

# AVALIAÇÃO DA ESTABILIDADE GLOBAL DE EDIFÍCIOS DE CONCRETO ARMADO, CONSIDERANDO OS PILARES-PAREDE APENAS COMO PAREDES DE CORTE OU PÓRTICOS PLANOS

## EVALUATION OF THE GLOBAL STABILITY OF REINFORCED CONCRETE BUILDINGS, CONSIDERING WALL-COLUMNS ONLY AS SHEAR WALLS OR FRAMES

Luiz Guilherme Calheiros Alves Vieira<sup>1</sup>  
Wesley Imperiano Gomes de Melo<sup>2</sup>

### RESUMO

No presente estudo, é avaliada a estabilidade global de um edifício de concreto armado, enfatizando-se as configurações dos pilares-parede: como paredes de corte e como pórticos planos, sempre para os parâmetros  $\alpha$  e  $\gamma_z$ . Foram utilizadas rotinas de cálculo baseadas nas normas NBR 6118 (ABNT, 2023), NBR 6123 (ABNT, 2023) e NBR 6120 (ABNT, 2019), além da literatura técnica. Realizou-se o dimensionamento dos esforços do vento e a determinação dos parâmetros capazes de verificar-se a instabilidade, visando-se à comparação dos dois tipos de sistemas de contraventamento. Os resultados indicam que as paredes de corte apresentam valores de instabilidade significativamente maiores em relação aos pórticos planos, com variação percentual: de 47,62% na direção x; de 51,47% na direção y, para o parâmetro  $\alpha$ ; de 4,54% na direção x e de 7,27% na direção y, para o coeficiente  $\gamma_z$ . Apesar dessa diferença, ambos os sistemas atendem aos limites estabelecidos pela norma quanto ao grau de instabilidade para a modelagem apenas de primeira ordem, demonstrando-se soluções viáveis para o edifício estudado.

**Palavras-chave:** estabilidade global; ação do vento; paredes de corte; pórticos planos.

### ABSTRACT

In the present study, the global stability of a reinforced concrete building is evaluated, with a focus on the configurations of wall-columns: as shear walls and as planar frames, considering the parameters  $\alpha$  and  $\gamma_z$ . Calculation routines based on the standards NBR 6118 (ABNT, 2023), NBR 6123 (ABNT, 2023), and NBR 6120 (ABNT, 2019), as well as technical literature, were utilized. The wind load effects were calculated, and the parameters capable of verifying instability were determined, with the aim of comparing the two types of bracing systems. The results indicate that shear walls present significantly higher instability values compared to planar frames, with percentage variations of 47.62% in the x-direction and 51.47% in the y-direction for the  $\alpha$  parameter, and 4.54% in the x-direction and 7.27% in the y-direction for the  $\gamma_z$  coefficient. Despite these differences, both systems meet the limits established by the standards regarding the degree of instability in first-order modeling, demonstrating themselves to be viable solutions for the building studied.

**Keywords:** global stability; wind action; shear walls; frames.

---

<sup>1</sup> Bacharelado em Engenharia Civil pela Universidade Federal Rural de Pernambuco – Unidade Acadêmica do Cabo de Santo Agostinho, 2025.

<sup>2</sup> Doutor em Engenharia Civil e Ambiental na Área de Concentração de Estruturas e Materiais pela Universidade Federal da Paraíba, 2019.

## INTRODUÇÃO

O desenvolvimento das grandes cidades impulsionou a concentração populacional nessas áreas, conforme destacado por Carneiro e Martins (2008).

Como consequência, os edifícios têm se consolidado como soluções habitacionais usuais, impondo desafios técnicos crescentes à engenharia estrutural.

De acordo com Laier (2024), uma das principais fontes de excitação que incide sobre uma estrutura origina-se de forças horizontais, sendo o vento o agente preponderante nesse contexto.

Segundo Araújo (2023), recomenda-se que as ações horizontais sejam absorvidas por subestruturas intitulas de contraventamento.

De forma que esses sistemas sejam suficientemente rígidos para limitar deslocamentos e viabilizar, idealmente, análises de primeira ordem.

Nesse contexto, autores como Chitty (1947), Beck (1962), Rosman (1963) e Mancini (1972), entre outros, foram fundamentais para o desenvolvimento de modelos de análise estática de estruturas através da Técnica do Meio Contínuo (TMC).

Entre os modelos analisados, os painéis de contraventamento podem ser classificados em duas arranjos principais: paredes de corte e pórticos planos.

Embora as análises que consideram apenas efeitos de primeira ordem sejam as mais desejáveis, a rigidez das edificações nem sempre as viabiliza, tornando os efeitos de segunda ordem relevantes.

Conforme a NBR 6118 (ABNT, 2023), os efeitos de segunda ordem são aqueles adicionais aos de primeira ordem, nos quais o equilíbrio estrutural, inicialmente analisado na configuração indeformada, passa a ser considerado na configuração deformada.

A norma estabelece métodos simplificados para verificar a necessidade de considerar efeitos globais de segunda ordem, por meio de limites para o parâmetro de instabilidade  $\alpha$  e o coeficiente  $\gamma_z$ .

Ambos os métodos caracterizam as estruturas quanto à deslocabilidade dos nós; no entanto, o coeficiente  $\gamma_z$  também permite estimar os efeitos de segunda ordem.

Portanto, o objetivo deste estudo é comparar o parâmetro  $\alpha$  e o coeficiente  $\gamma_z$  para um edifício em concreto armado com 10 pavimentos, considerando os cenários em que se adota apenas paredes de corte ou apenas pórticos planos na composição dos subsistemas de contraventamento.

## REFERENCIAL TEÓRICO

### Efeito do vento nas estruturas

O vento representa uma das principais ações horizontais que incidem sobre as estruturas e, por isso, seus efeitos devem ser devidamente considerados.

A negligência em sua avaliação pode resultar em sérias patologias ao longo do tempo ou, em casos extremos, na ruína da edificação.

A norma vigente, NBR 6123 (ABNT, 2023), rege a determinação das forças devido ao vento em edificações, e é utilizada no presente trabalho.

### Tipos de painéis de contraventamento

Os subsistemas de contraventamento consistem em combinações de elementos estruturais de grande rigidez, raramente sendo composto por todos os pilares da estrutura, de acordo com Fusco (1981).

Sua função principal é absorver os esforços horizontais transmitidos à edificação, restringindo os deslocamentos a níveis admissíveis e assegurando a integridade mecânica das construções que os incorporam.

Os demais elementos estruturais, destinados essencialmente a absorver esforços verticais, são denominados de sistemas contraventados, segundo Araújo (2023).

De acordo com Mancini (1973), os painéis de contraventamento podem ser classificados em paredes (também denominadas paredes de corte), pórticos ou painéis gerais (corresponde a associações entre paredes e pórticos).

Ainda em conformidade com o autor supracitado, as paredes de corte são definidas como painéis planos contínuos, desprovidos de rigidez transversal, caracterizando-se por uma

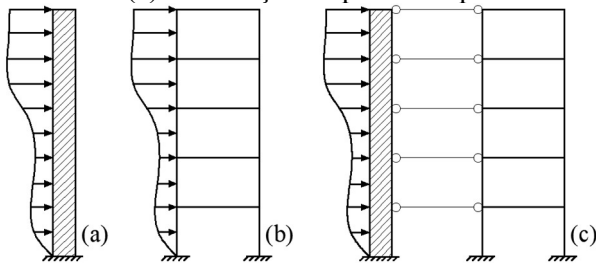
elevada deformabilidade à flexão, porém com alta rigidez ao esforço cortante.

Nesse cenário, apenas os pilares são responsáveis por absorver as ações horizontais, sendo viável devido ao comportamento das lajes de "diafragma rígido" (lajes com rigidez infinita no próprio plano e flexíveis na direção transversal), conforme apontado por Barboza (2008).

Por outro lado, os pórticos planos podem ser modelados como painéis elasticamente equivalentes a um consolo, apresentando deformabilidade essencialmente ao esforço cortante e elevada rigidez à flexão.

A Figura 1 ilustra esses modelos de contraventamento.

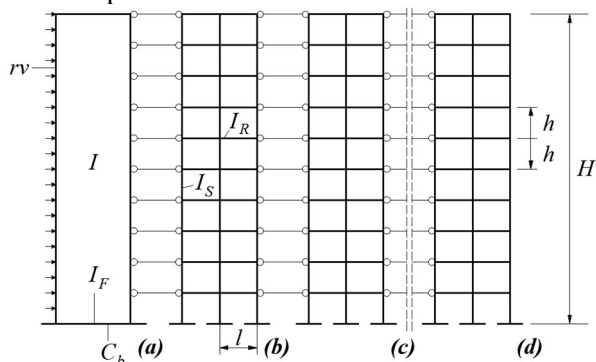
Figura 1: Tipos usuais de sistemas de contraventamento – (a) Paredes de corte, (b) Pórticos e (c) Associação de paredes e pórticos.



Fonte: Adaptado de Rosa Neto, 1984.

Rosman (1963) propôs a análise da associação dos modelos de painel denominado de "Modelo Trem de Ligação", no qual os elementos de conexão são representados por barras horizontais biarticuladas. Vide Figura 2.

Figura 2: Modelo de trem para associação plana entre os painéis do tipo parede de corte e pórtico plano: (a) 1º painel, (b) 2º painel, (c) 3º painel e (d) enésimo painel de contraventamento.



Fonte: Adaptado de Rosman, 1963.

## Estruturas de nós fixos e móveis

Segundo a NBR 6118 (ABNT, 2023), a classificação das estruturas em nós fixos ou móveis está diretamente relacionada à consideração dos efeitos de segunda ordem.

A rigor, as estruturas devem sempre ser calculadas como deslocáveis, independentemente da consideração dos efeitos mencionados.

## Efeitos globais de segunda ordem em edifícios

A estabilidade de uma estrutura diz respeito à sua aptidão para preservar o equilíbrio frente às forças aplicadas, como estabelecido por Lima (2001).

Intuitivamente, presume-se que as estruturas permaneçam em equilíbrio em suas condições geométricas iniciais.

No entanto, esse cenário não é realista, pois pequenas deformações ocorrem ao longo de sua vida útil.

A intensidade desses deslocamentos pode tornar proeminentes os efeitos denominados de segunda ordem onde:

Sob a ação das cargas verticais e horizontais de cálculo, os nós da estrutura de um edifício deslocam-se lateralmente; estes deslocamentos podem, em certos casos, causar aparecimento de importantes efeitos de 2ª ordem; a estrutura será então considerada "de nós móveis"; caso contrário, será "de nós fixos" (Franco, 1985a, p.4).

Ainda nesta literatura, assume-se como razoável que tais efeitos podem ser desprezados quando inferiores a 10% em relação aos de primeira ordem, como apresentado pela Eq. (1):

$$M_{1d} + M_{2d} = 1,1 M_{1d} \quad (1)$$

Onde:

$M_{1d}$  = Valor de cálculo do momento de primeira ordem (kN.m); e

$M_{2d}$  = Valor de cálculo do momento de segunda ordem (kN.m).

Para a criação de modelos representativos que estimem esses efeitos, é essencial considerar a influência das Não Linearidades Física (NLF) e Geométrica (NLG).

Segundo Cavalcante (2019), a NLF é caracterizada pela perda de proporcionalidade entre a tensão e a deformação sofrida pelo material, deixando, assim, de obedecer à lei de Hooke.

A NBR 6118 (ABNT, 2023) sugere, como uma aproximação válida para o comportamento mencionado, reduções nas rigidezes dos elementos estruturais, conforme apresentado nas Eqs. (2a), (2b) e (2c) para lajes; vigas e pilares, respectivamente.

$$(EI)_{sec} = 0,3 E_c I_c \quad (2a)$$

$$\begin{cases} (EI)_{sec} = 0,4 E_c I_c \text{ para } A_s' \neq A_s \\ (EI)_{sec} = 0,5 E_c I_c \text{ para } A_s' = A_s \end{cases} \quad (2b)$$

$$(EI)_{sec} = 0,8 E_c I_c \quad (2c)$$

Onde:

$E_c$  = Valor representativo do módulo de deformação do concreto (MPa);

$I_c$  = Momento de inércia da seção bruta de concreto (mm<sup>4</sup>);

$A_s$  = Área da seção transversal da armadura longitudinal de tração; e

$A_s'$  = Área da seção transversal da armadura longitudinal de compressão.

De acordo com Cavalcante (2019), a NLG está relacionada à alteração da configuração indeformada da estrutura, o que gera esforços adicionais ao interagir com as forças verticais.

De modo geral, essa consideração é aplicada em cenários onde a estrutura é classificada como de nós móveis, devido ao nível de refinamento e à capacidade computacional exigidos por essas análises (LIMA, 2001).

### Parâmetro de instabilidade $\alpha$

O parâmetro de instabilidade  $\alpha$  foi introduzido por Beck e König (1966), sendo

posteriormente incorporado pelo Código Modelo CEB-FIP em 1978, tornando-se amplamente adotado por projetistas em diversos países, incluindo o Brasil.

De acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2023), trata-se de um processo aproximado que visa avaliar a caracterização das estruturas como sendo de nós fixos ou móveis.

A norma define esse parâmetro para estruturas reticuladas simétricas por meio da Eq. (3) apresentada a seguir:

$$\alpha = H_{tot} \sqrt{N_K / (E_{CS} I_C)} \quad (3)$$

Onde:

$H_{tot}$  = Altura da estrutura, medida a partir do topo da fundação ou de um nível pouco deslocável do subsolo (m);

$N_K$  = Somatório de todas as cargas verticais atuantes na estrutura (kN);

$E_{CS}$  = Módulo de deformação longitudinal do secante concreto (MPa); e

$I_C$  = Momento de inércia equivalente do sistema de contraventamento (mm<sup>4</sup>).

Segundo o item 15.5.2 da NBR 6118 (ABNT, 2023), uma estrutura é classificada como de nós fixos quando atende à condição estabelecida na Eq. (4). Caso contrário, ela é considerada uma estrutura de nós móveis, conforme detalhado a seguir:

$$\alpha \leq \begin{cases} \alpha_1 = 0,2 + 0,1n & \text{se } n \leq 3 \\ \alpha_1 = 0,6 & \text{se } n \geq 4 \end{cases} \quad (4)$$

Onde:

$n$  = Número de andares acima do nível da fundação.

Segundo Franco (1985a), os critérios variam conforme o tipo de contraventamento adotado em edifícios com quatro ou mais pavimentos, como indicado na Eq. (5):

$$\alpha \leq \begin{cases} \alpha_1 = 0,7 \text{ (Pilares - Parede)} \\ \alpha_1 = 0,6 \text{ (Associação)} \\ \alpha_1 = 0,5 \text{ (Pórticos)} \end{cases} \text{ se } n \geq 4 \quad (5)$$

O cálculo de  $N_K$  é realizado por meio da soma de todas as ações verticais em seus valores característicos.

Esse procedimento foi conduzido a partir de um levantamento detalhado de cargas, em conformidade com a NBR 6120 (ABNT, 2019).

A rigidez equivalente da estrutura varia conforme o modelo de contraventamento.

Para o cálculo do módulo de elasticidade secante, adotou-se a Eq. (6), apresentada abaixo, a qual é válida apenas para concretos do grupo I.

$$E_{cs} = (0,8 + 0,2 \frac{f_{ck}}{80}) \alpha_E 5600 \sqrt{f_{ck}} \quad (6)$$

Onde:

$f_{ck}$  = Resistência característica à compressão do concreto (MPa); e

$\alpha_E$  = parâmetro em função da natureza do agregado que influencia o módulo de elasticidade (Adim.).

Nas paredes de corte, o momento de inércia é definido pelo simples somatório dos momentos de inércia de cada pilar-parede que compõe o sistema de contraventamento na respectiva direção, conforme Lima (2001).

Conforme Hibbeler (2010), o momento de inércia de um componente com seção retangular é determinado pela Eq. (7).

$$I_{PC} = \sum_{i=1}^n \frac{b h^3}{12} \quad (7)$$

Onde:

$I_{PC}$  = Inércia das paredes de corte ( $\text{mm}^4$ );

$b$  = Largura da seção transversal do elemento (mm);

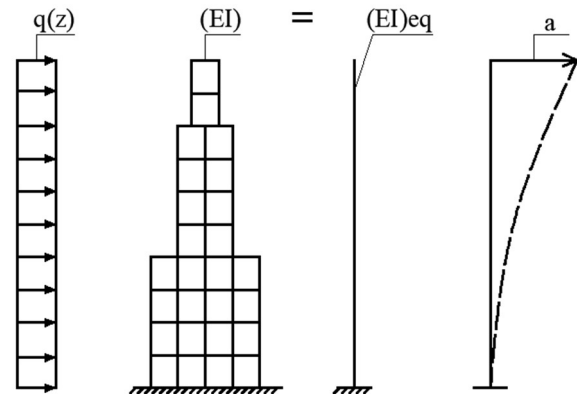
$h$  = Altura da seção transversal do elemento (mm); e

$i$  = Pilar-parede (Parede de corte) para a qual é calculado o momento de inércia.

Para os pórticos planos, Franco (1985b) discute que um pilar com rigidez equivalente ao pórtico analisados através de um carregamento uniforme e unitário na altura

deve apresentar valores similares de flecha horizontal no topo, segundo a Figura 3:

Figura 3: Módulo de rigidez equivalente.



Fonte: Adaptado de Lima, 2001.

Assim, para cada configuração de pórticos definida, foi realizada uma análise no software Ftool com o objetivo de determinar o deslocamento no topo do modelo.

Estes deslocamentos foram utilizados como dado de entrada par Eq. (8), utilizada no cálculo da inércia equivalente do pórtico.

$$I_{PP} = \frac{q_u h^4}{8 a E_{cs}} \quad (8)$$

Onde:

$I_{PP}$  = Inércia do pórtico plano ( $\text{mm}^4$ ).

$q_u$  = Carga horizontal unitária distribuída (kN);

$h$  = Altura da seção transversal do elemento (m); e

$a$  = Deslocamento horizontal no topo da estrutura (mm).

### Coefficiente $\gamma_z$

O coeficiente  $\gamma_z$ , é empregado de forma análoga ao parâmetro  $\alpha$  na classificação das estruturas com base no deslocamento dos nós.

Além disso, segundo Franco e Vasconcelos (1991), ele atua como fator de majoração dos esforços de primeira ordem, possibilitando a obtenção dos esforços finais já considerando os efeitos de segunda ordem.

Essa majoração é aceitável até certa medida, vide:

Carmo (1995) concluiu que majorar os esforços horizontais de primeira ordem somente por  $\gamma_z$  é satisfatório, como já havia sido mostrado por Franco e Vasconcelos (1991). Pinto (1997) também concluiu que a majoração somente por  $\gamma_z$  gera resultados satisfatórios até o limite de 1,20 (Moncayo, 2016, p.30).

A NBR 6118 (ABNT, 2023) define esse coeficiente através da Eq. (9):

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

Onde:

$\Delta M_{tot,d}$  = 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 (kN.m); e

$M_{1,tot,d}$  = 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 (kN.m).

O cálculo dos momentos decorrentes dos efeitos de segunda ordem ( $\Delta M_{tot,d}$ ), procede através da Eq. (10):

$$\Delta M_{tot,d} = \sum_{i=1}^n (\gamma_f P_{gi} + \gamma_f P_{qi}) \gamma_f \psi_0 \delta_{hi} \quad (10)$$

Onde:

i = Pavimento considerado;

n = Quantidade total de pavimentos no edifício;

$P_{gi}$  = Somatório das cargas verticais permanentes no andar em análise (kN);

$P_{qi}$  = Somatório das cargas verticais acidentais no andar em análise (kN);

$\gamma_f$  = Coeficiente de majoração das cargas no ELU (Adim.);

$\psi_0$  = Fator de redução de combinação para ELU considerando variáveis secundárias (Adim.); e

$\delta_{hi}$  = Deslocamento horizontal na direção considerada no andar em análise (m).

Os coeficientes de majoração e minoração para as combinações foram determinados conforme a norma de estruturas de concreto armado.

Por sua vez, os deslocamentos dos elementos dos pórticos associados foram obtidos por meio do software Ftool, utilizando o Modelo Trem de Ligação.

Já o momento de tombamento foi calculado conforme a Eq. (11):

$$M_{1,tot,d} = \sum_{i=1}^n F_{ai} h_{vi} \quad (11)$$

Onde:

$F_{ai}$  = Força de arrasto na respectiva direção do vento, no i-ésimo andar (kN); e

$h_{vi}$  = Distância do andar i até a base do prédio ou do seu ponto de engastamento (m).

No que se refere à interpretação dos resultados, Moncayo (2011) estabelece intervalos específicos que permitem avaliar as condições estruturais de forma criteriosa.

Valores de  $\gamma_z \leq 1,1$  são característicos de estruturas de nós fixos (Efeitos de segunda ordem podem ser desconsiderados).

Valores no intervalo  $1,1 < \gamma_z \leq 1,3$  classificam aquelas como de nós móveis (Neste caso, os esforços de segunda ordem podem ser estimados por meio de majoração dos de primeira ordem por  $0,95 \gamma_z$ ).

Valores de  $\gamma_z > 1,3$  indicam um grau de instabilidade consideravelmente alto, resultando em estruturas inviáveis para a execução.

## METODOLOGIA

Para analisar os parâmetros de instabilidade do edifício de concreto armado com diferentes sistemas de contraventamento, a pesquisa foi dividida em três etapas principais.

A primeira etapa consistiu na escolha da planta base, lançamento da estrutura e definição dos elementos de contraventamento.

Na segunda etapa, foi calculada a ação do vento conforme a NBR 6123 (ABNT, 2023), a fim de determinar o principal esforço horizontal atuante na estrutura.

Na terceira etapa, procedeu-se ao cálculo dos parâmetros de estabilidade  $\alpha$  e  $\gamma_z$ , conforme os critérios estabelecidos pela NBR 6118 (ABNT, 2023).

Para isso, as cargas verticais foram determinadas de acordo com a NBR 6120 (ABNT, 2019), e os modelos estruturais analisados por meio do software Ftool.

Por fim, os cálculos complementares foram realizados com o auxílio do SMath Solver.

## PROJETO ANALISADO

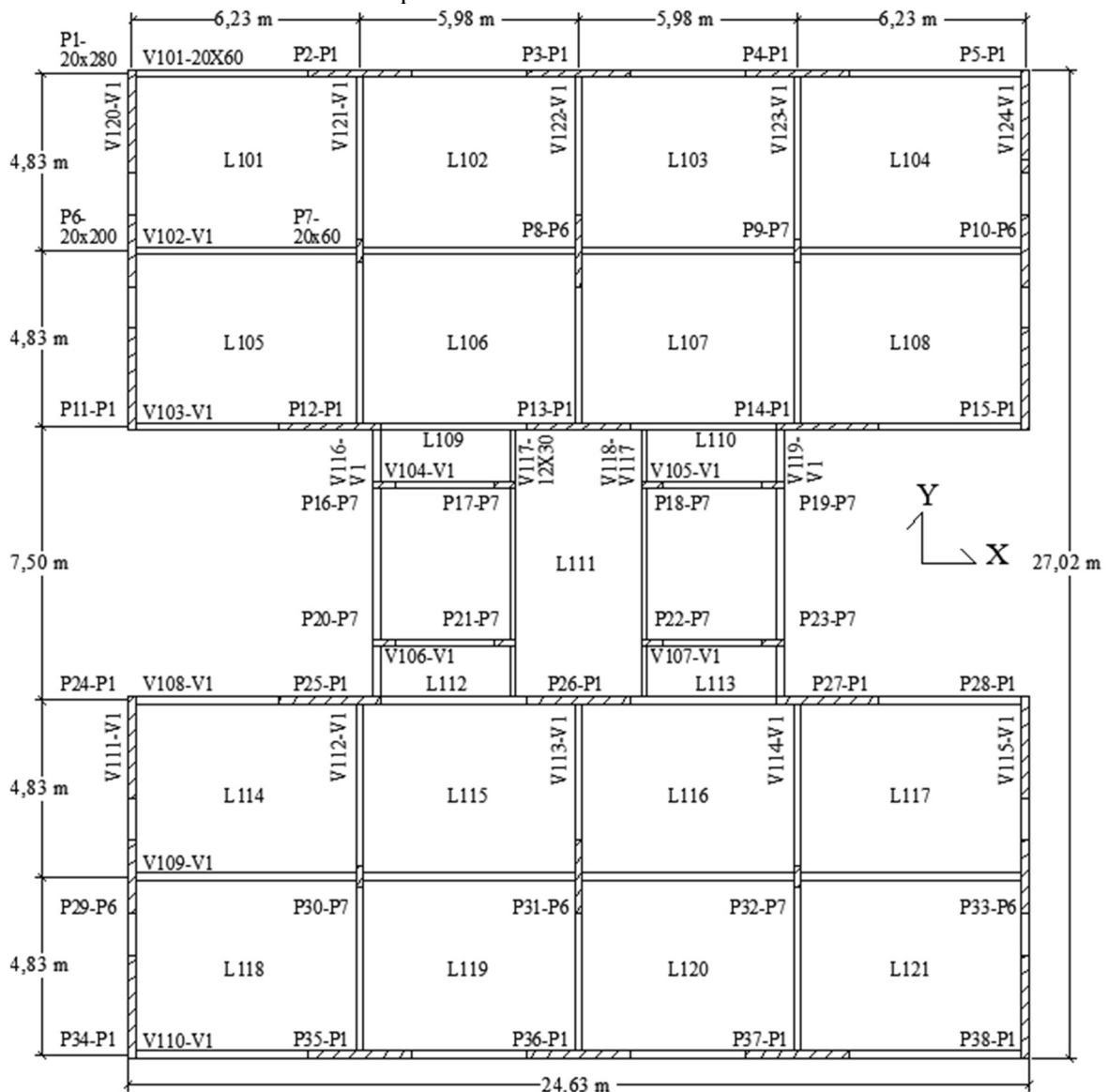
O edifício analisado possui 10 pavimentos, com pé-direito de 3 metros, lajes de 11 cm de espessura, dimensões em planta de  $24,63 \times 27,02$  metros e altura total de 31,50 metros.

Os elementos estruturais têm  $f_{ck}$  de 35 MPa, e o edifício está localizado na região metropolitana do Recife, cercado por construções menores.

A estrutura possui 38 pilares, sendo 26 no subsistema de contraventamento e 12 no sistema contraventado.

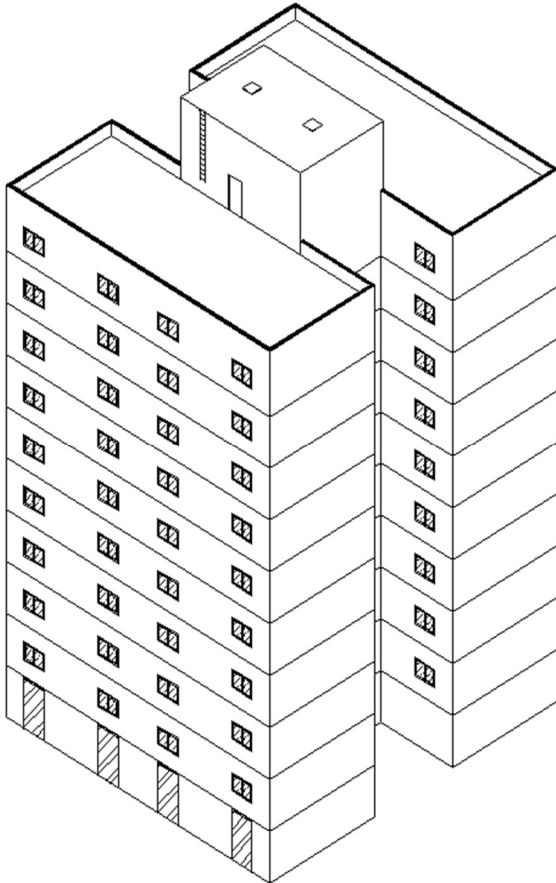
A Figura 4 mostra a planta de forma do edifício, com medidas não cotadas em centímetros; já a Figura 5 apresenta uma visualização 3D do objeto de estudo.

Figura 4: Planta de forma – Pavimento tipo



Fonte: Elaborado pelo próprio autor.

Figura 5: Perspectiva isométrica da edificação



Fonte: Elaborado pelo próprio autor.

Para os sistemas estruturais de contraventamento, adotou-se a seguinte padronização: PORT-L para os pórticos localizados na direção X ( $0^\circ$ ) e PORT-T para os pórticos na direção Y ( $90^\circ$ ). As paredes de corte foram abreviadas como PC e os pórticos planos como PP.

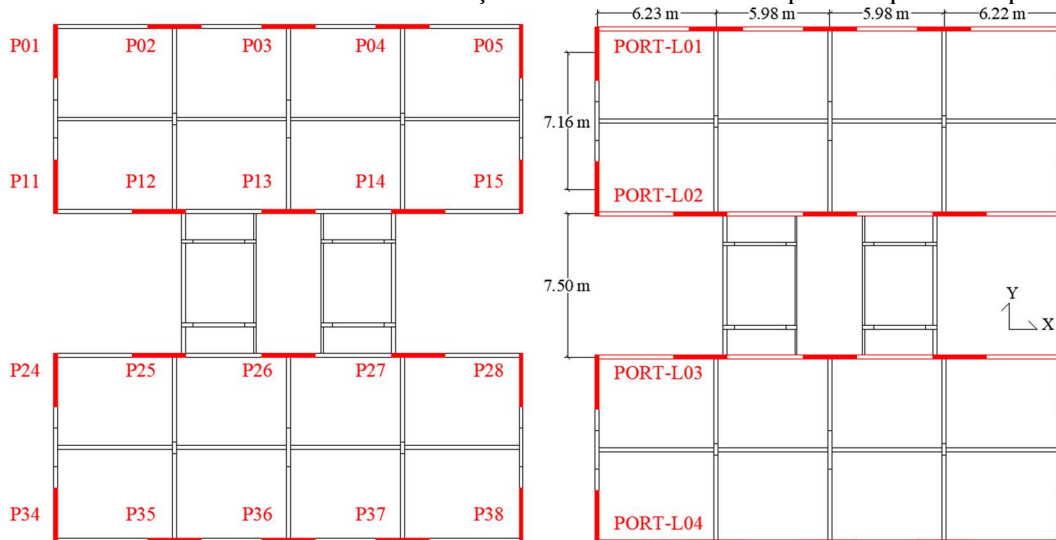
A Tabela 1 resume a relação, e as Figuras 6 e 7 mostram a disposição dos elementos.

Tabela 1: Painéis de contraventamento do sistema estudado.

Direções	Paredes de Corte (PC)	Pórticos Planos (PP)
<b>X ou <math>0^\circ</math></b>	P01, 02, 03, 04, 05, 11, 12, 13, 14, 15, 24, 25, 26, 27, 28, 34, 35, 36, 37 e 38	PORT-L01, 02, 03 e 04
<b>Y ou <math>90^\circ</math></b>	P01, 03, 05, 06, 08, 10, 11, 13, 15, 24, 26, 28, 29, 31, 33, 34, 36 e 38	PORT-T01, 02, 03, 04, 05 e 06

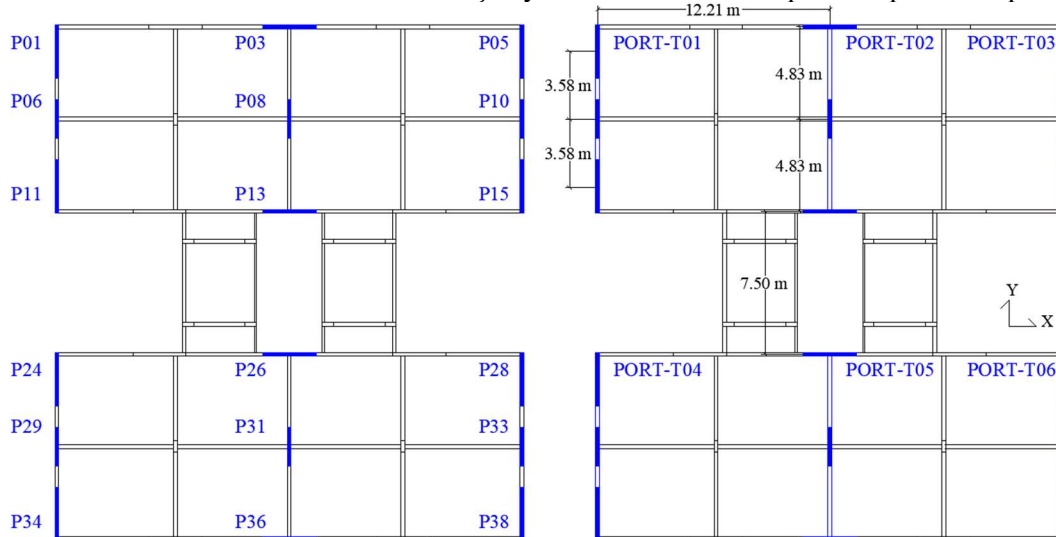
Fonte: Elaborado pelo próprio autor.

Figura 6: Elementos de contraventamento na direção x – Paredes de corte e pórticos planos respectivamente.



Fonte: Elaborado pelo próprio autor.

Figura 7: Elementos de contraventamento na direção y – Paredes de corte e pórticos planos respectivamente.



Fonte: elaborado pelo próprio autor.

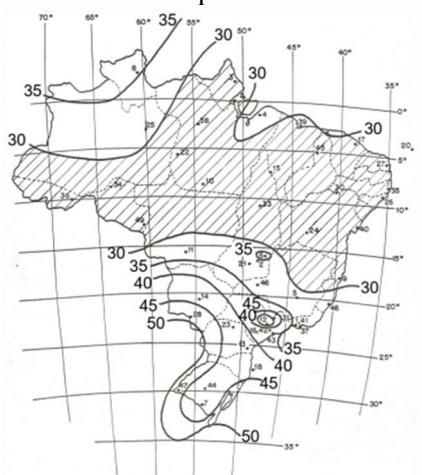
## AÇÃO DO VENTO

Nesta seção, apresenta-se o procedimento para o cálculo das forças decorrentes da ação do vento, conforme a NBR 6123 (ABNT, 2023).

Embora o vento possa atuar em qualquer direção em relação à edificação, para a análise dos pontos críticos, foram adotadas as direções preferenciais de  $0^\circ$  (eixo x) e  $90^\circ$  (eixo y), conforme o sistema de coordenadas apresentado na Figura 4.

A primeira etapa consiste em definir a velocidade básica média do vento ( $V_0$ ), que, segundo a NBR 6123 (ABNT, 2023), corresponde a “uma rajada de 3 s, a 10 m acima do terreno, em campo aberto e plano, excedida em média uma vez em 50 anos”. Essa primeira constante é retirada da Figura 8:

Figura 8: Gráfico de Isopletas.



Fonte: NBR 6123 (ABNT, 2023).

Em seguida é necessário obter a velocidade característica do vento através da Eq. 12, apresentada a seguir:

$$V_k = V_0 S_1 S_2 S_3 \quad (12)$$

Onde:

$V_k$  = Velocidade característica do vento (m/s);  
 $V_0$  = Velocidade básica média do vento (m/s);  
 $S_1$  = Fator topográfico (Adim.);  
 $S_2$  = Fator de rugosidade (Adim.); e  
 $S_3$  = Fator estatístico (Adim.).

O fator topográfico  $S_1$  diz respeito a orografia da região tendo seu valor como uma constante para áreas planas e variável em função da inclinação média em terrenos acidentados.

O fator de rugosidade  $S_2$  é alcançado através da Eq. (13):

$$S_2 = b_m F_r \left(\frac{z}{10}\right)^p \quad (13)$$

Onde:

$b_m$  = Parâmetro meteorológico (Adim.);  
 $F_r$  = Fator de rajada (Adim.);  
 $z$  = cota acima do terreno (m); e  
 $p$  = Expoente da lei potencial (Adim.).

Com exceção da cota, todos os parâmetros da Eq. (13) são constantes obtidas em tabelas, através de classificações do terreno em categorias de I a V conforme a inclinação do terreno e classes de A a C conforme as dimensões da edificação. As cotas variam entre os pavimentos, resultando em diferentes valores para  $S_2$ .

O fator estatístico  $S_3$  está relacionado à segurança e à vida útil da edificação, definido de acordo com a finalidade da construção.

Por meio do parâmetro obtido na Eq. (12) é possível calcular a pressão dinâmica do vento ( $q$ ), obtida pela Eq. (14):

$$q = 0,613 V_k^2 \quad (14)$$

Por fim as forças nodais, denominadas forças de arrasto, podem ser obtidas por meio da Eq. (15):

$$F_a = q C_a A_e f_v \quad (15)$$

Onde:

$F_a$  = Força de arrasto na respectiva direção do vento (kN);

$q$  = Pressão dinâmica do vento (kN/m<sup>2</sup>);

$C_a$  = Coeficiente de arrasto (Adim.);

$A_e$  = Área frontal efetiva ou de projeção ortogonal da edificação (m<sup>2</sup>); e

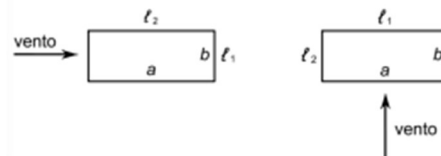
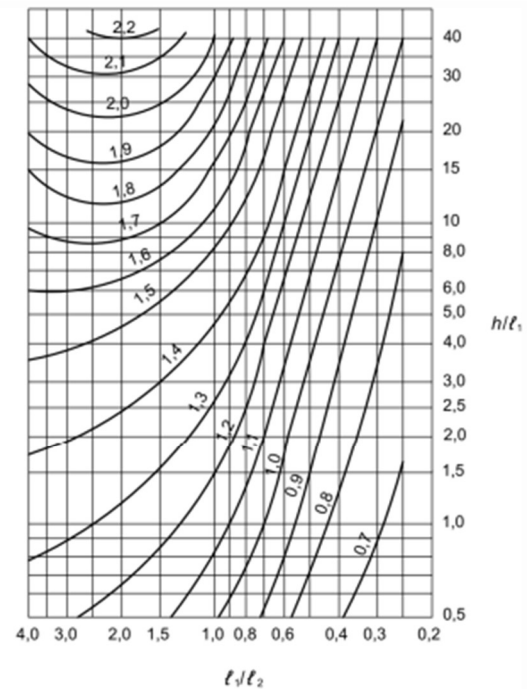
$f_v$  = Fator de vizinhança (Adim.).

O fator de vizinhança ( $f_v$ ) considera a influência de edificações adjacentes, cuja presença pode amplificar as forças atuantes. Seu valor é determinado a partir da razão entre a distância dos edifícios e a geometria do edifício estudado.

É imperativo também calcular os coeficientes de arrasto em ambas as direções principais através de alguns parâmetros como:  $l_1$  (comprimento do lado perpendicular a direção do vento),  $l_2$  (comprimento do lado paralelo a direção do vento) e  $h$  (altura da edificação).

Os coeficientes de arrasto são dados em função das relações  $l_1/l_2$  e  $h/l_1$ . Tais razões são usadas para adquirir os valores de coeficiente de arrasto na direção x ( $C_{ax}$ ) e na direção y ( $C_{ay}$ ) conforme a Figura 9 (Para ventos de baixa turbulência):

Figura 9: Coeficiente de arrasto  $C_a$  para edificações paralelepédicas em vento de baixa turbulência.



Fonte: NBR 6123 (ABNT, 2023).

## RESULTADOS E DISCUSSÕES

### Resultados da ação do vento

Com as diretrizes de projeto estabelecidas, procedeu-se à determinação das ações decorrentes do vento.

A velocidade básica do vento ( $V_0$ ) foi definida como 30 km/h, conforme extraído da Figura 8.

Foi definido que o terreno de projeto seria plano, logo o valor do fator topográfico ( $S_1$ ) como unitário.

Para a definição do fator de rugosidade do terreno ( $S_2$ ), primeiramente, foram estabelecidas algumas características da edificação.

O prédio foi classificado como pertencente à categoria IV, ou seja, situado em um terreno com poucos obstáculos. Além disso, foi enquadrado na classe B, uma vez que

todas as suas dimensões estão no intervalo entre 20 e 50 metros.

Por meio das Tabelas 1 e 2 da NBR 6123 (ABNT, 2023), com base nas categorizações adotadas, é possível obter o valor do fator meteorológico ( $b_m$ ) e o expoente da lei potencial ( $p$ ).

A Tabela 2 a seguir resume esses resultados:

Tabela 2: Fatores para obtenção de  $S_2$ .

Categoria	Classe	$b_m$	$p$
IV	B	0,85	0,125

Fonte: Elaborado pelo próprio autor.

Com base nos fatores mencionados anteriormente, juntamente com os demais parâmetros definidos, é possível determinar o fator de rugosidade ( $S_2$ ), a velocidade característica do vento ( $V_k$ ) e a pressão dinâmica do vento ( $q$ ).

Tabela 4: Parâmetros da NBR 6123 (ABNT, 2023) e forças de arrasto.

Andar	$f_v$	$z$ (m)	$S_2$	$V_k$ (m/s)	$q$ (kN/m <sup>2</sup> )	$F_{ax}$ (kN)	$F_{ay}$ (kN)
1°	1	3,15	0,72	21,63	0,29	31,02	28,28
2°		6,30	0,79	23,59	0,34	35,50	32,36
3°		9,45	0,83	24,81	0,38	38,69	35,27
4°		12,60	0,86	25,72	0,41	41,23	37,58
5°		15,75	0,88	26,45	0,43	43,37	39,53
6°		18,90	0,90	27,06	0,45	45,22	41,22
7°		22,05	0,92	27,59	0,47	46,88	42,73
8°		25,20	0,94	28,05	0,48	48,37	44,09
9°		28,35	0,95	28,47	0,50	49,74	45,34
10°		31,50	0,96	28,84	0,51	25,20	22,97

Fonte: Elaborado pelo próprio autor.

## Resultados do Parâmetro $\alpha$

O cálculo das cargas verticais baseou-se integralmente nos dados fornecidos pela NBR 6120 (ABNT, 2019).

A Tabela 5 apresente os valores de cargas características computadas para obter o valor de  $N_K$ .

Além disso, o fator de vizinhança ( $f_v$ ) como unitário, em função da distância entre as edificações vizinhas.

A Eq. (15) apresenta o coeficiente de arrasto, e conforme relações no ábaco da Figura 9, os resultados de  $C_{ax}$  e  $C_{ay}$  podem ser visualizados na Tabela 3, a seguir.

Tabela 3: Coeficientes de arrasto nas duas direções principais.

Direções	$l_1$ (m)	$l_2$ (m)	$h$ (m)	$C_a$
X ou 0°	27,02	24,63	31,50	1,16
Y ou 90°	24,63	27,02		1,13

Fonte: Elaborado pelo próprio autor.

A Tabela 4 apresenta, de forma sequencial, os parâmetros adotados para o cálculo das forças de arrasto nas direções  $F_{ax}$  e  $F_{ay}$ , utilizados na consideração da ação do vento sobre a estrutura.

Tabela 5: Peso considerados no cálculo de  $N_K$ .

Natureza das Cargas	Peso (kN)
<b>Vigas dos pavimentos tipo (Peso das lajes distribuído)</b>	32983,34
<b>Vigas dos pavimentos da cobertura (Peso das lajes distribuído)</b>	3666,54
<b>Pilares</b>	13348,00
<b>Elevador e casa de máquinas</b>	813,45
<b>Escadaria</b>	1032,81
<b>Total <math>\sum (N_K)</math></b>	<b>51844,14</b>

Fonte: Elaborado pelo próprio autor.

Para as paredes de corte, a rigidez foi calculada somando as rigidezes de cada elemento isolado na direção desejada para determinar  $\alpha$ , conforme as Eqs. (6) e (7). Os parâmetros calculados estão na Tabela 6.

Nos valores tabelados dos momentos de inércia dos pilares, os subscritos (Máx.) e (Mín.) indicam, respectivamente, as direções de maior e menor inércia.

Além disso, as dimensões dos pilares estão representadas pelos subscritos correspondentes.

Após definir a rigidez do sistema, é efetuada a aplicação dos valores obtidos na Eq. (3) resultando em:

$$\begin{cases} \alpha_x = 0,63 \\ \alpha_y = 0,68 \end{cases}$$

Conforme a Eq. (5), com a estrutura apresentando comportamento de pilar-parede,  $\alpha_1 = 0,7$ . Dessa forma, ela é classificada como de **nós fixos**.

Tabela 6: Rigidez dos sistemas de contraventamento compostos por paredes de corte nas duas direções principais.

Direção	$E_{cs}$ (MPa)	$I_{Máx(20x280)}$ (mm <sup>4</sup> )	$I_{Mín(20x280)}$ (mm <sup>4</sup> )	$I_{Máx(20x200)}$ (mm <sup>4</sup> )	$I_{SEC}$ (mm <sup>4</sup> )	$EI_{SEC}$ (kN.m <sup>2</sup> )
<b>X ou 0° (Longitudinal)</b>	29403	$3,66 \cdot 10^{11}$	$1,87 \cdot 10^9$	–	$4,41 \cdot 10^{12}$	$1,30 \cdot 10^8$
<b>Y ou 90° (Transversal)</b>				$1,33 \cdot 10^{11}$	$3,73 \cdot 10^{12}$	$1,10 \cdot 10^8$

Fonte: Elaborado pelo próprio autor.

Para os pórticos planos, a rigidez dos elementos de contraventamento foi determinada utilizando a Eq. (8).

Para isso, eles foram modelados nas direções previamente definidas com o auxílio do software Ftool.

Conforme estabelecido, uma carga uniforme foi aplicada ao modelo, e os deslocamentos resultantes foram obtidos.

A seguir, apresentam-se os resultados de deslocamentos.

$$\begin{cases} a_{PORT\_L01\_x} = 1,045 \text{ mm} \\ a_{PORT\_T01\_y} = 1,314 \text{ mm} \\ a_{PORT\_T02\_y} = 2,890 \text{ mm} \end{cases}$$

Assim como na Tabela 6, a Tabela 7 apresenta os parâmetros utilizados para o cálculo da rigidez equivalente dos pórticos, considerando sua contribuição para o sistema de contraventamento.

Tabela 7: Rigidez dos sistemas de contraventamento compostos por pórticos planos nas duas direções principais.

Direção	$E_{cs}$ (MPa)	$I_{PORT\_L01}$ (mm <sup>4</sup> )	$I_{PORT\_T01}$ (mm <sup>4</sup> )	$I_{PORT\_T02}$ (mm <sup>4</sup> )	$I_{SEC}$ (mm <sup>4</sup> )	$EI_{SEC}$ (kN.m <sup>2</sup> )
<b>X ou 0° (Longitudinal)</b>	29403	$1,07 \cdot 10^{13}$	–	–	$4,27 \cdot 10^{13}$	$1,26 \cdot 10^9$
<b>Y ou 90° (Transversal)</b>		–	$3,18 \cdot 10^{12}$	$1,45 \cdot 10^{12}$	$1,56 \cdot 10^{13}$	$4,60 \cdot 10^8$

Fonte: Elaborado pelo próprio autor.

Após definir a rigidez do sistema, a etapa final consistiu em aplicar os valores obtidos na Eq. (3) resultando em:

$$\begin{cases} \alpha_x = 0,33 \\ \alpha_y = 0,33 \end{cases}$$

Conforme a Eq. (5), a estrutura apresenta comportamento de pórtico, uma vez que  $\alpha_1 = 0,5$ . Dessa forma, ela é classificada como de **nós fixos**.

### Resultados do coeficiente $\gamma_z$

A determinação do coeficiente  $\gamma_z$  depende de dois parâmetros: o momento de tombamento ( $M_{1,tot,d}$ ), e o momento decorrente dos efeitos de segunda ordem ( $\Delta M_{tot,d}$ ).

O momento de tombamento foi calculado a partir das forças da Tabela 4, e os resultados, obtidos pela Eq. (11), estão na Tabela 8.

Tabela 8: Resultados de  $M_{1,tot,d}$ .

Andar	$M_{1,tot,d x}$ (kN.m)	$M_{1,tot,d y}$ (kN.m)
1°	82,08	74,82
2°	187,86	171,24
3°	307,10	279,93
4°	436,35	397,75
5°	573,72	522,97
6°	717,98	654,48
7°	868,28	791,48
8°	1023,95	933,38
9°	1184,50	1079,73
10°	666,72	594,09
$\Sigma M_{1,tot,d}$ (kN.m)	<b>6048,55</b>	<b>5513,53</b>

Fonte: Elaborado pelo próprio autor.

O cálculo do momento de segunda ordem nas paredes de corte seguiu as Tabelas 11.1 e 11.2 da NBR 6118 (ABNT, 2023), considerando cargas variáveis como principais e o vento como ação secundária ( $\gamma_f = 1,4$  e  $\psi_0 = 0,6$ ).

Os deslocamentos horizontais foram obtidos no Ftool, utilizando o modelo Trem de Ligação (Visualizar nos anexos).

A cargas verticais foram calculadas para cada pavimento entre permanentes (g) e acidentais (q).

A Tabela 9 apresenta os principais fatores para o cálculo do momento de segunda ordem.

Tabela 9: Parâmetros para obtenção dos momentos de segunda ordem, para paredes de corte.

Andar	$\delta_x$ (mm)	$\delta_y$ (mm)	g (kN)	q (kN)
1°	0,66	0,57	3949,83	805,50
2°	2,00	2,07	3949,83	805,50
3°	3,89	4,25	3949,83	805,50
4°	6,19	6,94	3949,83	805,50
5°	8,76	9,98	3949,83	805,50
6°	11,51	13,27	3949,83	805,50
7°	14,37	16,71	3949,83	805,50
8°	17,28	20,23	3949,83	805,50
9°	20,17	23,76	3949,83	805,50
10°	22,92	27,27	2194,87	816,68

Fonte: Elaborado pelo próprio autor.

Com esses valores, foi possível calcular ( $\Delta M_{tot,d}$ ) em ambas as direções, conforme a Eq. (10). A Tabela 10 apresenta os resultados.

Tabela 10: Resultados de  $\Delta M_{tot,d}$  para as paredes de corte.

Andar	$\Delta M_{tot,d x}$ (kN.m)	$\Delta M_{tot,d y}$ (kN.m)
1°	3,69	3,19
2°	11,18	11,58
3°	21,75	23,77
4°	34,62	38,81
5°	48,99	55,81
6°	64,37	74,21
7°	80,36	93,45
8°	96,63	113,13
9°	112,80	132,87
10°	81,17	96,58
$\Sigma \Delta M_{tot,d}$ (kN.m)	<b>555,57</b>	<b>643,39</b>

Fonte: Elaborado pelo próprio autor.

Por fim, através da Eq. (9) os valores obtidos para  $\gamma_z$  foram:

$$\begin{cases} \gamma_{zx} = 1,10 \\ \gamma_{zy} = 1,13 \end{cases}$$

Conforme os critérios de análise discutidos nos itens anteriores, a direção x tem valor igual a 1,1 (**nós fixos**) e a direção y tem valor superior a 1,1 (**nós móveis**).

No caso dos pórticos planos, todas as etapas anteriores foram mantidas, e os resultados encontram-se nas Tabelas 11 e 12.

Tabela 11: Parâmetros para obtenção dos momentos de segunda ordem, para pórticos planos.

Andar	$\delta_x$ (mm)	$\delta_y$ (mm)
1°	0,50	0,33
2°	1,33	1,14
3°	2,39	2,19
4°	3,58	3,37
5°	4,79	4,58
6°	5,99	5,77
7°	7,12	6,89
8°	8,18	7,93
9°	9,14	8,88
10°	9,89	9,75

Fonte: Elaborado pelo próprio autor.

Tabela 12: Resultados de  $\Delta M_{tot,d}$  para os pórticos planos.

Andar	$\Delta M_{tot,d x}$ (kN.m)	$\Delta M_{tot,d y}$ (kN.m)
1°	2,80	1,85
2°	7,44	6,38
3°	13,37	12,25
4°	20,02	18,85
5°	26,79	25,61
6°	33,50	32,27
7°	39,82	38,53
8°	45,74	44,35
9°	51,11	49,66
10°	35,03	34,53
$\sum \Delta M_{tot,d}$ (kN.m)	<b>275,61</b>	<b>264,26</b>

Fonte: Elaborado pelo próprio autor.

Por fim, através da Eq. (9) os valores obtidos para  $\gamma_z$  foram:

$$\begin{cases} \gamma_{zx} = 1,05 \\ \gamma_{zy} = 1,05 \end{cases}$$

Conforme os critérios de análise discutidos nos itens anteriores, ambos os valores sendo inferiores a 1,1 caracterizam estruturas de **nós fixos**.

## Análise comparativa dos resultados

A Tabela 13 reúne os resultados de cada sistema de contraventamento com base no parâmetro de instabilidade  $\alpha$  e coeficiente  $\gamma_z$ .

Realizou-se também uma comparação percentual entre os valores obtidos para paredes de corte e pórticos planos nas direções analisadas, destacando as variações entre eles.

Observa-se que os valores obtidos para o parâmetro de instabilidade  $\alpha$  o coeficiente  $\gamma_z$  foram maiores na direção y em comparação à direção x, nos cenários de paredes de corte.

Esse resultado é inesperado, pois a direção y tem menor projeção ortogonal e sofre menores ações do vento, como mostrado na Tabela 4.

Este maior resultado pode estar ligado à disposição dos pilares no sistema de contraventamento.

Na direção longitudinal, há 12 pilares de 20 × 280 cm, com inércia predominante orientada para resistir ao vento, enquanto na direção transversal, apenas 8, o que reduz a rigidez nessa direção.

Os valores do parâmetro  $\alpha$  ficaram dentro do limite desejado, apresentando um aumento nos modelos com paredes de corte.

A ausência de travamento e a menor rigidez, devido à falta de vigas, justificam esse resultado.

O sistema de contraventamento com paredes de corte apresentou valores superiores aos dos pórticos planos em todos os cenários e parâmetros.

Essa diferença alterou a classificação da estrutura pelo coeficiente  $\gamma_z$ , sendo de nós fixos para os pórticos e de nós móveis para as paredes de corte na direção y.

Para reduzir os valores no modelo de paredes de corte, seria necessário aumentar a rigidez da estrutura, elevando o  $f_{ck}$ , ampliando a seção dos pilares de contraventamento ou adicionando novos pilares neste subsistema.

Tabela 13: Resumo e comparação dos resultados obtidos.

Paredes de Corte (PC)		Pórticos Planos (PP)		Variação $\alpha_x$ (PC/PP)	Variação $\alpha_y$ (PC/PP)
$\alpha_x$	$\alpha_y$	$\alpha_x$	$\alpha_y$		
0,63	0,68	0,33	0,33	47,62%	51,47%
Paredes de Corte (PC)		Pórticos Planos (PP)		Variação $\gamma_{zx}$ (PC/PP)	Variação $\gamma_{zy}$ (PC/PP)
$\gamma_{zx}$	$\gamma_{zy}$	$\gamma_{zx}$	$\gamma_{zy}$		
1,10	1,13	1,05	1,05	4,54%	7,27%

Fonte: Elaborado pelo próprio autor.

## CONCLUSÃO

O avanço da engenharia estrutural intensificou os desafios em edificações de grande porte, tornando a estabilidade global um aspecto cada vez mais relevante.

Conclui-se que, nas configurações analisadas, os pórticos planos apresentaram resultados mais satisfatórios, viabilizando até uma possível redução das seções dos elementos.

Por outro lado, o partido estrutural apenas com paredes de corte apresentara elevação significativa de instabilidade, embora dentro dos limites normativos.

Além disso, houve divergência na classificação da estrutura quanto à mobilidade dos nós, pois o parâmetro  $\alpha$  indicou nós fixos nas duas direções, enquanto  $\gamma_z$  apontou nós móveis na direção y.

Essa inconsistência se soma a outro resultado inesperado: os valores na direção y foram superiores aos da direção x, contrariando a expectativa, já que a área de atuação do vento é maior em x do que em y.

O estudo demonstrou relevância ao reafirmou a influência de conceitos como da configuração estrutural, da análise multidirecional e do sistema de contraventamento na estabilidade global.

## REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**: Projeto de Estruturas de Concreto – Procedimento. Rio de Janeiro, 2023. Disponível em: <https://www.normas.com.br/visualizar/abnt-nbr-nm/5211/abnt-nbr6118-projeto-de-estruturas-de-concreto>. Acesso em: 03 jun. 2025.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6120**: Ações para o Cálculo de Estruturas de Edifícios. Rio de Janeiro, 2019. Disponível em: <https://www.normas.com.br/visualizar/abnt-nbr-nm/5616/abnt-nbr6123-forcas-devidas-ao-vento-em-edificacoes>. Acesso em: 03 jun. 2025.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6123**: Cálculo de Ações de Vento em Edificações. Rio de Janeiro, 2023. Disponível em: <https://www.normas.com.br/visualizar/abnt-nbr-nm/5215/abnt-nbr6120-aco-es-para-o-calculo-de-estruturas-de-edificacoes>. Acesso em: 03 jun. 2025.

ARAÚJO, J. M. **Curso de concreto armado**. 5. ed. Rio Grande: Dunas, 2023.

BARBOZA, M. R. **Concepção e análise de estruturas de edifícios em concreto armado**. 2008. Relatório Final de Iniciação Científica (Bacharelado em Engenharia Civil) – Universidade Estadual Paulista, Bauru, 2008. Disponível em: [https://professor.pucgoias.edu.br/SiteDocente/admin/arquivosUpload/14280/material/2008I\\_C\\_Marcos.pdf](https://professor.pucgoias.edu.br/SiteDocente/admin/arquivosUpload/14280/material/2008I_C_Marcos.pdf). Acesso em: 03 jun. 2025.

BECK, H. Contribution to the analysis of coupled shear walls. **Journal of the american institute**, v. 59, n. 8, p. 1055-1070, 1962. Disponível em: <https://www.concrete.org/publications/internationalconcreteabstractsportal.aspx?m=details&i=7951>. Acesso em: 03 jun. 2025.

BECK, H.; KÖNIG, G. Restraining forces (Festhaltekräfte) in the analysis of tall buildings. *In*: SYMPOSIUM ON TALL BUILDINGS, 1966, Oxford. **Anais [...]**. Oxford: University of Southampton, 1966. p. 513-536. Disponível em: <https://www.sciencedirect.com/book/9780080116921/tall-buildings>. Acesso em: 03 jun. 2025.

CARNEIRO, F.; MARTINS, J. G. **Análise de estruturas: contraventamento de edifícios**. 2008. Trabalho de Conclusão de Curso (Bacharelado em Engenharia Civil) – Universidade Fernando Pessoa, Porto, 2008. Disponível em: <https://pilaresedificios.wordpress.com/wp-content/uploads/2011/10/contraventamento-de-estruturas.pdf>. Acesso em: 03 jun. 2025.

CAVALCANTE, G. H. F. **Pontes em Concreto Armado: análise e dimensionamento**. 1. ed. São Paulo: Blucher, 2019.

CHITTY, L. On the cantilever composed of a number of parallel beams interconnected by cross bars. **The London, Edinburgh, and Dublin Philosophical Magazine and Journal of Science**, v. 38, n. 285, p. 685 – 699, 1947. Disponível em: <http://dx.doi.org/10.1080/14786444708521646>. Acesso em: [LXXVIII. On the cantilever](#)

[composed of a number of parallel beams interconnected by cross bars: The London, Edinburgh, and Dublin Philosophical Magazine and Journal of Science: Vol 38, No 285](#). 03 jun. 2025.

FRANCO, M. **Problemas de estabilidade nos edifícios de concreto armado**. *In*: REUNIÃO ANUAL DO IBRACON: Colóquio sobre Estabilidade Global das Estruturas de Concreto Armado. 1985a, São Paulo. **Anais [...]**. São Paulo: IBRACON, 1985a. 26p.

FRANCO, M. O parâmetro de instabilidade dos edifícios altos. **Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas**, Lisboa, n.23, p.69-72. 1985b.

FRANCO, M.; VASCONCELOS, A.C. Practical assessment of second order effects in tall buildings. *In*: COLOQUIUM ON THE CEB-FIP MC90, 1991, Rio de Janeiro. **Anais [...]**. Rio de Janeiro: UFRJ, 1991. p. 307-323.

FUSCO, P. B. **Estruturas de concreto: solicitações normais**. Rio de Janeiro: LTC, 1981. Disponível em: <https://engucm.wordpress.com/wp-content/uploads/2017/12/livro-estruturas-de-concreto-fusco-solicitacoes-normais.pdf>. Acesso em: 03 jun. 2025.

HIBBELER, R. C. **Resistência dos materiais**. São Paulo: Pearson, 2010. Disponível em: <https://archive.org/details/resistencia-dos-materiais-r-c-hibbeler-7/page/n3/mode/2up>. Acesso em: 03 jun. 2025.

LAIER, J. E. **Análise de estruturas de edifícios altos pela técnica do meio contínuo**. Universidade de São Paulo. Escola de Engenharia de São Carlos, 2024. DOI: <https://doi.org/10.11606/9786586954418> Disponível em: <https://www.livrosabertos.abcd.usp.br/portaldelivrosUSP/catalog/book/1301>. Acesso em: 03 jun. 2025.

LIMA, J. S. **Verificações da punção e da estabilidade global em edifícios de concreto: desenvolvimento e aplicação de**

recomendações normativas. 2001. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2001. Disponível em: [https://www.teses.usp.br/teses/disponiveis/18/18134/tde-12082016-121356/publico/Dissert\\_Lima\\_JulianaS.pdf](https://www.teses.usp.br/teses/disponiveis/18/18134/tde-12082016-121356/publico/Dissert_Lima_JulianaS.pdf). Acesso em: 03 jun. 2025.

MANCINI, E. **Associação contínua tridimensional de pórticos e paredes com engastamentos elásticos**. 1972. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1972. Disponível em: [https://producaocientifica.eesc.usp.br/producao/1972ME\\_EddieMancini.pdf](https://producaocientifica.eesc.usp.br/producao/1972ME_EddieMancini.pdf). Acesso em: 03 jun. 2025.

MANCINI, E. **Análise contínua de estruturas de edifícios elevados sujeitos à ação do vento**. 1973. Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1973. Disponível em: <https://teses.usp.br/teses/disponiveis/18/0/tde-20250523-142413/publico/Mancini-Eddie.pdf>. Acesso em: 03 jun. 2025.

MONCAYO, W. J. Z. **Análise de segunda ordem global em edifícios com estrutura de concreto armado**. 2011. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2011. Disponível em: [https://www.teses.usp.br/teses/disponiveis/18/18134/tde-19042011-085946/publico/2011ME\\_WinstonJuniorZumaetaMoncayo.pdf](https://www.teses.usp.br/teses/disponiveis/18/18134/tde-19042011-085946/publico/2011ME_WinstonJuniorZumaetaMoncayo.pdf). Acesso em: 03 jun. 2025.

MONCAYO, W. J. Z. **Análise da estabilidade de edifícios com estrutura de concreto armado**. Manaus: TQS, 2016. E-book. Disponível em: [https://dl.tqs.com.br/files/Ebook\\_Analise\\_da\\_Estabilidade\\_Edificios.pdf](https://dl.tqs.com.br/files/Ebook_Analise_da_Estabilidade_Edificios.pdf). Acesso em: 03 jun. 2025.

ROSA NETO, J. P. **Associações de pórticos com paredes deformáveis por momento fletor e força cortante**. 1984. Trabalho Final (Disciplina de Efeitos do Vento em Estruturas de Edifícios Altos) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1984. Disponível em: <http://repositorio.eesc.usp.br/server/api/core/bitstreams/a5a7ff51-f316-48eb-9cc7-631604c2e5d5/content>. Acesso em: 03 jun. 2025.

ROSMAN, R. Beitrag zur Untersuchung des Zusammenwirkens von waagrecht belasteten Wänden und Stockwerkrahmen bei Hochbauten. **Beton-und Stahlbetonbau**. v. 58, n. 2, p. 36 – 40, 1963.

## AGRADECIMENTOS

Primeiramente a Deus pela força concedida ao longo desta jornada. Aos meus familiares mais próximos: meu pai, Maricleiton Vieira; minha mãe, Ana Katarina; minha avó, Jandira Vieira; e meu irmão, Luiz Gustavo Vieira, pelo apoio incondicional.

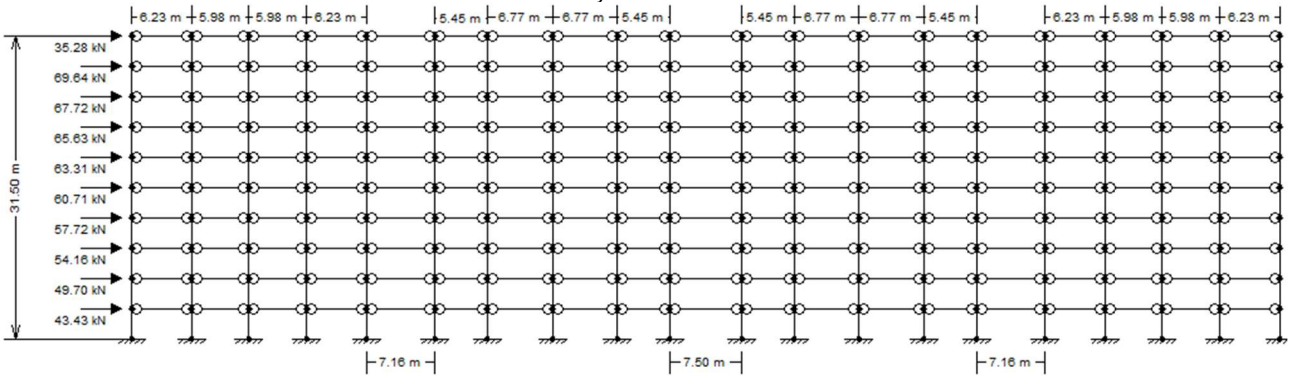
Um agradecimento especial à minha noiva, Adriany Rocha, que sempre esteve ao meu lado, oferecendo apoio incondicional e acreditando em mim mesmo nos momentos mais desafiadores. Em cada conquista minha, há um pouco de você.

Agradeço também à Universidade Federal Rural de Pernambuco, na pessoa do meu orientador professor Dr. Wesley Melo, que acompanhou de perto a elaboração deste trabalho de conclusão de curso e direcionou sua concepção da melhor forma possível.

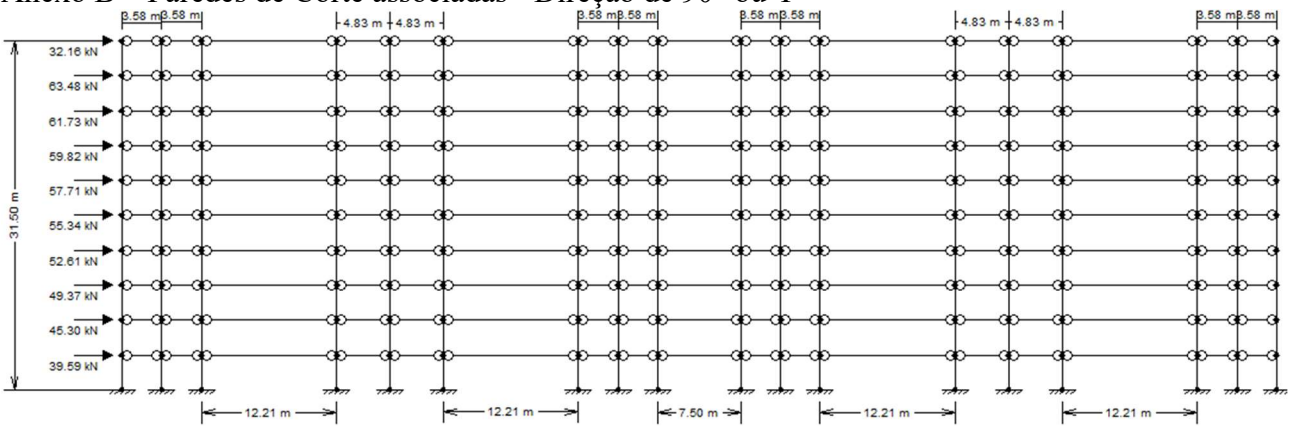
Por fim, a todas as boas amizades que fiz durante o processo nas pessoas de Luane Santana, Jamilly Oliveira, Adrielle Ferreira, Pedro Victor, Ricson Matheus, Daniel Alves, Kaio Davila, Marina Texeira, Ellytta Gomes, Matheus Bezerra e Pedro Laet.

ANEXOS

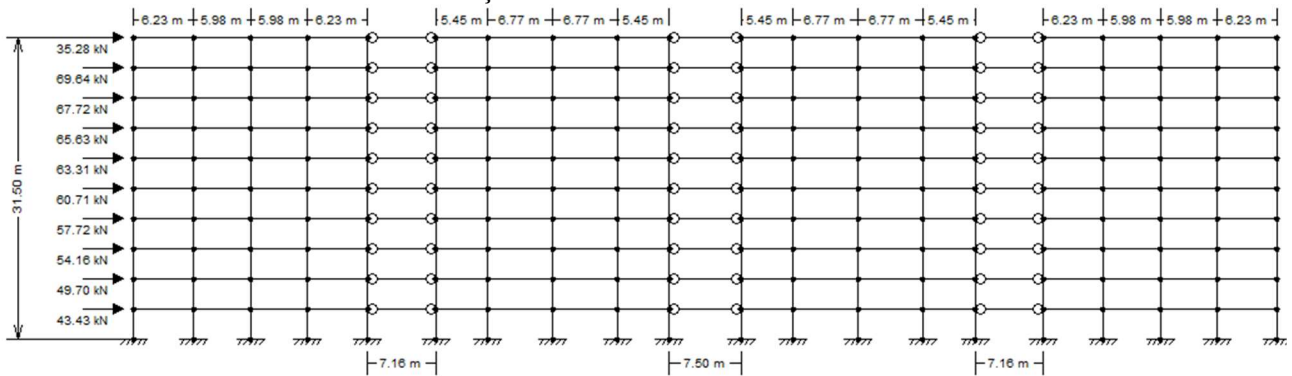
Anexo A – Paredes de Corte associadas - Direção de 0° ou X



Anexo B – Paredes de Corte associadas - Direção de 90° ou Y



Anexo C – Pórticos associados - Direção de 0° ou X



Anexo D – Pórticos Associados - Direção de 90° ou Y

