moldado in loco:

Peso próprio da laje maciça: 26cm – 1638kN

Viga – 63 kN

- Carga permanente:

Reboco (argamassa) – 95,76kN

Camada de regularização – 126 kN

Piso cerâmico – 100,8 kN

Fechamento em alvenaria - 178,75 kN

- Sobrecarga - 360 kN
- Cargas do vento: descritos na Tabela 3.1

3.4.1.2. Características dos elementos estruturais

Nos elementos estruturais do "Pórtico 4" foi utilizado resistência característica do concreto à compressão (f_{ck}) de 30MPa.

- Elasticidade do concreto para os pilares: $0,8 \times 0,85 \times 5600 \times \sqrt{30} = 20857 \text{ kN}$
- Elasticidade do concreto para as vigas: $0,4 \times 0,85 \times 5600 \times \sqrt{30} = 26072 \text{ kN}$

3.4.2. Análise através do programa gráfico-interativo

Para análise dos efeitos das cargas do vento no pórtico com elementos moldados in loco, depois de algumas tentativas de aproximar o valor do "gama-z" do pórtico rígido ao pórtico rotulado, as seções dos pilares ficaram definidas com 60 cm x 50 cm.

Com a análise feita no Ftool, conforme Figura 3.6 e Figura 3.7, foram coletados os deslocamentos descritos na Tabela 3.3 abaixo:

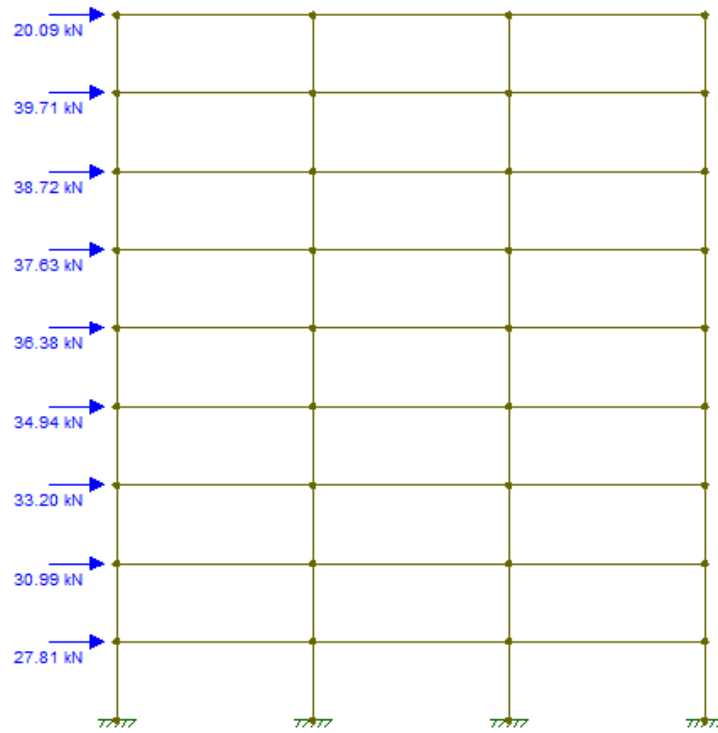
Tabela 3.3 - Deslocamento da edificação por pavimento-pórtico rígido

| Pavimento | Força Vertical - FV | Força Horizontal - FH | Deslocamento (m) | Altura (m) | Fv x desl. (kN*m) | Fh*deslocamento (kN*m) |
|-----------|---------------------|-----------------------|------------------|------------|-------------------|------------------------|
| 1 | 2593,81 | 27,81 | 0,0047 | 3 | 12,19 | 83,44 |
| 2 | 2593,81 | 30,99 | 0,0141 | 6 | 36,57 | 185,96 |
| 3 | 2593,81 | 33,20 | 0,0247 | 9 | 64,07 | 298,84 |
| 4 | 2593,81 | 34,94 | 0,0347 | 12 | 90,01 | 419,27 |
| 5 | 2593,81 | 36,38 | 0,0435 | 15 | 112,83 | 545,73 |
| 6 | 2593,81 | 37,63 | 0,0506 | 18 | 131,25 | 677,26 |
| 7 | 2593,81 | 38,72 | 0,056 | 21 | 145,25 | 813,17 |
| 8 | 2593,81 | 39,71 | 0,0598 | 24 | 155,11 | 952,97 |
| 9 | 2415,06 | 20,09 | 0,0621 | 27 | 149,98 | 542,36 |
| Soma = | | | | | 897,25 | 4519,01 |

Fonte: Elaborada pelos autores

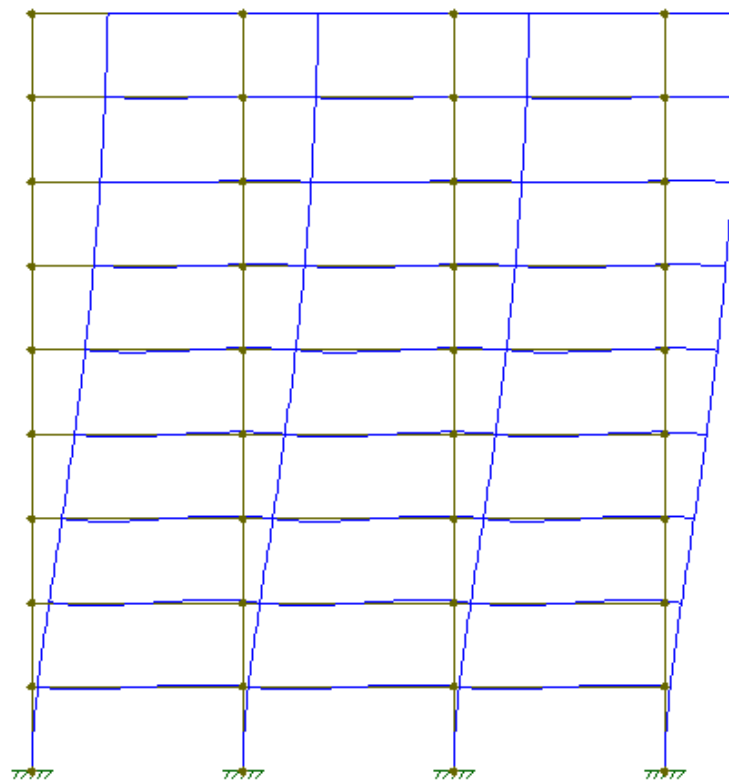
O valor do "gama-z" encontrado, a partir da Equação (2.13), foi 1,25.

Figura 3.6 - Cargas do vento aplicadas na estrutura moldada in loco



Fonte: Extraída do programa Ftool.

Figura 3.7 - Deslocamento no pórtico rígido devido ações do vento



Fonte: Extraída do programa Ftool.

3.5. Estrutura pré-fabricada – núcleo rígido

As cargas do vento, a sobrecarga acidental e as cargas permanentes consideradas para esta nova análise são as mesmas da estrutura pré-fabricada detalhada no item 3.3.

Para os resultados obtidos, foram considerados pilares com seções de 50 cm x 50 cm e vigas com seções de 30 cm x 60 cm. Conforme demonstrado na Figura 3.8, o núcleo rígido moldado in loco foi disposto no “Pórtico 4” e está com 30 cm x 300 cm e na Figura 3.9, temos o efeito da ação do vento na estrutura.

Importante ressaltar que o programa utilizado para todas as verificações, mostrou-se na versão gratuita do mesmo, impossibilitado de verificar a estrutura como um todo, onde a divisão dos pórticos exatamente pela metade foi a medida necessária.

Tal medida foi possível devido a simetridade da estrutura em relação ao número de pórticos. O núcleo rígido está demonstrado em somente uma das paredes, pois a outra parede componente desse núcleo rígido pertence a outra metade da estrutura, conforme Tabela 3.4 e Figura 3.10:

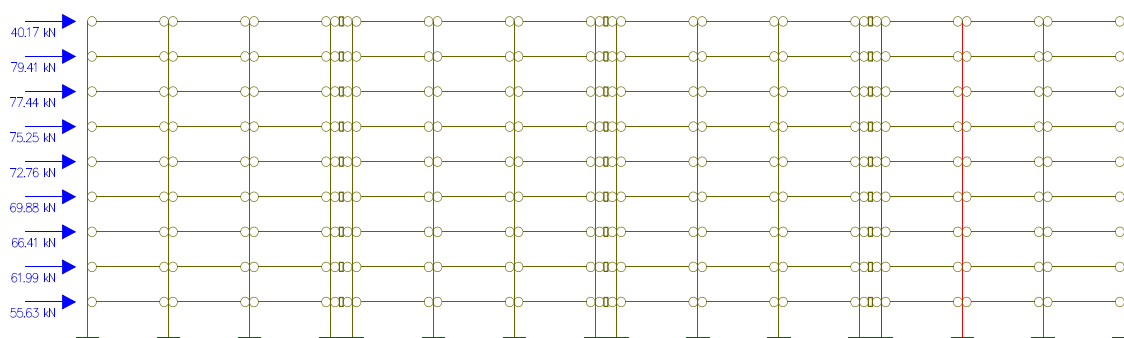
Tabela 3.4 - Deslocamento da edificação por pavimento - núcleo Rígido

| Pavimento | Força Vertical - FV | Força Horizontal - FH | Deslocamento (m) | Altura (m) | Fv x desl. (kN*m) | Fh*deslocamento (kN*m) |
|---------------|---------------------|-----------------------|------------------|------------|-------------------|------------------------|
| 1 | 7949,75 | 55,63 | 0,0016 | 3 | 12,72 | 166,88 |
| 2 | 7949,75 | 61,99 | 0,005 | 6 | 39,75 | 371,93 |
| 3 | 7949,75 | 66,41 | 0,0096 | 9 | 76,32 | 597,69 |
| 4 | 7949,75 | 69,88 | 0,0153 | 12 | 121,63 | 838,55 |
| 5 | 7949,75 | 72,76 | 0,0217 | 15 | 172,51 | 1091,47 |
| 6 | 7949,75 | 75,25 | 0,0286 | 18 | 227,36 | 1354,51 |
| 7 | 7949,75 | 77,44 | 0,0358 | 21 | 284,60 | 1626,34 |
| 8 | 7949,75 | 79,41 | 0,043 | 24 | 341,84 | 1905,94 |
| 9 | 7234,74 | 40,17 | 0,05 | 27 | 361,74 | 1084,72 |
| Soma = | | | | | 1638,47 | 9038,01 |

Fonte: Elaborada pelos autores

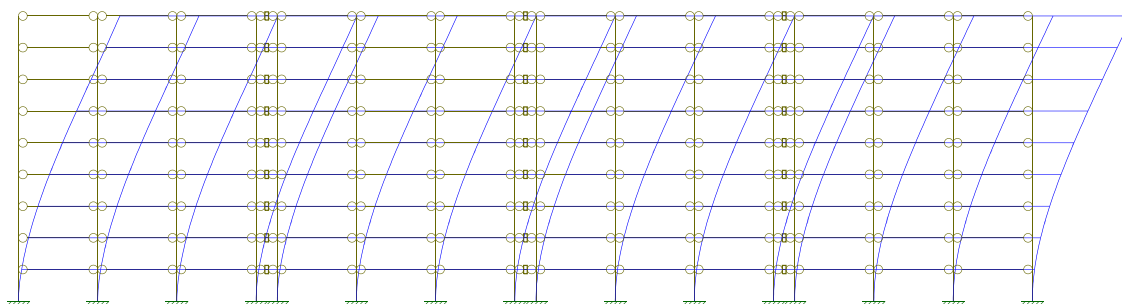
O valor do “gama-z” encontrado, a partir da Equação (2.13), foi 1,22.

Figura 3.8 - Cargas do vento aplicadas na estrutura rotulada com núcleo rígido



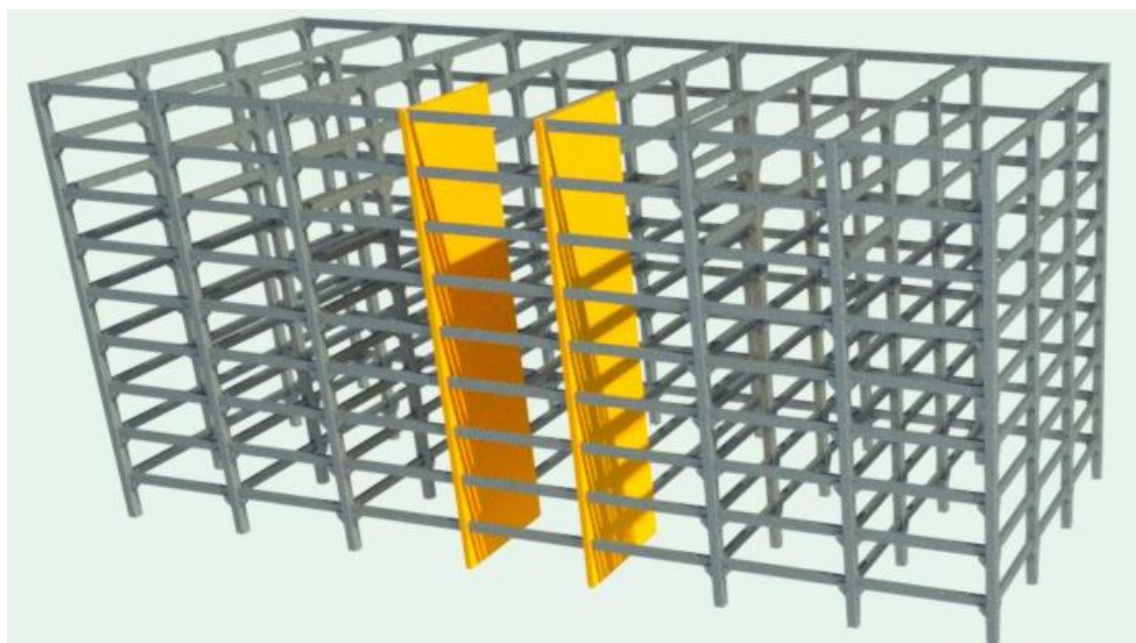
Fonte: Extraída do programa Ftool.

Figura 3.9 - Deslocamento no pórtico rotulado com núcleo rígido



Fonte: Extraída do programa Ftool.

Figura 3.10 - Estrutura rotulada com paredes do núcleo rígido



Fonte: Elaborada pelos autores

3.6. Estrutura pré-fabricada – ligação viga-pilar semirrígida

Todas as cargas verticais utilizadas para o cálculo da estrutura semirrígida são as mesmas da estrutura pré-fabricada detalhada no item 3.3.

A fim de obter os resultados mostrados na Tabela 3.5 abaixo, foram considerados pilares com seções de 80 cm x 80 cm e novamente seções de 30 cm x 60 cm para as vigas.

Tabela 3.5 - Deslocamento da edificação por pavimento - pórtico semirrígido

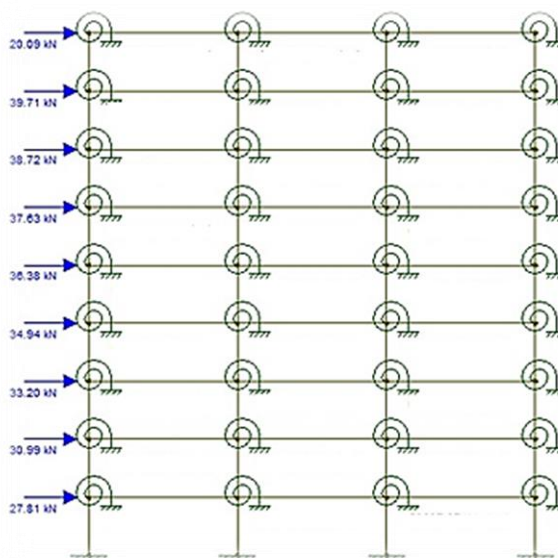
| Pavimento | Força Vertical - FV | Força Horizontal - FH | Deslocamento (m) | Altura (m) | Fv x desl. (kN*m) | Fh*deslocamento (kN*m) |
|-----------|---------------------|-----------------------|------------------|------------|-------------------|------------------------|
| 1 | 1987,44 | 27,81 | 0,0035 | 3 | 6,96 | 83,44 |
| 2 | 1987,44 | 30,99 | 0,012 | 6 | 23,85 | 185,96 |
| 3 | 1987,44 | 33,20 | 0,0234 | 9 | 46,51 | 298,84 |
| 4 | 1987,44 | 34,94 | 0,0362 | 12 | 71,95 | 419,27 |
| 5 | 1987,44 | 36,38 | 0,0494 | 15 | 98,18 | 545,73 |
| 6 | 1987,44 | 37,63 | 0,0621 | 18 | 123,42 | 677,26 |
| 7 | 1987,44 | 38,72 | 0,074 | 21 | 147,07 | 813,17 |
| 8 | 1987,44 | 39,71 | 0,0849 | 24 | 168,73 | 952,97 |
| 9 | 1808,69 | 20,09 | 0,0949 | 27 | 171,64 | 542,36 |
| Soma = | | | | | 858,30 | 4519,01 |

Fonte: Elaborada pelos autores

O valor do “gama-z” encontrado, a partir da Equação (2.13), foi 1,23.

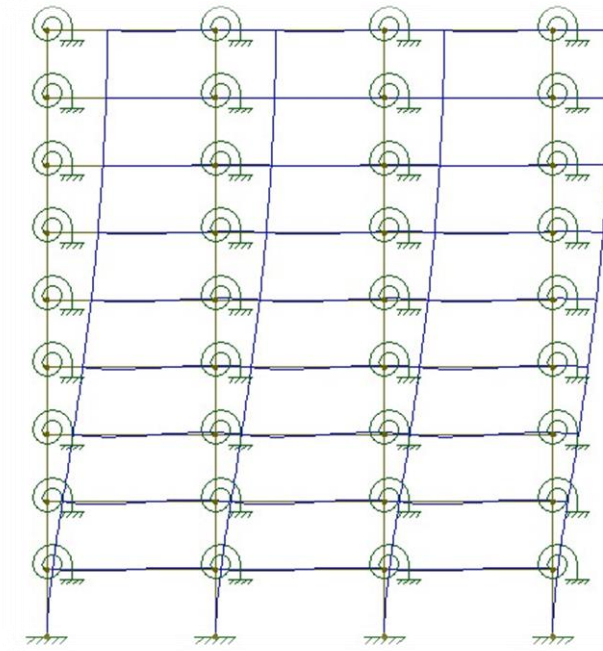
Para extrair os deslocamentos da estrutura semirrígida no programa Ftool, foi necessário utilizar a ferramenta mola de apoio para que os pórticos se comportassem como semirrígidos, conforme mostra a Figura 3.11.

Figura 3.11 - Cargas do vento aplicadas na estrutura semirrígida



Fonte: Elaborada pelos autores

Figura 3.12 - Deslocamento no pórtico semirrígido devido ações do vento



Fonte: Elaborada pelos autores

4. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Conforme a NBR 6118:2014 – “Projeto de estruturas de concreto - Procedimento” os efeitos de 2ª ordem são obtidos através de análises de equilíbrio da edificação, ou seja, da deformação causada pela ação do vento, sendo possível desprezar estes valores, se os mesmos não acrescentarem mais de 10% nas solicitações relevantes, ou seja, se o “gama-z” encontrado for de até 1,09, a estrutura será de nós fixos e não sofrerá efeitos de 2ª ordem, porém como nos modelos observados na Tabela 4.1, os valores do “gama-z” encontrados estão entre 1,1 e 1,3, o que faz com que as estruturas sofram efeitos de 2ª ordem por se tratar de nós móveis.

Tabela 4.1 - Especificações das estruturas analisadas

| TIPO DE ESTRUTURA | SEÇÃO DOS PILARES (cm) | SEÇÃO DAS VIGAS (cm) | GAMA-Z |
|---|------------------------|----------------------|--------|
| PRÉ-FABRICADA | 100x100 | 30x60 | 1,23 |
| MOLDADA IN LOCO | 60x50 | 20x60 | 1,25 |
| PRÉ-FABRICADA: NÚCLEO RÍGIDO | 50x50 | 30x60 | 1,22 |
| PRÉ-FABRICADA: LIGAÇÃO VIGA-PILAR SEMIRRÍGIDA | 80x80 | 30x60 | 1,23 |

Fonte: Elaborada pelos autores

No presente estudo, foram verificadas as vantagens e desvantagens de quatro tipologias de edificação de concreto.

Aspectos econômicos, técnicos e sociais são imprescindíveis ao definir o melhor tipo de estrutura para a edificação, pois tanto a pré-fabricada como a moldada in loco possuem a mesma garantia: estabilidade do edifício.

Como objeto de estudo, a seção dos pilares se mostra mais favorável na estrutura pré-fabricada contraventadas por núcleo rígido (esbeltez do pilar) e na pré-fabricada com ligação viga-pilar rotulada, a menos favorável (robustez do pilar), demonstrados na Tabela 4.1.

As principais vantagens da estrutura pré-fabricada são: qualidade na execução (já que é executada em ambiente fabril), redução considerável de formas (usadas somente no núcleo rígido), montagem rápida e diminuição de funcionários na obra, porém, as desvantagens abrangem principalmente o transporte, o custo, e a limitação em relação ao tamanho das peças.

Independentemente do tipo de estrutura utilizada, ficou claro a necessidade de considerar a ação do vento nas edificações e calcular corretamente o efeito de 2ª ordem para um contraventamento eficiente.

5. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 9062: Projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado**, Rio de Janeiro, 2006.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 14931: Execução de estruturas de concreto - Procedimento**. Rio de Janeiro, 2004.

BUENO, M. M. E. (2009). **Avaliação dos parâmetros de instabilidade global em estruturas de concreto armado**. Dissertação de Mestrado em Estruturas e Construção Civil, Publicação E. DM-002A/09, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, 88p.

CARMO, R. M. S. (1995). **Efeitos de segunda ordem em edifícios usuais de concreto armado**. 112p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1995.

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

IGLESIA, Socrate Muñoz. (2016). **O efeito P-Delta nas estruturas de edifício**. AltoQi – Tecnologia aplicada à engenharia, 1-22. Disponível em <<http://maisengenharia.altoqi.com.br/wp-content/uploads/2016/08/Ebook-O-Efeito-P-Delta.pdf>>. Acesso em 05 de maio de 2018.

KÜSTER, Viviane Kelle Jacundino Porto. **A estabilidade nos edifícios de múltiplos pavimentos com a adoção de núcleos rígidos**: 2014. 113 f. Tese (Mestrado em Sistemas Construtivos de Edificações) – Centro de Ciências Exatas e de Tecnologia, Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, 2015.

MARIN, M. C. (2009). **Contribuição à análise da estabilidade global de estruturas em concreto pré-moldado de múltiplos pavimentos**. 213p. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2009.

MARIN, M. C.; EL DEBS, M. K. **Contribuição para a avaliação da redução da rigidez de elementos estruturais de concreto pré-moldado de edifícios de múltiplos pavimentos para a análise da estabilidade global**. Revista Ibracon de Estruturas Metálicas e Materiais, São Paulo, v. 5, n. 3, jun. 2012.

MARTHA, Luiz Fernando. **Ftool**. Disponível em: <<https://www.ftool.com.br/Ftool/site/about>>. Acesso em 18 de junho de 2018.

MONCAYO, Winston Junior Zumaeta. **Análise de segunda ordem global em edifícios com estrutura de concreto armado**: 2011. 221 f. Dissertação (Mestrado em Ciências, Programa de Engenharia Civil - Estruturas) apresentada à Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo. São Carlos, 2011.

NETO, João José de Castro; CARVALHO, Daniel Iglesias de; MENDES, André Soares. **A estabilidade nos edifícios de múltiplos pavimentos com a adoção de núcleos rígidos**. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE PONTES E ESTRUTURAS, 9., 2016, Rio de Janeiro.

RAYMUNDO, Henrique. **Análise de pavimentos de edifícios em concreto pré-fabricado considerando o efeito diafragma**: 2012. 247 f. Dissertação (Mestrado em Construção Civil) – Programa de Pós-Graduação em Construção Civil, Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, 2012.

TATU PREMOLDADOS. **Tabelas para Pré-dimensionamento de Painéis Alveolares**. Disponível em: <http://www.tatu.com.br/pdf_novo/Tabela_de_Painel-Dimensionamento.pdf>. Acesso em: de 2018.

VANDERLEI, Romel Dias. **Instabilidade e Efeitos de 2ª Ordem em Edifícios**. Disponível em: <<http://www.gdace.uem.br/romel/MDidatico/EstruturasConcretoll/1-Estabilidade%20Global.pdf>>. Acesso em dez. 2018.