

**UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL
ESCOLA DE ENGENHARIA
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL**

Mateus Leote Dutra

**ANÁLISE DE DIFERENTES ALTERNATIVAS DE
CONTRAVENTAMENTO EM EDIFÍCIOS CONSIDERANDO
EXCENTRICIDADES NA FORÇA DE ARRASTO**

Porto Alegre
Fevereiro de 2024

MATEUS LEOTE DUTRA

**ANÁLISE DE DIFERENTES ALTERNATIVAS DE
CONTRAVENTAMENTO EM EDIFÍCIOS CONSIDERANDO
EXCENTRICIDADES NA FORÇA DE ARRASTO**

Trabalho de Diplomação apresentado à Comissão de Graduação
do curso de Engenharia Civil da Escola de Engenharia da
Universidade Federal do Rio Grande do Sul, como parte dos
requisitos para obtenção do título de Engenheiro Civil

Orientador: João Ricardo Masuero

Porto Alegre
Fevereiro de 2024

Aos meus pais, que com dedicação e carinho sempre me incentivaram e apoiaram, eu dedico este trabalho.

AGRADECIMENTOS

Agradeço aos meus pais, Claiton e Naira, e ao meu irmão, Rafael, pelo inestimável zelo e por todos os momentos em que se dedicaram para que eu alcançasse meus objetivos pessoais e profissionais, nunca medindo esforços ao me amparar e incentivar.

Agradeço à minha amada Júlia por ser minha companheira e melhor amiga em todos os momentos, sempre me apoiando diante das dificuldades, compreendendo minhas ausências e se fazendo presente com palavras de imensurável carinho e amor.

Agradeço ao professor João Ricardo Masuero pela atenção e disponibilidade ímpares ao orientar este trabalho, sempre sendo muito acessível, compreensivo e disposto a compartilhar valiosos conhecimentos.

Agradeço aos amigos Eduardo Friedrich e Igor Sieczkowski Moreira, estimados colegas de graduação, pela amizade e companheirismo ao decorrer dos anos de universidade, que sem dúvida foram em muito descomplicados por contar com a sua companhia.

Agradeço aos amigos da Carpeggiani Engenharia pelo conhecimento comigo compartilhado e pelo companheirismo tão importantes nos anos finais da graduação, com quem aprendi muito e sigo aprendendo todos os dias.

Se eu vi mais longe, foi por
estar sobre os ombros de gigantes.

Isaac Newton

RESUMO

Neste trabalho é desenvolvido um estudo comparativo sobre estabilidade global de diferentes alternativas de contraventamento em edifícios de concreto armado moldado *in loco*, analisando o comportamento das estruturas ao serem solicitadas por ações horizontais e verticais que causam efeitos de translação e rotação nos pavimentos. A fim de estudar diferentes soluções e tornar possível a comparação entre elas no que diz respeito à efetividade, o principal fator considerado neste trabalho é o quantitativo final de materiais, composto por volume de concreto, quantidade de aço e área de fôrmas. Para tal, além dos modelos serem comparados entre si, todos são comparados a um modelo inicial tido como base para o estudo, o qual representa, dentro da tipologia escolhida, a estrutura de menor consumo de concreto possível que atenda a todos os preceitos normativos da NBR 6118:2014, exceto os referentes aos deslocamentos horizontais máximos. Ao analisar no modelo base os deslocamentos horizontais, pôde-se compreender como a estrutura se comportou diante dos carregamentos aos quais foi solicitada, para então propor soluções embasadas conceitualmente. As ações verticais atuantes na estrutura respeitam as definições da NBR 6120:2019, e as horizontais, considerada apenas as cargas de vento, as definições da NBR 6123:2023. Para a análise dos esforços solicitantes e determinação dos deslocamentos e dos quantitativos, foi utilizado como ferramenta o software TQS, considerando uma análise não linear geométrica via processo P-Delta. Os quantitativos foram comparados considerando o detalhamento dos diferentes elementos gerado automaticamente pelo programa. Ao longo do estudo, foram analisados quatro modelos além do modelo base, denominados modelos-solução. Em dois desses (modelos-solução 1 e 2), a estrutura de contraventamento foi constituída de apenas pórticos formados pela associação de vigas e pilares, enquanto nos demais (modelos-solução 3 e 4) foi incorporado um núcleo rígido. Os modelos-solução 1 e 2 se mostraram mais eficientes por conferir uma maior rigidez torcional à estrutura ao enrijecer os pórticos junto à sua periferia, necessária principalmente pelos efeitos causados pelas excentricidades da força de arrasto. Os resultados obtidos nos modelos-solução 2 e 4, em comparação aos demais, indicam que o uso de núcleo rígido deva ser priorizado em situações nas quais o projeto arquitetônico impede a utilização de elementos robustos junto à fachada.

Palavras-chave: estabilidade global; estruturas de contraventamento; excentricidade da força de arrasto; torção em edifícios; NBR 6123:2023.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1: fluxograma de etapas do trabalho	17
Figura 2: mapa de isopletas	20
Figura 3: ábaco para determinação de coeficientes de arrasto em vento de baixa turbulência	22
Figura 4: momento tursor em estrutura de forma externa regular devido à distribuição desigual de pressões	23
Figura 5: representação de uma estrutura deslocável ou indeslocável	28
Figura 6: cálculo rigoroso de pórticos hiperestáticos	32
Figura 7: estruturas com pilares iguais e rigidez torcional distinta	35
Figura 8: planta arquitetônica dos pavimentos tipo.....	39
Figura 9: espaçamento entre eixos dos pórticos	42
Figura 10: disposição das vigas e lajes do pavimento tipo.....	43
Figura 11: detalhe das trocas de seções dos pilares.....	45
Figura 12: seções com dimensões minimizadas e maiores taxas de armadura longitudinal	47
Figura 13: planta de fôrmas do 1º pavimento - Tipo 1	48
Figura 14: planta de fôrmas do 2º pavimento - Tipo 2.....	49
Figura 15: planta de fôrmas do 3º e 4º pavimentos - Tipo 3	49
Figura 16: planta de fôrmas do 5º ao 8º pavimento - Tipo 4.....	50
Figura 17: planta de fôrmas do 9º ao 12º pavimento - Tipo 5.....	50
Figura 18: planta de fôrmas do 13º ao 16º pavimento - Tipo 6.....	51
Figura 19: planta de fôrmas do 17º ao 20º pavimento - Tipo 7.....	51
Figura 20: planta de fôrmas do 21º pavimento - Cobertura	52
Figura 21: casos de força de arrasto considerados	53
Figura 22: excentricidades positivas da força de arrasto.....	54
Figura 23: excentricidades negativas da força de arrasto	54
Figura 24: gráfico radial de deslocamentos laterais do modelo-base.....	56
Figura 25: planta de fôrmas do 1º pavimento no modelo-solução 1	63
Figura 26: gráfico radial de deslocamentos laterais do modelo-solução 1.....	64
Figura 27: pavimentos com mesmo valor de translação, tendo um menor (roxo) e outro maior (laranja) giro	65
Figura 28: planta de fôrmas do 1º pavimento no modelo-solução 2	68
Figura 29: gráfico radial de deslocamentos laterais do modelo-solução 2.....	69

Figura 30: detalhe dos elementos do núcleo rígido no modelo-solução 3	71
Figura 31: planta de fôrmas do 1º pavimento no modelo-solução 3	71
Figura 32: gráfico radial de deslocamentos laterais do modelo-solução 3.....	72
Figura 33: núcleo rígido unificado no modelo de estudo	74
Figura 34: componentes do eixo Y de deslocamentos observados no modelo-solução 3 para caso simples de vento a 270° com valor total	76
Figura 35: componentes do eixo Y de deslocamentos observados no modelo intermediário para caso simples de vento a 270° com valor total	76
Figura 36: detalhe das parcelas de deslocamento provenientes dos efeitos de translação (d_y') e rotação (d_y'') no modelo-solução 3.....	77
Figura 37: detalhe das parcelas de deslocamento provenientes dos efeitos de translação (d_y') e rotação (d_y'') no modelo intermediário	78
Figura 38: detalhe dos elementos do núcleo rígido do modelo-solução 4	80
Figura 39: planta de fôrmas do 1º pavimento no modelo-solução 4	80
Figura 40: gráfico radial de deslocamentos laterais do modelo-solução 4.....	81

LISTA DE TABELAS

Tabela 1: combinações frequentes de serviço consideradas nas análises.....	55
Tabela 2: deslocamentos observados no modelo-base para casos de vento a 0°	56
Tabela 3: deslocamentos observados no modelo-base para casos de vento a 90°	57
Tabela 4: deslocamentos observados no modelo-base para casos de vento a 180°	59
Tabela 5: deslocamentos observados no modelo-base para casos de vento a 270°	60
Tabela 6: dimensões atualizadas dos pilares P3, P5, P27 e P28 no modelo-solução 1	62
Tabela 7: deslocamentos observados no modelo-solução 1	63
Tabela 8: dimensões atualizadas dos pilares P1, P7, P22 e P26 no modelo-solução 2	67
Tabela 9: dimensões atualizadas dos pilares P3, P5, P27 e P28 no modelo-solução 2	67
Tabela 10: deslocamentos observados no modelo-solução 2	68
Tabela 11: deslocamentos observados no modelo-solução 3	72
Tabela 12: deslocamentos observados na configuração parcial durante estudo do modelo- solução 3	75
Tabela 13: dimensões atualizadas dos pilares P1, P7, P22 e P26 no modelo-solução 4	79
Tabela 14: deslocamentos observados no modelo-solução 4	81
Tabela 15: quantitativos do modelo-base	83
Tabela 16: quantitativos do modelo-solução 1	83
Tabela 17: quantitativos do modelo-solução 2	84
Tabela 18: quantitativos do modelo-solução 3	84
Tabela 19: quantitativos do modelo-solução 4	85
Tabela 20: comparação de quantitativos totais entre modelos	85
Tabela 21: comparação de taxas entre modelos	85

LISTA DE SÍMBOLOS

$\Delta M_{\text{tot,d}}$ – soma dos produtos das ações verticais pelos deslocamentos horizontais (kNcm)

$M_{\text{I,tot,d}}$ – momento de tombamento (kNcm)

γ_z – coeficiente majorador dos efeitos de primeira ordem

f_{ck} – resistência característica à compressão do concreto (kN/cm²)

H_{tot} – altura total da estrutura (m)

H_i – altura relativa entre pavimentos consecutivos (m)

A_e – área frontal efetiva (m²)

C_a – coeficiente de arrasto

V_0 – velocidade básica do vento (m/s)

V_k – velocidade característica do vento (m/s)

S_1 – fator topográfico

S_2 – fator que considera a influência da rugosidade do terreno, das dimensões da edificação ou parte da edificação em estudo, e de sua altura sobre o terreno

S_3 – fator baseado em conceitos probabilísticos

q – pressão dinâmica do vento (N/m²)

LISTA DE SIGLAS

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas

NBR – Norma brasileira

ELS – Estado-limite de serviço

ELU – Estado-limite último

NLF – Não linearidade física

NLG – Não linearidade geométrica

CT – Centro de torção

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	14
1.1	OBJETIVO DO TRABALHO	15
1.1.1	Objetivo principal	15
1.1.2	Objetivo secundário	15
1.2	PRESSUPOSTOS	15
1.3	DELIMITAÇÕES	16
1.4	LIMITAÇÕES	16
1.5	DELINEAMENTO	17
2	AÇÕES ATUANTES NAS ESTRUTURAS	19
2.1	AÇÕES VERTICAIS	19
2.1.1	Permanentes	19
2.1.2	Variáveis	19
2.2	AÇÕES HORIZONTAIS	19
2.2.1	Forças estáticas devidas ao vento	20
2.2.1.1	Excentricidades na força do vento	23
2.3	COMBINAÇÕES DE AÇÕES	24
2.3.1	Combinações últimas normais	24
2.3.2	Combinações frequentes de serviço	25
3	ESTABILIDADE GLOBAL DAS ESTRUTURAS	26
3.1	EFEITOS DE 1ª E 2ª ORDEM	26
3.2	ANÁLISE NÃO LINEAR	26
3.2.1	Não linearidade física	27
3.2.2	Não linearidade geométrica	27
3.3	COEFICIENTE γ_z	28
3.3.1	Determinação do coeficiente γ_z	29
3.3.2	Utilização conforme NBR 6118:2014	30

3.4	CÁLCULO RIGOROSO DE PÓRTICOS HIPERESTÁTICOS	31
3.5	EFEITOS DE TORÇÃO EM EDIFÍCIOS	33
3.5.1	Centro de torção	34
4	METODOLOGIA E MODELOS DE ESTUDO	36
4.1	MODELO-BASE.....	37
4.1.1	Planta arquitetônica	37
4.1.2	Ações verticais.....	40
4.1.3	Ações horizontais	40
4.1.4	Concepção da estrutura	41
4.1.4.1	Definição da orientação dos pórticos	42
4.1.4.2	Definição das vigas e lajes	43
4.1.4.3	Definição dos pilares	44
4.1.5	Análise dos deslocamentos no modelo-base	52
4.1.5.1	Casos 1 a 3 – Vento 0°.....	56
4.1.5.2	Casos 4 a 6 – Vento 90°.....	57
4.1.5.3	Casos 7 a 9 – Vento 180°.....	59
4.1.5.4	Casos 10 a 12 – Vento 270°.....	60
4.2	MODELO-SOLUÇÃO 1	61
4.2.1	Análise dos deslocamentos – modelo-solução 1	63
4.3	MODELO-SOLUÇÃO 2	66
4.3.1	Análise dos deslocamentos – modelo-solução 2	68
4.4	MODELO-SOLUÇÃO 3	70
4.4.1	Análise dos deslocamentos – modelo-solução 3	72
4.4.1.1	Alteração do comportamento da estrutura conforme posição do centro de torção e assimetria.....	74
4.5	MODELO-SOLUÇÃO 4	78
4.5.1	Análise dos deslocamentos – modelo-solução 4	81
5	RESULTADOS EM TERMOS DE QUANTITATIVOS E ANÁLISES.....	83

6	CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	87
	REFERÊNCIAS	89

1 INTRODUÇÃO

Conforme os edifícios têm sido idealizados cada vez mais altos, efeitos de natureza e magnitude incomuns a muitos profissionais vêm se mostrando predominantes e de imprescindível consideração. Em função da grande quantidade de pavimentos nesses edifícios, é esperado que suas estruturas sejam propensas a um maior peso próprio e a suportar mais ações do que outras de menor porte, gerando não somente solicitações de 1ª ordem mais expressivas, isto é, com a estrutura sendo analisada na sua configuração geométrica inicial, mas também efeitos de 2ª ordem bastante significativos, os quais são determinados ao analisar as cargas atuando sobre a estrutura já em sua configuração deformada. Além disso, nessas estruturas, a ação do vento gera cargas maiores em função do aumento da sua velocidade conforme o ponto de análise se distancia da superfície do terreno, o que amplifica o valor da pressão dinâmica sobre as fachadas, contribuindo significativamente não só no aumento dos esforços de tombamento, mas também no aumento dos efeitos de 2ª ordem ao ampliar os deslocamentos laterais das estruturas. Ademais, a consideração da existência de efeitos de vizinhança, incidência oblíqua do vento, turbulências no escoamento, entre outros fatores, se torna um ponto importante no momento de conceber a estrutura de edifícios altos, dada a maior suscetibilidade dessas edificações aos efeitos originados pelo vento.

A fim de avaliar a magnitude dos esforços de 2ª ordem e compreender como se fazem funcionais as diferentes alternativas de contraventamento utilizadas em estruturas apertadas de concreto armado, o presente trabalho estuda o quão eficientes tais alternativas se mostram quando utilizadas para conter efeitos de translação e rotação nos pavimentos dos edifícios. O estudo é realizado com o auxílio do software TQS para empregar de forma computacional uma análise não linear geométrica rigorosa através do processo P-Delta e para gerar os quantitativos de materiais em cada opção de estrutura estudada. Para a determinação dos carregamentos a serem considerados nos modelos de estudo, seguiu-se as diretrizes presentes na NBR 6120:2019 para determinar os carregamentos verticais atuantes nos diversos pavimentos da estrutura e na NBR 6123:2023 para definir os carregamentos do vento, tendo esse papel predominante nos efeitos analisados ao longo deste trabalho.

1.1 OBJETIVO DO TRABALHO

Os objetivos deste estudo, classificados em principal e secundário, são expostos abaixo.

1.1.1 Objetivo principal

O objetivo principal deste estudo é analisar comparativamente diferentes tipologias estruturais quando utilizadas com o intuito de minimizar efeitos de deslocamentos horizontais em edifícios, os quais provocam flexão e torção dos edifícios e, conseqüentemente, translação e rotação dos pavimentos, considerados como diafragmas rígidos, além de efeitos de segunda ordem. Através das análises, o propósito é comparar diferentes soluções para um mesmo problema e determinar qual o meio mais eficaz, em termos de quantitativos, de se conceber uma estrutura de contraventamento.

1.1.2 Objetivo secundário

O objetivo secundário é apresentar fenômenos e parâmetros que devem ser levados em consideração ao se fazer análises de estabilidade global em edifícios altos.

1.2 PRESSUPOSTOS

O presente estudo tem por pressupostos:

- a) Os coeficientes de arrasto indicados pela NBR 6123:2023 para edificações de forma retangular em planta são satisfatórios, possibilitando obter resultados próximos ao comportamento real sem a necessidade de ensaios;
- b) A consideração de excentricidades na força do vento simula e substitui, conforme NBR 6123:2023, satisfatoriamente os efeitos de vizinhança e incidências de vento oblíquo às faces da estrutura;
- c) A utilização do processo P-Delta simula os efeitos globais da estrutura de maneira satisfatória, independentemente dos valores de deslocamentos observados e da ordem de grandeza dos efeitos de segunda ordem em relação aos de primeira ordem;

- d) A ferramenta computacional de análise e projeto utilizada, TQS v.21, dimensiona os diversos componentes estruturais de acordo com as prescrições da NBR 6118:2014;
- e) O detalhamento dos diversos componentes estruturais realizado pelo TQS, feito de forma automática e sem intervenção do usuário, embora imperfeito como projeto executivo desses componentes, permite a comparação de quantitativos, em especial do consumo de aço, entre diversas soluções diferentes.

1.3 DELIMITAÇÕES

O trabalho se delimita ao estudo de edifícios compostos por elementos de concreto armado moldados *in loco*, nos quais tais elementos formam estruturas aperticadas com vigas e pilares convencionais ou com o uso de pilares-parede.

1.4 LIMITAÇÕES

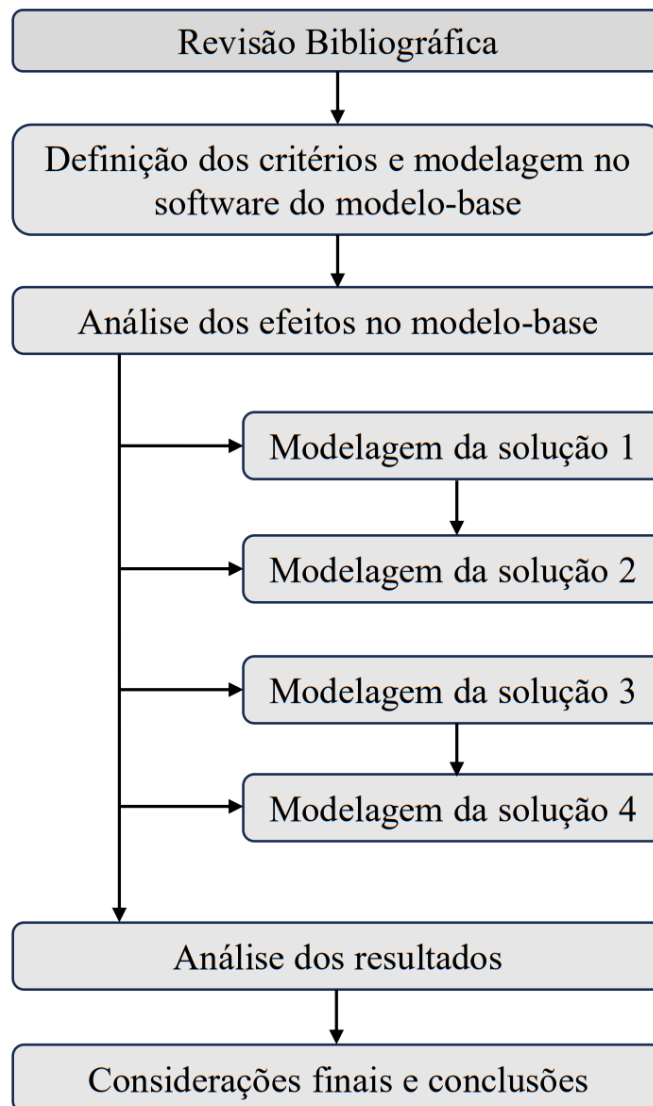
São as limitações do presente trabalho:

- a) Estudo de uma única configuração de edifício;
- b) Utilização de um modelo estrutural idealizado como base para estudos;
- c) Análise de um número limitado de soluções para os efeitos observados, mas consideradas significativamente representativas e bastantes para os objetivos apontados;
- d) Utilização em todas as soluções de uma única resistência característica do concreto, e de armaduras formadas apenas por aços CA-50 e CA-60;
- e) Consideração apenas de cargas agindo estaticamente sobre a estrutura, sendo desconsiderados efeitos dinâmicos e oscilatórios;
- f) A não linearidade física dos materiais da estrutura foi considerada de forma aproximada, seguindo as prescrições da NBR 6118:2014;
- g) A estrutura foi considerada engastada junto à fundação. Efeitos de interação da estrutura com os elementos de fundação, interação solo-estrutura, efeitos decorrentes de muros de arrimo/cortinas e sua interação com o solo foram desconsiderados;
- h) Os procedimentos de análise, incluindo métodos e simplificações, seguem as indicações da NBR 6118:2014.

1.5 DELINEAMENTO

O presente trabalho foi desenvolvido por etapas, estando estas representadas graficamente na Figura 1 e descritas nos parágrafos a seguir:

Figura 1: fluxograma de etapas do trabalho



(fonte: elaborado pelo autor)

A fim de estabelecer uma sólida base conceitual e entendimento acerca dos temas abordados neste estudo, iniciou-se o desenvolvimento pela revisão da bibliografia disponível sobre temas como estabilidade global em estruturas de concreto armado, comportamento de estruturas formadas por associações de pórticos e aerodinâmica das construções.

Para o início das modelagens, foi necessário estabelecer critérios para servirem como base de comparação e arbitrar as características das estruturas a serem analisadas, tais como número de pavimentos, materiais utilizados, cargas a serem suportadas e tipologias de estruturas a serem estudadas. Além disso, a definição de um modelo arquitetônico idealizado se fez necessária nessa etapa, de maneira que tornasse possível a adoção de diferentes soluções estruturais, possibilitando as comparações desejadas. Para tal, definiu-se que o edifício em questão seria composto por 20 pavimentos, com finalidade de uso comercial. Dentre as soluções estruturais estudadas, as opções se dividem entre estruturas formadas por associação de pórticos e utilização de núcleo rígido.

Com a planta arquitetônica definida e conhecido o uso final da estrutura, pôde-se realizar no *software* o lançamento dos elementos estruturais e das cargas a serem consideradas nos cálculos a fim de definir o modelo-base. Após a análise dos resultados obtidos, foi possível determinar distintas soluções para os problemas observados, cada uma compondo um dos modelos-solução apresentados ao longo do trabalho.

Ao final do lançamento dos modelos-solução, pôde-se analisar como cada estrutura se comportou perante os casos de carregamentos considerados, notando as principais semelhanças entre as opções e também suas particularidades. Dessa forma, foi possível entender como cada solução se fazia funcional e quais delas se sobressaíam em relação às outras em termos de funcionalidade. Por fim, as opções puderam ser comparadas também em termos de quantitativos, a fim de estabelecer quais se mostravam mais econômicas quando sendo utilizadas como solução para uma mesma situação, sendo apresentadas as conclusões e as considerações finais do estudo.

2 AÇÕES ATUANTES NAS ESTRUTURAS

Conforme a NBR 6120 (ABNT, 2019), uma ação é tudo aquilo que provoca um esforço solicitante que atua na estrutura, produzindo ou alterando as deformações ou o estado de tensão nos elementos estruturais. Tais ações podem ser classificadas de diversas formas quanto à origem, probabilidade de ocorrência, variações de valor em torno de sua média, entre outros. Neste estudo, serão consideradas e diferenciadas as ações conforme a variação do seu valor em torno da sua média, como proposto pela NBR 6120:2019, e também em relação à direção em que atuam, conforme os subitens apresentados a seguir.

2.1 AÇÕES VERTICAIS

2.1.1 Permanentes

As ações verticais permanentes em uma estrutura são todas aquelas que, além de atuarem com valores praticamente constantes, atuam na direção do eixo vertical da estrutura. Entre tais ações, se pode citar o peso próprio dos elementos que compõem a estrutura, dos demais elementos construtivos, de equipamentos fixos, etc. Tais ações podem ser quantificadas através das Tabelas 1 a 9 da NBR 6120:2019.

2.1.2 Variáveis

As ações verticais variáveis são ações cujos valores apresentam variações em torno de sua média, existindo a probabilidade dos seus valores considerados em projeto serem, inclusive, ultrapassados. Entre elas, pode-se citar as ações do uso e ocupação das edificações, presença de coberturas, guarda-corpos, divisórias móveis, etc. Tais ações podem ser quantificadas através das Tabelas 10 e 11 da NBR 6120:2019.

2.2 AÇÕES HORIZONTAIS

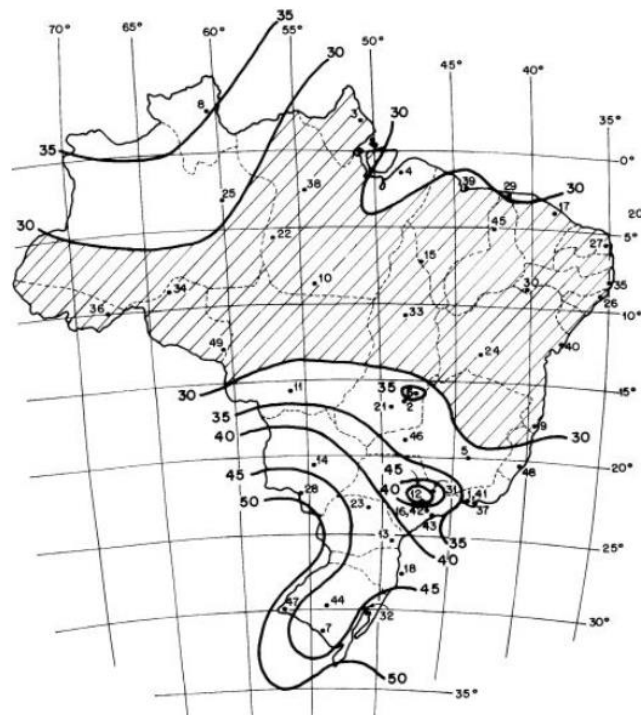
Sendo a ação do vento atuando sobre as fachadas a ação horizontal mais comum observada nos edifícios, essa foi a única ação horizontal contemplada nas composições de

carregamentos, sendo considerada como uma ação horizontal variável em função das significativas variações em seu valor.

2.2.1 Forças estáticas devidas ao vento

A força do vento atuante na edificação como um todo, denominada força de arrasto (F_a), é a principal ação horizontal solicitante nas estruturas no Brasil (MOSER, 2022). Para a determinação da magnitude de tais ações, a NBR 6123 (ABNT, 2023) traz uma metodologia que considera coeficientes baseados em parâmetros meteorológicos, geográficos, topográficos, de vizinhança e estatísticos a fim de estimar a pressão dinâmica do vento, devendo essa ser utilizada para estimar as forças estáticas agindo sobre as estruturas. A partir da determinação da velocidade básica do vento V_0 a ser considerada, utiliza-se tais coeficientes para calcular a velocidade característica do vento (V_k), para então se determinar a pressão dinâmica do vento correspondente à velocidade característica em condições normais de pressão (q). A velocidade básica V_0 pode ser determinada a partir do mapa de isopletas da Figura 2 a seguir:

Figura 2: mapa de isopletas



(fonte: ABNT, 2023, p. 11)

Definida a velocidade básica (V_0) a ser considerada, a velocidade característica (V_k) pode ser determinada de acordo com a equação 1 abaixo:

$$V_k = V_0 S_1 S_2 S_3 \quad (1)$$

Sendo:

S_1 – fator topográfico que considera as variações do relevo do terreno, sendo determinado em função do posicionamento da edificação poder se dar em zonas planas (ou fracamente acidentadas) ou em taludes e morros;

S_2 – fator que considera a influência da rugosidade do terreno, das dimensões da edificação em estudo (ou parte dela) e da altura do ponto de análise em relação à superfície do terreno, alterando o valor de V_k de acordo a altura considerada;

S_3 – fator baseado em conceitos probabilísticos que considera a vida útil e o grau de segurança requerido à edificação, levando em conta elementos como o seu fator de ocupação e a possibilidade da sua ruína total ou parcial afetar a segurança ou ação de socorro em situações adversas, como no caso de hospitais e quartéis de bombeiros, por exemplo.

Por fim, a pressão dinâmica (q) é calculada conforme a equação 2 a seguir:

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

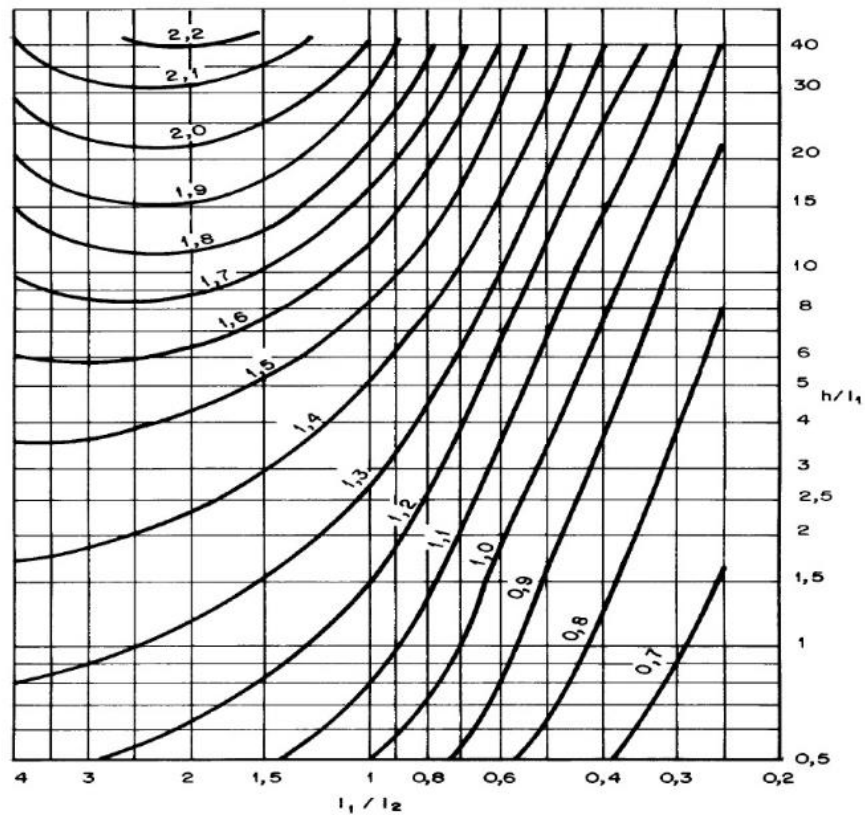
Além das características do escoamento do vento citadas, a NBR 6123 (ABNT, 2023) considera também as propriedades aerodinâmicas da forma externa dos edifícios na determinação da força de arrasto. Tais propriedades são sintetizadas por meio de um coeficiente de arrasto (C_a) adimensional que visa quantificar a resistência da edificação perante o escoamento do fluido em questão (ar) com base na relação entre suas dimensões externas e na forma do edifício. Outro ponto importante para a definição do coeficiente de arrasto é a determinação do tipo de turbulência do vento ao qual a estrutura está sujeita, e para isso a NBR 6123 (ABNT, 2023) faz as seguintes colocações:

Uma edificação pode ser considerada em vento de alta turbulência quando sua altura não excede duas vezes a altura média das edificações nas vizinhanças, estendendo-se estas, na direção e no sentido do vento incidente, a uma distância mínima de:

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

A Figura 3 a seguir ilustra um dos ábacos presentes na NBR 6123 (ABNT, 2023) que se deve utilizar para a obtenção dos coeficientes de arrasto em situações de ventos de baixa turbulência:

Figura 3: ábaco para determinação de coeficientes de arrasto em vento de baixa turbulência



(fonte: ABNT, 2023, p. 28)

Definidos a pressão dinâmica de acordo com a velocidade característica do vento e o coeficiente de arrasto com base na forma externa da edificação e do tipo de turbulência, a força de arrasto pode ser determinada de acordo com a equação 3 abaixo:

$$F_a = C_a q A_e \quad (3)$$

Sendo:

C_a – Coeficiente de arrasto;

q – Pressão dinâmica;

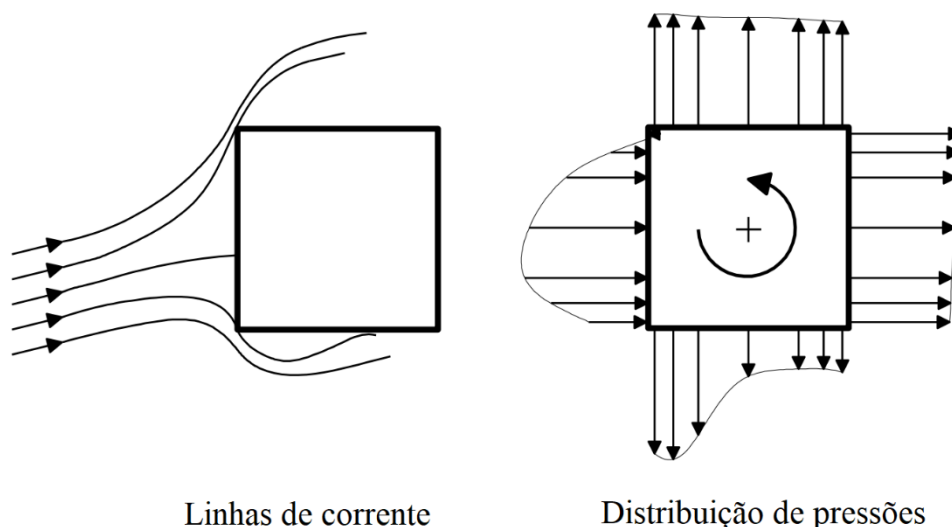
A_e – Área frontal efetiva.

Considera-se que a força de arrasto pode ser decomposta em forças atuando ao nível de cada pavimento do edifício, considerando-se uma área frontal efetiva parcial correspondente a cada pavimento e a variação da pressão dinâmica do vento conforme a altura.

2.2.1.1 Excentricidades na força do vento

Conforme Blessmann (1989, p. 15), por conta de efeitos de vizinhança, da incidência de ventos oblíquos e de turbulências no escoamento do vento, a distribuição de pressões na fachada dos edifícios pode apresentar assimetrias. Nessas situações, a distribuição desigual da pressão dinâmica no entorno da estrutura faz com que existam nessa esforços de torção, mesmo que se trate de uma estrutura idealmente simétrica (BOGGS *et al.*, 2000). Na Figura 4 abaixo, é exemplificado um caso de estrutura com forma externa regular e simétrica que, pela distribuição desigual de pressões, sofre ação de momento torsor:

Figura 4: momento torsor em estrutura de forma externa regular devido à distribuição desigual de pressões



(fonte: BOGGS *et al.*, 2000, p. 3)

A fim de considerar os efeitos de torção que surgem nas estruturas em função do vento agindo de forma oblíqua ou pelos efeitos de vizinhança, a NBR 6123 (ABNT, 2023) indica que sejam considerados, além da força de arrasto agindo de forma centrada na fachada dos edifícios de forma paralelepípedica, casos em que essa esteja agindo de forma excêntrica ao centro geométrico da estrutura (sendo esse, em edifícios paralelepípedicos de base retangular, o ponto correspondente ao centro em planta dos pavimentos) da seguinte maneira:

a) Edificações sem efeito de vizinhança: $e = 0,075L$ (7,5% da dimensão horizontal);

b) Edificações com efeito de vizinhança: $e = 0,15L$ (15% da dimensão horizontal).

Sendo:

e = distância de aplicação da força em relação ao eixo da estrutura (excentricidade);

L = dimensão horizontal da fachada perpendicular à ação do vento.

No entanto, como proposto por Carpeggiani (2004, p. 148) ao analisar dados obtidos em ensaios em túnel de vento, é razoável admitir o valor de 15% da dimensão horizontal para todos os casos, tendo em vista que o valor de 7,5% indicado pela norma pode, em algumas situações, gerar carregamentos menores do que os valores reais, sendo considerado contra a segurança.

2.3 COMBINAÇÕES DE AÇÕES

Dada a simultaneidade com que as diferentes ações que atuam em uma estrutura podem agir, é necessário considerar diferentes casos de carregamentos em que essas podem estar agindo com seus valores totais, ponderados ou, até mesmo, sendo desconsiderados. Por esse motivo, conforme disposto na NBR 6118 (ABNT, 2014), neste estudo foram consideradas combinações últimas normais para o estado-limite último (ELU) e combinações frequentes de serviço para o estado-limite de serviço (ELS).

2.3.1 Combinações últimas normais

As combinações últimas normais consideradas foram calculadas, para os diversos casos de carregamento considerados, de acordo com a equação 4 abaixo:

$$F_d = \sum_{i=1}^m \gamma_g F_{gi,k} + \gamma_q \left[F_{q1,k} + \sum_{j=2}^n \psi_{0j} F_{qj,k} \right] \quad (4)$$

Sendo:

F_d – valor de cálculo das ações para combinação última;

γ_g – coeficiente de ponderação das ações permanentes;

$F_{gi,k}$ – ação permanente i ;

m – quantidade de ações permanentes consideradas;

γ_q – coeficiente de ponderação das ações variáveis;

$F_{q1,k}$ – ação variável considerada como principal no caso estudado;

Ψ_0 – coeficiente ponderador das demais ações variáveis que considera a simultaneidade de atuação das ações;

$F_{qj,k}$ – ação variável j ;

n – quantidade de ações variáveis consideradas.

2.3.2 Combinações frequentes de serviço

Para as configurações frequentes de serviço, as ações foram combinadas de acordo com a equação 5 a seguir:

$$F_{d,ser} = \sum_{i=1}^m F_{gi,k} + \Psi_1 F_{q1,k} + \sum_{j=2}^n \Psi_{2j} F_{qj,k} \quad (5)$$

Sendo:

$F_{d,ser}$ – valor de cálculo das ações para combinações de serviço;

$F_{gi,k}$ – ação permanente i ;

m – quantidade de ações permanentes consideradas;

Ψ_1 – coeficiente ponderador da ação variável principal;

$F_{q1,k}$ – ação variável considerada como principal no caso estudado;

Ψ_2 – coeficiente ponderador das demais ações variáveis que considera a simultaneidade de atuação das ações;

$F_{qj,k}$ – ação variável j ;

n – quantidade de ações variáveis consideradas.

3 ESTABILIDADE GLOBAL DAS ESTRUTURAS

Neste capítulo, serão apresentados, em tópicos, os conceitos teóricos utilizados ao longo do desenvolvimento deste trabalho. Tais conceitos serviram de base para as decisões tomadas e para as análises realizadas, embasando as interpretações dos resultados que foram encontrados ao decorrer do estudo.

3.1 EFEITOS DE 1ª E 2ª ORDEM

Para compreender os efeitos aos quais as estruturas dos edifícios são submetidas, é importante conhecer a origem e causa destes. A NBR 6118 (ABNT, 2014) trata como efeitos de 1ª ordem os efeitos observados numa estrutura ao se realizar a análise de seu equilíbrio em sua configuração geométrica inicial. Por sua vez, os efeitos de 2ª ordem são efeitos que se somam aos de 1ª quando a análise do equilíbrio se dá considerando uma possível configuração deformada da estrutura, e são divididos em efeitos globais, locais e localizados. Em decorrência do foco deste trabalho no estudo da estabilidade global de edifícios, o principal entendimento necessário acerca dos efeitos de 2ª ordem se dá sobre os efeitos considerados globais, efeitos esses que são ocasionados em função do deslocamento horizontal dos nós da estrutura sob ação das cargas verticais e horizontais, ampliando o valor das solicitações nos elementos que a compõem.

3.2 ANÁLISE NÃO LINEAR

Ao realizar uma análise linear de uma estrutura qualquer, assume-se que esta apresenta uma reação linear diante dos carregamentos impostos em termos de deformações e tensões, por exemplo. Em estruturas de concreto armado, conforme Moser (2022, p. 43), existem dois principais fatores que geram a obrigatoriedade de se realizar análises não lineares: a alteração das propriedades dos componentes mecânicas do material, tida como não linearidade física (NLF), e a alteração na geometria inicial da estrutura, tida como não linearidade geométrica (NLG).

3.2.1 Não linearidade física

No que diz respeito à propriedade do concreto, a NBR 6118 (ABNT, 2014) sugere que seja empregado um diagrama tensão-deformação não linear. Essa característica implica a consideração de um módulo de elasticidade que não possui valor constante, e essa situação é denominada como a não linearidade física desse material. Além disso, conforme Wordell (2003, p. 28), outro aspecto relevante é a fissuração do concreto que decorre das solicitações, fazendo com que o momento de inércia das seções transversais dos elementos da estrutura seja menor do que o momento de inércia da seção íntegra.

Para a consideração da não linearidade física em estruturas de concreto armado reticuladas com no mínimo quatro pavimentos, a NBR 6118 (ABNT, 2014) permite que seja feita uma análise linear da estrutura com as rigidezes dos elementos estruturais reduzidas a fim de simular os efeitos previamente descritos da seguinte forma:

Lajes: $(EI)_{sec} = 0,3E_cI_c$

Vigas: $(EI)_{sec} = 0,4E_cI_c$ para $A_s' \neq A_s$

$(EI)_{sec} = 0,5E_cI_c$ para $A_s' = A_s$

Pilares: $(EI)_{sec} = 0,8E_cI_c$

Sendo:

A_s – Armadura em tração;

A_s' – Armadura em compressão;

E_c – Módulo de elasticidade do concreto;

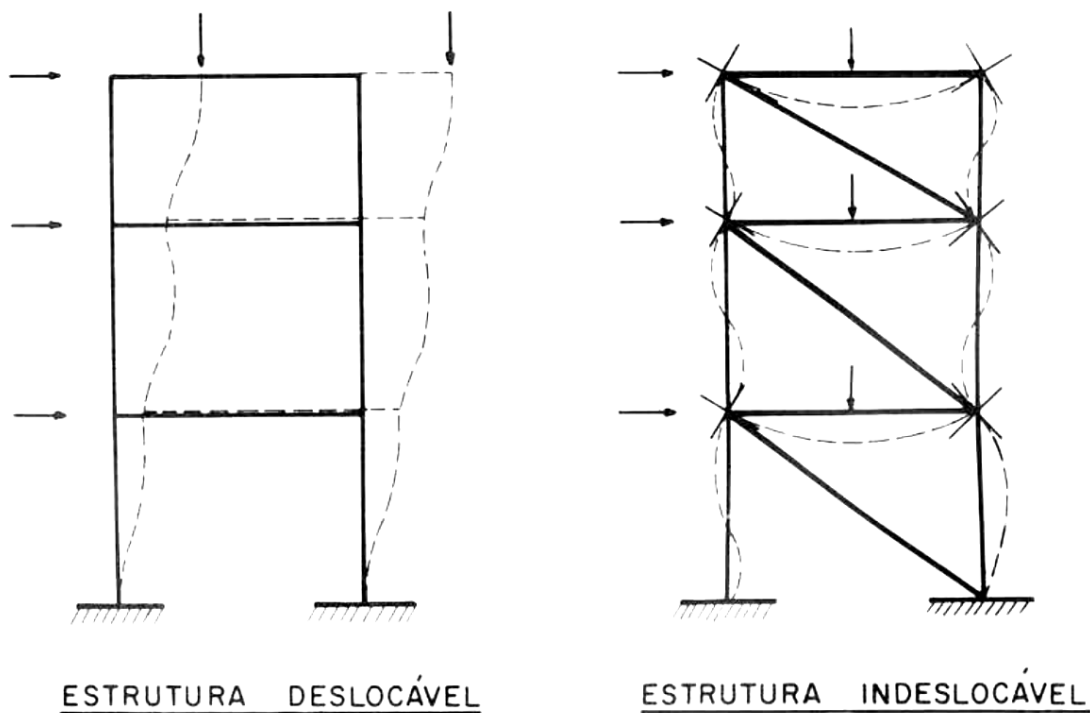
I_c – Momento de inércia da seção bruta de concreto, incluindo mesas colaborantes, se existirem.

3.2.2 Não linearidade geométrica

A não linearidade geométrica da estrutura está relacionada ao deslocamento dos seus nós diante dos carregamentos que nela atuam. A partir da aparição desses deslocamentos, surgem excentricidades nas cargas verticais que não se fazem presentes na configuração inicial indeformada, gerando assim acréscimos nas solicitações que configuram os efeitos de 2ª ordem descritos previamente.

Quanto à necessidade da consideração dos esforços de 2ª ordem na análise da estabilidade global da estrutura, a NBR 6118 (ABNT, 2014) define que tais efeitos podem ser desprezados quando não representarem acréscimos superiores a 10% dos respectivos esforços de 1ª ordem, classificando as estruturas com essa característica como de nós fixos, e as demais como de nós móveis. Na Figura 5 abaixo, é ilustrada a comparação da análise entre uma estrutura dita deslocável (nós móveis) e uma indeslocável (nós fixos):

Figura 5: representação de uma estrutura deslocável ou indeslocável



(fonte: FUSCO, 1981, p. 233)

3.3 COEFICIENTE γ_z

Proposto por Franco e Vasconcelos (1991), o coeficiente γ_z nada mais é do que a razão entre os esforços finais em uma estrutura (considerando já a parcela de efeitos de 2ª ordem) e os de 1ª ordem observados. Dessa forma, o intuito de se determinar o valor desse coeficiente vai desde saber a magnitude dos esforços de 2ª ordem perante os de 1ª até determinar, de fato, quais são esses esforços.

3.3.1 Determinação do coeficiente γ_z

Considerando uma estrutura que esteja sob a ação de cargas horizontais que gerem um momento de 1ª ordem M_1 em relação à base e um deslocamento horizontal dos seus nós, é esperado que surja um acréscimo ΔM_1 proveniente da ação das cargas verticais combinadas com os deslocamentos obtidos. No entanto, caso se trate de uma estrutura estável, essa situação se repete sucessivamente, somando-se parcelas ΔM_i cada vez menores até que a estrutura como um todo se estabilize em uma configuração deformada final. Diante disso, é esperado que proveniente do acréscimo de momento ΔM_1 surja um acréscimo ΔM_2 , e assim sucessivamente até que a estrutura se estabilize. Dessa forma, é possível afirmar que o momento final M_2 em uma estrutura é a soma do momento de 1ª ordem M_1 com os acréscimos gerados a cada sucessão de efeitos conforme a equação 6 a seguir:

$$M_2 = M_1 + \Delta M_1 + \Delta M_2 + \Delta M_3 + \dots + \Delta M_n \quad (6)$$

Partindo do pressuposto de que a razão entre um acréscimo de momento ΔM_{i+1} e o momento ΔM_i da qual é proveniente é constante, é possível fazer a seguinte afirmação:

$$r = \frac{\Delta M_1}{M_1} = \frac{\Delta M_2}{\Delta M_1} = \frac{\Delta M_3}{\Delta M_2} = \frac{\Delta M_{i+1}}{\Delta M_i} \quad (7)$$

Substituindo a equação 7 em 6, tem-se que o momento final M_2 caracteriza a soma de uma progressão geométrica de razão r com a seguinte forma:

$$M_2 = M_1 + rM_1 + r^2M_1 + r^3M_1 + \dots + r^nM_1 = \frac{M_1(1 - r^n)}{1 - r} \quad (8)$$

Por fim, considerando $r < 1$, tem-se:

$$M_2 = \lim_{n \rightarrow \infty} \frac{M_1(1 - r^n)}{1 - r} = \frac{M_1}{1 - r} \quad (9)$$

$$\gamma_z = \frac{M_2}{M_1} = \frac{1}{1 - r} \quad (10)$$

3.3.2 Utilização conforme NBR 6118:2014

De acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2014), a utilização do coeficiente γ_z é válida para estruturas reticuladas de, no mínimo, 4 pavimentos, devendo ser determinado para cada caso de carregamento de acordo com a seguinte expressão:

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{1,tod,d}}}$$

Sendo:

$M_{1,tod,d}$ = momento de tombamento, sendo a soma dos momentos gerados por todas as forças horizontais de uma determinada combinação em relação à base da estrutura;

$\Delta M_{tot,d}$ = soma dos momentos gerados pelas cargas verticais atuantes ao serem aplicadas na posição deslocada de seus respectivos pontos de aplicação.

Ao ser determinado o valor do coeficiente γ_z , a NBR 6118 (ABNT, 2014) permite que seja realizada uma determinação aproximada dos valores dos esforços globais finais em uma estrutura, isto é, a soma dos efeitos de 1ª e 2ª ordem, a partir da majoração dos esforços horizontais pelo valor de $0,95\gamma_z$.

No entanto, o uso dessa metodologia é válido ou não em função dos valores de γ_z obtidos da seguinte forma:

- a) $\gamma_z \leq 1,1$ – dispensa-se a consideração dos esforços globais de 2ª ordem (estrutura de nós fixos);
- b) $1,1 < \gamma_z \leq 1,3$ – majora-se os esforços horizontais por $0,95\gamma_z$;
- c) $\gamma_z > 1,3$ – não é permitida a utilização do coeficiente para a determinação dos esforços globais, sendo necessário utilizar métodos mais rigorosos.

Conforme Moncayo (2011, p. 40), ao se utilizar o coeficiente γ_z , os deslocamentos horizontais provenientes da ação das cargas verticais não são levados em conta ao se determinar a magnitude dos esforços de 2ª ordem, e esse é, aparentemente, o entendimento do TQS, *software* de análise utilizado neste estudo. No entanto, o item 15.5.3 da NBR 6118:2014 diz que o coeficiente deve ser calculado para todos os casos de carregamentos, e uma vez que

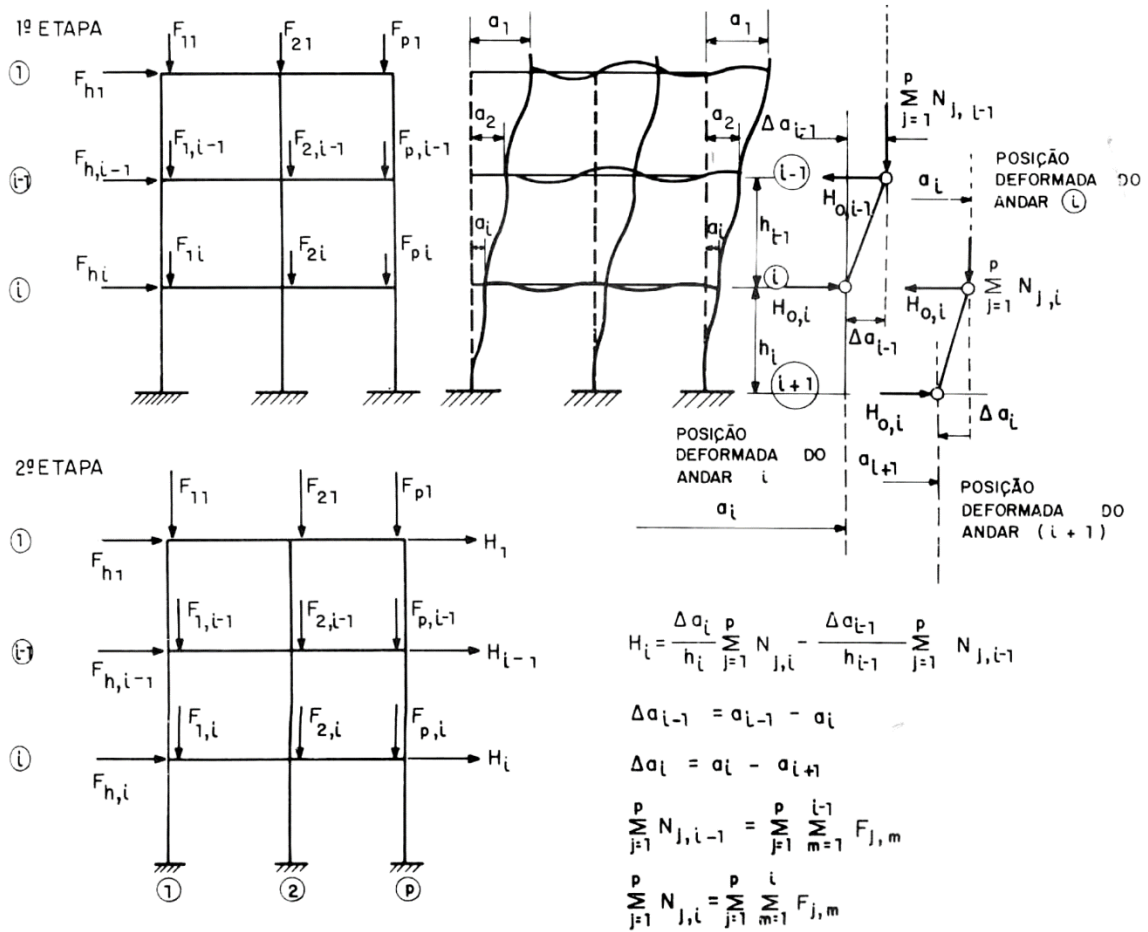
esses sejam formados por ações verticais e horizontais, pode-se entender que há a necessidade em considerar a parcela de deslocamento horizontal causada por qualquer uma das ações presentes na composição, inclusive as verticais. Tais deslocamentos são provocados por diversos fatores, e entre eles se destacam a falta de simetria das edificações, seja em termos de planta arquitetônica ou apenas da distribuição assimétrica dos elementos estruturais, levando à uma distribuição assimétrica de rigidez. Por isso, o *software* TQS disponibiliza um segundo parâmetro, denominado FAVt, que é calculado da mesma forma que o γ_z , mas considerando também os deslocamentos provenientes da ação das cargas verticais.

3.4 CÁLCULO RIGOROSO DE PÓRTICOS HIPERESTÁTICOS

Dada a relevância de se realizar uma análise precisa que leve em conta a não linearidade geométrica das estruturas, por vezes é necessário utilizar um método rigoroso que promova a obtenção de resultados precisos que considerem a existência de efeitos de 2ª ordem em situações diversas. Como proposto por Fusco (1981, p. 368), para casos de múltiplos pórticos com barras perpendiculares entre si, pode-se desenvolver um processo de cálculo que seja suficientemente rigoroso e programável, tendo assim viabilidade prática. O autor sugere que o processo se desenvolva por aproximações sucessivas, iniciando como uma análise linear de 1ª ordem através da qual são determinados os deslocamentos horizontais dos diferentes pavimentos que constituem a estrutura. Em uma segunda etapa, os efeitos de 2ª ordem causados pelo deslocamento da estrutura na etapa anterior são já levados em conta, mas através de forças suplementares implementadas ao modelo. Dessa forma, pode-se analisar novamente a estrutura em sua configuração inicial, pois o intuito das forças suplementares é simular, como efeitos de 1ª ordem equivalentes, os efeitos de 2ª ordem encontrados.

A Figura 6 a seguir ilustra as etapas do processo, que são repetidas até o valor dos deslocamentos encontrados e das forças suplementares convergirem a valores finitos:

Figura 6: cálculo rigoroso de pórticos hiperestáticos



(fonte: FUSCO, 1981, p. 369)

Nos programas de análise, um método que considera a existência dos efeitos de 2ª ordem globais de forma semelhante ao citado é empregado através do processo chamado P-Delta, que foi utilizado nas análises apresentadas neste estudo. Ainda que a NBR 6118 (ABNT, 2014) permita a utilização de metodologias mais simples em alguns casos, como o uso do coeficiente γ_z , os aspectos específicos de torção não são completamente considerados por esse coeficiente.

Ao considerar a estrutura de um edifício em que a distribuição das cargas verticais seja uniforme ao longo dos pavimentos e que a planta e estrutura sejam simétricas em relação ao eixo vertical (passando este pelo centro geométrico e pelo centro de torção que, dadas as considerações, são coincidentes), quando esta sofre torção pela ação de uma força de arrasto excêntrica, os pavimentos giram em torno do centro de torção, fazendo com que alguns pontos tenham o deslocamento horizontal de flexão (translação do pavimento na direção do

vento incidente) aumentado pelos efeitos de torção (rotação do pavimento), e outros, diminuído, aumentando o valor dos efeitos de segunda ordem das cargas verticais em alguns pontos e diminuindo em outros, gerando um mecanismo de compensação que tende a manter o valor do coeficiente γ_z inalterado entre as situações com força de arrasto centrada e excêntrica. Quando a distribuição de cargas verticais não é uniforme e o pavimento e a estrutura não apresentam simetria, o mecanismo de compensação descrito anteriormente não anula, mas atenua os efeitos percebidos pelo coeficiente γ_z .

Por essa razão, especialmente em casos nos quais os deslocamentos provenientes do efeito de rotação da estrutura apresentem valores representativos, os efeitos de 2ª ordem por eles gerados não seriam completamente englobados por abordagem baseadas no coeficiente γ_z (ANDRADE, NÓBREGA; 2021), motivando a decisão do método a ser empregado neste estudo.

Diferente do coeficiente γ_z , ao se realizar a análise de uma estrutura via processo P-Delta, não há nenhum coeficiente normativo que sirva de parâmetro para avaliar a magnitude dos esforços de 2ª ordem em relação aos de 1ª. Por esse motivo, o *software* TQS disponibiliza um parâmetro denominado RM2M1, que é calculado após terem sido determinados os esforços finais da estrutura pela análise não linear geométrica via processo P-Delta, a partir da razão entre os esforços de 2ª e 1ª ordem (razão entre os momentos gerados pelas cargas verticais em função dos deslocamentos horizontais dos seus pontos de aplicação e os momentos gerados pelas cargas horizontais de vento em relação à base, em formulação similar à do coeficiente γ_z).

3.5 EFEITOS DE TORÇÃO EM EDIFÍCIOS

Conforme Carpeggiani (2004, p. 26), nota-se efeitos de torção oriundos da ação do vento na grande maioria dos edifícios de formas convencionais, e diversas são as causas que influenciam nessa ocorrência. Moser (2022, p. 30) admite, entre as possíveis causas para a existência dos efeitos de torção, os seguintes fatores:

- a) Forças horizontais assimétricas causadas por efeitos de vizinhança;
- b) Incidência oblíqua do vento em relação ao plano da fachada;

- c) Assimetria dos elementos do sistema de contravento em relação ao centro geométrico da estrutura.

3.5.1 Centro de torção

Conforme proposto por Gustafsson e Hehir (2005, p. 81), a torção na estrutura se dá através de um momento torsor (nesse caso, gerado pelas cargas de vento) aplicado sobre um eixo vertical da estrutura, causando seu giro em torno de um ponto definido como centro de torção (CT), centro de rotação (CR) ou centro elástico (CE). A posição do CT, de maneira simplificada, pode ser determinada da seguinte forma:

$$x_{CT} = \frac{\sum_{i=1}^n (k_{y,i} \cdot x_{CT,i})}{\sum_{i=1}^n k_{y,i}}$$

$$y_{CT} = \frac{\sum_{i=1}^n (k_{x,i} \cdot y_{CT,i})}{\sum_{i=1}^n k_{x,i}}$$

Sendo:

x_{CT} e y_{CT} – coordenadas x e y do centro de torção da estrutura;

$x_{CT,i}$ e $y_{CT,i}$ – coordenadas x e y do centro de torção de um elemento de contraventamento i;

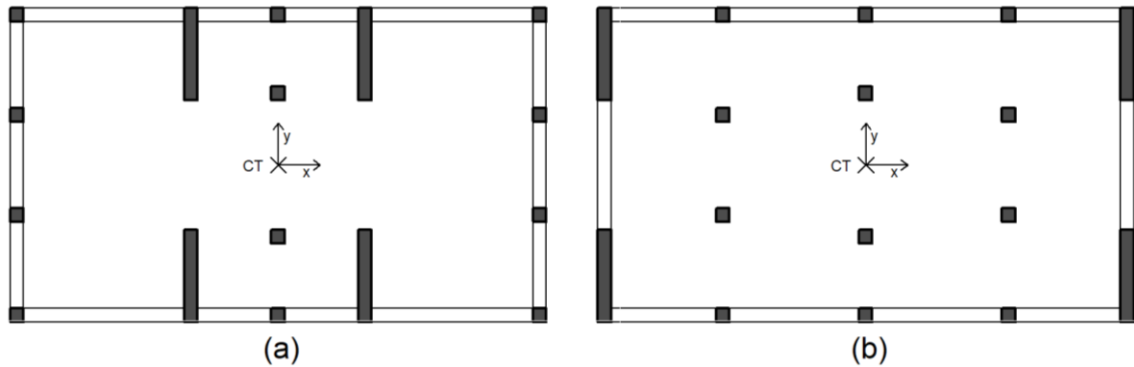
$k_{x,i}$ e $k_{y,i}$ – rigidez na direção x e y de um elemento de contraventamento i;

n = número de elementos de contravento.

A determinação da posição do centro de torção ou, ao menos, o entendimento acerca do seu conceito (já que grande parte dos *softwares* comerciais de projeto não dispõe da funcionalidade de determinar sua posição), é um relevante passo ao se conceber estruturas funcionais e seguras, tendo em vista que a eficiência do sistema de contraventamento perante o giro da estrutura está diretamente ligada ao produto da rigidez de cada componente pela sua distância ao quadrado até o centro de torção (MOSER, 2022 *apud* ZALKA, 2002). Da mesma forma, a magnitude do momento torsor depende da distância da linha de aplicação da força de arrasto em relação a posição do CT, denominada braço de torção. Na Figura 7 abaixo, pode-se observar duas estruturas com a mesma quantidade de pilares, tendo a estrutura (a) menos resistência à torção do que a estrutura (b) pelo fato de, na segunda, os elementos de maior

participação no contravento estarem mais afastados do CT, isto é, possuírem maior braço de torção:

Figura 7: estruturas com pilares iguais e rigidez torcional distinta



(fonte: elaborado pelo autor)

Em estruturas nas quais a disposição dos elementos de contravento se dá de forma simétrica em relação ao centro geométrico dos pavimentos, o que seria a situação ideal, a posição do centro de torção dos pavimentos coincide com a posição do centro geométrico. Se um projetista considerar que a força de arrasto age apenas sobre o centro geométrico, isto é, ignorar a recomendação da NBR 6123 (ABNT, 2023) acerca da consideração de excentricidades, não se notaria nenhuma rotação dos pavimentos ou torção presente na estrutura, uma vez que não existiria braço de torção e, por consequência, não haveria momento torsor.

4 METODOLOGIA E MODELOS DE ESTUDO

Neste capítulo, são analisados os diferentes modelos estruturais propostos e discutidos os resultados obtidos para cada um deles, apresentando os conceitos utilizados nas tomadas de decisão e avaliando o comportamento da estrutura em relação à expectativa de comportamento. Para essa finalidade, foi feita inicialmente a definição de um modelo tido como modelo-base, no qual são atendidos todos os critérios normativos relacionados ao estado-limite último e ao estado-limite de serviço em relação a flechas verticais nos pavimentos, mas sem a preocupação em atender ao estado-limite de deformações excessivas no requisito de deslocamento horizontal máximo. Tal definição se deu com o intuito de, a seguir, propor outros modelos com distintas soluções cujos deslocamentos atendam a esse critério, e assim realizar uma análise comparativa entre as soluções encontradas. Tais modelos gerados a partir do modelo-base foram denominados modelos-solução, e em todas as configurações analisadas o modelo estrutural realizado no *software* foi formado por um pórtico espacial constituído de barras que simulam as vigas e os pilares, com o efeito de diafragma rígido das lajes sendo considerado. Nas lajes, apenas os efeitos gerados pelas ações verticais foram levados em conta, com seus respectivos esforços resultantes sendo transferidos na forma de cargas para o pórtico espacial. No TQS, *software* utilizado neste estudo, tal modelo de análise é denominado modelo IV.

O modelo-base tem seu sistema de contraventamento composto apenas por pórticos formados por vigas e pilares, tendo sido os pilares posicionados com sua maior rigidez contribuindo na direção em que pórticos resistentes possuem a menor quantidade de prumadas e que a força de arrasto é maior. Além disso, visando o menor consumo de concreto possível, esse modelo foi otimizado para ter as menores seções transversais de pilares possíveis que atendessem ao ELU, dentro de certas restrições, como considerar mais de um pavimento com a mesma seção transversal (possibilitando a reutilização das fôrmas) e uma busca por estabelecer a estrutura de maneira simétrica em relação aos eixos centrais dos pavimentos.

Os 4 modelos-solução foram concebidos utilizando apenas estruturas aporticadas ou uma combinação de estruturas aporticadas e núcleo rígido. Nesses modelos, alguns pilares tiveram sua orientação e dimensões alteradas, tendo seções constantes ao longo de toda a altura do edifício, enquanto os demais elementos permaneceram com suas dimensões mínimas

definidas no modelo-base. Ainda que no modelo de pórtico espacial utilizado nas análises a dimensão das vigas tenha influência na rigidez total dos pórticos, optou-se por comparar apenas as mudanças causadas por alterações de dimensão e posicionamento em pilares.

Para todas as configurações de estrutura, foram consideradas as seguintes características:

- a) Peso específico do concreto: $\gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$;
- b) Coeficiente de Poisson: $\nu = 0,2$;
- c) Resistência característica do concreto à compressão: $f_{ck} = 40 \text{ MPa}$;
- d) Módulo de deformação tangente inicial: $E_{ci} = 37417 \text{ MPa}$;
- e) Distância entre pavimentos consecutivos: $H_i = 3,50 \text{ m}$;
- f) Condição de contorno: pilares engastados na fundação ao nível do subsolo.

Embora o emprego de um f_{ck} mais baixo levasse a um valor menor de módulo de elasticidade (inicial ou secante), maximizando os efeitos de segunda ordem, optou-se por utilizar um valor compatível com o atualmente utilizado no mercado para edifícios da altura proposta neste estudo.

4.1 MODELO-BASE

4.1.1 Planta arquitetônica

Como o presente trabalho visa o estudo de estruturas nas quais os deslocamentos horizontais causados pelo vento sejam significativos, bem como os efeitos de segunda ordem, é interessante que o edifício estudado tenha cargas verticais significativas, apontando para uma topologia de edifício comercial ao invés de residencial. Além disso, em edifícios residenciais, é comum que a estrutura seja, por vezes, limitada ao que o projeto arquitetônico demanda, impedindo certas decisões na concepção da estrutura, tornando tal tipologia menos interessante para o estudo proposto.

Por essas razões, para ampliar a magnitude dos deslocamentos horizontais causados pelo vento e os efeitos de segunda ordem deles resultantes e para possibilitar variadas soluções estruturais para uma mesma arquitetura, optou-se por adotar uma planta arquitetônica

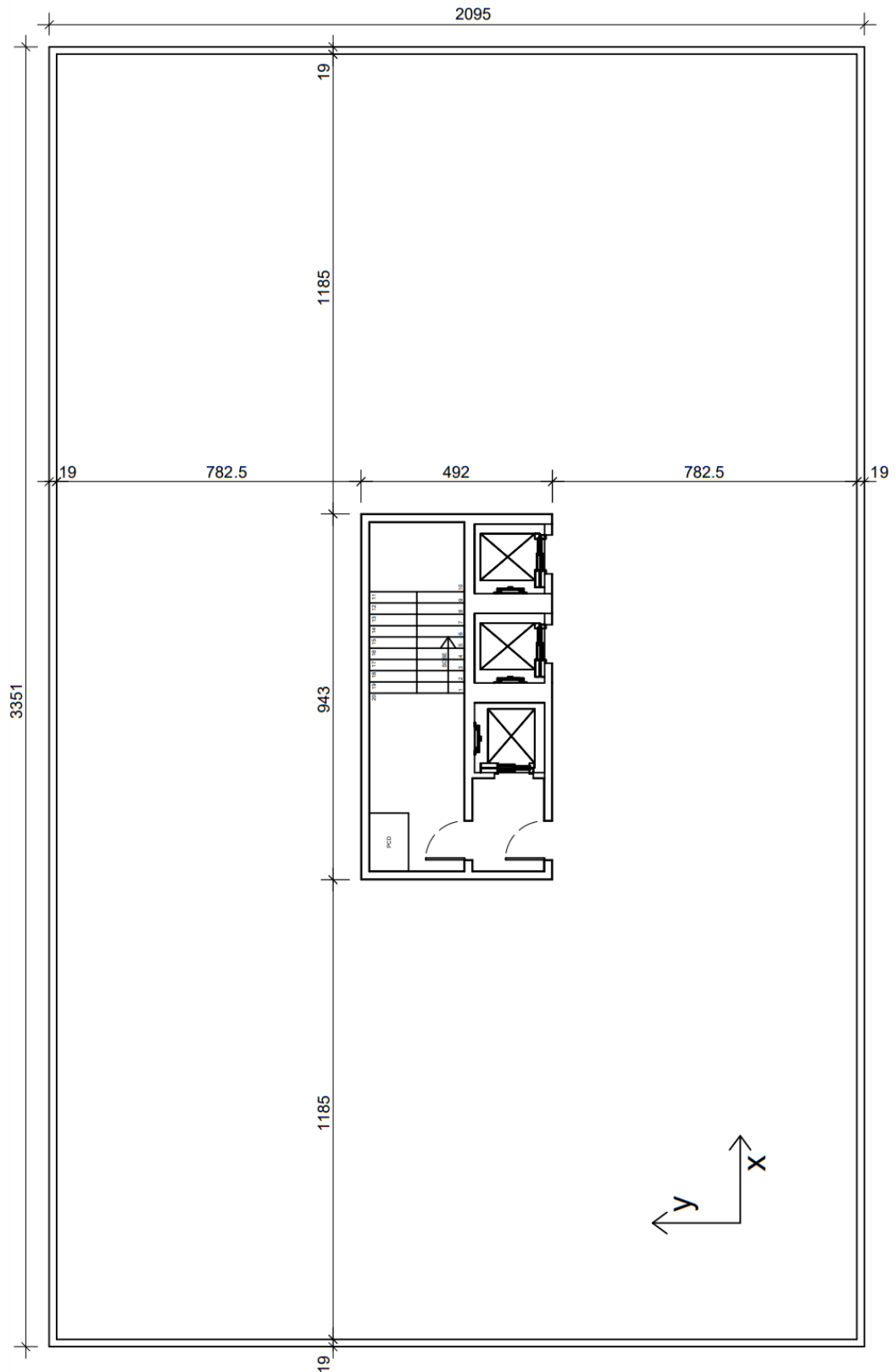
idealizada de edifício comercial tipo loja com pavimentos abertos de planta livre, isto é, com a ausência de divisórias internas. As dimensões externas da planta, por sua vez, foram arbitradas de forma que tornassem possível variar o vão entre pilares e, conseqüentemente, a quantidade de pórticos, criando a opção de analisar estruturas com mais pórticos e vãos menores ou menos pórticos e vãos maiores.

Com o intuito de tornar a arquitetura a mais realista possível e possibilitar soluções estruturais com a utilização de núcleos rígidos, foi também idealizado um núcleo vertical composto pela escada enclausurada com paredes corta-fogo e elevadores. As únicas paredes presentes na planta são as externas, de vedação da fachada, e as do fechamento do núcleo, fazendo a separação da caixa da escada e elevadores do restante do pavimento. Por fins de praticidade, todas as paredes foram consideradas como compostas por blocos cerâmicos com a espessura de 14 centímetros e espessura acabada, com revestimentos, de 19 cm.

No topo do edifício, foi também considerada a existência de uma casa de máquinas dos elevadores presente ao nível da cobertura, considerada com acesso apenas para manutenção, e sobre ela a presença de reservatórios superiores com capacidade conjunta de 100 m³. Ao todo, o edifício é composto por um pavimento subsolo de garagens, vinte pavimentos tipo de uso comercial, o pavimento cobertura/casa de máquinas, o piso e o forro do reservatório. Contudo, optou-se por realizar a modelagem da estrutura, por fins práticos, até o nível da cobertura, considerando os elementos acima dessa apenas como um acréscimo de carga no modelo, simplificando os passos subsequentes (como a determinação de coeficientes de arrasto, por exemplo) ao manter a forma externa da estrutura como um prisma regular de base retangular.

A planta arquitetônica dos pavimentos tipo pode ser observada na Figura 8 a seguir:

Figura 8: planta arquitetônica dos pavimentos tipo



(fonte: elaborado pelo autor)

4.1.2 Ações verticais

Tratando-se de um edifício cuja finalidade considerada é o uso por lojas comerciais, para a carga acidental distribuída nas lajes dos pavimentos tipo, conforme NBR 6120 (ABNT, 2019), foi adotado o valor de 4 kN/m². Como carga permanente de revestimentos de piso e forro nos pavimentos tipo, considerou-se 1,5 kN/m².

Para as paredes, considerando a composição de bloco cerâmico vazado de 14 centímetros com revestimento total de 5 centímetros de argamassa de cal, cimento e areia, e tendo como base o peso específico dos materiais proposto pela NBR 6120 (ABNT, 2019), a carga de parede adotada foi de 2,05 kN/m².

Na casa de máquinas, adotou-se a carga acidental proposta pela NBR 6120 (ABNT, 2019) para casos de elevador de passageiros com velocidade maior do que 1,0 m/s, cujo valor é de 50 kN/m². Como carga permanente, o valor foi de 1,5 kN/m² como nos pavimentos tipo.

Na cobertura, considerando a necessidade de executar impermeabilização, a carga permanente adotada foi de 2,0 kN/m², com carga acidental de 1 kN/m² conforme proposto pela NBR 6120 (ABNT, 2019).

4.1.3 Ações horizontais

Como ações horizontais atuantes na estrutura, admitiu-se apenas a força de arrasto do vento de acordo com os valores encontrados através da metodologia proposta pela NBR 6123 (ABNT, 2023). Para tal, as seguintes características, que levam em consideração a forma, localização geográfica e uso final do edifício, foram consideradas:

- a) Tipo de terreno: plano ou fracamente acidentado: $S_1 = 1$;
- b) Velocidade básica do vento: $V_k = 45$ m/s;
- c) Regime de escoamento: baixa turbulência;
- d) Classe: C (maior dimensão da superfície frontal excede 50 m);
- e) Categoria: IV (terreno coberto por obstáculos pouco espaçados);
- f) Grupo: 2 (edificação para comércio): $S_3 = 1$;
- g) Excentricidade da força de arrasto: 15%.

O cálculo dos coeficientes de arrasto e da área frontal efetiva do edifício é feito automaticamente por rotinas presentes no *software* utilizado, sendo papel do usuário apenas definir as características a serem consideradas na análise. Tais rotinas reproduzem os resultados constantes no ábaco da NBR 6123 (ABNT, 2023) para a força de arrasto em edificações paralelepípedicas de planta retangular. Nessa etapa, definiu-se que a área frontal efetiva do edifício é a região compreendida entre o nível do primeiro pavimento tipo e o topo da cobertura, tendo em vista que o subsolo se encontra abaixo do nível do terreno e desprezando, por fins práticos, a contribuição do volume superior do reservatório. Além dos pontos já citados, optou-se por considerar vento de baixa turbulência para, propositalmente, gerar efeitos mais significativos provenientes das cargas horizontais.

4.1.4 Concepção da estrutura

Após definidas a planta arquitetônica e as cargas a serem utilizadas, deu-se início ao lançamento dos elementos estruturais. Nesse primeiro momento, tendo em vista a necessidade e o objetivo de estabelecer um modelo a ser utilizado como base para as análises futuras, fez-se necessário definir determinados critérios e padrões de geometria dos elementos que compõem a estrutura. Dentre os critérios estabelecidos, destaca-se o de desconsiderar decisões que normalmente são tomadas visando uma maior facilidade executiva das estruturas, ou até mesmo uma melhor compatibilidade com outros projetos que compõem a edificação, como os projetos hidrossanitários e elétricos. Tais decisões acabam por alterar a configuração do projeto estrutural sem que as razões pelas quais são tomadas sejam as discutidas neste estudo ou embasadas pelos conceitos aqui propostos, podendo assim comprometer as análises realizadas. Além disso, a configuração de vagas de veículos no pavimento correspondente ao subsolo foi desconsiderada no lançamento do sistema estrutural, uma vez que tal consideração muito frequentemente leva a malhas de 5 m x 5 m, 5 m x 7,5 m, 7,5 m x 7,5 m, 5 m x 10 m, 7,5 m x 10 m ou 10 m x 10 m. Assim, também o subsolo foi considerado um pavimento aberto de planta livre, com a configuração das vagas para os veículos subordinada ao lançamento estrutural, e não o contrário.

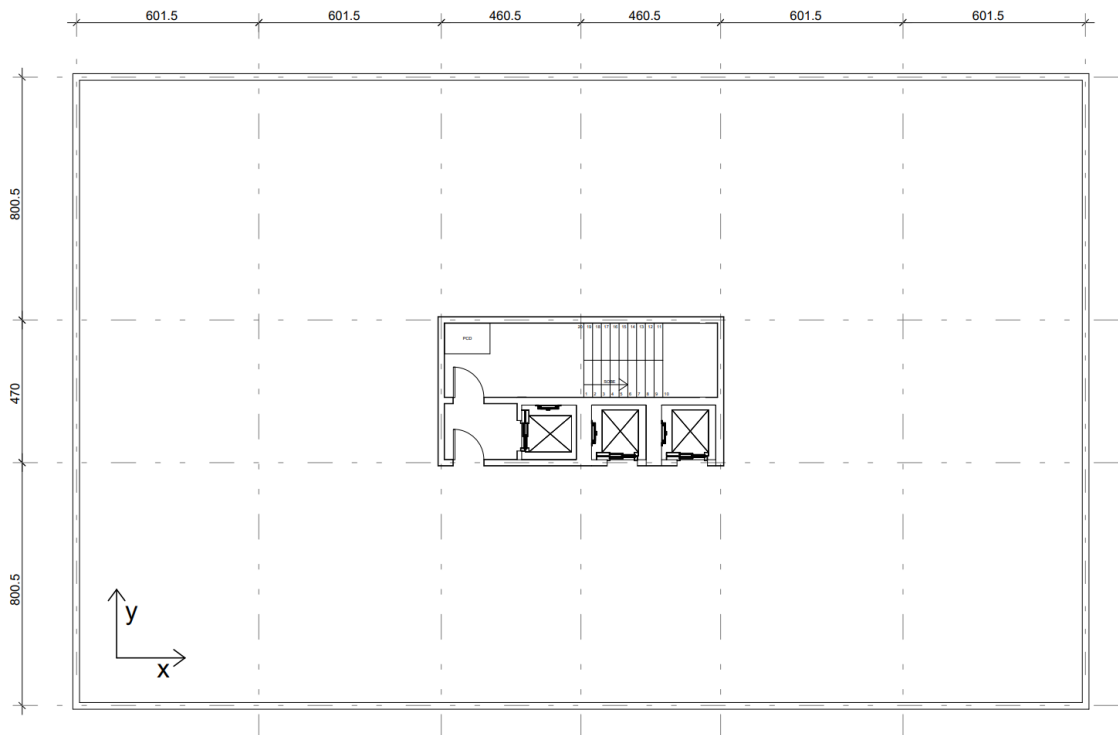
O modelo-base foi estabelecido considerando a estrutura de menor volume de concreto que atendesse às prescrições normativas referentes ao dimensionamento no estado-limite último. Por essa razão, optou-se por buscar seções que fossem as menores possíveis, tendo como

consequência taxas mais altas de armadura (limitadas a um máximo de 4% conforme prescrição da NBR 6118:2014), menor rigidez da estrutura e maiores deslocamentos horizontais. A opção por tal configuração é permitir a comparação em termos de quantitativos e custos com os modelos-solução dela derivados, nos quais também se buscou as menores seções possíveis que atendessem tanto ao ELU quanto ao estado-limite de serviço de deformações excessivas. Outras opções, como tentar manter fixa uma determinada taxa de armadura em todos os componentes estruturais, resultaria em um processo de análise e otimização por demais trabalhoso, e deixar o tamanho das seções transversais livre, como uma opção do projetista, tornaria impossível a comparação entre soluções, mesmo considerando que as soluções foram desenvolvidas por um mesmo projetista.

4.1.4.1 Definição da orientação dos pórticos

Em um primeiro momento, determinou-se a quantidade e orientação em planta dos pórticos, optando por utilizar uma opção em que os vãos das vigas e lajes não ficassem demasiado grandes. Para tal, definiu-se o espaçamento entre eixo dos pórticos conforme disposto na Figura 9 abaixo:

Figura 9: espaçamento entre eixos dos pórticos



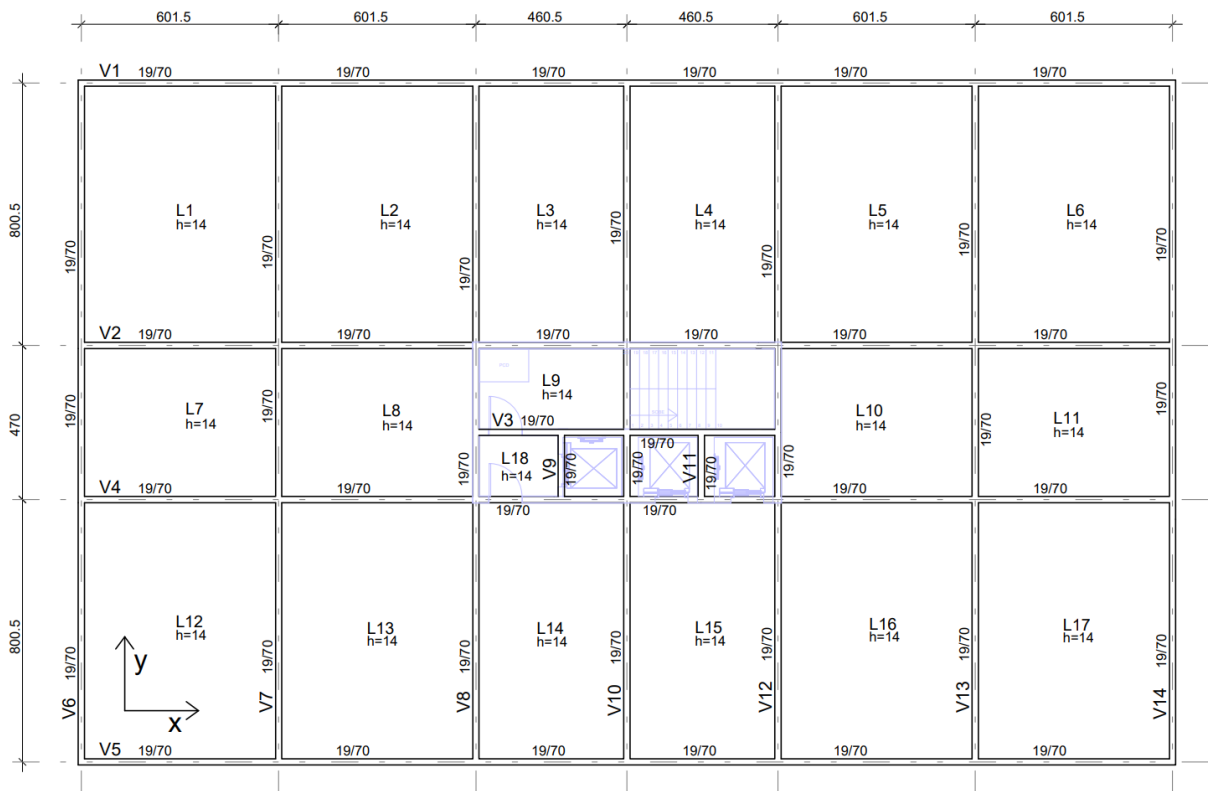
(fonte: elaborado pelo autor)

A planta básica utilizada permitiria ainda, entre outras, uma opção com espaçamento entre pórticos de aproximadamente 4 m nas direções x e y, nas regiões abaixo, acima, à esquerda e à direita do núcleo de circulação vertical, conforme mostrado na Figura 9. Tal configuração não foi utilizada no presente trabalho, ficando como uma possibilidade para trabalhos futuros.

4.1.4.2 Definição das vigas e lajes

Unindo os pontos de interseção dos eixos dos pórticos, criou-se as malhas de vigas que dividem os pavimentos e sustentam as lajes. Em razão dos vãos consideravelmente grandes e das cargas consideradas, adotaram-se lajes maciças de 14 centímetros de espessura e vigas de seção retangular de 19 cm de base e 70 cm de altura. Tanto a altura das vigas quanto a das lajes foram determinadas visando as menores dimensões possíveis para esses elementos sem que houvesse problemas como flechas verticais excessivas nos pavimentos, atendendo aos critérios de estado-limite de serviço de deslocamentos em elementos estruturais propostos pela NBR 6118:2014. A disposição das vigas e lajes pode ser observada na Figura 10 abaixo:

Figura 10: disposição das vigas e lajes do pavimento tipo



(fonte: elaborado pelo autor)

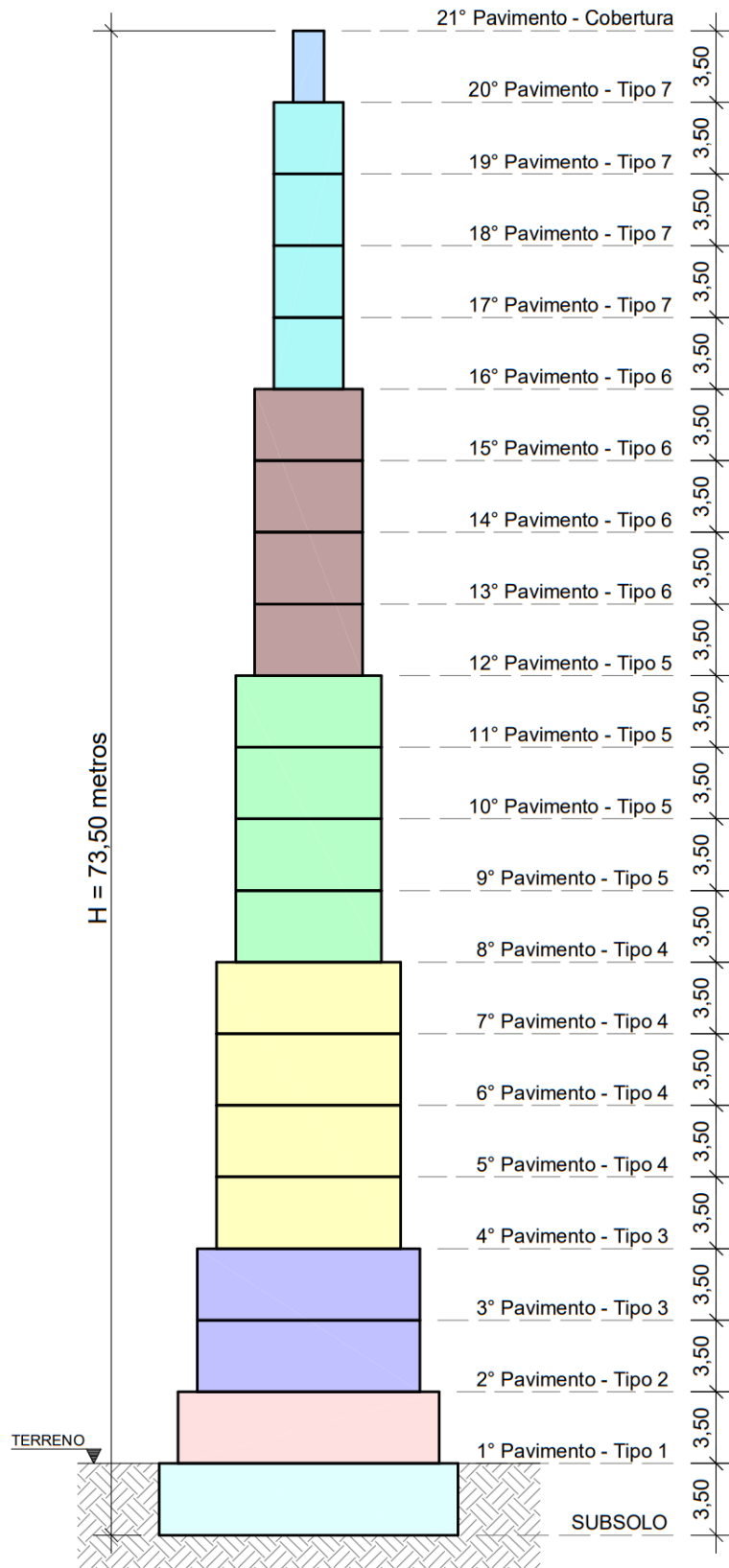
4.1.4.3 Definição dos pilares

Posicionados em todos os pontos de interseção dos eixos escolhidos para os pórticos, os pilares foram definidos no modelo-base como tendo a maior dimensão da seção transversal na direção do eixo Y da Figura 10. Para atender o critério de seções transversais mínimas (mínimo volume de concreto), cada pilar tem uma seção transversal diferente, respeitando a simetria em relação aos eixos X e Y centrais do pavimento. Além de seções diferentes entre pilares, a seção foi alterada diversas vezes em um mesmo pilar ao longo de seu desenvolvimento a cada, no máximo, 4 pavimentos, tendo como referência composições de custo de fôrmas para estruturas de concreto armado presentes em caderno técnico do Sistema Nacional de Pesquisa de Custos e Índices da Construção Civil (SINAPI), nas quais as fôrmas de compensado resinado podem ser utilizadas 4 vezes. As trocas de seção dos pilares foram realizadas de acordo com o seguinte padrão:

- a) Piso do pavimento térreo (tipo 1): primeira troca de seção (1 repetição);
- b) Piso do segundo pavimento (tipo 2): segunda troca de seção (1 repetição);
- c) Piso do quarto pavimento (tipo 3): terceira troca de seção (2 repetições);
- d) Piso do oitavo pavimento (tipo 4): quarta troca de seção (4 repetições);
- e) Piso do décimo segundo pavimento (tipo 5): quinta troca de seção (4 repetições);
- f) Piso do décimo sexto pavimento (tipo 6): sexta troca de seção (4 repetições);
- g) Piso do vigésimo pavimento (tipo 7): sétima e última troca de seção (4 repetições).

A Figura 11 a seguir representa um detalhe das 7 trocas de seção dos pilares, que implica a existência de 8 seções diferentes, na qual é possível observar em quais dos pavimentos houve variação nas dimensões de tais elementos, conforme descrito anteriormente.

Figura 11: detalhe das trocas de seções dos pilares

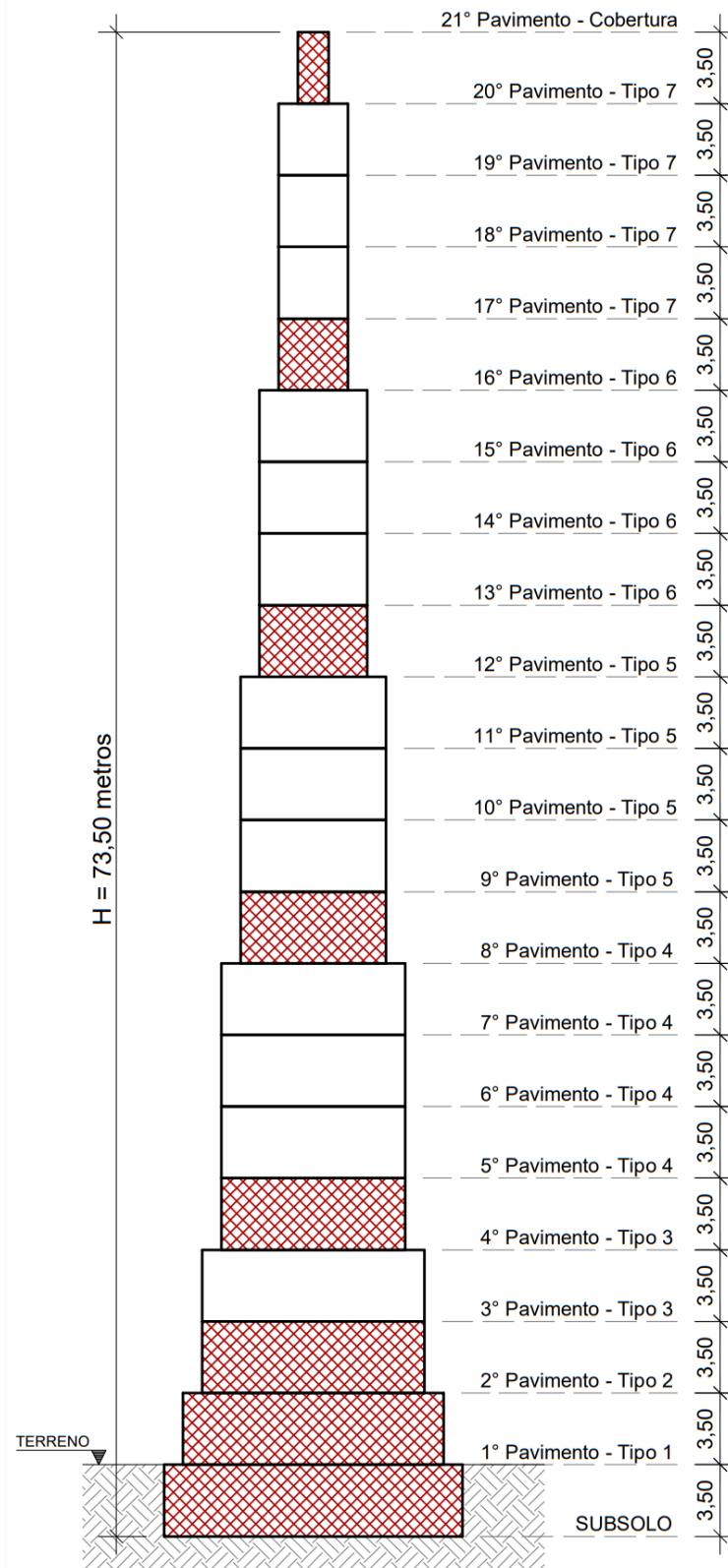


(fonte: elaborado pelo autor)

Partindo de seções iniciais estabelecidas com um pré-dimensionamento que considerou as cargas atuantes e o posicionamento dos pilares em planta, isto é, se estão posicionados nas faces, em cantos ou na parte interna do pavimento, foram realizadas em torno de 25 iterações até encontrar a configuração ideal para as características desejadas. Ao longo das iterações, foram alteradas a dimensão de um ou mais pilares a fim de aumentar ou diminuir a taxa de armadura, de acordo com o valor observado em cada iteração.

Tendo em vista a mudança na magnitude dos esforços aos quais os pilares são submetidos conforme o ponto de análise varia ao longo da altura da estrutura, em cada pavimento a taxa de armadura pode apresentar valores distintos. Por essa razão, e considerando que, na maior parte da estrutura, uma mesma seção de pilar se mantém por até 4 lances, as seções nas quais foram analisadas as taxas de armadura para que ficassem abaixo de 4%, conforme critério estabelecido, são as observadas nos lances imediatamente após as mudanças nas seções, como indicado na Figura 12 a seguir (lances hachurados em vermelho. Nos demais lances, admitiu-se quaisquer valores de taxa, respeitando sempre os valores máximos e mínimos impostos pela NBR 6118:2014).

Figura 12: seções com dimensões minimizadas e maiores taxas de armadura longitudinal



(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 14: planta de fôrmas do 2º pavimento - Tipo 2

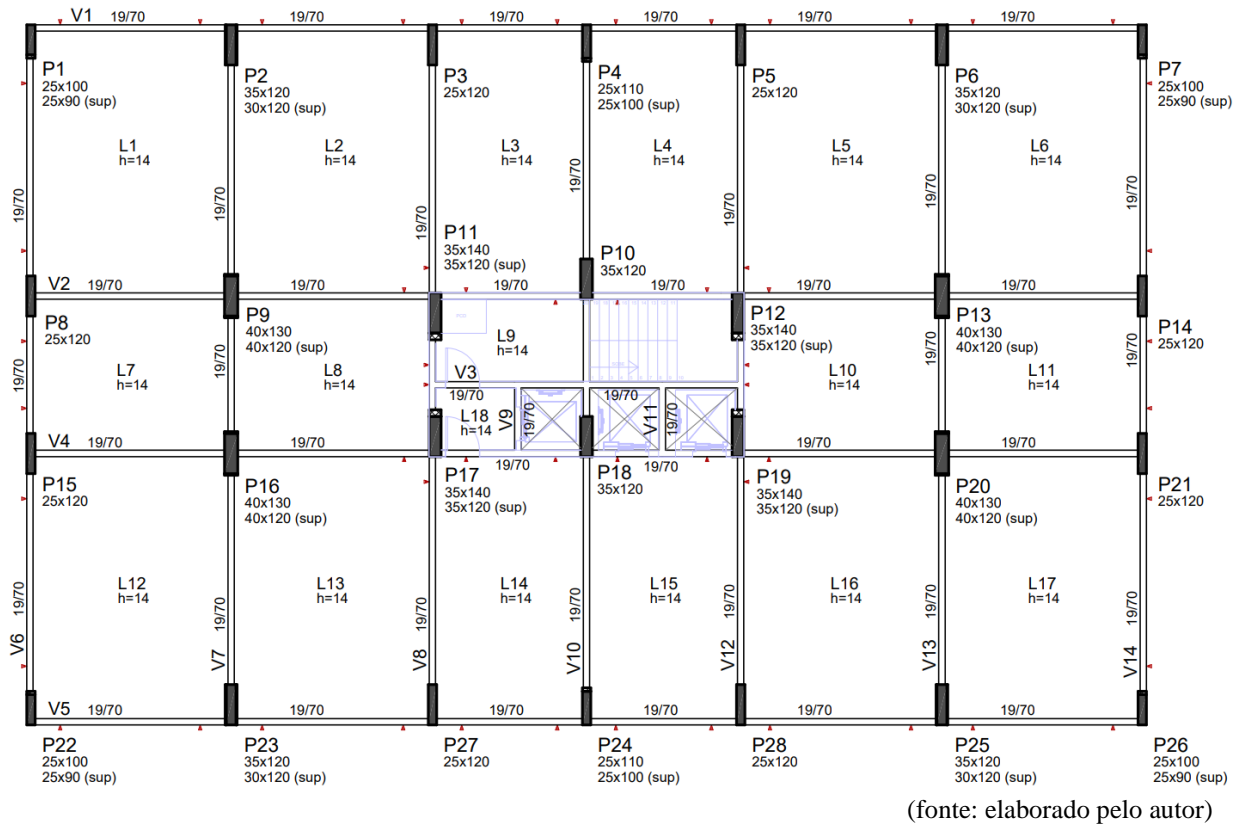


Figura 15: planta de fôrmas do 3º e 4º pavimentos - Tipo 3

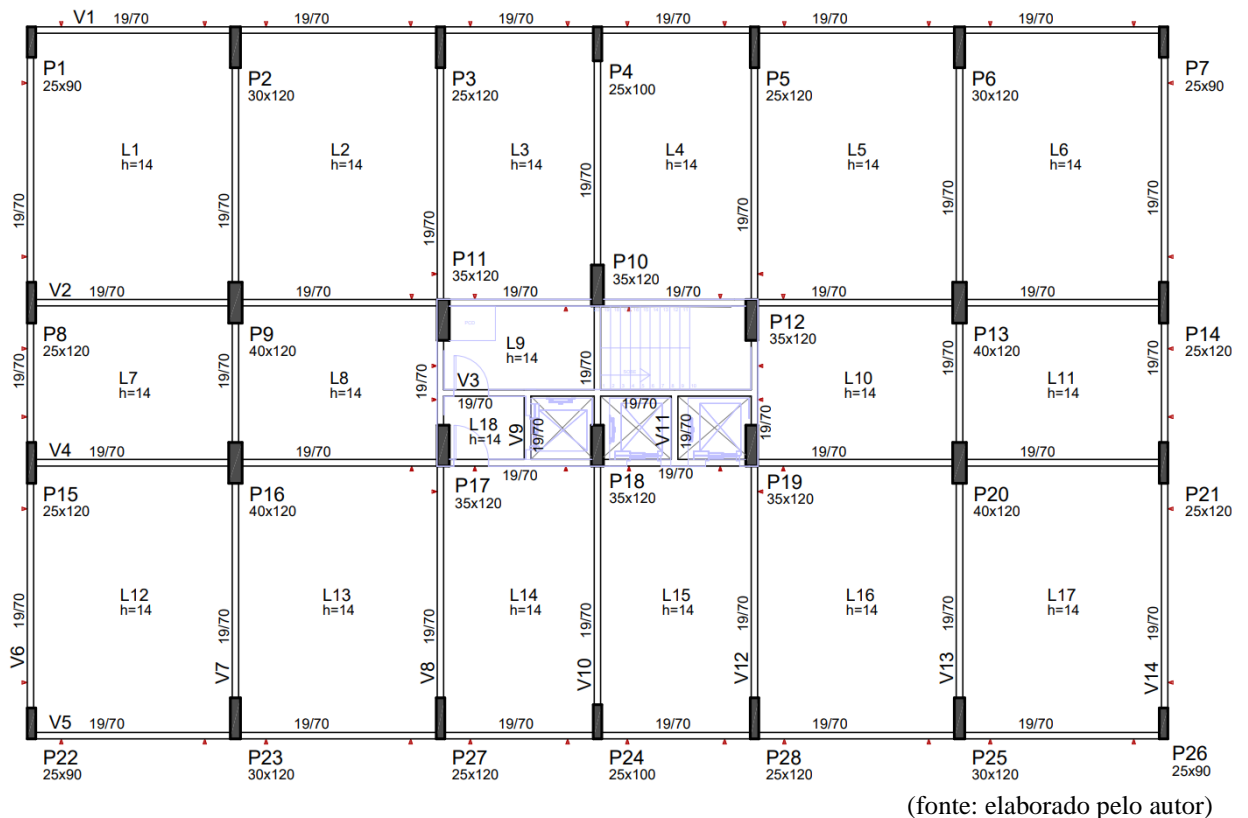
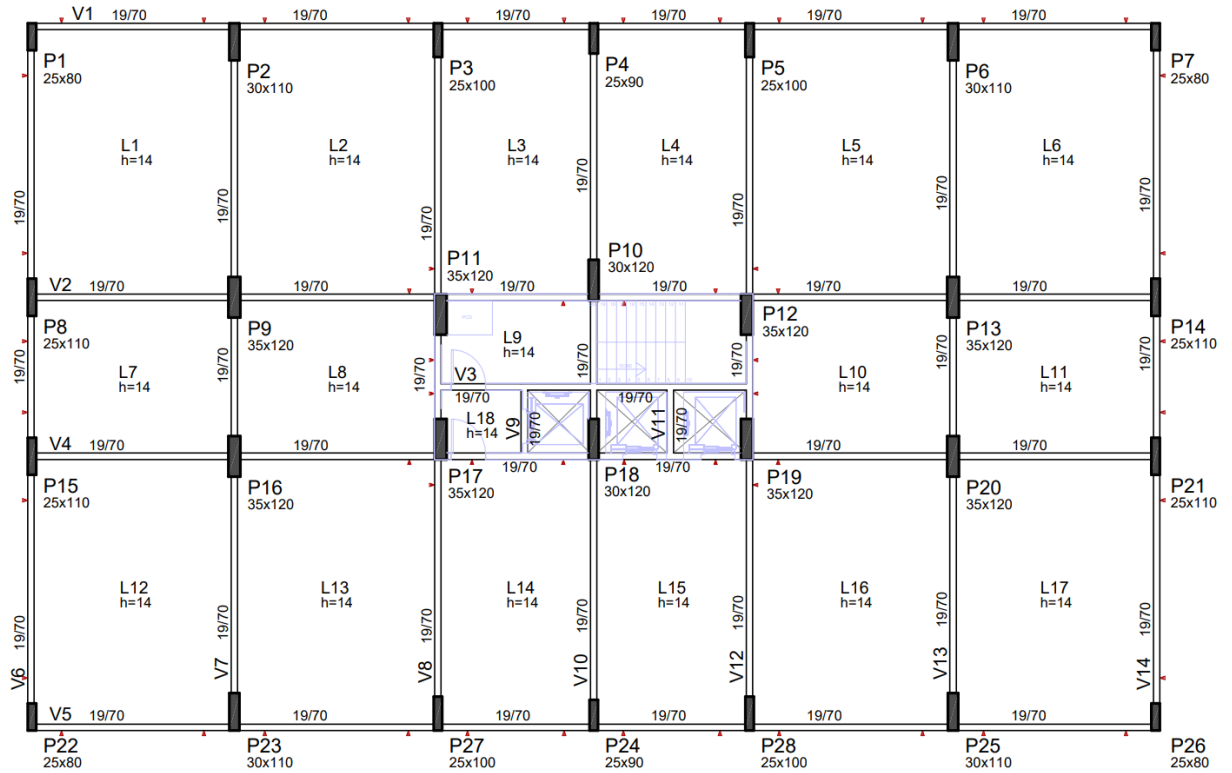
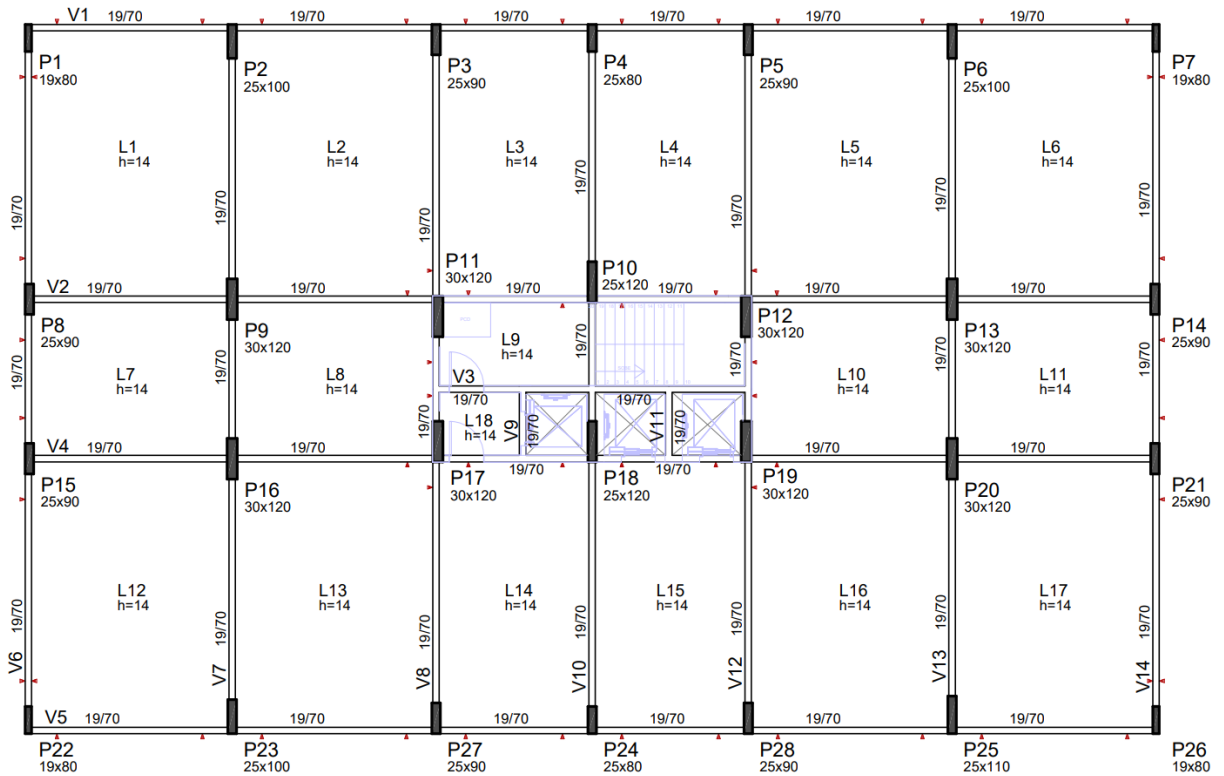


Figura 16: planta de fôrmas do 5º ao 8º pavimento - Tipo 4



(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 17: planta de fôrmas do 9º ao 12º pavimento - Tipo 5



(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 18: planta de fôrmas do 13º ao 16º pavimento - Tipo 6

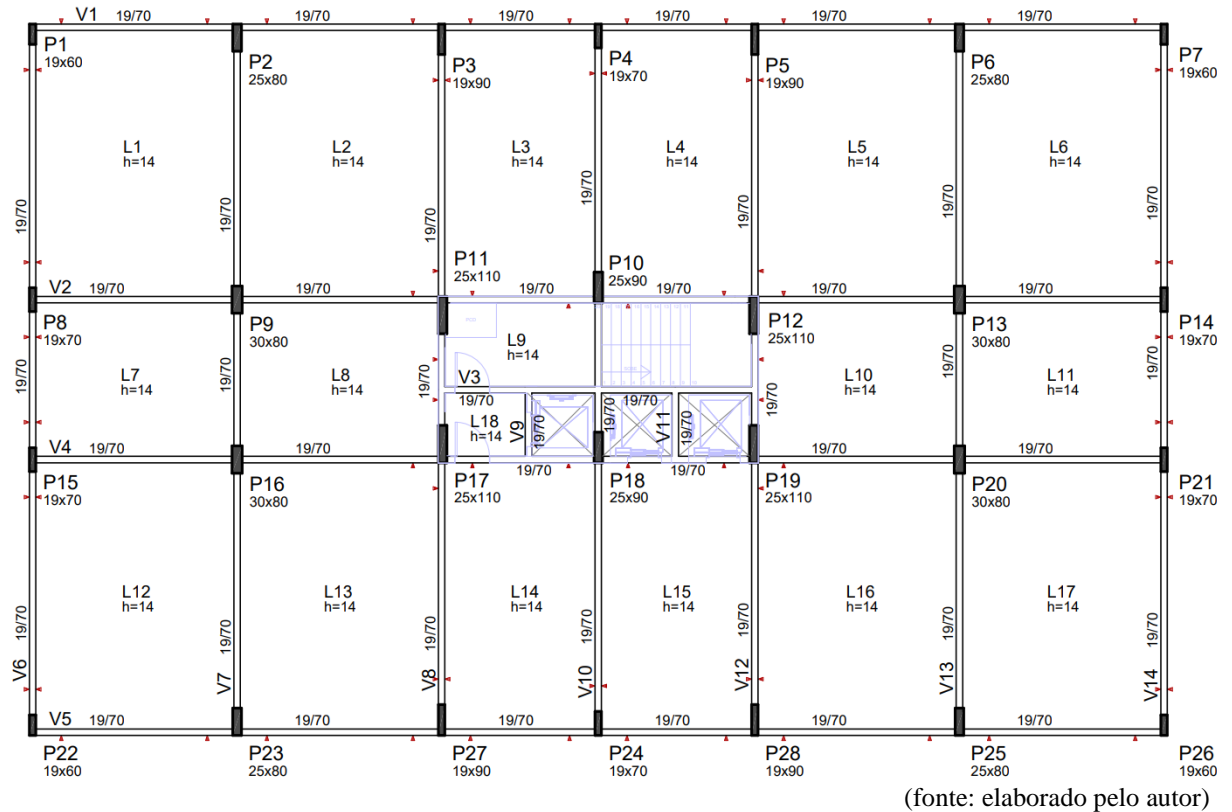


Figura 19: planta de fôrmas do 17º ao 20º pavimento - Tipo 7

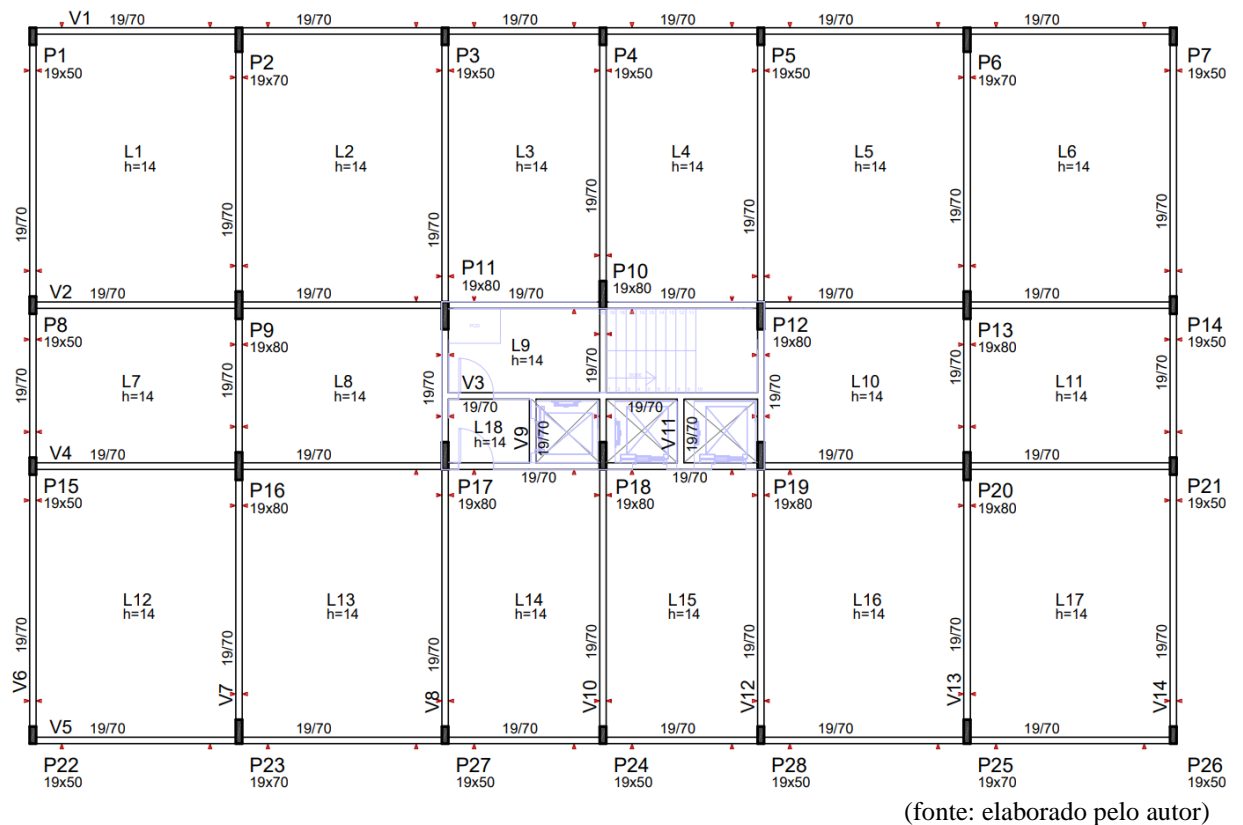
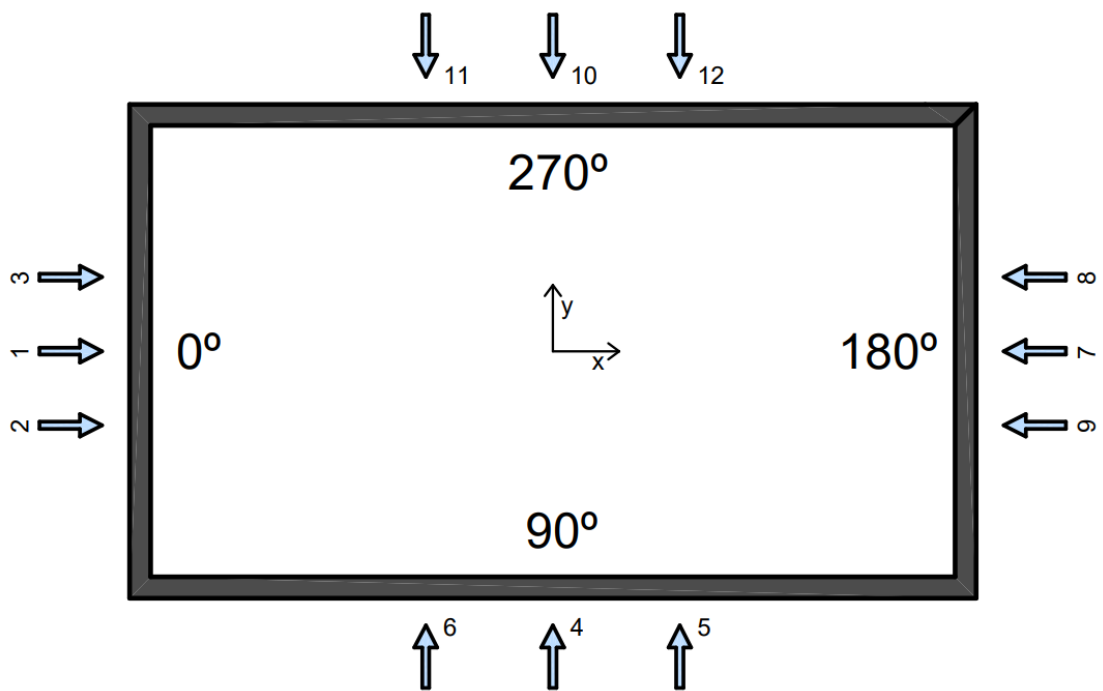


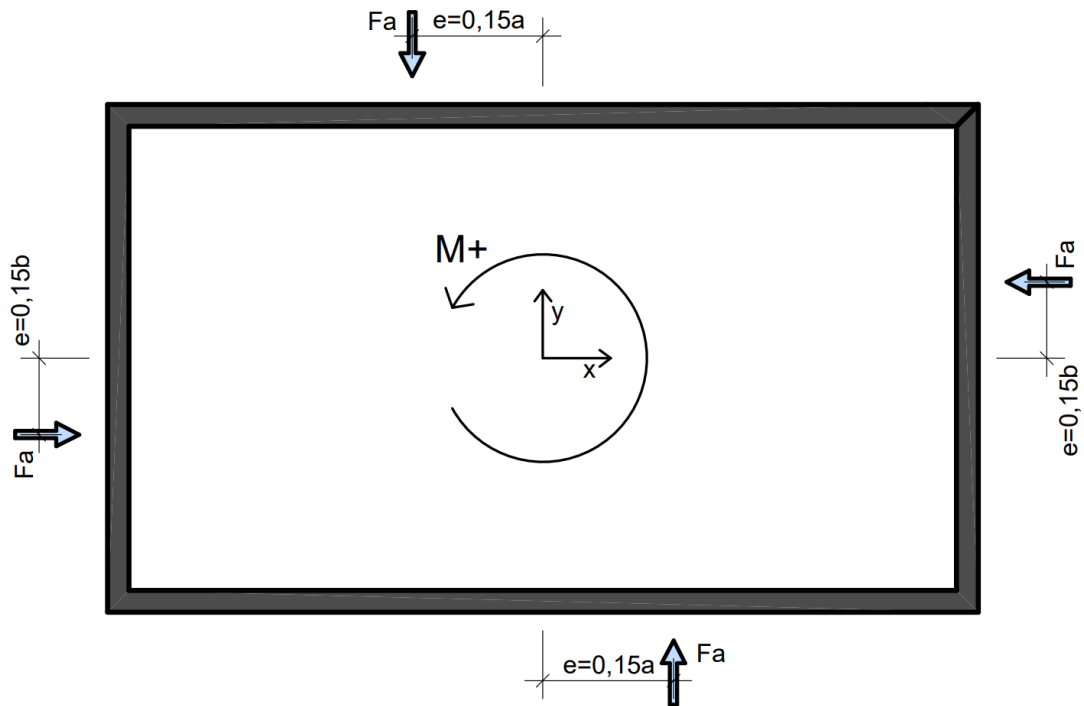
Figura 21: casos de força de arrasto considerados



(fonte: elaborado pelo autor)

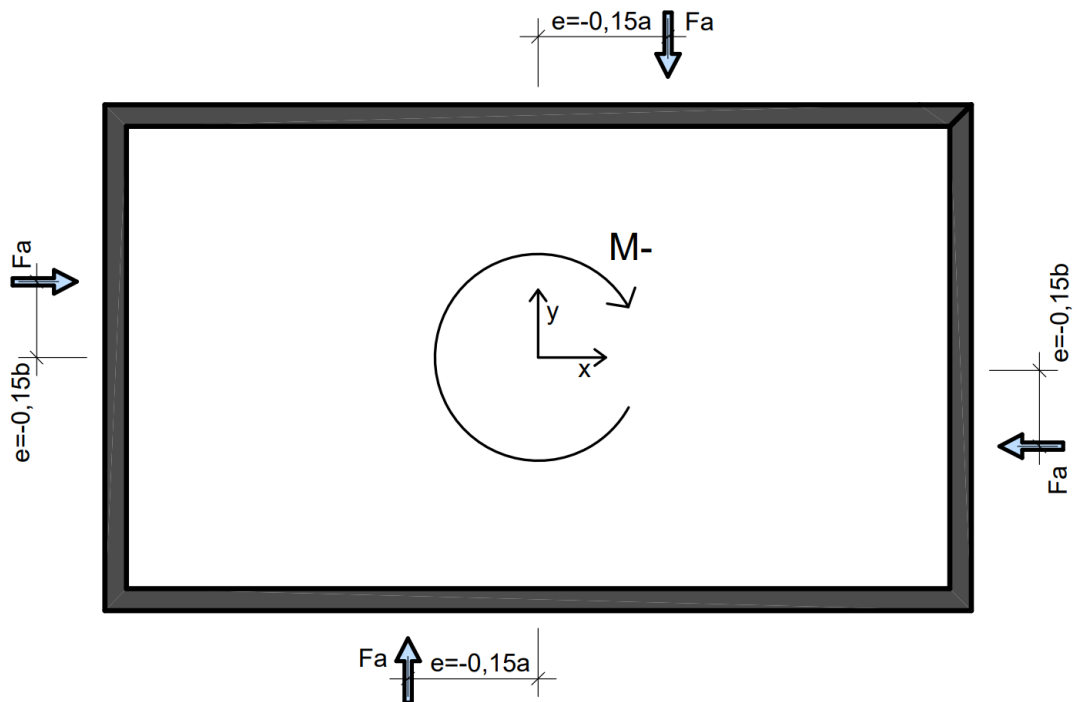
Nos casos de vento excêntrico, padronizou-se ao longo deste estudo que valores positivos de excentricidade geram torção na estrutura no sentido anti-horário (para vista superior ou em planta-baixa), ao passo que excentricidades negativas levam ao giro no sentido horário. Nas Figuras 22 e 23 a seguir, pode-se observar graficamente o padrão de sinais utilizado:

Figura 22: excentricidades positivas da força de arrasto



(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 23: excentricidades negativas da força de arrasto



(fonte: elaborado pelo autor)

Além dos deslocamentos horizontais provocados pela ação do vento nas fachadas do edifício, foram levadas em conta também as parcelas de deslocamentos horizontais causadas pela ação das cargas verticais presentes nos pavimentos, como o peso próprio da estrutura, as cargas permanentes e as acidentais. Conforme disposto na NBR 6118:2014, o valor de deslocamento limite igual a $H_{tot}/1700$ deve ser comparado aos deslocamentos provocados pela ação do vento, mas a norma preconiza a consideração de uma combinação frequente. Por essa razão, dada a ambiguidade da indicação, optou-se por considerar também os deslocamentos horizontais provenientes da ação de cargas verticais por ser uma alternativa a favor da segurança, adotando combinações frequentes de serviço com a ação do vento sendo tomada como a ação variável principal, tendo como ponderador $\psi_1 = 0,3$. As demais cargas variáveis foram consideradas com seus valores quase permanentes, ponderadas, como indicado para edifícios comerciais, pelo fator $\psi_2 = 0,4$. As 12 combinações de serviço utilizadas nas análises podem ser observadas na Tabela 1 a seguir:

Tabela 1: combinações frequentes de serviço consideradas nas análises

CASO	COMBINAÇÃO
1	PP + PERM + 0,4ACID + 0,3V ₀
2	PP + PERM + 0,4ACID + 0,3V ₀ ^{e+}
3	PP + PERM + 0,4ACID + 0,3V ₀ ^{e-}
4	PP + PERM + 0,4ACID + 0,3V ₉₀
5	PP + PERM + 0,4ACID + 0,3V ₉₀ ^{e+}
6	PP + PERM + 0,4ACID + 0,3V ₉₀ ^{e-}
7	PP + PERM + 0,4ACID + 0,3V ₁₈₀
8	PP + PERM + 0,4ACID + 0,3V ₁₈₀ ^{e+}
9	PP + PERM + 0,4ACID + 0,3V ₁₈₀ ^{e-}
10	PP + PERM + 0,4ACID + 0,3V ₂₇₀
11	PP + PERM + 0,4ACID + 0,3V ₂₇₀ ^{e+}
12	PP + PERM + 0,4ACID + 0,3V ₂₇₀ ^{e-}

(fonte: elaborado pelo autor)

Sendo:

PP – cargas de peso próprio dos elementos estruturais;

PERM – cargas permanentes atuantes na estrutura;

ACID – cargas acidentais atuantes na estrutura;

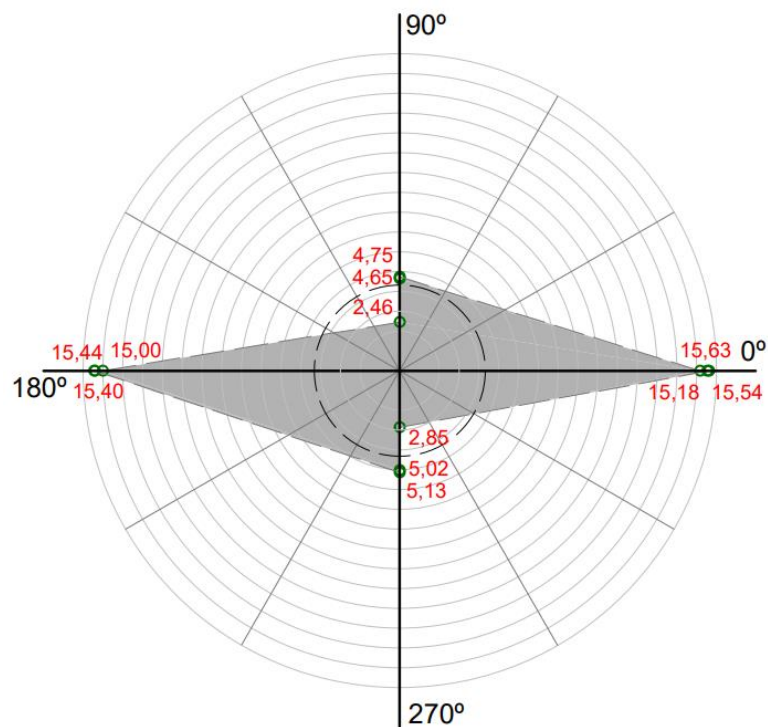
V_α – carga de vento incidindo a um ângulo α centrado na fachada;

V_{α}^{e+} – carga de vento incidindo a um ângulo α com excentricidade positiva;

V_{α}^{e-} – carga de vento incidindo a um ângulo α com excentricidade negativa.

Sob a ação das diferentes combinações apresentadas na Tabela 1, o modelo-base apresentou valores diversos de deslocamentos. Os valores observados estão dispostos no gráfico da Figura 24 abaixo e discutidos nos itens a seguir.

Figura 24: gráfico radial de deslocamentos laterais do modelo-base



(fonte: elaborado pelo autor)

4.1.5.1 Casos 1 a 3 – Vento 0°

Tabela 2: deslocamentos observados no modelo-base para casos de vento a 0°

CASO	COMBINAÇÃO	d_h [cm]	$d_{h,máx} = 4,32$ cm
			Razão de H_{tot}
1	PP + PERM + 0,4ACID + 0,3 V_0	15,18	$H_{tot} / 484$
2	PP + PERM + 0,4ACID + 0,3 V_0^{e+}	15,63	$H_{tot} / 470$
3	PP + PERM + 0,4ACID + 0,3 V_0^{e-}	15,54	$H_{tot} / 472$

(fonte: elaborado pelo autor)

Como se pode observar, houve pouca variação entre os valores de deslocamentos gerados pelos 3 primeiros casos analisados. Diante disso, é possível afirmar que os deslocamentos são bastante expressivos, e que parte preponderante do deslocamento da estrutura na direção X se deve à rigidez translacional dessa, uma vez que, ao considerar uma maior probabilidade de rotação da estrutura nos casos com a força de arrasto agindo de forma excêntrica (casos 2 e 3), o acréscimo no valor do deslocamento máximo notado na estrutura foi de apenas 2,97% em relação ao valor observado no caso de vento centrado (caso 1), isto é, infere-se que a parcela do deslocamento total que se deve ao efeito de rotação é, nessa situação, pouco relevante.

Em função da simetria apresentada pela disposição dos elementos de contraventamento, o centro de torção acaba por se aproximar do centro geométrico da estrutura, fazendo com que os efeitos de rotação no edifício sejam praticamente os mesmos independentemente do sentido em que essa ocorra, isto é, de se adotar excentricidades positivas ou negativas. Por esse motivo, os deslocamentos notados nos casos 2 e 3 diferem entre si, em termos percentuais, em torno de 0,6%.

Diante de valores tão expressivos de deslocamentos horizontais, é esperado que surjam efeitos de 2ª ordem de magnitude muito relevantes à análise. Tais deslocamentos, ao serem combinados com as cargas verticais atuantes nos pavimentos da estrutura, levariam a um acréscimo de 144% em relação aos esforços de 1ª ordem, situação essa indicada pelo coeficiente γ_z , cujo valor foi de 2,44. Nesse caso, tem-se uma estrutura altamente deslocável cuja análise através da simples majoração de esforços de 1ª ordem pela utilização do γ_z não é permitida pela NBR 6118:2014. Sendo assim, a análise da estrutura se deu via processo P-Delta, e o coeficiente RM2M1 disponibilizado pelo software TQS foi de 2,56, indicando que o real acréscimo em relação aos esforços de 1ª ordem foi de 156%.

4.1.5.2 Casos 4 a 6 – Vento 90°

Tabela 3: deslocamentos observados no modelo-base para casos de vento a 90°

CASO	COMBINAÇÃO	d_h [cm]	$d_{h,máx} = 4,32$ cm
			Razão de H_{tot}
4	PP + PERM + 0,4ACID + 0,3V ₉₀	2,46	$H_{tot} / 2987$
5	PP + PERM + 0,4ACID + 0,3V ₉₀ ^{e+}	4,75	$H_{tot} / 1547$
6	PP + PERM + 0,4ACID + 0,3V ₉₀ ^{e-}	4,65	$H_{tot} / 1580$

(fonte: elaborado pelo autor)

Nos casos 4 a 6, considerando o vento incidindo sobre a maior face da edificação no sentido positivo do eixo Y, naturalmente existem maiores esforços horizontais quando comparados aos valores dos casos 1 a 3. Isso se dá em virtude de, ao analisar a ação do vento sobre a maior face, utilizar-se valores mais elevados de área frontal efetiva e coeficiente de arrasto. No entanto, em razão da disposição dos pilares no modelo-base ter sido feita, em sua totalidade, com o maior momento de inércia dos elementos em torno do eixo X (maior dimensão da seção na direção Y), os valores de deslocamentos laterais observados nos casos 4 a 6 são expressivamente menores.

Analisando e comparando entre si os deslocamentos observados com o intuito de entender como a estrutura se comporta no eixo Y em sua configuração inicial, nota-se que, novamente em razão da simetria dos elementos estruturais, os deslocamentos para casos de vento agindo de forma excêntrica apresentam valores semelhantes, diferindo entre si em torno de 2,1%. No entanto, quando comparados ao deslocamento da estrutura para o caso de vento centrado na fachada, o acréscimo foi de 93,1%, sendo quase o dobro. Diante de tal resultado, conclui-se que a rigidez torcional da estrutura não é suficiente, uma vez que, mesmo que o deslocamento para o caso de vento centrado (caso 4) atenda ao limite imposto pela NBR 6118:2014, ao considerar os efeitos de rotação, o valor do deslocamento o ultrapassou.

Quanto à relevância dos efeitos de 2ª ordem observados nos casos 4 a 6 em relação aos de 1ª, pode-se dizer que é notavelmente menor do que nos casos 1 a 3. Tal resultado, ao observar a diferença na ordem de grandeza dos deslocamentos obtidos entre as duas situações, se faz esperado, já que os deslocamentos observados nos casos 5 e 6 se mostraram, ainda que excedentes, muito próximos do limite de 4,32 cm imposto pela NBR 6118:2014. Por essa razão, tanto o valor do coeficiente γ_z quanto do parâmetro RM2M1 foi de 1,14. Diante de tal valor, entende-se que os efeitos de 2ª ordem representam apenas 14% dos efeitos de 1ª ordem, o que possibilitaria, inclusive, uma solução aproximada para determinar os esforços globais através da majoração dos esforços horizontais por $0,95\gamma_z$.

4.1.5.3 Casos 7 a 9 – Vento 180°

Tabela 4: deslocamentos observados no modelo-base para casos de vento a 180°

CASO	COMBINAÇÃO	d_h [cm]	$d_{h,max} = 4,32$ cm
			Razão de H_{tot}
7	PP + PERM + 0,4ACID + 0,3V ₁₈₀	15,00	$H_{tot} / 490$
8	PP + PERM + 0,4ACID + 0,3V ₁₈₀ ^{e+}	15,44	$H_{tot} / 476$
9	PP + PERM + 0,4ACID + 0,3V ₁₈₀ ^{e-}	15,40	$H_{tot} / 477$

(fonte: elaborado pelo autor)

Nos casos 7 a 9, considerando novamente o vento agindo sobre uma das menores faces do edifício, os resultados são muito similares aos já obtidos nos casos 1 a 3, nos quais se observa os mesmos tipos de efeitos, ajudando a consolidar as análises e o entendimento sobre o comportamento da estrutura como um todo. Pequenas variações são notadas e esperadas, uma vez que, ainda que os pilares tenham sido dispostos de maneira simétrica em relação ao eixo Y, o núcleo composto pelas escadas e elevadores gera excentricidade nas cargas verticais que, ainda que pequena, deve ser levada em consideração e faz com que a estrutura se deforme lateralmente independente da ação de cargas horizontais. Semelhante aos casos 1 a 3, o deslocamento da estrutura está diretamente ligado à rigidez translacional dessa, não sendo tão significantes os efeitos de rotação observados. Em termos percentuais, ao considerar o vento excêntrico (caso 8), o acréscimo no deslocamento em relação ao caso 7 (vento centrado) para essa incidência foi de apenas 2,9%.

Devido aos expressivos valores de deslocamentos observados, o valor do coeficiente γ_z para os casos 7 a 9 foi de 2,44. Considerando que a solução aproximada proposta pela NBR 6118:2014 para a determinação dos esforços finais na estrutura não seja permitida em situações com valores de γ_z acima de 1,3, uma estrutura tão deslocável como a em questão requer a utilização de métodos mais precisos a fim de determinar os esforços solicitantes, como a determinação através do processo P-Delta, por exemplo. Após realizada a análise não linear geométrica da estrutura, o valor do parâmetro RM2M1 foi de 2,55.

4.1.5.4 Casos 10 a 12 – Vento 270°

Tabela 5: deslocamentos observados no modelo-base para casos de vento a 270°

CASO	COMBINAÇÃO	d_h [cm]	$d_{h,máx} = 4,32$ cm
			Razão de H_{tot}
10	PP + PERM + 0,4ACID + 0,3V ₂₇₀	2,85	$H_{tot} / 2578$
11	PP + PERM + 0,4ACID + 0,3V ₂₇₀ ^{e+}	5,13	$H_{tot} / 1432$
12	PP + PERM + 0,4ACID + 0,3V ₂₇₀ ^{e-}	5,02	$H_{tot} / 1464$

(fonte: elaborado pelo autor)

Nos 3 últimos casos, adotando o vento incidindo sobre a maior face da estrutura no sentido negativo do eixo Y, outra vez os efeitos observados são similares aos já notados em casos de vento agindo na direção do eixo Y. Comparando os resultados encontrados nos casos 11 e 12, nos quais se considera o vento agindo de forma excêntrica em relação ao centro geométrico da fachada, nota-se uma variação de 2,2%. Já ao comparar o deslocamento observado no caso 11 com o do caso 10, no qual se considera o vento centrado, houve um acréscimo de 80%, novamente indicando que a rigidez torcional da estrutura desempenha papel importante, uma vez que, mesmo que a estrutura tenha rigidez translacional suficiente, como se nota no caso 10 ao constatar que o deslocamento está abaixo do valor limite de 4,32 cm, os deslocamentos ainda podem ultrapassar o limite imposto ao se considerar o vento agindo de forma excêntrica.

Em relação aos efeitos de 2ª ordem presentes nos casos 10 a 12, dada a maior rigidez da estrutura diante dos esforços horizontais que agem na direção do eixo Y (resultando em menores deslocamentos), pode-se afirmar que sua magnitude em relação aos de 1ª ordem se mostrou consideravelmente menor quando comparada à que se observa ao avaliar a estrutura quando solicitada horizontalmente na direção do eixo X. Por esse motivo, tanto o valor do coeficiente γ_z quanto do parâmetro RM2M1 para a incidência em questão foi de 1,14, indicando que os esforços de 2ª ordem representam um acréscimo de 14% dos esforços de 1ª ordem.

4.2 MODELO-SOLUÇÃO 1

Diante das análises realizadas sobre os efeitos observados no modelo-base, foi possível conceber algumas mudanças na configuração inicial da estrutura para que essa pudesse atender aos critérios de deformação lateral impostos pela NBR 6118:2014. Dentre inúmeras opções de modificação, em um primeiro momento, optou-se por rotacionar em 90° a seção transversal de pilares posicionados em locais estratégicos da estrutura de maneira que fosse possível, ao mesmo tempo, aumentar a rigidez torcional do edifício, como fica clara a necessidade nas análises de vento agindo na direção do eixo Y, e aumentar a rigidez translacional no eixo X, com base nos efeitos observados nos casos de vento agindo nessa direção.

Após decidida a estratégia a ser utilizada no modelo-solução 1, os pilares escolhidos para sofrerem as modificações citadas foram os pilares P3, P5, P27 e P28. Por estarem localizados nas bordas superior e inferior da estrutura, tais elementos possuem a maior distância possível da coordenada Y do centro de torção dos pavimentos, além de estarem próximos do centro de torção quando levada em consideração a sua coordenada no eixo X. Em sua configuração inicial, estes pilares têm elevado momento de inércia em relação ao eixo X, mas sua contribuição torcional não é expressiva pois as distâncias ao centro de torção (considerado próximo ao centro geométrico do pavimento pela forte simetria da estrutural nos dois eixos) na direção X são pequenas. A distância desses pilares ao centro de torção na direção Y é grande, mas seu momento de inércia em relação ao eixo Y é pequeno, novamente fazendo com que a contribuição para a inércia torcional do pavimento não seja expressiva. Ao girar as seções em 90°, os pilares terão seus maiores momentos de inércia em relação ao eixo Y, com distâncias grandes ao centro de torção, gerando uma expressiva contribuição à inércia torcional que, espera-se, mais do que compensa a diminuição da contribuição dos momentos de inércia em X (agora a menor inércia da seção) com pequenas distâncias ao centro de torção do pavimento. Desta forma, ao rotacionar em 90° os elementos, consegue-se aumentar sua eficiência ao agregar rigidez torcional à estrutura, deixando seu sentido de maior inércia agindo com maior braço de alavanca.

Um ponto negativo quanto à rotação de pilares, de maneira geral, é a diminuição na rigidez translacional na direção do eixo originalmente paralelo à maior dimensão do pilar – nesse

caso, na direção do eixo Y. No entanto, a rigidez de translação da estrutura nessa direção já se mostrou suficiente nas análises, não sendo esse, portanto, um fator que inicialmente cause preocupação. Mesmo que a rigidez de translação da estrutura na direção Y diminua, levando a maiores deslocamentos com a força de arrasto centrada, um aumento expressivo na rigidez torcional faz com que os deslocamentos totais nas configurações de força de arrasto excêntrica diminuam, o que é vantajoso.

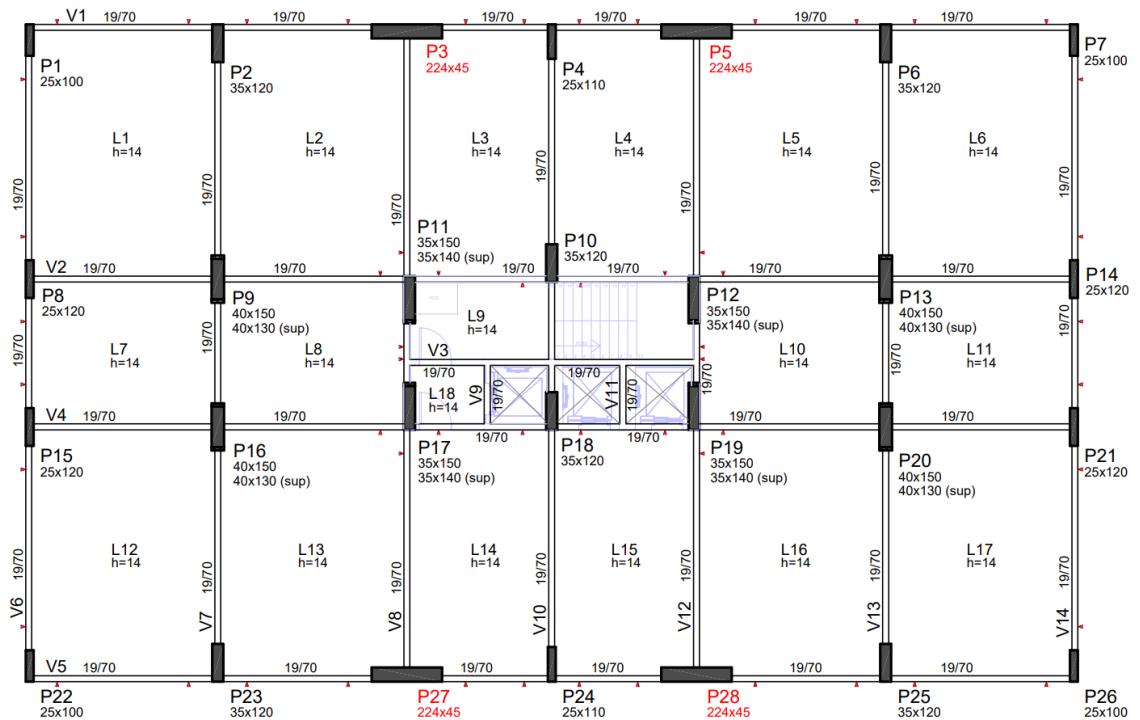
Além de mudar a orientação dos pilares em planta, fez-se necessário aumentar significativamente as seções dos mesmos, dados os altos valores de deslocamentos na direção X encontrados no modelo-base. Para os modelos-solução, por fins práticos, optou-se por manter uma única seção ao longo dos pilares modificados, sem variação na dimensão ao longo da sua altura, e os demais pilares não foram alterados. Na Tabela 6 abaixo, pode-se observar as dimensões atualizadas dos pilares P3, P5, P27 e P28 em comparação com as seções originais no modelo-base. Na sequência, está disposta a Figura 25, com a representação da planta de fôrmas do pavimento tipo 1 no modelo-solução 1, com os títulos dos pilares modificados destacados em vermelho.

Tabela 6: dimensões atualizadas dos pilares P3, P5, P27 e P28 no modelo-solução 1

P3, P5, P27 e P28					
LANÇE	PAVIMENTO	MODELO-BASE		MODELO-SOLUÇÃO 1	
		b [cm]	h [cm]	b [cm]	h [cm]
21	21º Pavimento - Cobertura	19	50	45	224
17 ao 20	17º ao 20º Pavimento - Tipo 7	19	50	45	224
13 ao 16	13º ao 16º Pavimento - Tipo 6	19	90	45	224
9 ao 12	9º ao 12º Pavimento - Tipo 5	25	90	45	224
5 ao 8	5º ao 8º Pavimento - Tipo 4	25	100	45	224
3 e 4	3º e 4º Pavimento - Tipo 3	25	120	45	224
2	2º Pavimento - Tipo 2	25	120	45	224
1	1º Pavimento - Tipo 1	25	120	45	224

(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 25: planta de fôrmas do 1º pavimento no modelo-solução 1



(fonte: elaborado pelo autor)

4.2.1 Análise dos deslocamentos – modelo-solução 1

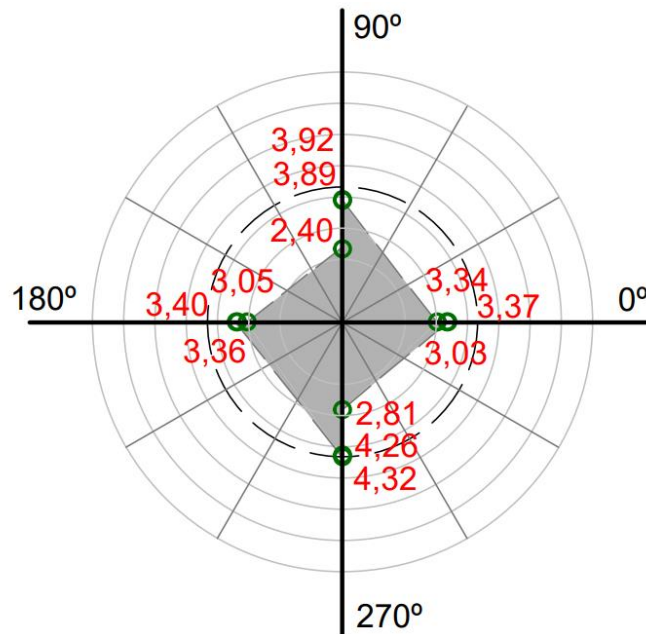
Na Tabela 7 a seguir estão dispostos os deslocamentos obtidos ao analisar o modelo-solução 1 quando solicitado pelas 12 combinações de serviço mostradas na Tabela 1, e na Figura 26, tais deslocamentos podem ser observados de forma gráfica:

Tabela 7: deslocamentos observados no modelo-solução 1

CASO	COMBINAÇÃO	Base	Solução 1	$d_{h,máx} = 4,32 \text{ cm}$
		d_h [cm]		Razão de H_{tot}
1	PP + PERM + 0,4ACID + 0,3V ₀	15,18	3,03	$H_{tot}/2425$
2	PP + PERM + 0,4ACID + 0,3V ₀ ^{e+}	15,63	3,37	$H_{tot}/2181$
3	PP + PERM + 0,4ACID + 0,3V ₀ ^{e-}	15,54	3,34	$H_{tot}/2200$
4	PP + PERM + 0,4ACID + 0,3V ₉₀	2,46	2,40	$H_{tot}/3062$
5	PP + PERM + 0,4ACID + 0,3V ₉₀ ^{e+}	4,75	3,92	$H_{tot}/1875$
6	PP + PERM + 0,4ACID + 0,3V ₉₀ ^{e-}	4,65	3,89	$H_{tot}/1889$
7	PP + PERM + 0,4ACID + 0,3V ₁₈₀	15,00	3,05	$H_{tot}/2409$
8	PP + PERM + 0,4ACID + 0,3V ₁₈₀ ^{e+}	15,44	3,40	$H_{tot}/2161$
9	PP + PERM + 0,4ACID + 0,3V ₁₈₀ ^{e-}	15,40	3,36	$H_{tot}/2187$
10	PP + PERM + 0,4ACID + 0,3V ₂₇₀	2,85	2,81	$H_{tot}/2615$
11	PP + PERM + 0,4ACID + 0,3V ₂₇₀ ^{e+}	5,13	4,32	$H_{tot}/1701$
12	PP + PERM + 0,4ACID + 0,3V ₂₇₀ ^{e-}	5,02	4,26	$H_{tot}/1725$

(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 26: gráfico radial de deslocamentos laterais do modelo-solução 1

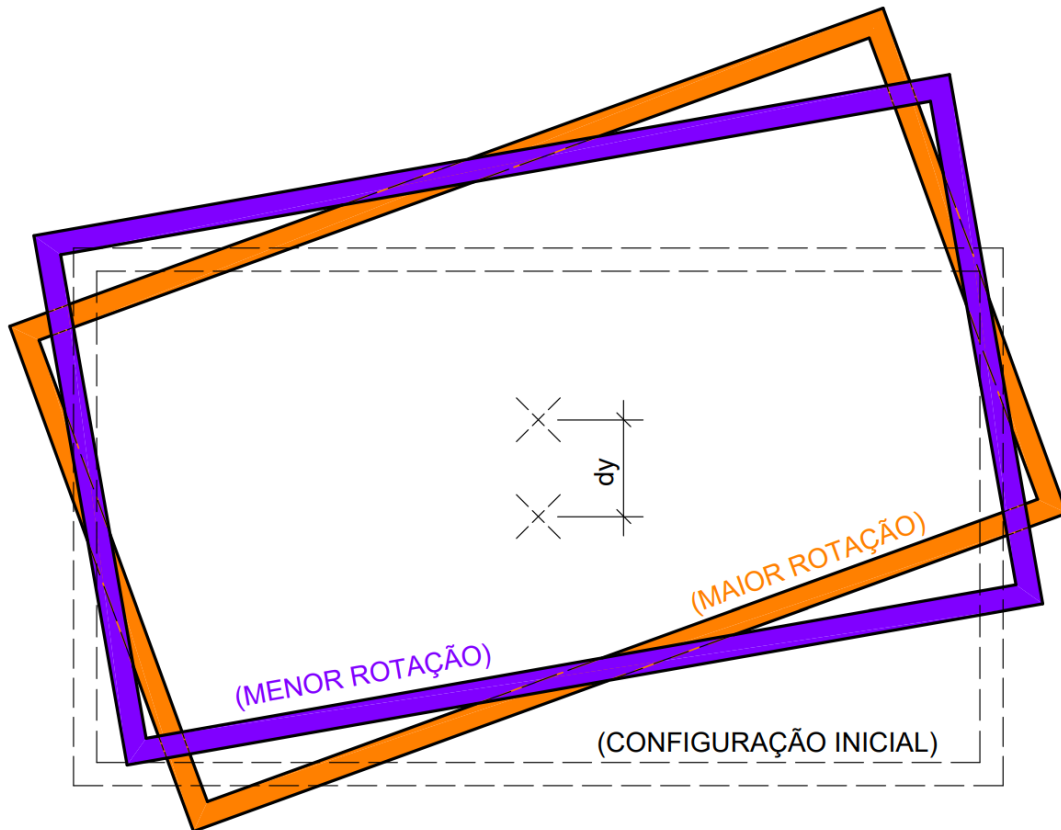


(fonte: elaborado pelo autor)

Como se pode observar nos resultados obtidos ao final das modificações, conseguiu-se alterar as características da estrutura de maneira global, tornando-a mais rígida perante os efeitos que, inicialmente, mostraram-se mais problemáticos. Ao analisar as diferenças entre os valores de deslocamento horizontal da estrutura obtidos antes e após as mudanças realizadas, nota-se uma grande melhoria na rigidez translacional na direção do eixo X, como indicam os casos de vento com incidência de 0° e 180°. Na direção do eixo Y, no entanto, a mudança causada na rigidez translacional foi quase nula, uma vez que os novos valores de deslocamento para os casos 4 e 10 (vento centrado em Y) se mostraram muito similares aos anteriores. Mesmo assim, foi possível diminuir os deslocamentos nos casos de vento excêntrico, uma vez que, ainda que a translação da estrutura na direção do eixo Y se mantenha quase a mesma, diminuiu-se a sua rotação. Considerando que, simplificadamente, o valor absoluto do deslocamento pode ser compreendido em duas parcelas, sendo uma causada pelo efeito de translação e outra pelo efeito de rotação, pode-se afirmar que a estrutura ainda translada da mesma maneira na direção Y, mas gira muito menos em função do acréscimo na rigidez torcional. Por essa razão, o valor absoluto do deslocamento diminuiu e passou a atender ao limite proposto. A fim de demonstrar graficamente o efeito observado, a Figura 27 abaixo representa um pavimento hipotético na sua configuração inicial e em duas configurações deformadas de mesmo valor de translação d_y do centro geométrico, mas com

uma configuração admitindo maior giro do que a outra, de maneira análoga ao observado nos casos de vento no sentido do eixo Y no modelo-solução 1.

Figura 27: pavimentos com mesmo valor de translação, tendo um menor (roxo) e outro maior (laranja) giro



(fonte: elaborado pelo autor)

Em relação ao que o coeficiente γ_z e o parâmetro RM2M1 podem elucidar acerca dos efeitos de 2ª ordem junto à análise dos deslocamentos feita previamente, nota-se outra vez que a estrutura se mostra consideravelmente menos deslocável na direção do eixo X, tendo reduzido o valor do γ_z de 2,44 para 1,31 e o valor de RM2M1 de 2,56 para 1,32. Tal redução indica que os efeitos de 2ª ordem não são mais tão discrepantes quando comparados aos de 1ª ordem, representando um acréscimo de 32% de tais esforços na determinação dos esforços finais em comparação ao acréscimo de 156% observado no modelo-base via processo P-Delta. Ainda assim, tal valor se apresenta ligeiramente superior ao limite de 30% indicado pela NBR 6118:2014 para que se permita a determinação dos esforços finais através da majoração dos esforços horizontais por $0,95\gamma_z$.

Na direção do eixo Y, no entanto, ainda que os deslocamentos totais tenham sido reduzidos, tanto o valor do coeficiente γ_z quanto do parâmetro RM2M1 para as combinações com ações horizontais atuantes nessa direção se mantiveram iguais a 1,14.

4.3 MODELO-SOLUÇÃO 2

Ao longo do processo de modificação do modelo-base na configuração que se tornou o modelo-solução 1, notou-se um aumento expressivo na dimensão dos pilares para que a rigidez da estrutura fosse tal que os deslocamentos respeitassem o limite imposto pela NBR 6118:2014. Além disso, um ponto a ser levado em consideração é o fato de que os deslocamentos excessivos do modelo-base observados nos casos de vento incidindo a 0° e 180° já haviam sido solucionados com pilares menores do que os apresentados, mas se fez necessário continuar aumentando suas dimensões a fim de diminuir, também, os efeitos de rotação causados nos casos de vento incidindo a 90° e 270° . Diante disso, optou-se por buscar uma nova solução com a finalidade de distribuir de maneira mais uniforme os esforços entre os elementos de contraventamento, visando seções menores e sem grandes disparidades.

Para tal, a estratégia empregada no modelo-solução 2 foi de, novamente, aumentar as seções de pilares dispostos nas faces da estrutura. Além de mudar a orientação e aumentar as seções dos pilares P3, P5, P27 e P28 pelas razões dispostas no item anterior, aumentou-se também as seções dos pilares P1, P7, P22 e P26. Por estarem localizados nos vértices da estrutura, são os elementos que se apresentam mais distantes do centro de torção, e, portanto, acréscimos realizados em suas dimensões geram alterações mais significativas na rigidez torcional do edifício do que se comparados a acréscimos de mesma ordem de grandeza em pilares mais ao centro da estrutura. Nas Tabelas 8 e 9 abaixo, pode-se observar as dimensões atualizadas dos pilares P1, P3, P5, P7, P22, P26, P27 e P28 em comparação com as seções originais no modelo-base. Na sequência, pode-se observar na Figura 28 a planta de fôrmas do pavimento tipo 1 no modelo-solução 2, com os títulos dos pilares modificados destacados em vermelho.

Tabela 8: dimensões atualizadas dos pilares P1, P7, P22 e P26 no modelo-solução 2

P1, P7, P22 e P26					
LANCE	PAVIMENTO	MODELO-BASE		MODELO-SOLUÇÃO 2	
		b [cm]	h [cm]	b [cm]	h [cm]
21	21º Pavimento - Cobertura	19	50	25	120
17 ao 20	17º ao 20º Pavimento - Tipo 7	19	50	25	120
13 ao 16	13º ao 16º Pavimento - Tipo 6	19	60	25	120
9 ao 12	9º ao 12º Pavimento - Tipo 5	19	80	25	120
5 ao 8	5º ao 8º Pavimento - Tipo 4	25	80	25	120
3 e 4	3º e 4º Pavimento - Tipo 3	25	90	25	120
2	2º Pavimento - Tipo 2	25	100	25	120
1	1º Pavimento - Tipo 1	25	100	25	120

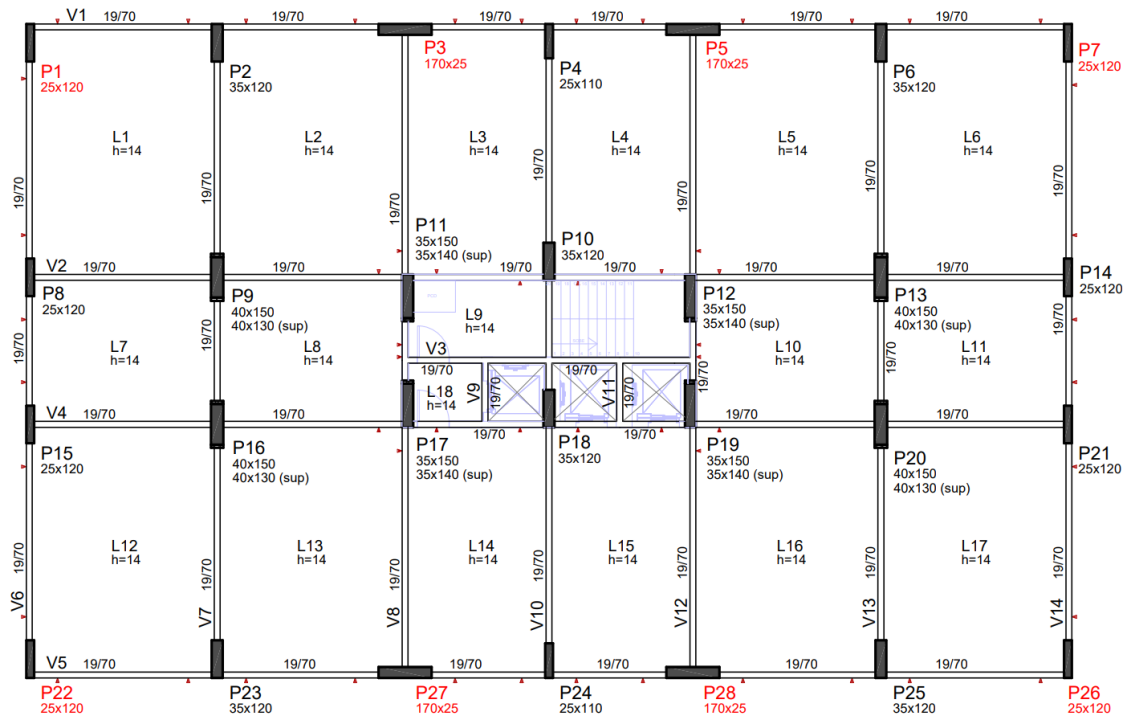
(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 9: dimensões atualizadas dos pilares P3, P5, P27 e P28 no modelo-solução 2

P3, P5, P27 e P28					
LANCE	PAVIMENTO	MODELO-BASE		MODELO-SOLUÇÃO 2	
		b [cm]	h [cm]	b [cm]	h [cm]
21	21º Pavimento - Cobertura	19	50	35	170
17 ao 20	17º ao 20º Pavimento - Tipo 7	19	50	35	170
13 ao 16	13º ao 16º Pavimento - Tipo 6	19	90	35	170
9 ao 12	9º ao 12º Pavimento - Tipo 5	25	90	35	170
5 ao 8	5º ao 8º Pavimento - Tipo 4	25	100	35	170
3 e 4	3º e 4º Pavimento - Tipo 3	25	120	35	170
2	2º Pavimento - Tipo 2	25	120	35	170
1	1º Pavimento - Tipo 1	25	120	35	170

(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 28: planta de fôrmas do 1º pavimento no modelo-solução 2



(fonte: elaborado pelo autor)

4.3.1 Análise dos deslocamentos – modelo-solução 2

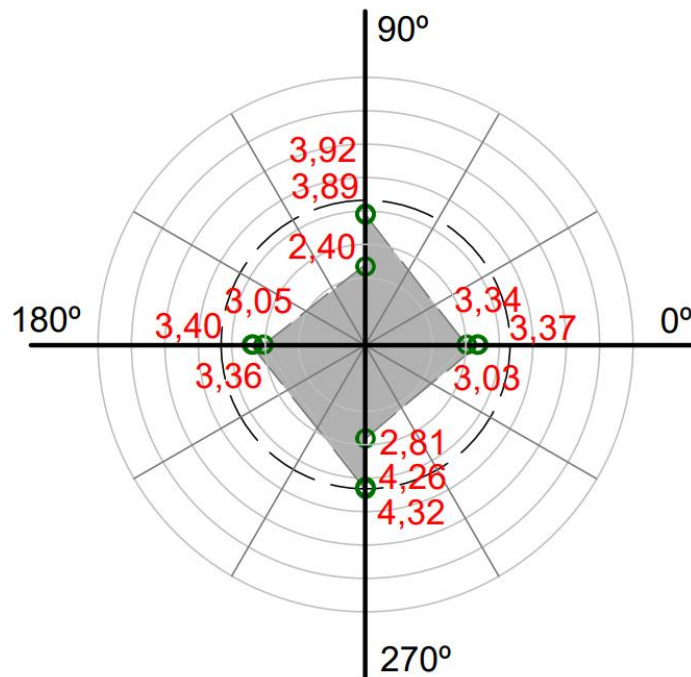
Na Tabela 10 a seguir estão dispostos os deslocamentos obtidos ao analisar o modelo-solução 2 quando solicitado pelas 12 combinações de serviço mostradas na Tabela 1, e na Figura 29, tais deslocamentos podem ser observados de forma gráfica:

Tabela 10: deslocamentos observados no modelo-solução 2

CASO	COMBINAÇÃO	d_h [cm]			$d_{h,máx} = 4,32$ cm
		Base	Solução 1	Solução 2	Razão de H_{tot}
1	PP + PERM + 0,4ACID + 0,3V ₀	15,18	3,03	3,73	$H_{tot} / 1970$
2	PP + PERM + 0,4ACID + 0,3V ₀ ^{e+}	15,63	3,37	4,05	$H_{tot} / 1814$
3	PP + PERM + 0,4ACID + 0,3V ₀ ^{e-}	15,54	3,34	4,02	$H_{tot} / 1828$
4	PP + PERM + 0,4ACID + 0,3V ₉₀	2,46	2,40	2,39	$H_{tot} / 3075$
5	PP + PERM + 0,4ACID + 0,3V ₉₀ ^{e+}	4,75	3,92	3,85	$H_{tot} / 1909$
6	PP + PERM + 0,4ACID + 0,3V ₉₀ ^{e-}	4,65	3,89	3,82	$H_{tot} / 1924$
7	PP + PERM + 0,4ACID + 0,3V ₁₈₀	15,00	3,05	3,75	$H_{tot} / 1960$
8	PP + PERM + 0,4ACID + 0,3V ₁₈₀ ^{e+}	15,44	3,40	4,07	$H_{tot} / 1805$
9	PP + PERM + 0,4ACID + 0,3V ₁₈₀ ^{e-}	15,40	3,36	4,04	$H_{tot} / 1819$
10	PP + PERM + 0,4ACID + 0,3V ₂₇₀	2,85	2,81	2,78	$H_{tot} / 2643$
11	PP + PERM + 0,4ACID + 0,3V ₂₇₀ ^{e+}	5,13	4,32	4,24	$H_{tot} / 1733$
12	PP + PERM + 0,4ACID + 0,3V ₂₇₀ ^{e-}	5,02	4,26	4,19	$H_{tot} / 1754$

(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 29: gráfico radial de deslocamentos laterais do modelo-solução 2



(fonte: elaborado pelo autor)

Como se pode observar, com seções ainda menores do que o modelo-solução 1, obteve-se resultados igualmente satisfatórios. Nesta configuração, nota-se valores de deslocamento mais uniformes entre os casos, indicando que a inércia dos elementos de contravento foi melhor distribuída a fim de evitar pilares de grandes dimensões e pouca eficiência, possibilitando o uso de elementos mais esbeltos simplesmente por os posicionar de maneira mais efetiva. O acréscimo na rigidez translacional da estrutura no eixo X foi majoritariamente conferido através do aumento das seções dos pilares P3, P5, P27 e P28, e para complementar a rigidez torcional, aumentou-se também as seções dos pilares P1, P7, P22 e P26.

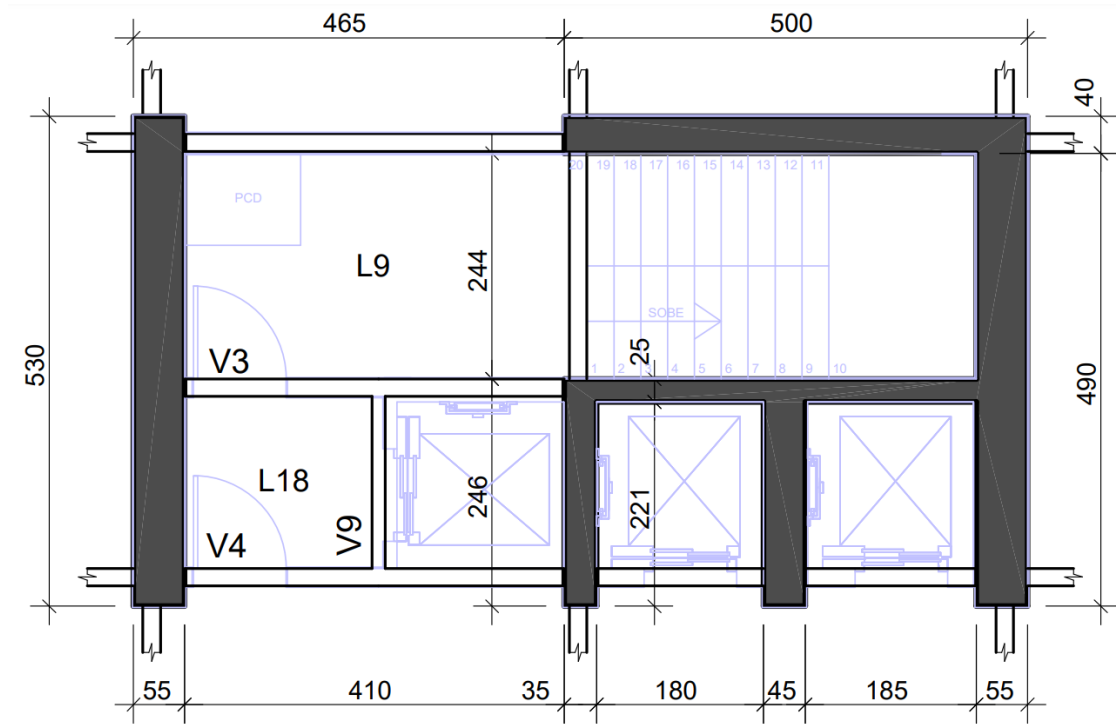
Quanto ao coeficiente γ_z , notou-se um aumento em relação ao modelo-solução 1 no valor correspondente aos casos de vento agindo no eixo X, passando de 1,31 para 1,41. No parâmetro RM2M1, a mudança foi de 1,32 para 1,42. Tal acréscimo pode ser explicado pela pequena redução na rigidez translacional da estrutura nessa direção, apresentando deslocamentos ligeiramente maiores e, por consequência, uma maior relevância dos efeitos de 2ª ordem em relação aos de 1ª. Para os casos de vento agindo na direção do eixo Y, os valores de γ_z e RM2M1 se mantiveram em 1,14.

4.4 MODELO-SOLUÇÃO 3

Considerando que, em função de restrições arquitetônicas, nem sempre é possível dispor pilares junto à fachada com dimensões muito expressivas, optou-se, também, por encontrar soluções com a adoção de um núcleo rígido na estrutura, aumentando significativamente os pilares no entorno da caixa da escada e elevadores ou até mesmo os unindo e obtendo um único pilar de maiores proporções. Com base nos efeitos observados no modelo-base e nos conceitos discutidos nos itens anteriores, pode-se pressupor que a utilização de um núcleo rígido em torno do centro de torção do pavimento proporciona grandes acréscimos de rigidez de translação, mas tende a ser pouco efetivo no aumento da rigidez de rotação, não sendo eficiente nas situações em que os efeitos de rotação (torção do edifício sob a ação de vento excêntrico) são preponderantes nos deslocamentos máximos. No entanto, muitas vezes em situações reais de projeto não se tem a possibilidade de distribuir grandes pilares pela planta, sobrando quase como única alternativa o aumento expressivo dos elementos estruturais em regiões mais centrais, nas quais normalmente a arquitetura permite. Tendo isso em vista, achou-se pertinente estudar, comparativamente, as diferenças entre tais soluções.

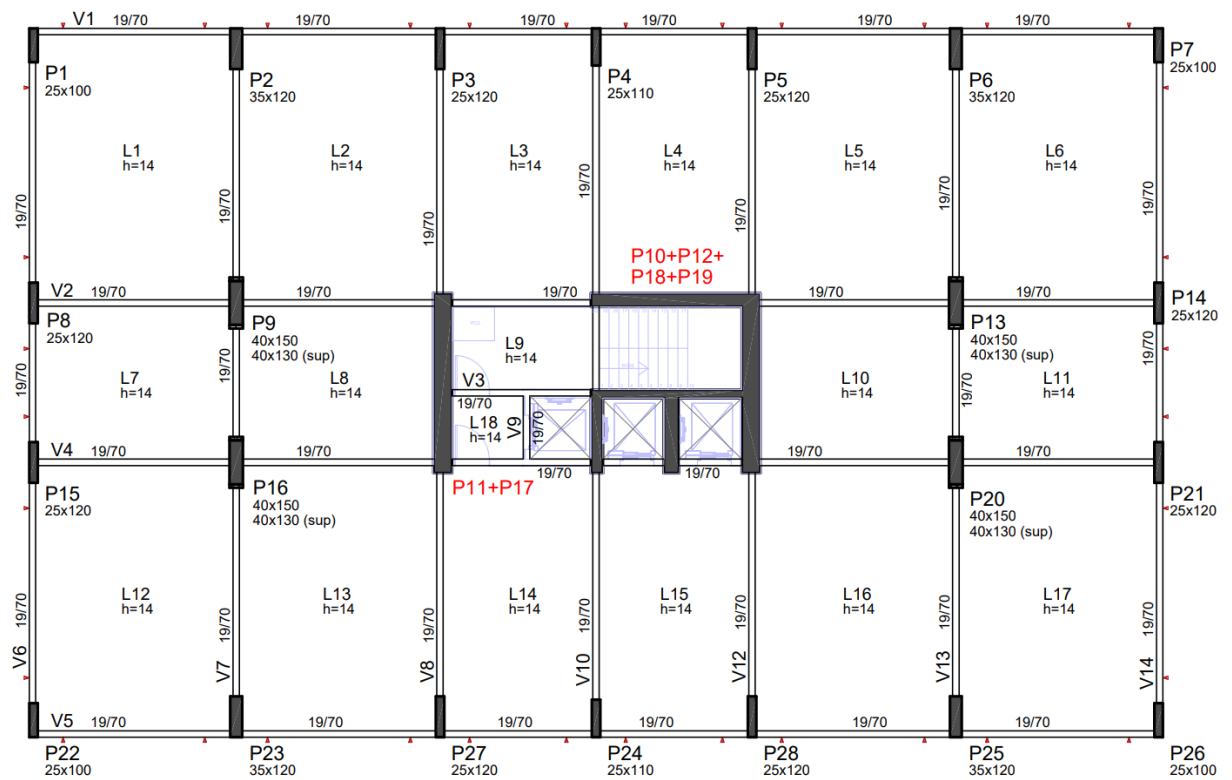
Para a criação do núcleo rígido, uniu-se os pilares do entorno da caixa de escada e elevadores, formando dois grandes elementos. O primeiro foi formado pela união dos pilares P11 e P17; o segundo, pela união dos pilares P10, P12, P18 e P19, alterando a orientação de alguns deles e adicionando novos trechos. Nas Figuras 30 e 31 abaixo, pode-se observar em detalhe as dimensões dos novos elementos e a planta de fôrmas do pavimento tipo 1 no modelo-solução 3, respectivamente.

Figura 30: detalhe dos elementos do núcleo rígido no modelo-solução 3



(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 31: planta de fôrmas do 1º pavimento no modelo-solução 3



(fonte: elaborado pelo autor)

4.4.1 Análise dos deslocamentos – modelo-solução 3

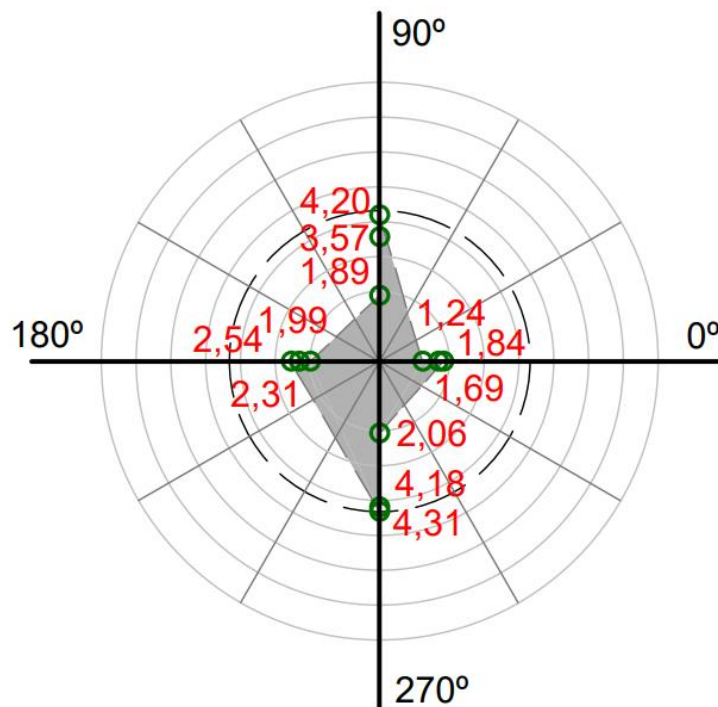
Na Tabela 11 a seguir, estão dispostos os deslocamentos obtidos ao analisar o modelo-solução 3 quando solicitado pelas 12 combinações de serviço mostradas na Tabela 1, e na Figura 32, tais deslocamentos podem ser observados de forma gráfica:

Tabela 11: deslocamentos observados no modelo-solução 3

CASO	COMBINAÇÃO	d_h [cm]				$d_{h,max} = 4,32$ cm
		Base	Solução 1	Solução 2	Solução 3	
1	PP + PERM + 0,4ACID + 0,3V ₀	15,18	3,03	3,73	1,24	$H_{tot} / 5927$
2	PP + PERM + 0,4ACID + 0,3V ₀ ^{e+}	15,63	3,37	4,05	1,69	$H_{tot} / 4349$
3	PP + PERM + 0,4ACID + 0,3V ₀ ^{e-}	15,54	3,34	4,02	1,84	$H_{tot} / 3994$
4	PP + PERM + 0,4ACID + 0,3V ₉₀	2,46	2,40	2,39	1,89	$H_{tot} / 3888$
5	PP + PERM + 0,4ACID + 0,3V ₉₀ ^{e+}	4,75	3,92	3,85	3,57	$H_{tot} / 2058$
6	PP + PERM + 0,4ACID + 0,3V ₉₀ ^{e-}	4,65	3,89	3,82	4,20	$H_{tot} / 1750$
7	PP + PERM + 0,4ACID + 0,3V ₁₈₀	15,00	3,05	3,75	1,99	$H_{tot} / 3693$
8	PP + PERM + 0,4ACID + 0,3V ₁₈₀ ^{e+}	15,44	3,40	4,07	2,31	$H_{tot} / 3181$
9	PP + PERM + 0,4ACID + 0,3V ₁₈₀ ^{e-}	15,40	3,36	4,04	2,54	$H_{tot} / 2893$
10	PP + PERM + 0,4ACID + 0,3V ₂₇₀	2,85	2,81	2,78	2,06	$H_{tot} / 3567$
11	PP + PERM + 0,4ACID + 0,3V ₂₇₀ ^{e+}	5,13	4,32	4,24	4,31	$H_{tot} / 1705$
12	PP + PERM + 0,4ACID + 0,3V ₂₇₀ ^{e-}	5,02	4,26	4,19	4,18	$H_{tot} / 1758$

(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 32: gráfico radial de deslocamentos laterais do modelo-solução 3



(fonte: elaborado pelo autor)

Com base nos deslocamentos observados no modelo-solução 3, pôde-se notar que o comportamento em escala global da estrutura, ao utilizar um núcleo rígido para auxiliar na resistência aos esforços do vento, passou por algumas mudanças. Ao comparar os casos de vento na mesma direção, mas em sentidos opostos (vento 0° e 180° , por exemplo), nota-se nos modelos anteriores uma variabilidade muito baixa; já no modelo-solução 3, o valor de 1,24 centímetro obtido no caso 1 passou para 1,99 centímetro no caso 7, sendo uma variação de 60,5% contra 1% e 0,5% de variação entre os mesmos casos nos modelos-solução 1 e 2, respectivamente. Tal diferença indica uma maior assimetria da estrutura na nova configuração, fazendo com que a estrutura já apresente deslocamento horizontal significativo proveniente apenas das cargas verticais, deformando a estrutura para algum dos lados sem que haja a necessidade da ação do vento. Além disso, assimetrias no modelo estrutural fazem com que a posição do centro de torção se distancie do centro geométrico do edifício, fator que amplifica os esforços de torção na estrutura, gerando deslocamentos ainda maiores.

Ao comparar os deslocamentos observados no modelo-solução 3 entre si, nota-se uma alta rigidez translacional, que precisou compensar a baixa rigidez rotacional existente. Nos casos de vento incidindo na maior face da estrutura no sentido positivo do eixo Y, por exemplo, nota-se um acréscimo de 122,2% entre o caso de vento centrado (caso 4) e vento com excentricidade negativa de 15% (caso 6), com os valores de deslocamento observados passando de 1,89 centímetro para 4,2 centímetros, respectivamente. Novamente, tal disparidade entre os valores mostra que a estrutura precisou ser enrijecida como um todo além da necessidade para que, ao final, a rigidez associada aos efeitos de rotação fosse suficiente, indicando uma estratégia não muito efetiva e um provável uso excessivo de material.

Em relação ao coeficiente γ_z , dada a maior rigidez conferida na direção do eixo X, o valor desse coeficiente no modelo-solução 3 na direção desse eixo foi de 1,11. Tal valor indica que, em relação aos modelos anteriores, essa solução apresenta efeitos de 2ª ordem menos expressivos quando analisadas as combinações de carregamentos com vento agindo na direção do eixo X. Na direção do eixo Y, o valor foi ainda menor, sendo reduzido para 1,07.

Quanto aos valores de RM2M1 observados, notou-se algumas diferenças em comparação aos valores de γ_z . Nas direções dos eixos X e Y, os valores de RM2M1 foram de, respectivamente, 1,14 e 1,09. A partir desses valores, entende-se que os efeitos de 2ª ordem não foram totalmente previstos pela metodologia empregada através do coeficiente γ_z , mesmo

Tabela 12: deslocamentos observados na configuração parcial durante estudo do modelo-solução 3

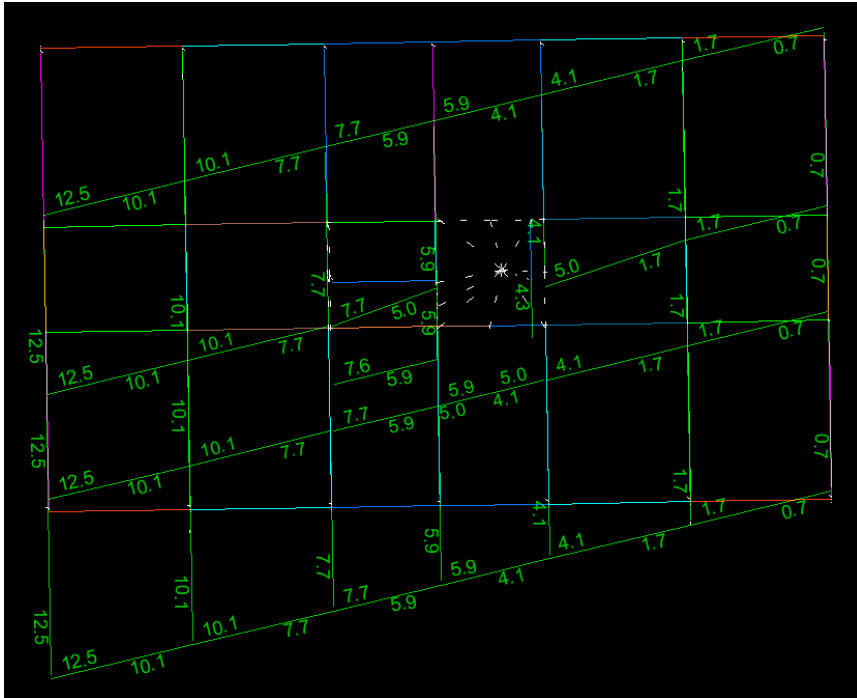
CASO	COMBINAÇÃO	d_h [cm]		$d_{h,máx} = 4,32$ cm
		Solução 3	Sol. Intermediária	Δd_h [cm]
1	PP + PERM + 0,4ACID + 0,3V ₀	1,24	1,01	-0,23
2	PP + PERM + 0,4ACID + 0,3V ₀ ^{e+}	1,69	1,8	0,11
3	PP + PERM + 0,4ACID + 0,3V ₀ ^{e-}	1,84	1,6	-0,24
4	PP + PERM + 0,4ACID + 0,3V ₉₀	1,89	0,94	-0,95
5	PP + PERM + 0,4ACID + 0,3V ₉₀ ^{e+}	3,57	3,23	-0,34
6	PP + PERM + 0,4ACID + 0,3V ₉₀ ^{e-}	4,2	3,55	-0,65
7	PP + PERM + 0,4ACID + 0,3V ₁₈₀	1,99	1,55	-0,44
8	PP + PERM + 0,4ACID + 0,3V ₁₈₀ ^{e+}	2,31	2,13	-0,18
9	PP + PERM + 0,4ACID + 0,3V ₁₈₀ ^{e-}	2,54	2,37	-0,17
10	PP + PERM + 0,4ACID + 0,3V ₂₇₀	2,06	2,76	0,7
11	PP + PERM + 0,4ACID + 0,3V ₂₇₀ ^{e+}	4,31	5,24	0,93
12	PP + PERM + 0,4ACID + 0,3V ₂₇₀ ^{e-}	4,18	5,06	0,88

(fonte: elaborado pelo autor)

Dados os valores de deslocamento dessa configuração intermediária do estudo, alguns efeitos puderam ser notados. Primeiro, nota-se uma maior rigidez translacional da estrutura, tendo em vista a diminuição no deslocamento na maioria dos casos de vento centrado. A única exceção foi constatada no caso 10, na qual o deslocamento para vento centrado no sentido negativo do eixo Y foi maior em relação ao modelo-solução 3. Tal efeito pode ser explicado ao considerar que, com a maior assimetria gerada em relação ao eixo X, a estrutura apresenta maior deslocamento lateral causado pelas ações verticais na direção do vento do caso 10, que apenas amplifica seu resultado. Dessa forma, mesmo que a estrutura tenha sido supostamente enrijecida, para algumas direções essa mudança não se mostrou benéfica.

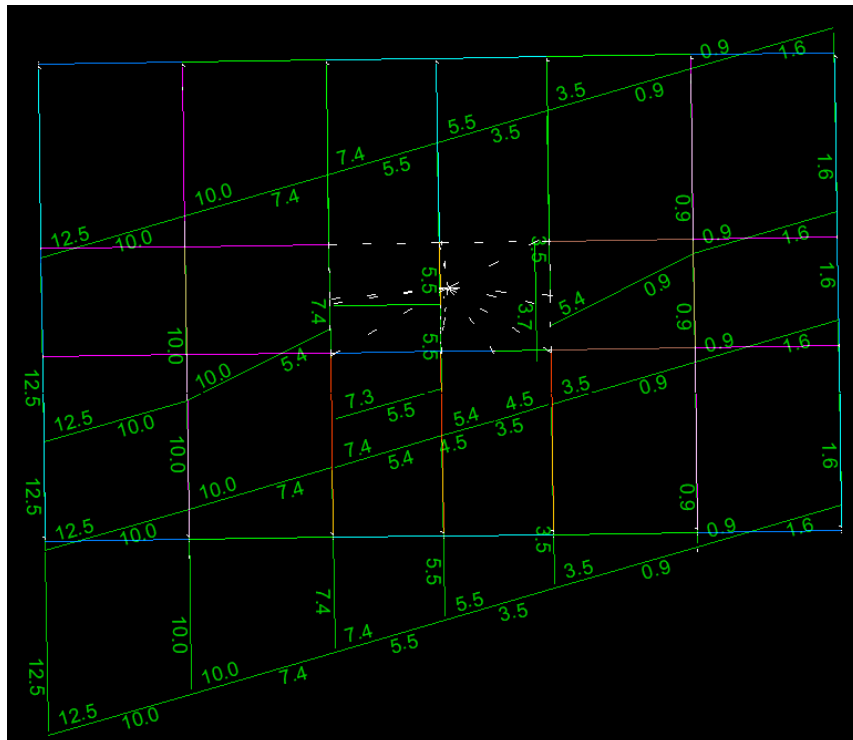
Além disso, ao analisar os casos 4 e 5, nota-se uma diminuição de 50,3% no caso de vento centrado, dada a maior rigidez translacional concebida, mas apenas 9,5% de diminuição no caso de vento excêntrico. Para compreender esse efeito, foi analisado nesse modelo, excepcionalmente, um caso com apenas a carga horizontal proveniente do vento agindo sobre a estrutura, a fim de evitar possíveis interferências na análise causadas pelas cargas verticais. Nas figuras 34 e 35 abaixo, estão indicadas componentes do eixo Y de deformação observadas no topo do modelo-solução 3 e do modelo intermediário em questão, respectivamente, para um caso de vento agindo no seu sentido negativo com valor pleno, isto é, sem majorações ou minorações, com excentricidade positiva:

Figura 34: componentes do eixo Y de deslocamentos observados no modelo-solução 3 para caso simples de vento a 270° com valor total



(fonte: elaborado pelo autor)

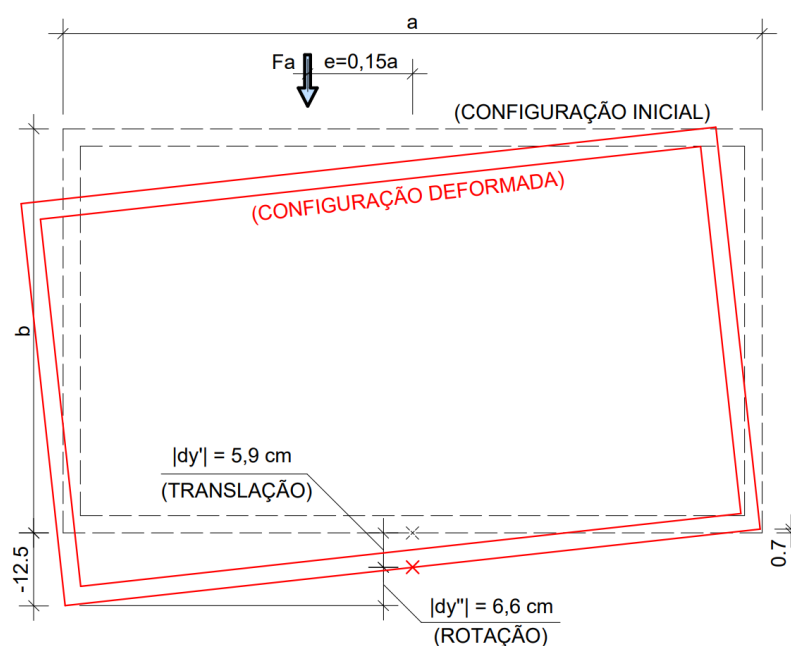
Figura 35: componentes do eixo Y de deslocamentos observados no modelo intermediário para caso simples de vento a 270° com valor total



(fonte: elaborado pelo autor)

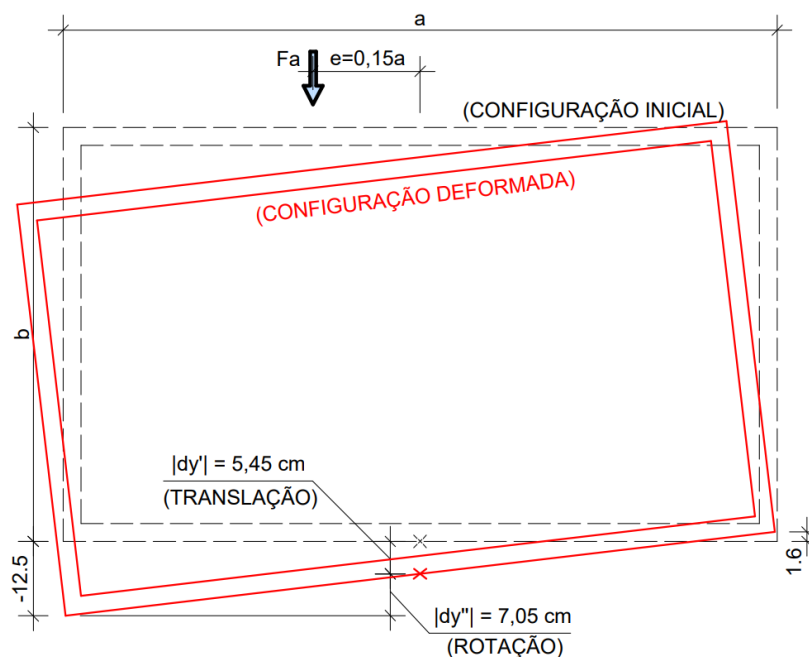
Considerando que o deslocamento dos pavimentos do edifício diante dos carregamentos constitui, de maneira simplificada, um movimento de corpo rígido, pode-se admitir que a média dos valores de deslocamento apresentados por vértices opostos indica a parcela do deslocamento total referente ao efeito de translação do pavimento. Por sua vez, o quanto o valor do deslocamento observado nos vértices difere do valor médio indica a parcela do deslocamento total proveniente do efeito de rotação. Ao analisar os resultados apresentados por ambos os modelos, notou-se que no modelo-solução 3 o deslocamento médio de translação no eixo Y do topo da estrutura apresentou valor maior do que o modelo intermediário, sendo os valores de 5,9 e 5,45 centímetros, em módulo, respectivamente. Contudo, ainda que apresentando um movimento de translação menor, a posição dos vértices da estrutura no modelo intermediário sob o efeito do vento descrito se distanciou mais da sua posição inicial do que no modelo-solução 3. Diante disso, pôde-se concluir que, apesar do acréscimo na rigidez translacional, a diminuição da rigidez torcional, de fato, fez com que os deslocamentos totais aumentassem. Nas Figuras 36 e 37 abaixo, pode-se observar graficamente os efeitos previamente comentados, nas quais as parcelas de deslocamento provenientes do movimento de translação e rotação são denominadas d_y' e d_y'' , respectivamente.

Figura 36: detalhe das parcelas de deslocamento provenientes dos efeitos de translação (d_y') e rotação (d_y'') no modelo-solução 3



(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 37: detalhe das parcelas de deslocamento provenientes dos efeitos de translação (dy') e rotação (dy'') no modelo intermediário



(fonte: elaborado pelo autor)

Uma possível explicação para o comportamento observado é que o acréscimo de dimensões do pilar-parede na parte superior da caixa da escada (em planta), sem a presença de um elemento simétrico na parte inferior da caixa dos elevadores (em planta) provocou, em planta, um deslocamento do centro de torção para cima, diminuindo a eficiência desse grande pilar-parede na rigidez torcional. Com a inserção desse elemento de grande rigidez translacional na direção do eixo X, a rigidez da estrutura do edifício para os deslocamentos nessa direção aumentou, o centro de torção dos pavimentos se deslocou para cima e a rigidez torcional global diminuiu.

4.5 MODELO-SOLUÇÃO 4

De maneira análoga ao modelo-solução 2, que foi elaborado a partir de melhorias realizadas sobre o modelo-solução 1, o modelo-solução 4 parte das mesmas premissas utilizadas na concepção do modelo-solução 3, mas buscando alterar alguns pontos a fim de tornar a estrutura mais compatível com o projeto arquitetônico através da utilização de elementos estruturais de menores dimensões. Para isso, realizou-se modificações nos elementos do

núcleo da estrutura, tornando-os mais esbeltos e concordantes com o modelo arquitetônico proposto, e em pilares posicionados em outros pontos da planta.

Nas análises dos deslocamentos obtidos no modelo-solução 3, ficou clara a grande rigidez translacional na direção do eixo X, ao passo que os deslocamentos para casos de vento excêntrico agindo na direção do eixo Y se mostraram muito próximos dos limites impostos, indicando uma rigidez torcional sem muita margem para reduções. Por esse motivo, para compensar a perda de rigidez torcional causada ao reduzir os elementos do núcleo na idealização do modelo-solução 4, aumentou-se os pilares P1, P7, P22 e P26, posicionados nos vértices da estrutura. Tal estratégia configura, de certa forma, uma solução estrutural mista, uma vez que a utilização do núcleo rígido é complementada pela alteração de outros pilares a fim de auxiliar na resistência a efeitos contra os quais o núcleo não se mostra eficiente. Dessa forma, torna-se viável atender aos limites de deslocamento impostos sem que haja grandes incompatibilidades da estrutura com o modelo arquitetônico proposto.

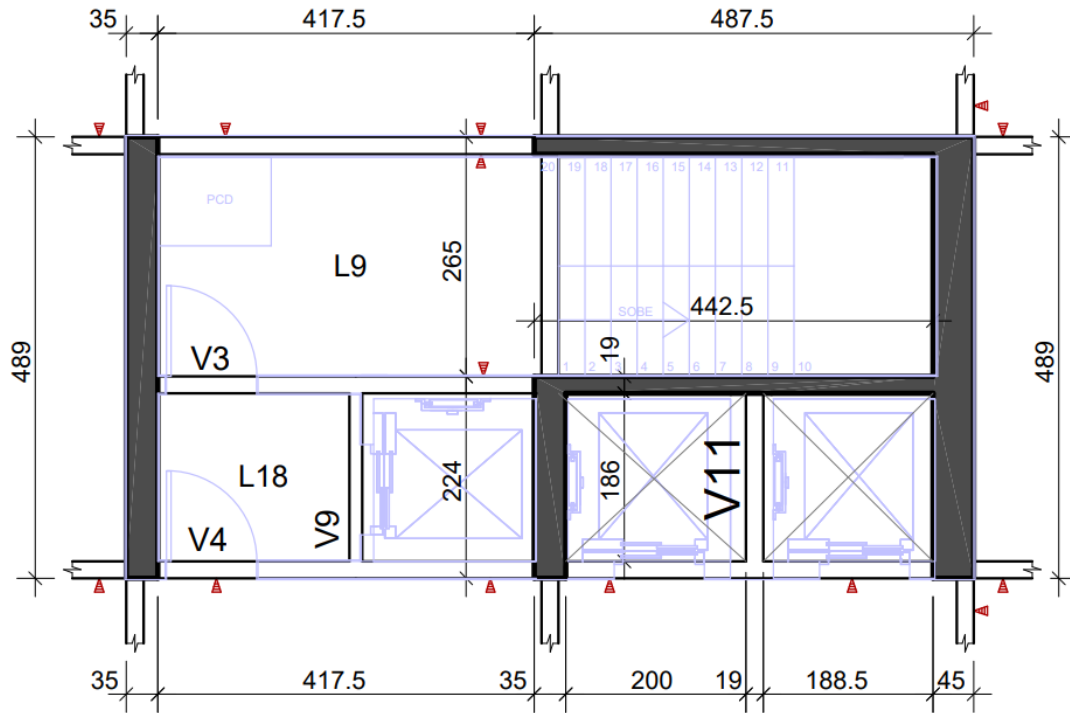
Na Tabela 13 abaixo, pode-se observar as dimensões atualizadas dos pilares P1, P7, P22 e P26 em relação ao modelo-base, seguida pela Figura 38 e pela Figura 39, nas quais estão dispostas, respectivamente, a vista em planta dos elementos do núcleo rígido em detalhe e a planta de fôrmas do pavimento tipo 1 na configuração do modelo-solução 4, com o título dos pilares alterados indicados na cor vermelha.

Tabela 13: dimensões atualizadas dos pilares P1, P7, P22 e P26 no modelo-solução 4

P1, P7, P22 e P26					
LANÇE	PAVIMENTO	MODELO-BASE		MODELO-SOLUÇÃO 4	
		b [cm]	h [cm]	b [cm]	h [cm]
21	21° Pavimento - Cobertura	19	50	25	120
17 ao 20	17° ao 20° Pavimento - Tipo 7	19	50	25	120
13 ao 16	13° ao 16° Pavimento - Tipo 6	19	60	25	120
9 ao 12	9° ao 12° Pavimento - Tipo 5	19	80	25	120
5 ao 8	5° ao 8° Pavimento - Tipo 4	25	80	25	120
3 e 4	3° e 4° Pavimento - Tipo 3	25	90	25	120
2	2° Pavimento - Tipo 2	25	100	25	120
1	1° Pavimento - Tipo 1	25	100	25	120

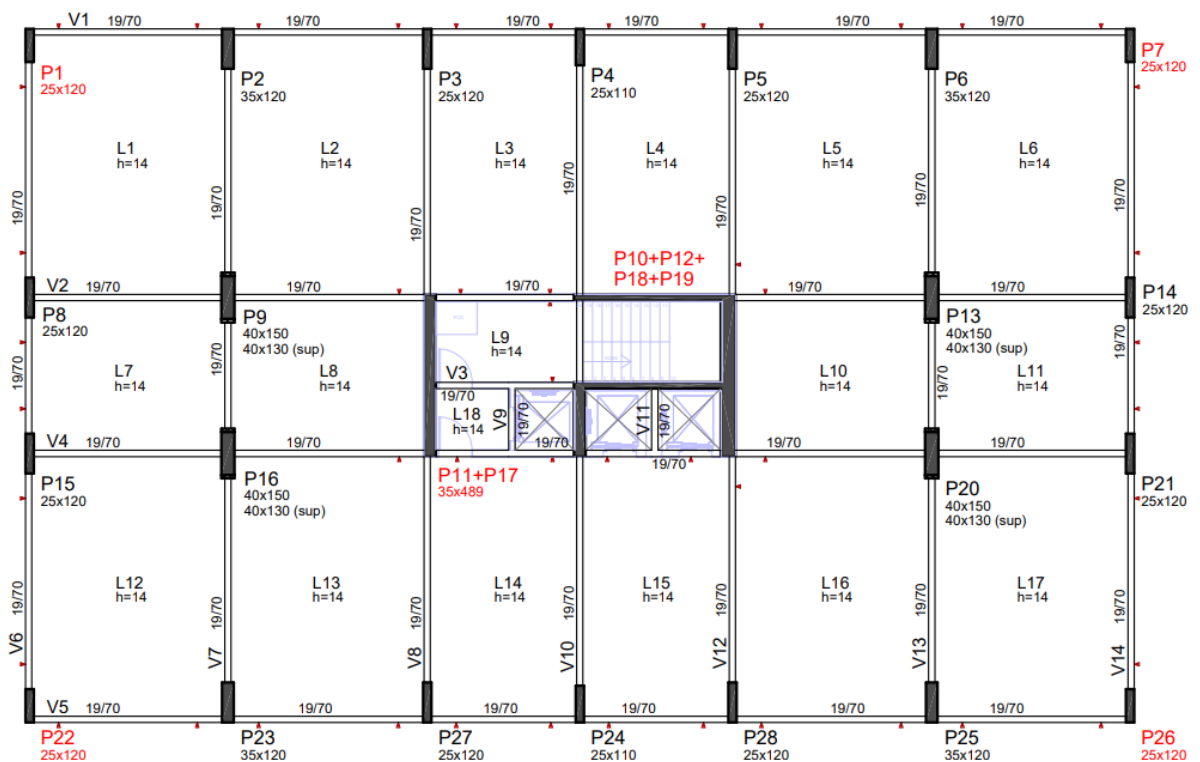
(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 38: detalhe dos elementos do núcleo rígido do modelo-solução 4



(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 39: planta de fôrmas do 1º pavimento no modelo-solução 4



(fonte: elaborado pelo autor)

4.5.1 Análise dos deslocamentos – modelo-solução 4

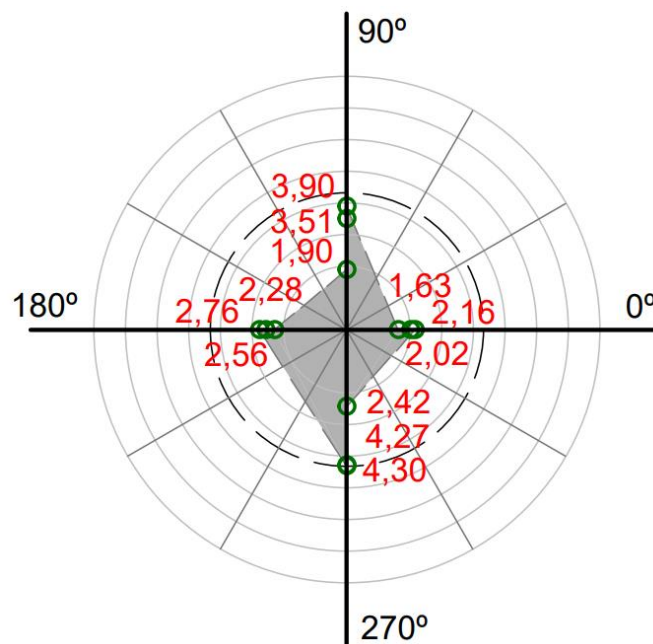
Na Tabela 14 a seguir, estão dispostos os deslocamentos obtidos ao analisar o modelo-solução 4 quando solicitado pelas 12 combinações de serviço mostradas na Tabela 1, e na Figura 40, tais deslocamentos podem ser observados de forma gráfica:

Tabela 14: deslocamentos observados no modelo-solução 4

CASO	COMBINAÇÃO	d_h [cm]					$d_{h,máx} = 4,32$ cm
		Base	Solução 1	Solução 2	Solução 3	Solução 4	Razão de H_{tot}
1	PP + PERM + 0,4ACID + 0,3V ₀	15,18	3,03	3,73	1,24	1,63	$H_{tot} / 4509$
2	PP + PERM + 0,4ACID + 0,3V ₀ ^{e+}	15,63	3,37	4,05	1,69	2,02	$H_{tot} / 3638$
3	PP + PERM + 0,4ACID + 0,3V ₀ ^{e-}	15,54	3,34	4,02	1,84	2,16	$H_{tot} / 3402$
4	PP + PERM + 0,4ACID + 0,3V ₉₀	2,46	2,40	2,39	1,89	1,90	$H_{tot} / 3868$
5	PP + PERM + 0,4ACID + 0,3V ₉₀ ^{e+}	4,75	3,92	3,85	3,57	3,51	$H_{tot} / 2094$
6	PP + PERM + 0,4ACID + 0,3V ₉₀ ^{e-}	4,65	3,89	3,82	4,20	3,90	$H_{tot} / 1884$
7	PP + PERM + 0,4ACID + 0,3V ₁₈₀	15,00	3,05	3,75	1,99	2,28	$H_{tot} / 3223$
8	PP + PERM + 0,4ACID + 0,3V ₁₈₀ ^{e+}	15,44	3,40	4,07	2,31	2,56	$H_{tot} / 2871$
9	PP + PERM + 0,4ACID + 0,3V ₁₈₀ ^{e-}	15,40	3,36	4,04	2,54	2,76	$H_{tot} / 2663$
10	PP + PERM + 0,4ACID + 0,3V ₂₇₀	2,85	2,81	2,78	2,06	2,42	$H_{tot} / 3037$
11	PP + PERM + 0,4ACID + 0,3V ₂₇₀ ^{e+}	5,13	4,32	4,24	4,31	4,27	$H_{tot} / 1721$
12	PP + PERM + 0,4ACID + 0,3V ₂₇₀ ^{e-}	5,02	4,26	4,19	4,18	4,30	$H_{tot} / 1709$

(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 40: gráfico radial de deslocamentos laterais do modelo-solução 4



(fonte: elaborado pelo autor)

Como se pode observar, mesmo utilizando elementos mais esbeltos do que no modelo anterior, os resultados foram semelhantes. Dada a intenção de reduzir os elementos do núcleo e compensar a redução na rigidez torcional aumentando os pilares dos vértices da estrutura, pôde-se concluir que as alterações realizadas cumpriram com o esperado, uma vez que, mesmo com os deslocamentos nos casos de vento centrado aumentando (o que indica uma menor rigidez de translação), os deslocamentos nos casos de vento excêntrico continuaram abaixo dos limites, indicando que a estrutura ainda se comporta de maneira razoável diante dos efeitos de torção gerados pela força de arrasto agindo de forma excêntrica à fachada.

Como esperado, os valores do coeficiente γ_z apresentaram leves diferenças em relação ao modelo-solução 3. Na direção do eixo X, o valor do coeficiente passou de 1,11 para 1,13. Já na do eixo Y, o valor passou de 1,07 para 1,09. Com os valores do parâmetro RM2M1 não foi diferente, tendo aumentado de 1,14 para 1,16 na direção do eixo X e de 1,09 para 1,10 na direção do eixo Y. Outra vez, ainda que os valores do coeficiente γ_z observados permitam a utilização do método simplificado proposto pela NBR 6118:2014, os valores obtidos pela análise não linear geométrica via processo P-Delta se mostraram ligeiramente superiores.

5 RESULTADOS EM TERMOS DE QUANTITATIVOS E ANÁLISES

Neste capítulo, estão dispostos os quantitativos extraídos de cada um dos modelos apresentados ao longo do estudo. Os valores considerados relevantes e elencados nas tabelas a seguir são as quantidades de concreto, fôrmas e aço dos elementos que constituem as estruturas analisadas, sendo possível a análise das quantidades presentes nas lajes, vigas e pilares de forma separada nas Tabelas 15 a 19 e também em sua totalidade por modelo na Tabela 20. Por fim, na Tabela 21, estão dispostos os consumos em forma de taxas.

Tabela 15: quantitativos do modelo-base

MODELO BASE									
Pavimento	Concreto (m ³)			Fôrmas (m ²)			Aço (kg)		
	Pilares	Vigas	Lajes	Pilares	Vigas	Lajes	Pilares	Vigas	Lajes
Cobertura	9,30	35,70	89,50	135,20	368,70	639,00	1001,40	4168,60	7249,50
Tipo 7 (4x)	11,83	35,40	88,08	161,85	368,88	631,25	1912,45	4976,00	7669,70
Tipo 6 (4x)	18,38	34,60	88,00	204,13	360,60	630,70	3209,75	6416,45	7101,20
Tipo 5 (4x)	25,60	33,78	87,90	246,83	352,23	629,93	4577,30	8163,80	6884,58
Tipo 4 (4x)	30,63	33,43	87,78	265,30	348,55	629,13	5958,08	10259,88	6744,73
Tipo 3 (2x)	33,90	33,10	87,75	282,80	345,15	628,75	8299,70	10580,65	6735,40
Tipo 2 (1x)	36,80	32,80	87,70	296,80	342,40	628,30	9508,90	9495,70	6655,70
Tipo 1 (1x)	38,40	32,70	87,60	305,20	340,80	628,10	14579,60	6337,10	6643,50
TOTAL	498,00	716,20	1847,30	4815,20	7463,20	13236,90	104319,60	160427,20	147620,30
	3061,5 m³			25515,3 m²			412367,1 kg		

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 16: quantitativos do modelo-solução 1

MODELO-SOLUÇÃO 1									
Pavimento	Concreto (m ³)			Fôrmas (m ²)			Aço (kg)		
	Pilares	Vigas	Lajes	Pilares	Vigas	Lajes	Pilares	Vigas	Lajes
Cobertura	22,50	34,70	89,20	192,90	356,70	636,80	1881,90	4594,60	7194,40
Tipo 7 (4x)	24,63	34,33	87,78	217,85	357,25	629,13	2075,03	4835,78	7531,93
Tipo 6 (4x)	30,08	33,75	87,70	248,93	351,08	628,55	2427,48	5643,08	7467,95
Tipo 5 (4x)	36,55	32,98	87,63	289,95	343,03	627,95	3125,95	6911,85	7162,73
Tipo 4 (4x)	41,23	32,68	87,50	305,63	339,90	627,20	3746,50	7975,33	7161,03
Tipo 3 (2x)	43,80	32,45	87,45	317,50	337,55	626,85	5386,35	7875,85	7183,55
Tipo 2 (1x)	46,70	32,20	87,40	331,50	334,80	626,50	6390,10	6667,20	7008,60
Tipo 1 (1x)	48,30	32,00	87,40	339,90	333,20	626,30	10864,70	4959,90	6949,50
TOTAL	735,00	698,70	1841,30	5748,70	7264,80	13194,60	75409,20	133437,50	152814,10
	3275 m³			26208,1 m²			361660,8 kg		

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 17: quantitativos do modelo-solução 2

MODELO-SOLUÇÃO 2									
Pavimento	Concreto (m ³)			Fôrmas (m ²)			Aço (kg)		
	Pilares	Vigas	Lajes	Pilares	Vigas	Lajes	Pilares	Vigas	Lajes
Cobertura	19,20	34,60	89,30	194,60	356,30	637,80	1373,70	4372,70	7996,20
Tipo 7 (4x)	21,70	34,28	87,90	221,20	356,50	630,05	1660,43	4751,05	7720,85
Tipo 6 (4x)	26,90	33,73	87,83	249,48	350,90	629,48	1841,13	5707,95	7740,70
Tipo 5 (4x)	32,85	33,05	87,75	284,90	344,03	628,88	2341,13	7210,35	7469,75
Tipo 4 (4x)	36,85	32,80	87,65	298,90	341,23	628,28	3120,48	8470,20	7423,35
Tipo 3 (2x)	39,05	32,60	87,60	308,00	339,45	627,95	4858,75	8498,90	7478,10
Tipo 2 (1x)	41,60	32,40	87,60	319,20	337,30	627,60	6006,90	7201,30	7276,60
Tipo 1 (1x)	43,20	32,30	87,50	327,60	335,70	627,40	12034,30	5144,10	7219,30
TOTAL	655,30	699,90	1844,10	5675,30	7278,80	13215,40	64985,00	138274,10	158866,90
	3199,3 m³			26169,5 m²			362126 kg		

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 18: quantitativos do modelo-solução 3

MODELO-SOLUÇÃO 3									
Pavimento	Concreto (m ³)			Fôrmas (m ²)			Aço (kg)		
	Pilares	Vigas	Lajes	Pilares	Vigas	Lajes	Pilares	Vigas	Lajes
Cobertura	43,80	34,60	88,20	284,00	347,00	630,30	5092,40	4684,80	5701,30
Tipo 7 (4x)	45,08	34,45	87,60	298,00	346,55	627,65	5127,88	4810,45	6607,15
Tipo 6 (4x)	49,38	33,88	87,53	327,95	340,50	627,25	5661,13	5174,08	6509,10
Tipo 5 (4x)	54,90	33,23	87,45	362,25	333,80	626,60	6257,65	5422,08	6539,95
Tipo 4 (4x)	58,68	32,90	87,35	378,63	330,50	625,98	6931,35	5335,40	6515,35
Tipo 3 (2x)	61,50	32,60	87,30	395,45	327,10	625,60	8069,90	4849,25	6614,50
Tipo 2 (1x)	63,40	32,40	87,30	403,80	325,50	625,30	8319,70	4469,90	6531,90
Tipo 1 (1x)	64,50	32,30	87,20	409,40	324,40	625,10	11391,00	3846,90	6505,50
TOTAL	1126,80	702,30	1837,00	7355,40	7056,50	13161,80	136854,90	105668,10	136653,90
	3666,1 m³			27573,7 m²			379176,9 kg		

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 19: quantitativos do modelo-solução 4

MODELO-SOLUÇÃO 4									
Pavimento	Concreto (m ³)			Fôrmas (m ²)			Aço (kg)		
	Pilares	Vigas	Lajes	Pilares	Vigas	Lajes	Pilares	Vigas	Lajes
Cobertura	34,00	33,20	89,20	278,60	345,50	636,80	5411,40	4692,50	5928,90
Tipo 7 (4x)	35,33	33,10	87,93	292,60	346,70	630,05	5223,28	4898,30	6719,63
Tipo 6 (4x)	39,35	32,60	87,88	319,75	341,23	629,63	5678,33	5223,28	6562,53
Tipo 5 (4x)	44,33	32,05	87,78	348,45	335,70	628,98	6135,08	5758,55	6608,83
Tipo 4 (4x)	47,43	31,78	87,70	363,15	332,75	628,50	6982,85	5864,38	6533,90
Tipo 3 (2x)	49,90	31,50	87,65	377,15	329,95	628,15	8044,15	5188,30	6580,05
Tipo 2 (1x)	51,50	31,40	87,60	382,80	328,90	627,90	8656,40	4753,40	6538,30
Tipo 1 (1x)	52,60	31,30	87,60	388,40	327,80	627,70	11574,60	3962,80	6528,70
TOTAL	903,60	677,00	1844,80	7099,90	7087,60	13217,30	137808,80	110763,30	137855,50
	3425,4 m ³			27404,8 m ²			386427,6 kg		

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 20: comparação de quantitativos totais entre modelos

CONSUMOS TOTAIS			
Modelo	Concreto (1000.m ³)	Fôrmas (1000.m ²)	Aço (1000.kg)
Base	3,06	25,52	412,37
Solução 1	3,28	26,21	361,66
Solução 2	3,20	26,17	362,13
Solução 3	3,67	27,57	379,18
Solução 4	3,43	27,40	386,43

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 21: comparação de taxas entre modelos

TAXAS			
Modelo	kg/m ²	kg/m ³	m ³ /m ²
Base	28,59	134,69	0,21
Solução 1	25,08	110,43	0,23
Solução 2	25,11	113,19	0,22
Solução 3	26,29	103,43	0,25
Solução 4	26,80	112,81	0,24

(fonte: elaborado pelo autor)

Todos os modelos estudados indicaram uma diferença significativa no consumo de materiais entre uma solução que apenas atenda ao estado-limite último e ao estado-limite de serviço de deformações excessivas relacionadas a flechas verticais (modelo-base) e as soluções que também atendem ao estado-limite de serviço de deformações excessivas relacionadas aos deslocamentos horizontais.

Entre os modelos-solução 1 e 2, o volume de concreto consumido em lajes e vigas praticamente não se alterou. O modelo-solução 2 apresentou menor consumo de concreto nos pilares devido a uma distribuição de rigidez mais equilibrada e melhor concebida.

O consumo de aço nos pilares do modelo-solução 2 é menor que no modelo-solução 1, um resultado não esperado uma vez que o uso de seções menores frequentemente é acompanhado por um aumento nas taxas de armaduras. Mais significativo foi o efeito da diminuição de rigidez dos pilares levando a uma transferência de solicitações para as vigas e lajes, fenômeno típico de estruturas hiperestáticas. Tal transferência gerou um aumento de consumo de aço em vigas e lajes que tornou o consumo de aço global do modelo-solução 2 ligeiramente superior ao do modelo-solução 1

Os modelos-solução 3 e 4 com núcleos rígidos correspondem a consumos de concreto, aço e fôrmas maiores que os modelos puramente aperticados das soluções 1 e 2, resultado esperado em função da posição central dos núcleos rígidos com pouca eficiência para a rigidez torcional. Tais modelos com núcleo rígidos se mostraram menos eficientes que os modelos com rigidez com maior concentração na periferia. Contudo, tal conclusão não pode ser generalizada, pois é bastante dependente da tipologia da edificação e estrutura estudada.

A comparação entre os modelos-solução 3 e 4 mostra um fenômeno recorrente de que a redução no tamanho das seções e a conseqüente redução no consumo de concreto é frequentemente acompanhado por um aumento nas taxas de armadura e um aumento no consumo global do aço.

6 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Dadas as restrições do estudo dispostas ao longo deste trabalho, chegou-se a algumas conclusões. Como notado nas análises realizadas sobre o modelo-base, foi visto que o dimensionamento dos elementos da estrutura apenas ao estado-limite último não necessariamente confere à estrutura a devida rigidez para atender também ao estado-limite de serviço, principalmente ao se tratar de edifícios mais altos. Para isso, deve-se analisar o comportamento da estrutura diante das ações às quais está sendo solicitada e traçar estratégias para torná-la suficientemente rígida, visando atender aos estados-limites impostos pelas normas em sua totalidade. Nos modelos-solução 1 e 2, buscou-se reduzir os deslocamentos da estrutura ao incrementar a rigidez do sistema de contraventamento através do aumento de pilares distantes do centro de torção dos pavimentos, e essas se mostraram as alternativas mais eficientes em termos de quantitativos. Nos modelos-solução 3 e 4, ao buscar soluções fundamentadas no uso de um núcleo rígido em conjunto com o sistema de pórticos do edifício, observou-se um considerável aumento no consumo de todos os materiais considerados neste estudo quando comparados aos modelos das duas alternativas anteriores, indicando uma menor eficiência desse tipo de estrutura diante, principalmente, dos efeitos de torção observados nas estruturas analisadas, sendo esses majoritariamente provenientes da consideração de forças de arrasto excêntricas.

Em relação às configurações estudadas, as soluções que priorizaram um aumento de rigidez nos pilares e pórticos junto à periferia da estrutura, em pontos estrategicamente escolhidos, mostraram-se mais eficientes em termos de quantitativos que as soluções que fizeram emprego de um núcleo central. Considerando as limitações do estudo, em especial quanto à planta arquitetônica, a altura da edificação, seu uso e materiais considerados, os resultados apontam para a preferência na utilização de sistemas de contraventamento com maior rigidez periférica do que central, e que a utilização de núcleos centrais deva ser priorizada quando restrições de caráter arquitetônico impeçam a utilização de pórticos de maiores dimensões junto das fachadas.

Em termos mais gerais, conclui-se a importância de compreender os efeitos de deslocamentos observados nas estruturas, da consideração de ações e fenômenos pertinentes ao porte da edificação analisada e quais as possíveis formas de solucionar os problemas verificados nas

análises, visto que as comparações presentes neste trabalho foram baseadas nos efeitos aqui observados, dependentes da origem de tais efeitos e da tipologia da estrutura estudada.

Particularmente, considerar excentricidade na força de arrasto e entender adequadamente o funcionamento das estruturas de contraventamento em torção foram fundamentais para definir as estratégias de solução de todos os casos aqui estudados, bem como para entender os resultados obtidos.

Para viabilizar o desenvolvimento deste estudo, fez-se necessário restringir diversos pontos e definir critérios que possibilitassem a comparação entre as estruturas estudadas. Por esse motivo, sugere-se os seguintes temas para trabalhos futuros:

- a) Diferente quantidade de pavimentos;
- b) Variação na quantidade de pórticos resistentes;
- c) Utilização de plantas arquitetônicas reais;
- d) Considerar diferentes materiais da estrutura (diferentes resistências características do concreto, por exemplo);
- e) Contemplar outros sistemas de contraventamento, diferentes dos sistemas puramente aporticados e sua combinação com núcleos rígidos;
- f) Analisar situações em que o núcleo rígido seja excêntrico em relação à planta arquitetônica;
- g) Utilizar um modelo de pórtico que considere a rigidez das lajes no conjunto;
- h) Comparação em termos dos custos referentes aos quantitativos de cada configuração;
- i) Comparar os resultados obtidos na ferramenta de análise/projeto utilizada, o TQS, ao empregar forças de arrasto nas direções 45°, 135°, 225° e 315° com o procedimento normativo empregado neste trabalho, que considerou as forças de arrasto ortogonais às fachadas e o efeito do vento oblíquo através de excentricidades.

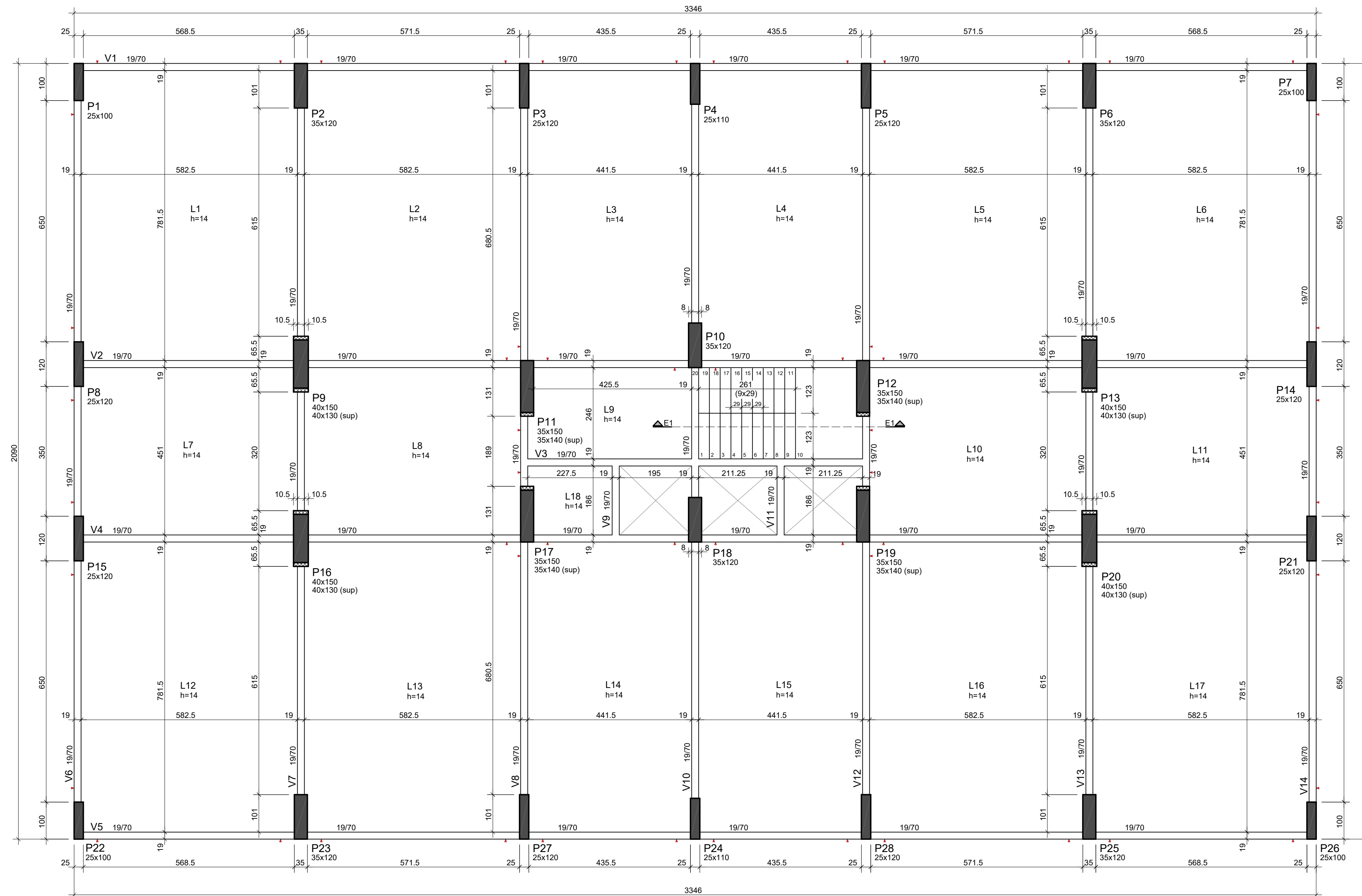
REFERÊNCIAS

- ANDRADE, R. B.; NÓBREGA, P. G. B. da. **Second-order torsion effects in concrete buildings**. Revista IBRACON de Estruturas e Materiais, v. 14, n. 1, p. 1–15, 2021.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**: projeto de estruturas de concreto – procedimento. Rio de Janeiro, 2014.
- _____. **NBR 6120**: cargas para o cálculo de estruturas de edificações. Rio de Janeiro, 2019
- _____. **NBR 6123**: forças devidas ao vento em edificações. Rio de Janeiro, 2023.
- BLESSMANN, J. **Ação do vento em edifícios**. 2ª.ed. Porto Alegre. Editora da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 1989. 81p.
- BOGGS, D. W.; HOSOYA, N.; COCHRAN, L. Sources of torsional wind on tall buildings: lessons from the wind tunnel. **Advanced Technology in Structural Engineering (Proceedings of the 2000 Structures Congress & Exposition)**, Philadelphia, May 2000, SEI/ASCE.
- CARPEGGIANI, E. A. **Determinação dos Efeitos Estáticos de Torção em Edifícios Altos Devidos à Ação do Vento**. 2004. 184 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). UFRGS - Universidade Federal do Rio Grande do Sul Escola, Porto Alegre, 2004.
- BENVEGNÚ, D. E. **Análise da performance de diferentes concepções estruturais em edifícios altos em concreto**. 2022. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.
- FRANCO, M.; VASCONCELOS, A.C. (1991). **Practical assessment of second order effects in tall buildings**. In: COLOQUIUM ON THE CEB-FIP MC90, 1991, Rio de Janeiro. Anais.
- FUSCO, P. B. **Estruturas de concreto: solicitações normais, estados limites últimos – teoria e aplicações**. Rio de Janeiro: Guanabara Dois, 1981.
- GUSTAFSSON, D.; HEHIR, J. **Stability of Tall Buildings. Master’s Thesis – Department of Civil and Environmental Engineering**, Chalmers University of Technology, Göteborg, 2005.
- MONCAYO, W. J. Z. **Análise de Segunda Ordem Global em Edifícios Com Estrutura de Concreto Armado**. Dissertação (Mestrado) - Programa de pós graduação em engenharia de estruturas, Escola de Engenharia da Universidade de São Paulo, São Carlos, 2011.
- MOSER, V. S. S. **Estudo do comportamento estrutural de edifícios de concreto armado com assimetrias**. Dissertação (Mestrado) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2022.
- WORDELL, F. **Avaliação da instabilidade global de edifícios altos**. 2003. 94 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2003.

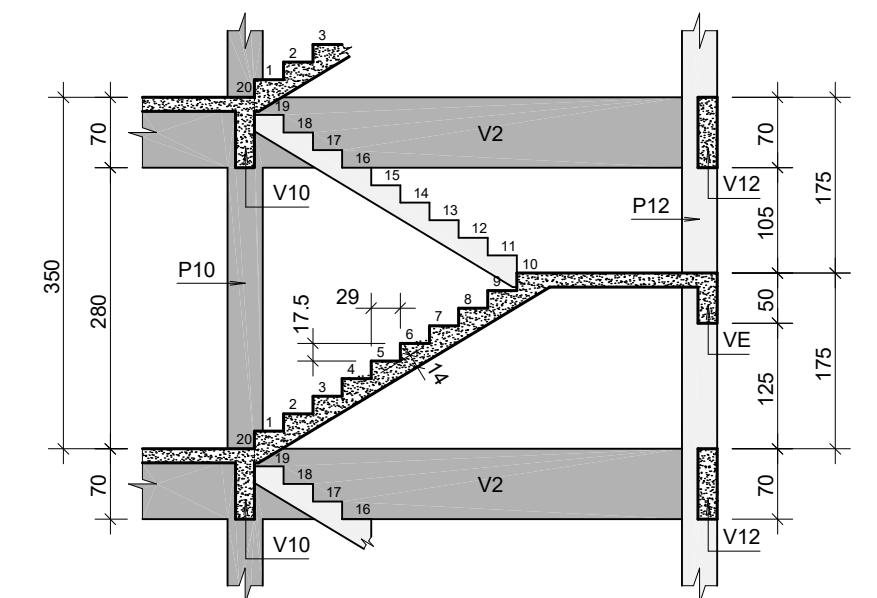
APÊNDICE A – Plantas de Fôrmas do Modelo-Base


GEOMETRIAS DO 1º PAVIMENTO - TIPO 1

ESCALA 1:75



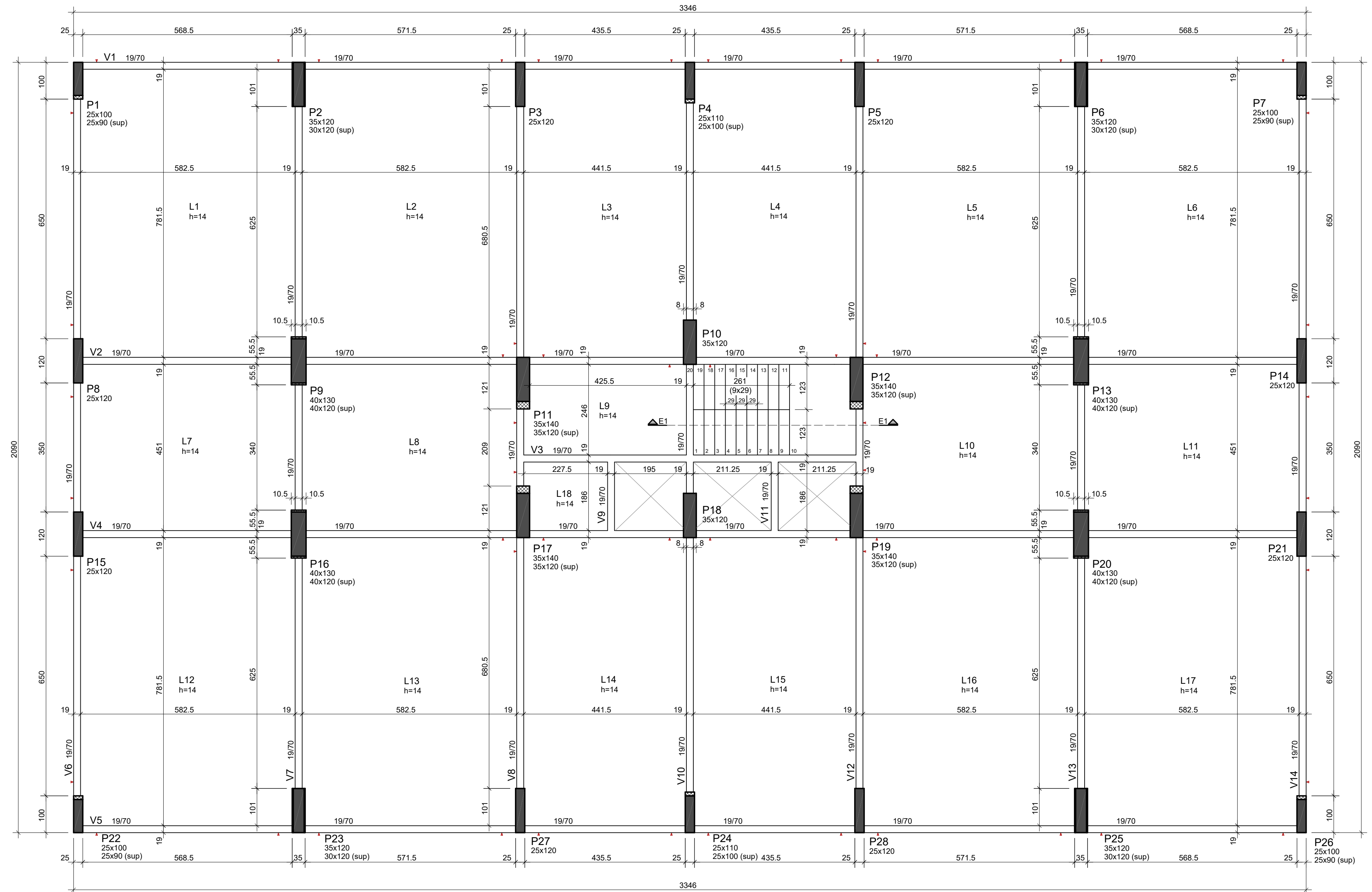
CORTE E1-E1
ESCALA 1:75



Escala: 1:75 Unidade: cm Autor: MATEUS LEOTE DUTRA Data: FEVEREIRO DE 2024 Pavimento: 1º PAVIMENTO	Disciplina: TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO Descrição: GEOMETRIAS DO 1º PAVIMENTO TIPO 1	Prancha: 01 
--	--	--

GEOMETRIAS DO 2º PAVIMENTO - TIPO 2

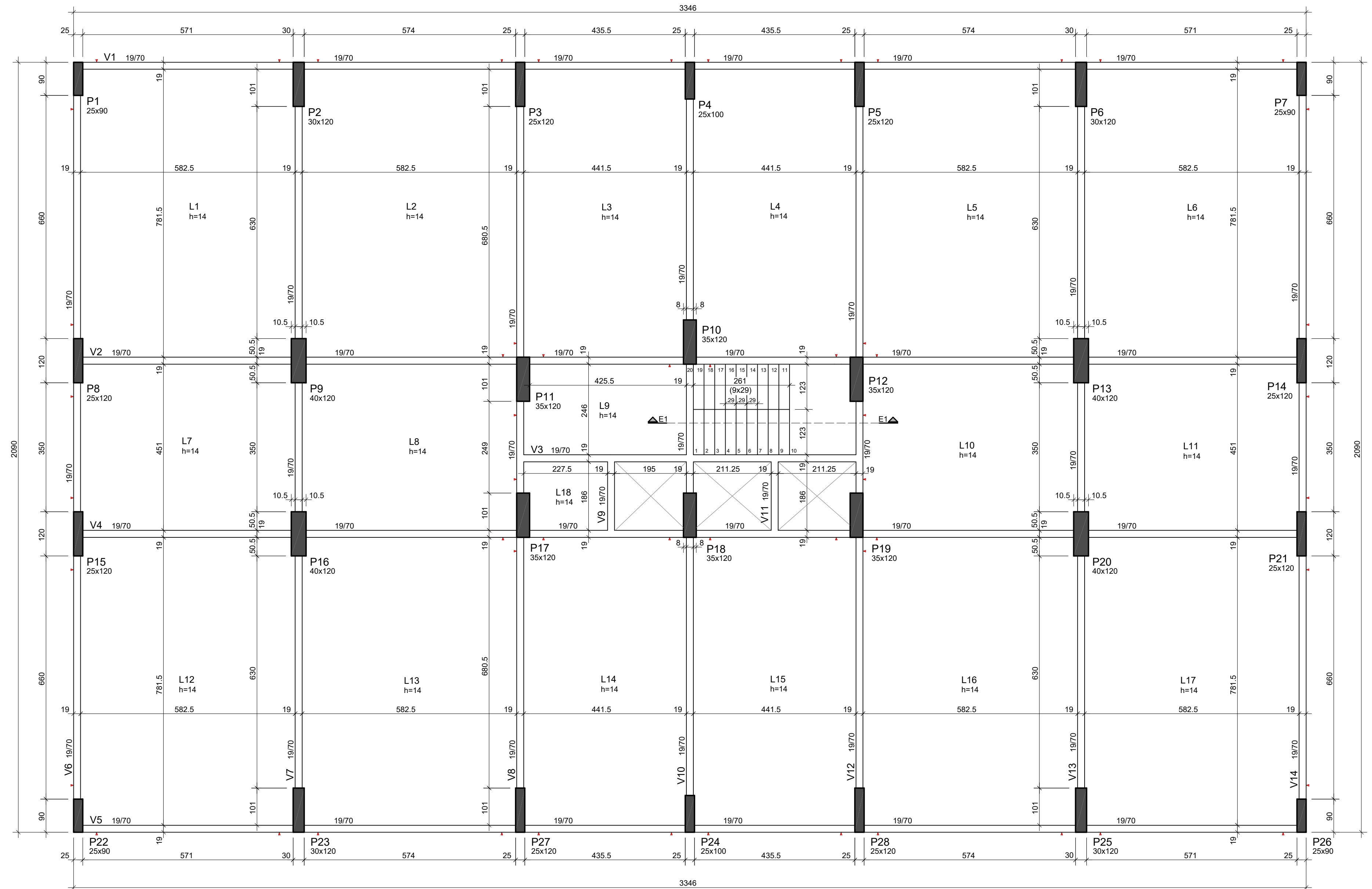
ESCALA 1:75




<p>Escala: 1:75</p> <p>Unidade: cm</p> <p>Autor: MATEUS LEOTE DUTRA</p> <p>Data: FEVEREIRO DE 2024</p> <p>Pavimento: 2º PAVIMENTO</p>	<p>Disciplina: TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO</p> <p>Descrição: GEOMETRIAS DO 2º PAVIMENTO TIPO 2</p>	<p>Prancha: 02</p> <p>UFRGS UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL</p>
---	---	--

GEOMETRIAS DO 3° E 4° PAVIMENTO - TIPO 3

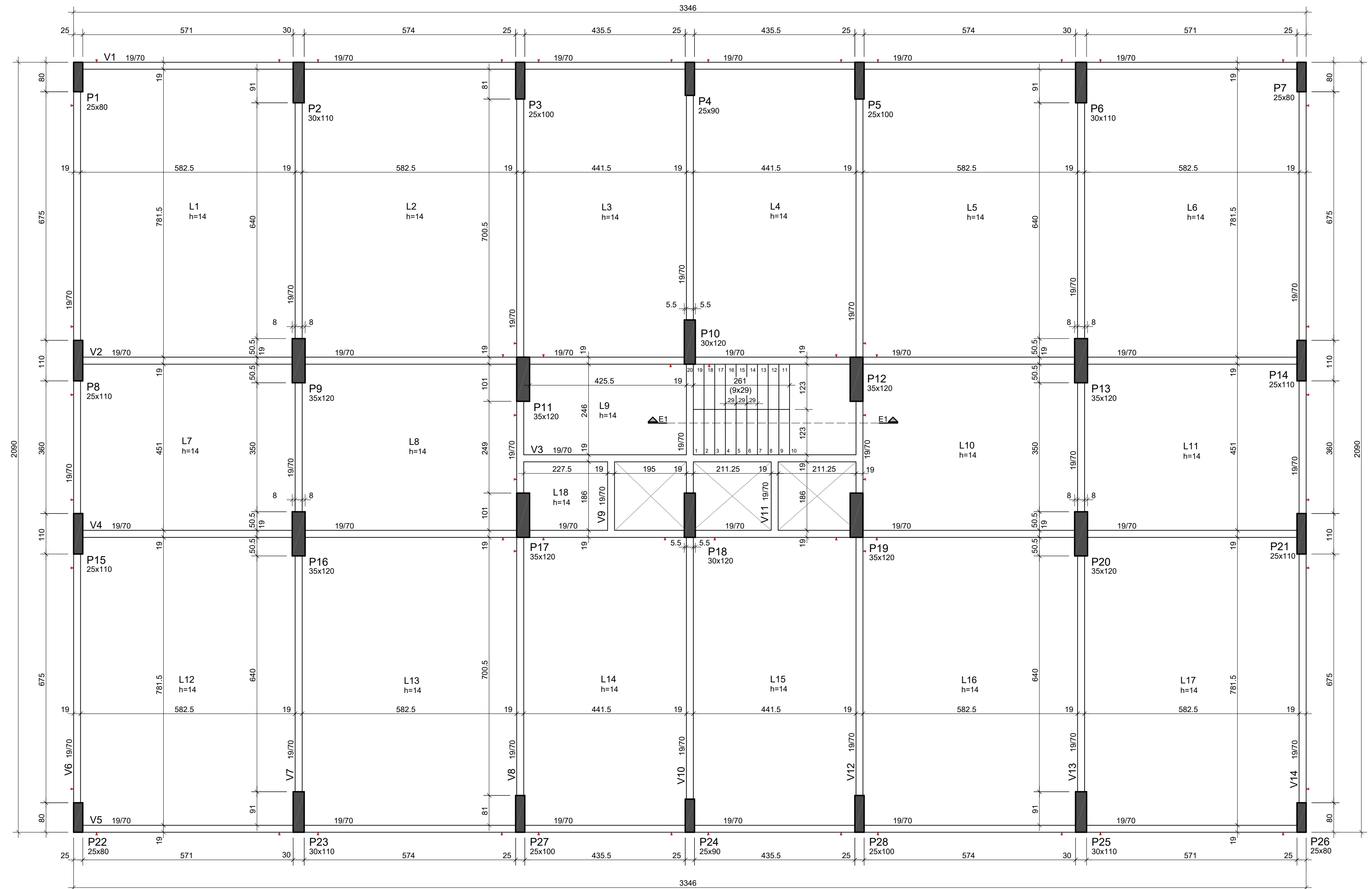
ESCALA 1:75




Escala: 1:75 Unidade: cm Autor: MATEUS LEOTE DUTRA Data: FEVEREIRO DE 2024 Pavimento: 3° E 4° PAVIMENTO	Disciplina: TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO Descrição: GEOMETRIAS DO 3° E 4° PAVTO. TIPO 3	Prancha: 03 
---	--	--

GEOMETRIAS DO 5° AO 8° PAVIMENTO - TIPO 4

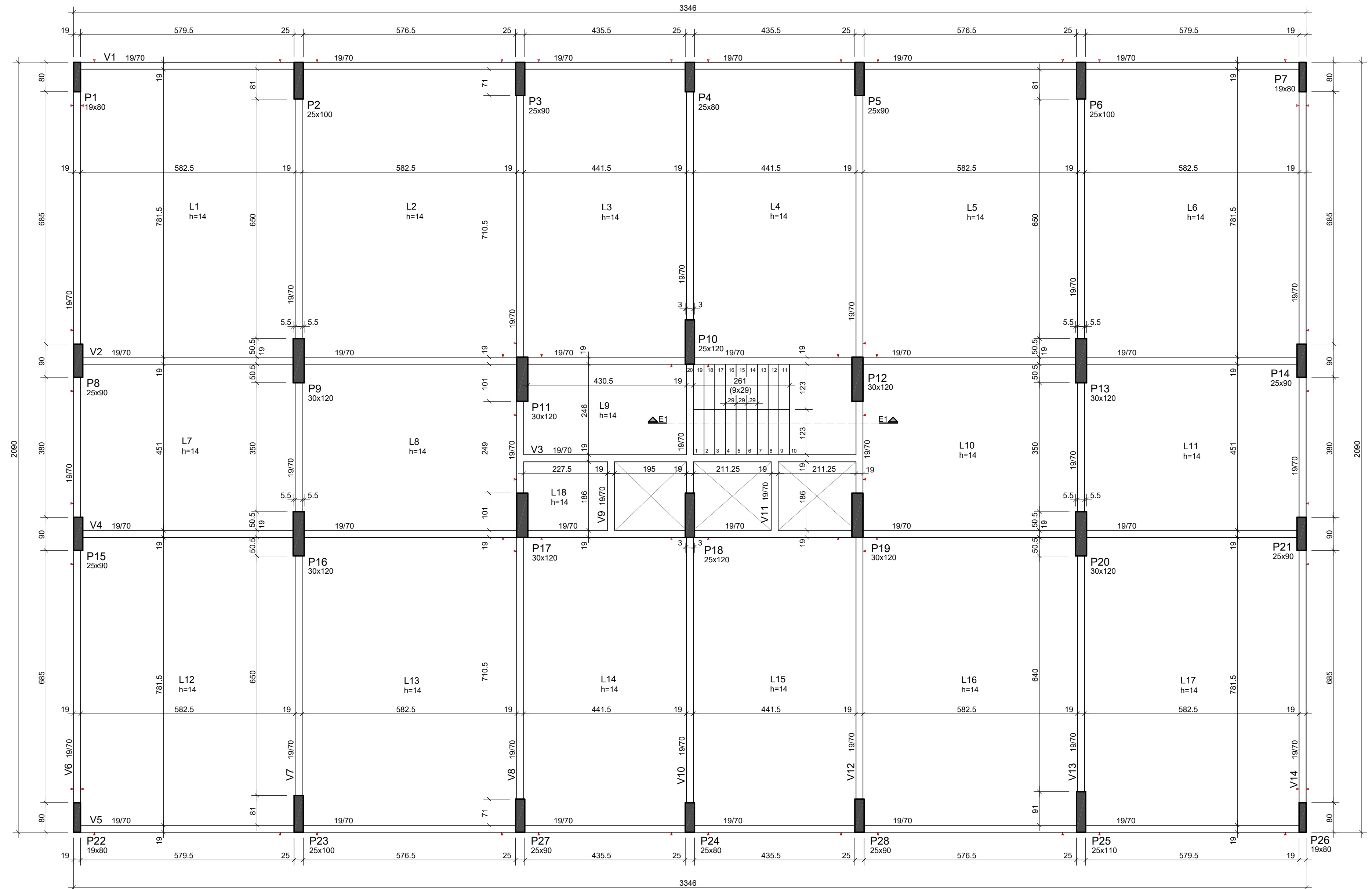
ESCALA 1:75




<p>Escala: 1:75</p> <p>Unidade: cm</p> <p>Autor: MATEUS LEOTE DUTRA</p> <p>Data: FEVEREIRO DE 2024</p> <p>Pavimento: 5° AO 8° PAVIMENTO</p>	<p>Disciplina: TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO</p> <p>Descrição: GEOMETRIAS DO 5° AO 8° PAVTO. TIPO 4</p>	<p>Prancha: 04</p> 
---	--	--

GEOMETRIAS DO 9° AO 12° PAVIMENTO - TIPO 5

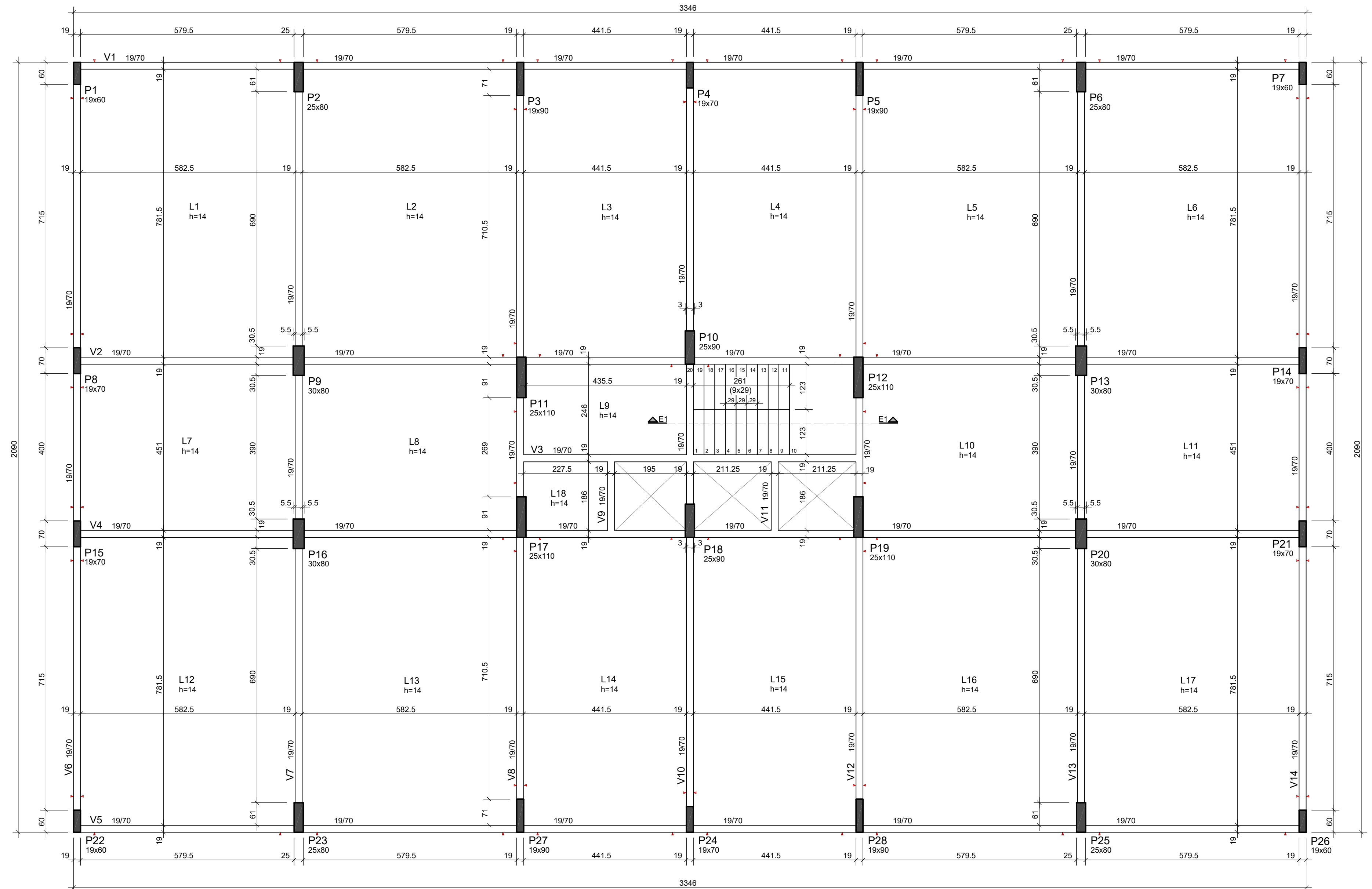
ESCALA 1:75




Escala: 1:75 Unidade: cm Autor: MATEUS LEOTE DUTRA Data: FEVEREIRO DE 2024 Pavimento: 9° AO 12° PAVIMENTO	Disciplina: TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO Descrição: GEOMETRIAS DO 9° AO 12° PAVTO. TIPO 5	Prancha: 05 
---	--	--

GEOMETRIAS DO 13° AO 16° PAVIMENTO - TIPO 6

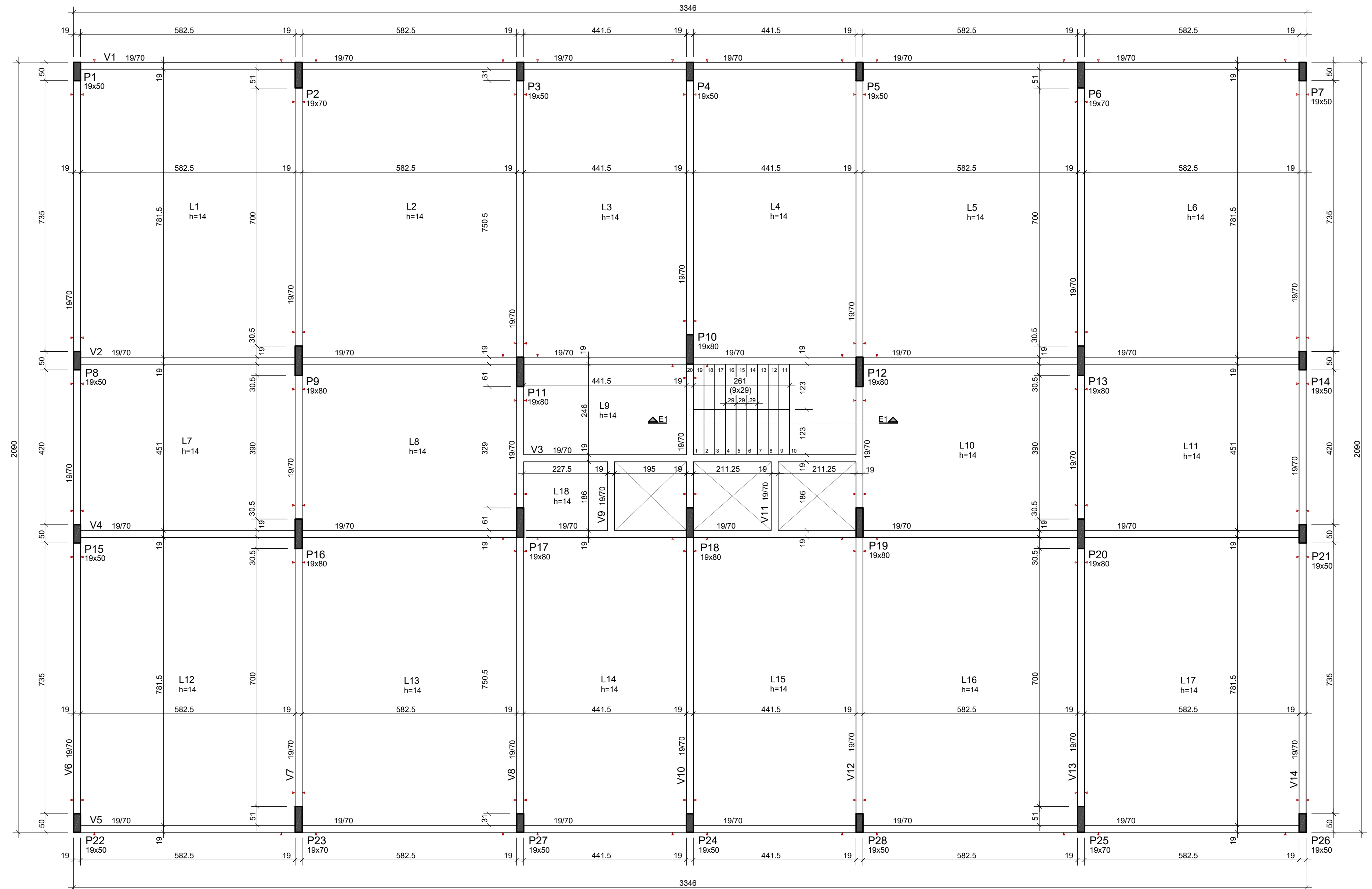
ESCALA 1:75




<p>Escala: 1:75</p> <p>Unidade: cm</p> <p>Autor: MATEUS LEOTE DUTRA</p> <p>Data: FEVEREIRO DE 2024</p> <p>Pavimento: 13° AO 16° PAVIMENTO</p>	<p>Disciplina: TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO</p> <p>Descrição: GEOMETRIAS DO 13° AO 16° PAVTO. TIPO 6</p>	<p>Prancha: 06</p> 
---	--	--

GEOMETRIAS DO 17° AO 20° PAVIMENTO - TIPO 7

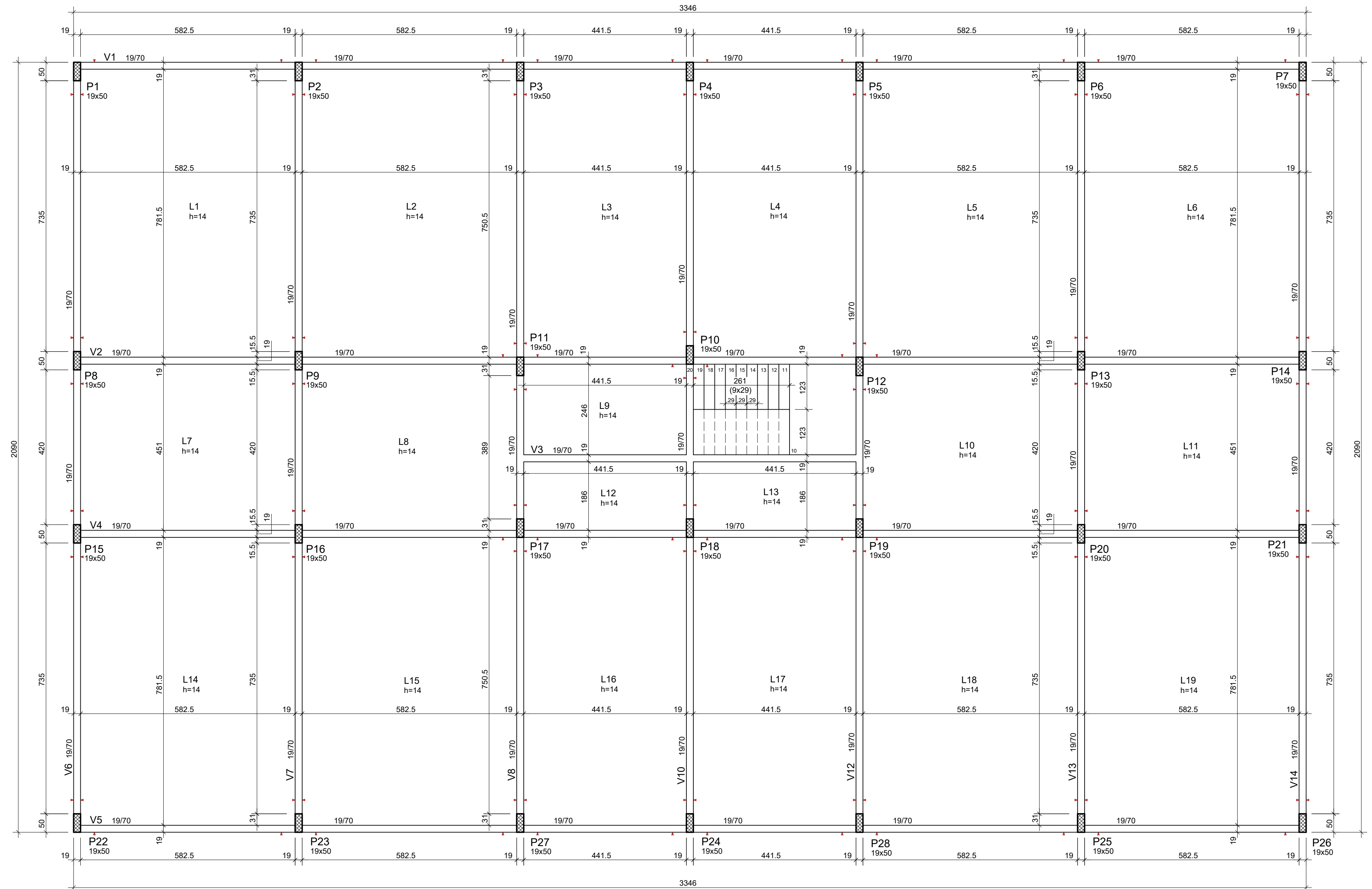
ESCALA 1:75




Escala: 1:75 Unidade: cm Autor: MATEUS LEOTE DUTRA Data: FEVEREIRO DE 2024 Pavimento: 17° AO 20° PAVIMENTO	Disciplina: TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO Descrição: GEOMETRIAS DO 17° AO 20° PAVTO. TIPO 7	Prancha: 07 
--	---	--

GEOMETRIAS DO 21° PAVIMENTO - COBERTURA

ESCALA 1:75



Escala: 1:75 Unidade: cm Autor: MATEUS LEOTE DUTRA Data: FEVEREIRO DE 2024 Pavimento: 21° PAVIMENTO	Disciplina: TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO Descrição: GEOMETRIAS 21° PAVIMENTO COBERTURA	Prancha: 08 
---	---	--