

UNIVERSIDADE DE SANTA CRUZ DO SUL
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL

JÚLIO ALFREDO ZIMMER

**ESTABILIDADE GLOBAL E FATOR GAMA Z – ESTUDO COMPARATIVO DE
EDIFÍCIO COMPOSTO POR LAJES LISAS.**

SANTA CRUZ DO SUL

2020

JÚLIO ALFREDO ZIMMER

**ESTABILIDADE GLOBAL E FATOR GAMA Z – ESTUDO COMPARATIVO
DE EDIFÍCIO COMPOSTO POR LAJES LISAS.**

**Trabalho de conclusão apresentado ao
Curso de Engenharia Civil da
Universidade de Santa Cruz do Sul –
UNISC, para a obtenção do título de
Engenheiro Civil.**

**Orientador: Prof. MSc. Henrique
Rupp.**

SANTA CRUZ DO SUL

2020

“Think bold, be bold”.

AGRADECIMENTOS

Agradeço primeiramente à minha família por tornarem esta etapa possível, principalmente pelos incentivos a buscar sempre ser melhor e nunca parar de estudar. Um agradecimento em especial ao meu pai, Juliano, minha mãe, Elizete, e meus queridos avós, Meraci e José Antonio.

Agradeço à minha namorada, Cecília, por ter me apoiado a finalizar este trabalho.

Agradeço ao mestre Henrique Rupp pelas orientações em horários inoportunos.

Um agradecimento a todos os professores da UNISC, os quais estiveram juntos comigo direta e indiretamente durante esta jornada.

Por fim, agradeço à TQS informática por ter disponibilizado uma de suas versões profissionais para a realização do presente trabalho.

RESUMO

Tendo em vista o atual contexto da engenharia civil, novas metodologias de execução de edificações vêm sendo criadas a fim de otimizar tais elementos. O objetivo de uma construção otimizada é de utilizar o menor número de profissionais e materiais possíveis no canteiro de obra, sendo assim sustentável.

O presente trabalho tem como objetivo o aprofundamento no estudo de edifícios altos, mais precisamente no comportamento de tais estruturas frente aos esforços do vento, o qual é o principal agente causador de ações desfavoráveis à estabilidade do edifício. Por meio de experimento simulado pelo software CAD/TQS e de uma planta de edifício padrão praticamente simétrico, foi realizado um pré dimensionamento, respeitando os parâmetros da NBR 6118/2014, resultando em um edifício com 35 pilares, e vigas de 45cm de altura, a partir deste modelo foram realizados mais três modelos que serviram como base para obtenção do estudo de estabilidade. O modelo pré dimensionado, aperfeiçoado para ficar dentro dos parâmetros de estabilidade, foi tomado como referência pois é considerado um sistema tradicional de pilares vigas e lajes, enquanto os demais são compostos por lajes lisas, dentre elas se diferenciou em lisa plana e laje lisa nervurada. Tal trabalho ainda simulou diferentes arranjos de pilares a fim de gerar um edifício dentro dos parâmetros de estabilidade da NBR 6118, sem perder a economia do projeto que pode inviabilizar qualquer empreendimento. Por fim, foi feito um estudo comparativo de custos entre os edifícios analisados e, a partir dos consumos de concreto e forma, bem como os parâmetros de estabilidade, foi apontado aquele que teve uma melhor relação custo-benefício.

Palavras-chave: Estabilidade Global. Lajes Lisas. Pilares. Análise Computacional.

ABSTRACT

In view of the current context of civil engineering, new building execution methodologies have been created in order to optimize such elements. The objective of an optimized construction is to use as few professionals and materials as possible on the construction site, thus being sustainable.

The present work aims to deepen the study of tall buildings, more precisely in the behavior of such structures in the face of wind forces, which is the main agent that causes unfavorable actions to the stability of the building. By means of an experiment simulated by the CAD / TQS software and a practically symmetrical building plan, a pre-dimensioning was carried out, respecting the parameters of NBR 6118/2014, resulting in a building with 35 pillars, and beams 45 cm high, from this model, three more models were made, which served as a basis for obtaining the stability study. The pre-dimensioned model, perfected to be within the stability parameters, was taken as a reference because it is considered a traditional system of beams and slabs columns, while the others are composed of smooth slabs, among them it was differentiated in flat slabs and ribbed slabs . This work also simulated different pillar arrangements in order to generate a building within the stability parameters of NBR 6118, without losing the project's economy, which can render any project unfeasible. Finally, a comparative study of costs was carried out between the buildings analyzed and, based on the consumption of concrete and form, as well as the stability parameters, the one with the best cost-benefit ratio was identified.

Keywords: Global Stability. Flat Slabs. Columns. Computational analysis.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Laje	14
Figura 2 - Comportamento do tipo placa	15
Figura 3 - Perspectiva de uma laje maciça	15
Figura 4 - Perspectiva de uma laje Cogumelo	16
Figura 5 - Perspectiva de uma laje lisa	16
Figura 6 - Perspectiva de laje nervurada	17
Figura 7 - Perspectiva de laje lisa nervurada	18
Figura 8 - Sistema de contraventamento	19
Figura 9 - Ruptura do tipo Punção	20
Figura 10 - Relação entre os efeitos de segunda ordem e a estabilidade global.	22
Figura 11 - Representação gráfica da formulação do gama z	24
Figura 12 - Mapa de isopletras do vento no Brasil	25
Figura 13 - Parâmetros meteorológicos para fator S2	
Figura 14 - Valores mínimos para o fator S3	27
Figura 15 - Área Frontal Efetiva	28
Figura 16 - Efeitos de Primeira e Segunda Ordem	29
Figura 17 - Diferentes tipos de efeitos de segunda ordem	30
Figura 18 - Comportamento não linear do Concreto	33
Figura 19 - Deslocamento gerado por desaprumo	34
Figura 20 - Edifício Modelo	36
Figura 21 - Área de Influência (Ai)	36
Figura 22 - Área de influência dos Pilares	38
Figura 23 - Planta Formas	39
Figura 24 - Tabela 7.2 da NBR 6118:2014	40
Figura 25 - Modelos no Sistema CAD/TQS	42
Figura 26 - Planta de Formas "PVL"	43
Figura 27 - Modelo 3D do edifício	44
Figura 28 - Parâmetro de Cálculo FAVt	45
Figura 29 - Detalhe construtivo de Pilar-Parede	46
Figura 30 - Planta Formas "PLS"	47
Figura 31 - Carregamentos aplicados	47
Figura 32 - Perspectiva pavimento Cobertura	48
Figura 33 - Planta de formas	48
Figura 34 - Catálogo Técnico Atex	49
Figura 35 - Planta de Formas sistema PPLN	50
Figura 36 - Resultado do FAVt para o modelo PLS	52

Figura 37 - Resultados de FAVt para o edifício PLN. Fonte: Autor, 2020.

54

Figura 38 - Parâmetro FAVt modelo PPLN. Fonte: Autor, 2020.

56

SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS	7
1 INTRODUÇÃO.....	12
1.1 Área e delimitação do tema.....	12
1.2 Objetivos	12
1.2.1 Objetivo geral	12
1.2.2 Objetivo específico	12
1.3 Justificativa	13
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	14
2.1 Introdução	14
2.1.1 Lajes de concreto armado	14
2.1.2 Lajes maciças.....	15
2.1.3 Lajes lisas e cogumelos.....	15
2.1.4 Lajes nervuradas	17
2.1.5 Lajes lisas nervuradas	17
2.1.6 Considerações sobre pilares, pilar parede e estruturas de contraventamento	18
2.2 Sistema estrutural de lajes lisas	19
2.2.1 Vantagens	20
2.2.2 Desvantagens.....	20
2.3 Punção em lajes de concreto armado	20
2.4 Concepção estrutural	21
2.5 Ações.....	21
2.5.1 Ações permanentes.....	22
2.5.2 Ações variáveis	22
2.6 Estados limites	22
2.7 Estabilidade global	22
2.7.1 Introdução.....	22
2.7.2 Processos aproximados de cálculo dos esforços de 2ª ordem.....	23

2.7.2.1	Parâmetro de instabilidade alfa	23
2.7.2.2	Coeficiente gama z	24
2.7.3	Fatores que influenciam na estabilidade global de edifícios	25
2.7.3.1	Cargas atuantes.....	25
2.7.3.1.1	Cargas horizontais	25
2.7.3.1.2	Cargas verticais	28
2.7.3.2	Rigidez da estrutura	28
2.8	Efeitos de segunda ordem e instabilidade	29
2.8.1	Campos de aplicação	29
2.8.2	Princípios de cálculo.....	30
2.8.3	Efeitos globais de 2ª ordem	30
2.8.4	Classificação da estrutura quanto aos efeitos de 2ª ordem.....	30
2.8.4.1	Estruturas de nós fixos.....	31
2.8.4.2	Estruturas de nós móveis.....	31
2.8.5	Dispensa das considerações dos esforços globais de 2ª ordem.....	31
2.8.5.2	Análise da estrutura de nós fixos	31
2.8.5.3	Análise da estrutura de nós móveis	32
2.8.6	Análise não linear	32
2.8.7	Considerações de imperfeições geométricas.....	34
3	METODOLOGIA.....	35
3.1	Características do edifício em estudo	35
3.2	Estrutura	36
3.2.1	Pilares.....	36
3.2.2	Vigas.....	39
3.2.3	Lajes	39
3.2.4	Resultados do pré dimensionamento	40
3.3	Carregamentos	41
3.3.1	Ações horizontais - vento.....	42
3.4	Sistemas estruturais	42

3.4.1 Sistema pilar-viga-laje “PVL”	43
3.4.2 Sistema pilar-laje lisa “PLS”	47
3.4.3 Sistema pilar-laje nervurada “PLN”	49
3.4.4 Sistema pilar parede-laje nervurada “PPLN”	51
4. ANÁLISE DOS RESULTADOS	53
4.1 Resultados do edifício PLS	53
4.2 Resultados do edifício PLN	55
4.3 Resultados do edifício PPLN	57
4.4 Comparativos entre sistemas.....	59
5. CONCLUSÃO	62
5.1 Trabalhos futuros	62
6. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	63

1 INTRODUÇÃO

O mercado da construção civil está demandando cada vez processos mais eficientes, tanto em projeto quanto em execução. Uma dessas alternativas é o método de construção sem vigas, por meio de lajes lisas ou cogumelos, o qual proporciona maior aproveitamento da área, iluminação e espaços mais amplos. Tal método é vantajoso pois permite um menor tempo construtivo, economia de formas e maior liberdade de divisórias. Por consequência, o edifício se torna mais sustentável e pode haver um fator de vantagem competitiva perante o método tradicional de lajes maciças, vigas e pilares.

Como o papel de todo engenheiro é optar por soluções que sejam mais econômicas, este método tem ganhado força no mercado atual, porém, eliminando as vigas do edifício, ocorre uma diminuição da estabilidade, deixando-o mais sensível a esforços laterais, como o vento. Dessa forma, o presente trabalho apresenta uma comparação entre um edifício constituído de lajes maciças, vigas e pilares, e outro com lajes lisas e pilares, apresentando os parâmetros de estabilidade e um melhor entendimento sobre o segundo método, além de comparar quantitativamente alguns de seus consumos a ponto de obtermos alguma vantagem ou desvantagem quanto ao consumo de materiais.

1.1 Área e delimitação do tema

Analisar estruturas de concreto armado, com foco na sua estabilidade global, comparando o uso de dois tipos de laje - laje maciça e laje nervurada bidirecional.

1.2 Objetivos

1.2.1 Objetivo geral

Dimensionar um edifício de 20 pavimentos utilizando dois tipos de lajes e comparando sua estabilidade global.

1.2.2 Objetivo específico

- Conceber quatro estruturas diferentes.
- Metodologias de cálculo e parâmetros construtivos comparando qual método é mais vantajoso que o outro.
- Avaliar os parâmetros de estabilidade global do edifício utilizando o software TQS.

- Fazer um estudo comparativo entre edifícios com lajes lisas e o método tradicional de lajes maciças e vigas, obtendo a estrutura mais vantajosa e econômica.

1.3 Justificativa

Frente ao atual mercado da construção civil, surge a oportunidade de discutir quais métodos levam vantagens sobre outros, e com isso pode-se dimensionar estruturas mais enxutas, rápidas e por consequência obtêm-se obras com um custo-benefício maior do que em anos anteriores. Assim é levantada a questão de qual a interferência de laje na estabilidade de uma edificação e se há a real necessidade de construir a edificação com vigamento, o qual pode demandar maior tempo e maior desperdício de formas, levando a encarecer a obra. Por consequência, deve ser encontrada a melhor relação de tempo x materiais para construção de uma edificação, tendo ela vigas ou sendo em lajes lisas.

Pretende-se estudar os dois diferentes sistemas, propondo um melhor entendimento sobre seus aspectos construtivos, comparando os seus comportamentos referentes à estabilidade global. Ademais, avalia-se qual estrutura é mais enxuta, propondo identificar, além do sistema mais eficiente, também o que oferece melhor custo benefício.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Neste capítulo será abordado uma introdução ao sistema estrutural de lajes lisas, bem como uma revisão da concepção de estruturas de concreto e sua análise estrutural.

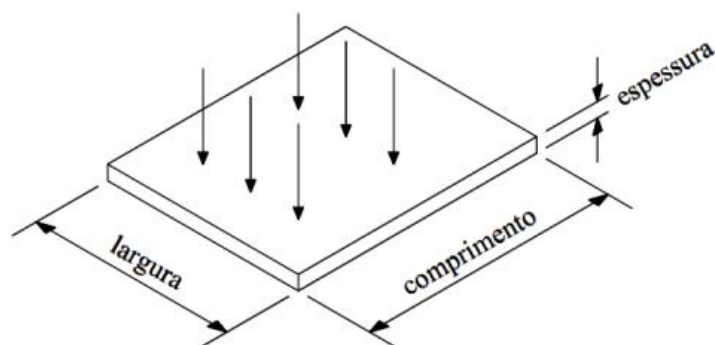
2.1 Introdução

Serão abordados os sistemas estruturais de lajes lisas e o sistema convencional de lajes maciças, comparando os dois sistemas, e como será o comportamento de ambos em relação a sua estabilidade global.

2.1.1 Lajes de concreto armado

Segundo a NBR 6118:2014, lajes são placas de concreto armado sujeitas a ações normais a seu plano. Tem uma dimensão “h” muito menor em relação às outras duas dimensões e tem como função receber e transmitir as cargas de uso para as vigas ou diretamente para os pilares. As lajes também ajudam na distribuição das ações oriundas do vento entre os elementos de contraventamento e funcionam como mesas de compressão em vigas tipo “T” (Araújo, 2014).

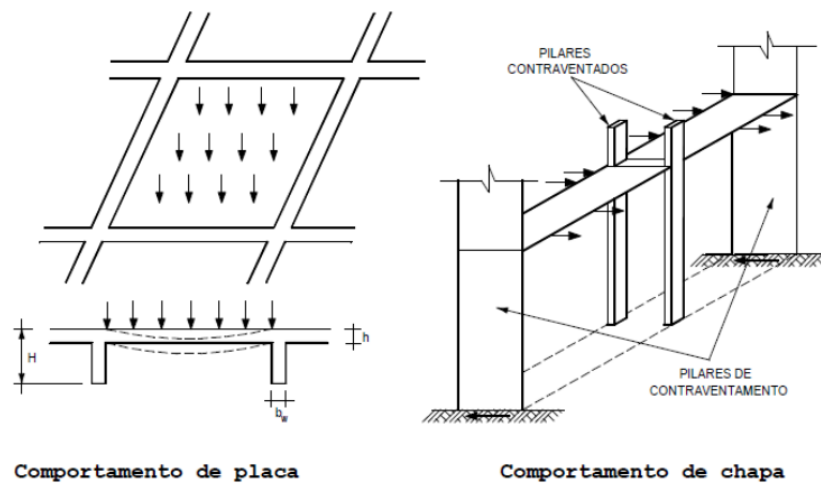
Figura 1 - Laje



Fonte: SILVA (2005).

Segundo Franca e Fusco (1997), as lajes ainda funcionam como placas, distribuindo as cargas verticais aplicadas nos pisos, e como chapas ao constituírem diafragmas rígidos, distribuindo as cargas horizontais atuantes nos pilares. Essa característica ainda é mais importante em edifícios altos, pois garantem a estabilidade global da estrutura ao permitirem que pilares contraventados se apoiem aos pilares de contraventamento, compondo um tipo de pórtico.

Figura 2 - Comportamento do tipo placa

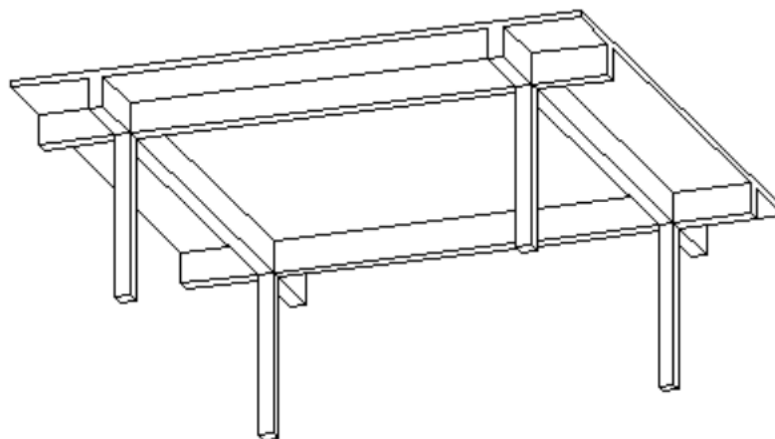


Fonte: Franca e Fusco (1997).

2.1.2 Lajes maciças

São lajes onde toda sua altura é preenchida por concreto. Recebem a carga e a conduzem até as vigas. Podem ter armadura de flexão em toda a sua extensão em uma ou duas direções, a depender de sua dimensão. Constituem um dos tipos construtivos mais simples de serem executados, e replicados com aproveitamento de formas, no caso de edifícios de múltiplos andares.

Figura 3 - Perspectiva de uma laje maciça



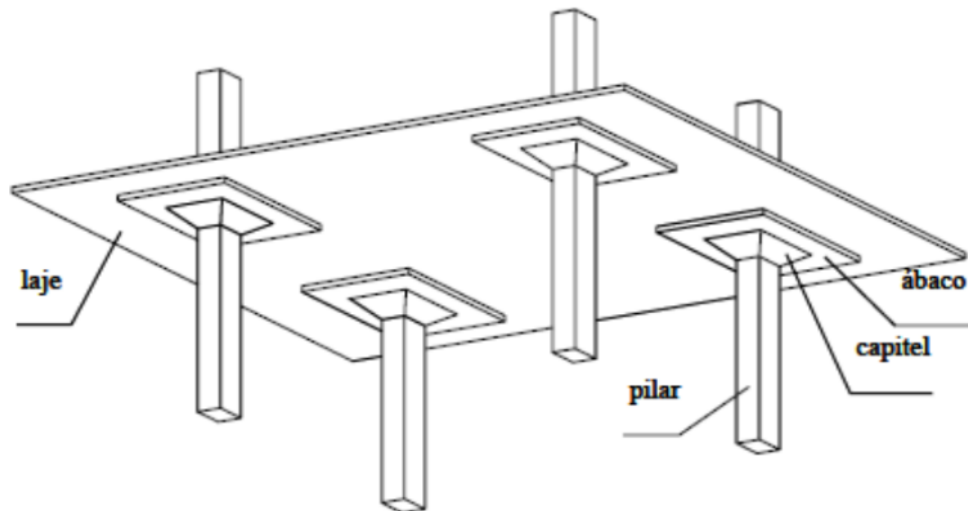
Fonte: Massulo (2017).

2.1.3 Lajes lisas e cogumelos

As lajes cogumelo tratam-se de lajes apoiadas diretamente aos pilares por meio de capitéis, sem a necessidade de vigas. Segundo Araújo (2014), a capacidade resistente das lajes é definida pela tensão tangencial de punção exercida no entorno dos pilares. Para

diminuir tal tensão de cisalhamento, projeta-se o alargamento do topo dos pilares - o capitel -, o qual vai reduzir as tensões cisalhantes do apoio laje-pilar. Podem existir, ainda, estruturas acima dos capitéis, chamados de “drop-panel”, que seriam um aumento da espessura da laje, tendo também a função de diminuir as tensões cisalhantes. Segundo a NBR 6118:2014 a espessura “h” mínima é de 14cm para lajes cogumelos, 16cm para lajes lisas, e de 7cm para lajes maciças. Assim nota-se que as lajes lisas são muito mais robustas que as maciças.

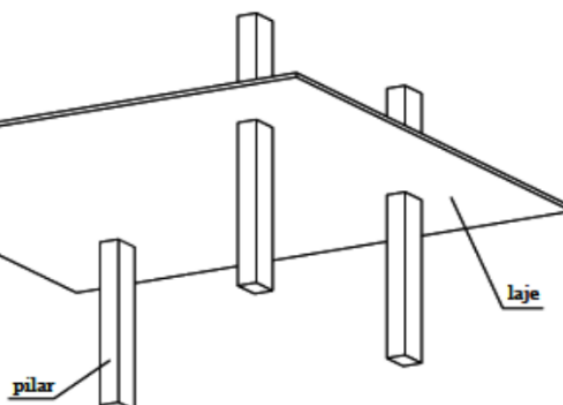
Figura 4 - Perspectiva de uma laje cogumelo



Fonte: Silva (2005).

Já as lajes lisas são lajes que se apoiam diretamente nos pilares, como as lajes cogumelos, porém sem a existência de capitéis, demandando maior atenção aos esforços cisalhantes na ligação dos pilares com as lajes.

Figura 5 - Perspectiva de uma laje lisa



Fonte: Silva (2007).

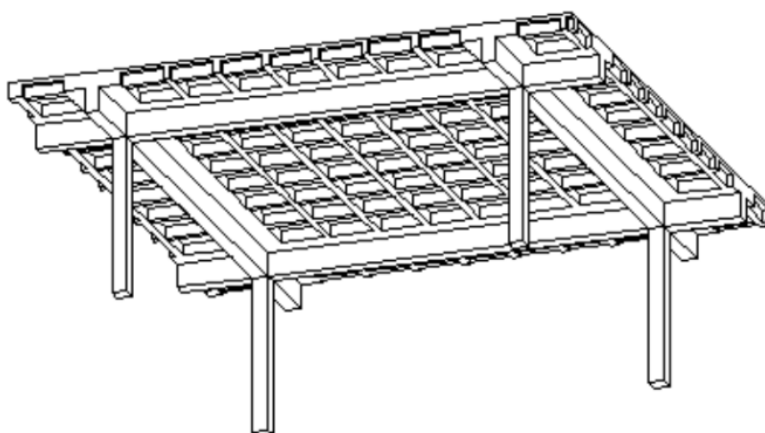
Tanto as lajes cogumelos como as lajes lisas têm uma espessura elevada em relação às lajes maciças, sendo o mínimo segundo a NBR 6118:2014 de 16 cm para as lisas e de 14cm para as lajes cogumelos, enquanto para as lajes maciças é de 7 cm.

2.1.4 Lajes nervuradas

São lajes que apresentam um conjunto de nervuras onde se localizam as armaduras de tração. Por possuírem um menor volume de concreto na zona tracionada da laje, detêm um peso próprio menos em relação às outras lajes, uma vez que em seus vazios pode-se preencher com material inerte de baixo peso específico.

Segundo a NBR 6118:2014, tratam-se de lajes moldadas no local ou pré-moldadas, nas quais a zona de tração para momentos positivos está localizada nas nervuras e, entre as quais pode-se adicionar material inerte.

Figura 6 - Perspectiva de laje nervurada



Fonte: Massulo (2017).

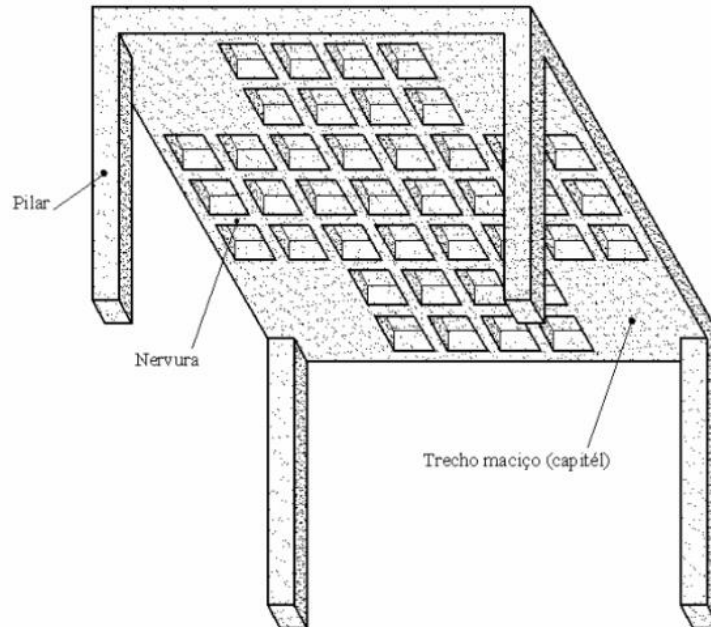
2.1.5 Lajes lisas nervuradas

Com o aumento da demanda por novas técnicas construtivas, viabilizou-se a associação das várias lajes existentes, de modo que surgiu uma combinação de laje nervurada com laje lisa, com uma série de vantagens frente ao sistema convencional. Segundo Albuquerque (1999), as lajes nervuradas são aquelas em que existe um conjunto de nervuras solidarizadas por uma mesa de concreto, sendo a zona de nervuras responsável por resistir aos esforços de tração, enquanto a mesa de concreto aos esforços de compressão.

De acordo com a NBR 6118:2014 e conforme citado anteriormente, as lajes lisas são aquelas em que o apoio da laje se dá diretamente nos pilares da estrutura. Já nas lajes nervuradas ainda pode-se encontrar material inerte de baixo peso específico entre as nervuras, o qual pode ser retirado sem comprometimento da estrutura. Com a evolução do processo construtivo vêm sendo adotadas formas de materiais plásticos que podem ser

removidas depois da concretagem, mantendo os vazios aparentes e conferindo um bom aspecto visual.

Figura 7 - Perspectiva de laje nervurada



Fonte: Donin (2007).

2.1.6 Considerações sobre pilares, pilar parede e estruturas de contraventamento

Pilares são “elementos lineares de eixo reto, usualmente dispostos na vertical, em que as forças normais de compressão são predominantes” (NBR 6118, ABNT 2014). Por definição, pilares parede são:

“Elementos de superfície plana ou casca cilíndrica, usualmente dispostos na vertical e submetidos preponderantemente à compressão. Podem ser compostos por uma ou mais superfícies associadas. Para que se tenha um pilar-parede, em alguma dessas superfícies a menor dimensão deve ser menor que 1/5 da maior, ambas consideradas na seção transversal do elemento estrutural” (ABNT NBR 6118 2014, item 14.4.2.4).

A associação de pilares paredes na estrutura confere um grau elevado de resistência aos esforços horizontais, atuando como atenuantes para estes esforços. Estes elementos podem ser associados formando núcleos rígidos. Silva (2014) afirma que os pórticos associados aos núcleos rígidos são um dos sistemas mais eficazes para edifícios, pois estes últimos atribuem elevada rigidez às ações horizontais devido a sua forma geométrica.

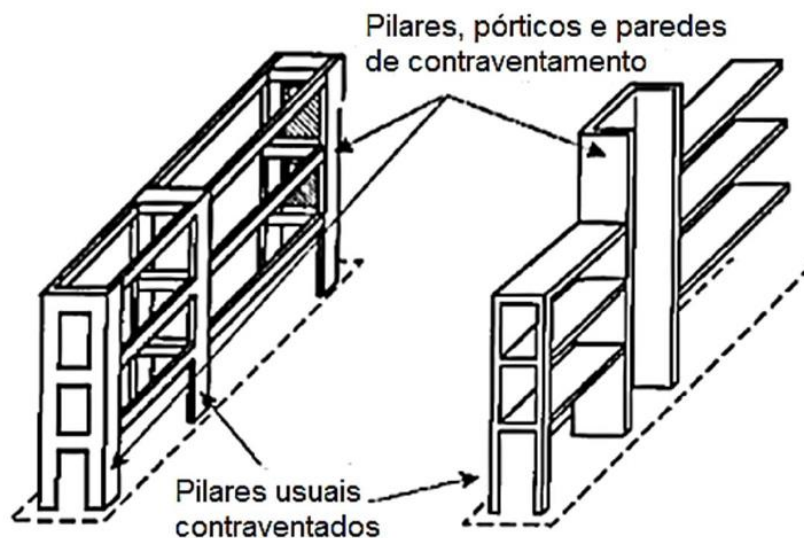
As estruturas de edifícios altos requerem, do projetista e do calculista, grande conhecimento relacionado à estabilidade estrutural, principalmente no que diz respeito ao controle dos deslocamentos provenientes da ação do vento (Pereira, 2000). Para garantir a

segurança dessas estruturas, os subsistemas de contraventamento formados pelos elementos que compõem a estrutura, ou mesmo por seus arranjos, são essenciais.

De acordo com Pereira (2000), esses elementos ganham destaque em edifícios altos, sendo os principais responsáveis pela estabilidade e segurança de tais estruturas. Além de coletarem os carregamentos verticais, levando-os até o solo, conferem rigidez à estrutura perante as ações horizontais, também transmitindo esses esforços para a fundação.

Fusco (1995) afirma que na organização do arranjo geral das estruturas dos edifícios altos é imprescindível que os pilares usuais sejam contraventados por elementos estruturais suficientemente rígidos para garantir a estabilidade global da construção portanto, é fundamental que se dê especial atenção para que os pilares estejam devidamente contraventados, pois estes são peças chave à estabilidade do conjunto. Na figura 8 há um exemplo desses sistemas.

Figura 8 - Sistemas de contraventamento



Fonte: Santos T.P. (2018).

2.2 Sistema estrutural de lajes lisas

O sistema de lajes lisas é aquele em que as lajes se apoiam diretamente em pilares sem o uso de capitéis. O uso de capitéis em lajes planas configura uma melhor rigidez na ligação entre pilar e laje, mas dificulta sua execução por conta de recortes na forma, porém de suma importância para a punção na laje. Segundo Puel (2009), devido às inúmeras vantagens ao ser comparado com o sistema convencional, o sistema de lajes planas tem sido cada vez mais usado.

2.2.1 Vantagens

As principais vantagens das lajes lisas, conforme Reginato (2011):

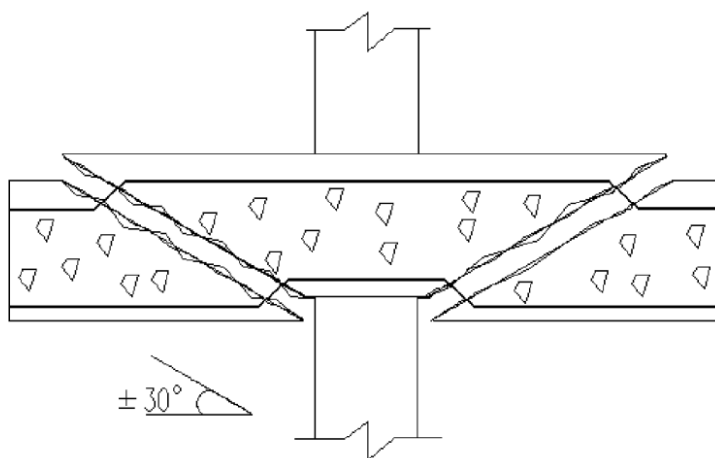
- Permite a alteração do “lay-out” da arquitetura após a conclusão da obra;
- Simplificação das formas, que acarreta um menor consumo de matérias uma vez que é extremamente simples a montagem da forma, sendo um plano contínuo;
- Simplificação e racionalização das armaduras pois, com a ausência de vigas, é diminuído o consumo de aço cortado e dobrado;
- Redução do tempo de execução, acarretando menor custo de mão de obra;
- Facilidade no adensamento do concreto, reduzindo as falhas de concretagem.

2.2.2 Desvantagens

Conforme Reginato (2011), mesmo havendo inúmeras vantagens, algumas desvantagens devem ser mencionadas, como a punção das lajes, que é um dos principais problemas desse tipo de estrutura, devendo ser analisada com cuidado cada ligação pilar-laje, sendo necessário o aumento da espessura ou armadura para o combate à punção, e a estabilidade global, uma vez que não serão formados pórticos de contraventamento.

2.3 Punção em lajes de concreto armado

Segundo Cordovil (1997), chama-se de “punção” o efeito de ruptura da seção transversal, por cisalhamento, em regiões relativamente pequenas submetidas a carregamento localizados.

Figura 9 - Ruptura do tipo punção

Fonte: Reginato (2011).

Geralmente, esse fenômeno ocorre no entorno de pilares, sendo característico acontecer em lajes apoiadas diretamente em pilares, como o caso de lajes lisas. Por definição, Araújo (2014) tem que punção é o estado limite último por cisalhamento no entorno de forças cisalhantes. Sendo sua análise diferente daquela efetuada para o estado limite último de força cortante, e de suma importância para o tipo de laje em estudo. Segundo Donin (2007), a ruína por punção se caracteriza por uma superfície tronco-cônica, cujas arestas têm inclinação de 25° a 30° em relação ao plano médio da placa, conforme figura 9.

2.4 Concepção estrutural

Trata-se da etapa em que são definidos os dados dos elementos a serem empregados, pré-dimensionamento dos mesmos e suas respectivas ações. (KIMURA, 2018).

2.5 Ações

Segundo a NBR 8681:2004, ações são causas que provocam esforços e deformações nas estruturas. Elas podem ser classificadas como permanentes, variáveis, excepcionais e acidentais. Terão enfoque as ações permanentes e variáveis.

2.5.1 Ações permanentes

Segundo a NBR 6118:2014 ações permanentes são aquelas que ocorrem com valores praticamente constantes durante toda a vida da construção. Sendo classificadas como diretas e indiretas. Os exemplos mais comuns são: peso próprio da estrutura; peso de elementos construtivos; retração e fluência do concreto.

2.5.2 Ações variáveis

São aquelas que atuam somente durante um período do edifício, como as ações do vento, variações de temperatura e cargas acidentais de uso.

2.6 Estados limites

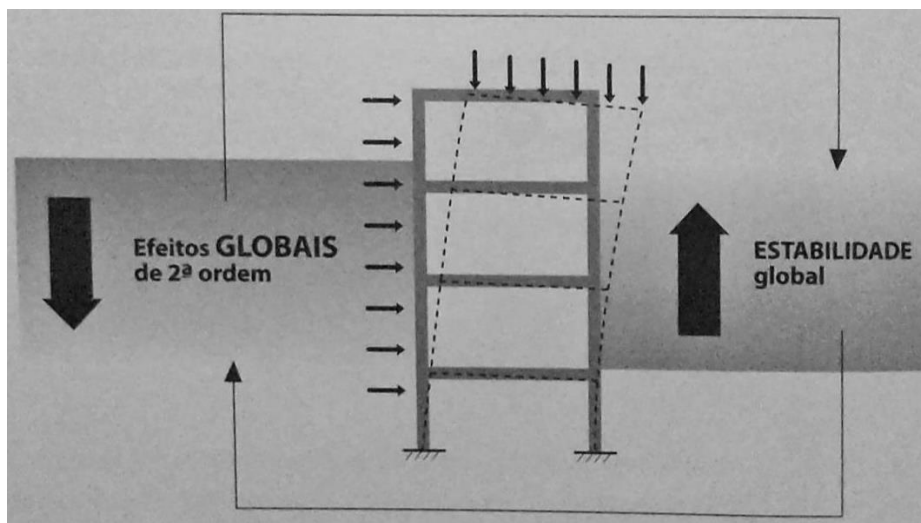
Os estados limites são situações em que a estrutura deixa de atender requisitos mínimos para seu uso de forma adequada, sendo classificados em Estado Limite Último (ELU) e Estado Limite de Serviço (ELS), o primeiro é relacionado à segurança do edifício, uma vez que é usada para o dimensionamento das peças, enquanto o segundo relacionado ao desempenho e funcionalidade do edifício, sendo utilizado para cálculos de flechas e fissuração. Segundo a NBR 6118:2014 ELU é associado ao colapso ou a qualquer outra forma de ruína estrutural.

2.7 Estabilidade global

2.7.1 Introdução

Estabilidade Global pode ser definida como a sensibilidade da estrutura perante os esforços de segunda ordem. É um dos pontos mais importante na análise de estruturas, pois segundo os parâmetros de estabilidade, pode me dizer se a estrutura está ou não estável e configura o primeiro passo para o dimensionamento de uma edificação. Segundo Kimura (2018), a estabilidade global de uma estrutura é inversamente proporcional à sua sensibilidade perante os esforços de segunda ordem. Da mesma forma, quanto maiores forem os efeitos de segunda ordem, menos estável será a estrutura.

Figura 10 - Relação entre os efeitos de segunda ordem e a estabilidade global



Fonte: Kimura (2018).

2.7.2 Processos aproximados de cálculo dos esforços de 2ª ordem

Existem dois processos recomendados pela NBR 6118:2014 recomendada para obtenção dos esforços de segunda ordem.

2.7.2.1 Parâmetro de instabilidade alfa

O Coeficiente Alfa é o parâmetro capaz de avaliar os esforços globais de segunda ordem em um edifício de concreto armado. Segundo a NBR 6118:2014, seu valor é calculado segundo a equação 1:

$$\alpha = H_{tot} \cdot \sqrt{\frac{N_k}{E_c \cdot I_c}} \quad (1)$$

Onde:

H_{tot} : Altura total da estrutura.

N_k : Somatório de todas as cargas verticais atuantes na estrutura com seu valor característico.

$E_c \cdot I_c$: Considera a rigidez de todos os pilares na direção avaliada.

Ainda, segundo a NBR 6118:2014, a consideração dos efeitos de segunda ordem pode ser dispensada se o valor de α for menor que o valor de α_1 . Sendo:

$$\alpha_1 = 0,2 + 0,1 \cdot n, \quad \text{se } n \leq 3$$

$$\alpha_1 = 0,6, \quad \text{se } \geq 4$$

Cabe ressaltar que no caso de haver apenas pórticos como estruturas de contraventamento, o valor de α_1 deve ser reduzido para 0,5.

2.7.2.2 Coeficiente gama z

O parâmetro γ_z foi introduzido por Franco e Vasconcelos (1991), que mensura a sensibilidade da estrutura aos efeitos de segunda ordem, pode também ser um majorador dos efeitos de primeira ordem, utilizado quando a edificação apresenta parâmetros acima ao limite da norma. O coeficiente é definido pela equação 2:

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{tot,d}}{M^1_{tot,d}}} \quad (2)$$

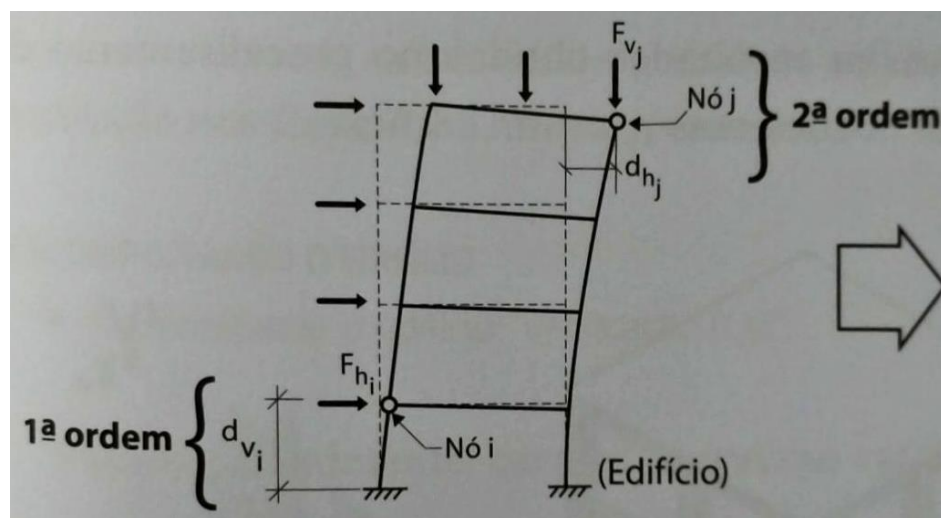
Onde:

$\Delta M_{tot,d}$ é a soma dos produtos de todas as forças verticais atuantes na estrutura pelos deslocamentos horizontais de seus respectivos pontos de aplicação, obtidos em primeira ordem;

$M^1_{tot,d}$ É o momento de tombamento, ou seja, a soma dos momentos de todas as forças horizontais, em relação a base da estrutura.

Os valores de gama z devem estar entre $1 \leq \gamma_z \leq 1,3$ para a estrutura estar estável, sendo o ideal projetar estruturas com um $\gamma_z \leq 1,2$. Pode-se relacionar a parte decimal do número a magnitude dos efeitos de segunda ordem.

Figura 11 - Representação gráfica da formulação do gama z



Fonte: Kimura (2018).

Segundo a NBR 6118:2014 este coeficiente é válido para estruturas reticuladas de no mínimo quatro andares. Logo é determinado a partir de uma análise linear de primeira ordem, para cada caso de carregamento.

2.7.3 Fatores que influenciam na estabilidade global de edifícios

De acordo com Kimura (2018), existem diversos fatores que influenciam a estabilidade global de uma edificação, A seguir são detalhados alguns deles.

2.7.3.1 Cargas atuantes

2.7.3.1.1 Cargas horizontais

Como carga horizontal principal há o carregamento do vento, que, segundo Kimura (2018), não tem influência na estabilidade da estrutura. Essa afirmação é válida pois, quando há um aumento da força horizontal, são elevados os esforços de primeira ordem na mesma proporção dos esforços de segunda ordem. Dessa forma, independe se a velocidade do vento é de 40m/s ou 45m/s, esse fato não irá influenciar na estabilidade da estrutura.

Usando como exemplo o gama z, quando aplicada uma força horizontal na extremidade de uma barra, é gerado um deslocamento no topo, e este deslocamento irá provocar uma excentricidade da força vertical. Olhando para a equação do gama z, os esforços de primeira ordem são aqueles gerados pela força horizontal (M_{1d}), com seus respectivos deslocamentos horizontais, os quais irão influenciar na força vertical, gerando esforços de segunda ordem (ΔM_d), aumentando a força horizontal, aumentam-se os deslocamentos, os quais aumentam os esforços de segunda ordem, como estes são uma relação na equação do gama z, o valor independe da força horizontal.

O carregamento de vento, segundo a NBR 6118:2014, deve ser sempre considerado em estruturas de concreto armado e devem ser determinadas segundo a NBR 6123:1988 “Forças devidas ao vento em edificações”. Seu valor é determinado a partir da equação abaixo:

$$V_k = V_0 \cdot S_1 \cdot S_2 \cdot S_3 \quad (3)$$

Onde:

V_0 = é a velocidade básica do vento.

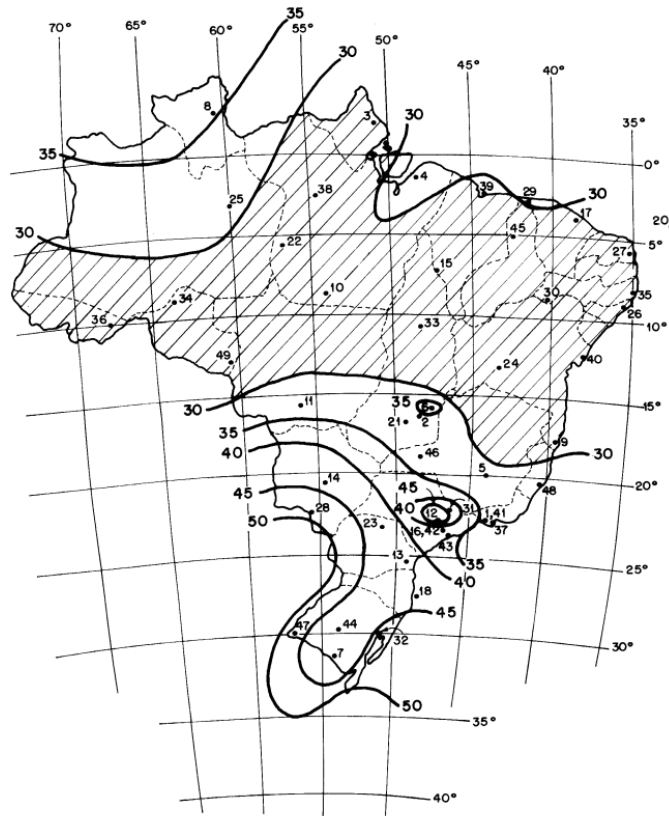
S_1 = é um fator que depende da topografia (fator topográfico).

S_2 = é o fator de rugosidade do terreno (dimensões e altura da edificação).

S_3 = é um fator estatístico.

A velocidade básica do vento é obtida através de um gráfico de isopletas, conforme figura 12.

Figura 12 - Mapa de isopletas do vento no Brasil



Fonte: Figura 1 NBR 6123:1988

O fator topográfico leva em consideração as variações do relevo do terreno, sendo plano, pouco ondulado, talude ou morros. Para terrenos planos o valor de S_1 é 1,00. Fator S_2 considera o efeito combinado da rugosidade do terreno, dimensões da edificação e altura sobre o terreno.

- Rugosidade do terreno: Leva em consideração as particularidades da edificação em relação a sua dimensão e a presença, ou não, de obstáculos ao seu redor. Pode ser classificado em Categoria I a Categoria V
- Dimensões da edificação: conforme a NBR 6123:1988, o valor médio da velocidade do vento varia continuamente e seu valor pode ser medido em qualquer intervalo de tempo. Dessa forma são escolhidos três intervalos de tempo (3 s; 5 s; e 10 s), em que cada um mede rajadas de vento em obstáculos de até 20m. Sua classificação pode ser A, B ou C, dependendo das dimensões horizontais ou verticais.
- Altura sobre o terreno: O fator S_2 , usado no cálculo da velocidade do vento em uma altura z acima do nível geral do terreno, é obtido através da expressão 4.

$$S_2 = b \cdot F_r \cdot \left(\frac{z}{10}\right)^p \quad (4)$$

Em que:

z é a altura acima do terreno;

F_r é o fator de rajada correspondente sempre a categoria II (Tabela 1 NBR 6123:1988);

b é um parâmetro meteorológico usado na determinação (Tabela 1 NBR 6123:1988);

p é o expoente da lei de potencial de variação de S_2 (Tabela 1 NBR 6123:1988).

Figura 13 - Parâmetros meteorológicos para fator S_2

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

Fonte: Tabela 1 NBR 6123:1988

O fator estatístico S_3 é baseado em conceitos estatísticos e considera o grau de segurança requerido além da vida útil da edificação e conforme tabela 3 da NBR 6123:1988.

Figura 14 - Valores mínimos para o fator S_3

Grupo	Descrição	S_3
1	Edificações cuja ruína total ou parcial pode afetar a segurança ou possibilidade de socorro a pessoas após uma tempestade destrutiva (hospitais, quartéis de bombeiros e de forças de segurança, centrais de comunicação, etc.)	1,10
2	Edificações para hotéis e residências. Edificações para comércio e indústria com alto fator de ocupação	1,00
3	Edificações e instalações industriais com baixo fator de ocupação (depósitos, silos, construções rurais, etc.)	0,95
4	Vedações (telhas, vidros, painéis de vedação, etc.)	0,88
5	Edificações temporárias. Estruturas dos grupos 1 a 3 durante a construção	0,83

Fonte: Tabela 3, NBR 6123:1988.

Em seguida utiliza-se a expressão abaixo para determinar a pressão dinâmica do vento (5), da qual será utilizada para determinação da força de arrasto (6) em cada lance da edificação.

$$q_{vento} = 0,613 \cdot V_k^2 \text{ (N/m}^2\text{)}. \quad (5)$$

$$F_a = C_a \cdot q \cdot A_e. \quad (6)$$

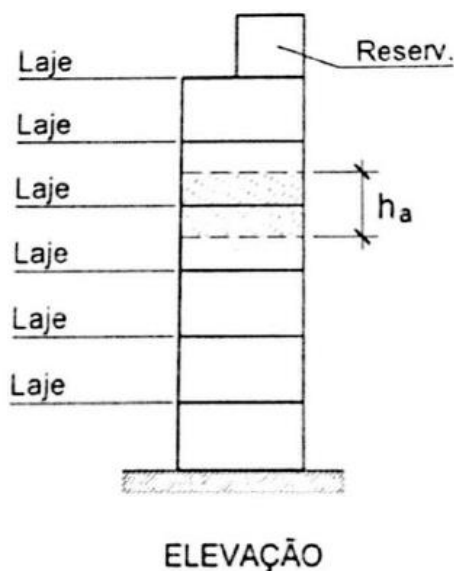
Onde:

C_a é o coeficiente de arrasto, obtido através de ábacos (Figura 4, NBR6123:1998).

q é a pressão dinâmica do vento.

A_e é a área frontal efetiva, obtida através da figura 15.

Figura 15 - Área frontal efetiva



Fonte: Donin, 2014 p.19.

2.7.3.1.2 Cargas verticais

As cargas verticais na estrutura são oriundas do peso próprio da estrutura, sobrecarga acidental, e peso dos revestimentos, as quais influenciam diretamente na estabilidade da estrutura. Segundo Kimura (2018), quanto maior a magnitude da carga vertical, maior será o valor do coeficiente gama z.

Para exemplificar esta relação: uma carga horizontal gera um deslocamento na estrutura, o mesmo provoca uma excentricidade adicional na estrutura, a qual irá multiplicar a carga vertical. Assim, quanto maior a carga vertical, maior serão os momentos de segunda ordem da estrutura, mas, ao contrário da força horizontal, esta não tem relação de proporcionalidade.

2.7.3.2 Rigidez da estrutura

A rigidez da estrutura está diretamente ligada a sua estabilidade. Pilares e vigas são de suma importância para tanto, pois eles, em conjunto, formam pórticos que vão fazer a rigidez do edifício. É importante considerar qual associação influencia mais na rigidez da estrutura, e cabe ao engenheiro analisar e tomar as devidas medidas para enrijecer a estrutura.

A primeira mudança a ser feita quando existem problemas de estabilidade na edificação é a mudança da seção dos pilares, pois são eles que travam a estrutura, e não as lajes, segundo Kimura (2018), já que modificam muito pouco na rigidez e frequentemente podem ser desprezadas. No caso de uma estrutura composta somente por pilares e lajes, como no caso de lajes lisas ou cogumelos, os pilares são os únicos responsáveis por toda a estabilidade da estrutura, sendo comum nesses casos o emprego de grandes seções ou núcleos rígidos.

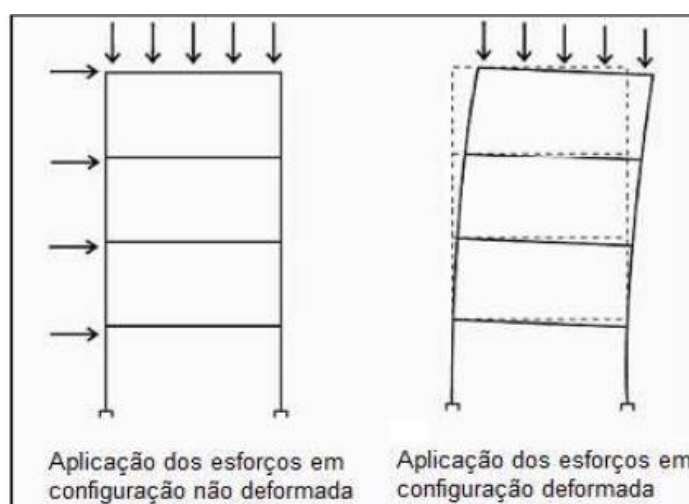
2.8 Efeitos de segunda ordem e instabilidade

2.8.1 Campos de aplicação

De acordo com a NBR 6118:2014, a análise dos efeitos de segunda ordem deve ser feita por meio de barras submetidas à tração composta. O limite da instabilidade em uma estrutura é atingido sempre que, ao elevarmos os carregamentos, por consequência suas deformações, os esforços oriundos da flexo-compressão são maiores que a capacidade resistente da estrutura.

Ainda conforme a NBR 6118, o principal tipo de instabilidade seria aquela em que estruturas de material não linear, como o concreto armado, com imperfeições geométricas iniciais, geram um aumento da solicitação, em que essa é muito mais que a capacidade resistente da estrutura. Os efeitos de primeira e segunda ordem são reais, e segundo Kimura (2018), é fundamental saber calcular e compreender a relevância deles de maneira precisa.

Figura 16 - Efeitos de primeira e segunda ordem.



Fonte: Azeredo (2016).

Efeitos de primeira ordem são obtidos através de uma análise linear da estrutura, ou seja, com ela indeformada e de configuração geométrica inicial. Enquanto os efeitos de segunda ordem são somados aos de primeira ordem por meio da configuração deformada da estrutura, da qual irá gerar deslocamentos e excentricidades aos esforços verticais. Tais

efeitos devem ser levados em consideração no cálculo das solicitações sempre que representarem um acréscimo de 10%.

2.8.2 Princípios de cálculo

Para a verificação mais próxima do real, são considerados fatores como a não linearidade física do material, imperfeições geométricas, formulação de segurança e deformabilidade dos elementos. Ademais, deve ser garantida a plena capacidade da estrutura, sem perda da capacidade resistente e estabilidade para as piores combinações de cálculo.

2.8.3 Efeitos globais de 2ª ordem

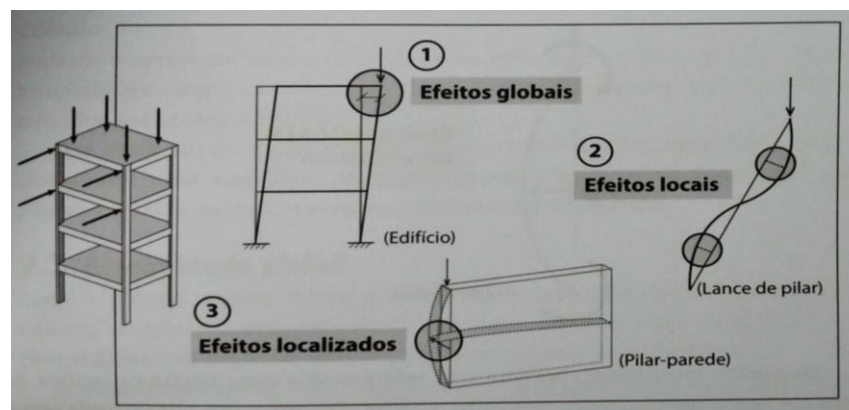
São referentes ao edifício como um todo - pelo conjunto de pilares, vigas e lajes - e gerados pelos deslocamentos provocados pelo carregamento horizontal da estrutura, da qual somados aos carregamentos verticais, provocam os efeitos de segunda ordem.

A NBR 6118:2014, ainda classifica os efeitos de segunda ordem em 3 tipos:

- I. Efeitos Globais.
- II. Efeitos Locais.
- III. Efeitos localizados.

O presente trabalho irá focar apenas nos efeitos globais, tendo a imagem 17 como exemplificação dos tipos.

Figura 17 - Diferentes tipos de efeitos de segunda ordem



Fonte: Kimura 2018, p.383.

2.8.4 Classificação da estrutura quanto aos efeitos de 2ª ordem.

A NBR 6118:2014 classifica as estruturas de concreto armado quanto aos efeitos globais de segunda ordem em dois tipos: nós móveis e nós fixos. A definição do tipo de

estrutura, segundo essa classificação, pode ser realizada segundo os valores dos coeficientes gama z e alfa calculados da seguinte forma:

$$\gamma_z \begin{cases} \leq 1,1, \text{Estrutura de nós Fixos} \\ > 1,1, \text{Estrutura de nós Móveis} \end{cases}$$

$$\alpha \begin{cases} < \alpha_1 - \text{Estrutura de nós fixos.} \\ \geq \alpha_1 - \text{Estrutura de nós móveis} \end{cases}$$

Sendo:

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

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

2.8.4.1 Estruturas de nós fixos

Elas são inicialmente de nós fixos quando os esforços horizontais provocam pouco ou nenhum deslocamento horizontal e, por consequência, os esforços de segunda ordem podem ser desprezados, geralmente os valores inferiores a 10% dos esforços de primeira ordem.

2.8.4.2 Estruturas de nós móveis

Uma estrutura de nós móveis é atingida quando os deslocamentos horizontais provocados pelo carregamento de vento não são pequenos e devem ser levados em conta no cálculo da estrutura, ou seja, ultrapassam o limite dos 10%.

2.8.5 Dispensa das considerações dos esforços globais de 2ª ordem

Para verificar a existência dos esforços de segunda ordem a NBR 6118:2018 recomenda os processos simplificados gama z e alfa, conforme descritos acima, os quais estabelecem parâmetros que permitam a análise sobre os efeitos de 2ª ordem. Determina-se assim, os limites dos quais não podem ultrapassar, classificando a estrutura como de nós fixos ou de nós móveis. Tais valores limites já foram apresentados no item 2.8.4 do presente trabalho.

2.8.5.2 Análise da estrutura de nós fixos

Conforme NBR 6118:2014, o cálculo pode ser realizado considerando cada elemento comprimido isoladamente, como barra vinculada nas extremidades aos demais elementos estruturais. Assim efetuando a análise da estrutura com sua configuração inicial e não

deformada. Como, sobre ação de carregamentos horizontais a estrutura é sempre considerada como deformável, ela será de nós fixos se tal deformação não for relevante a análise, sendo os efeitos de segunda ordem dispensados.

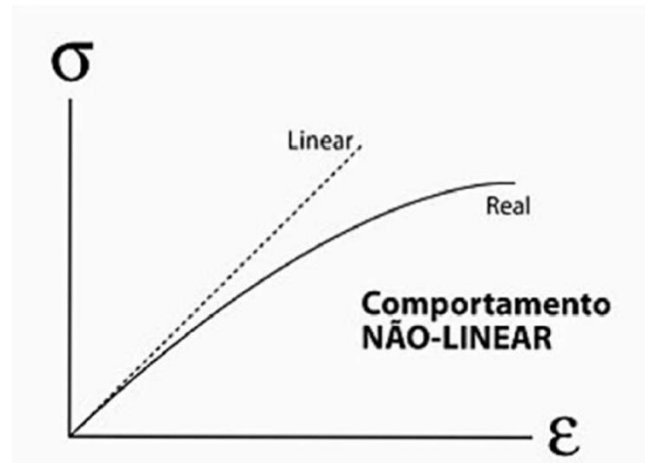
2.8.5.3 Análise da estrutura de nós móveis

De acordo com a NBR 6118:2014, nas estruturas classificadas como de nós móveis, logo, com deslocamentos horizontais consideráveis e que provocam um acréscimo de cargas devem ser obrigatoriamente considerados os efeitos das imperfeições geométricas, da não linearidade física e da formulação de segurança. A NBR 6118:2014 recomenda uma solução aproximada para consideração dos esforços de segunda ordem, na qual usa o coeficiente gama z como fator majorador de esforços com a combinação de 0,95 γ_z , porém apenas para estruturas com $\gamma_z \leq 1,3$. Segundo Kimura (2018), edifícios com valores acima deste possuem alto grau de instabilidade.

2.8.6 Análise não linear

As estruturas de concreto armado apresentam um comportamento não linear, ou seja, uma relação não linear entre esforços e deslocamentos, decorrentes de sua não linearidade física e geométrica. Segundo Kimura (2018), na análise não linear, a resposta de uma estrutura tem um comportamento desproporcional ao acréscimo de cargas.

Figura 18 - Comportamento não linear do concreto



Fonte: KIMURA (2018).

Basicamente são dois fatores principais que geram o comportamento não linear de uma estrutura à medida que o carregamento é aplicado: alteração das propriedades dos materiais, não linearidade física e alteração da geometria da estrutura, não linearidade geométrica.

A NBR 6128:2014 utiliza uma simplificação na consideração da não linearidade física. A rigidez dos elementos estruturais é alterada a partir de coeficientes de redução para cada tipo de peça (lajes, vigas e pilares), de acordo com a influência que este elemento possui para a estabilidade global da estrutura. Tal rigidez é reduzida pelo coeficiente chamado de rigidez secante. A norma também deixa bastante claro no item 13.3 que a não linearidade física deve ser obrigatoriamente considerada nas estruturas de concreto armado.

Para tal a norma propõe valores que devem ser adotados para a redução da rigidez dos elementos estruturais, sendo:

- Lajes:

$$(EI)_{sec} = 0,3 E_{ci} I_c \quad (9)$$

- Vigas:

$$(EI)_{sec} = 0,4 E_{ci} I_c \quad (10)$$

- Pilares:

$$(EI)_{sec} = 0,8 E_{ci} I_c \quad (11)$$

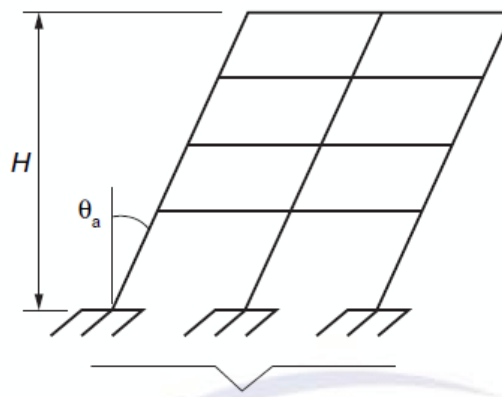
Aqui cabe ressaltar pela simples análise das equações que os pilares são de suma importância a estabilidade da estrutura e este tem sua rigidez reduzida em 20% o contrário das lajes, que em um sistema de pórticos tem praticamente nenhuma função de contraventamento, tendo sua rigidez reduzida em 70%. Porém a norma tem uma ressalva, onde o coeficiente 0,3 é substituído por 0,7 quando ela atuar como elemento resistente de esforços horizontais, como é o caso do presente estudo com um edifício de lajes e pilares.

Uma estrutura pode ainda sofrer de grandes deslocamentos, mesmo que constituída de um material com relação tensão-deformação linear. A deformação lateral de uma estrutura leva ao aparecimento de momentos fletores adicionais (momentos de segunda ordem), devido a nova posição do esforço vertical. Esse comportamento é chamado de não linearidade geométrica por não apresentar uma relação linear entre esforços e efeitos. (PASSOS, 2016).

2.8.7 Considerações de imperfeições geométricas

As estruturas reticulares, mesmo quando descarregadas, apresentam imperfeições geométricas do eixo dos seus elementos e elas devem ser consideradas na verificação do ELU. (CARVALHO, 2009).

Figura 19 - Deslocamento gerado por desaprumo



Fonte: NBR 6118:2014.

Nas estruturas de concreto, contraventadas ou não, a NBR 6118:2014 estabelece um desaprumo dos seus elementos verticais, e este desaprumo não deve ser necessariamente superior ao carregamento de vento, sendo considerado apenas o maior entre eles. O desaprumo $a_{m\acute{a}x}$ pode ser obtido através da equação 12.

$$a_{m\acute{a}x} = \theta_a \cdot H \quad (12)$$

Onde:

$$\theta_a = \theta_1 \cdot \sqrt{\frac{1 + \left(\frac{1}{n}\right)}{2}}$$

$$\theta_1 = \frac{1}{100 \cdot \sqrt{H}}$$

Com:

H = Altura total da edificação

n = número de prumadas de pilares do pórtico

$$\theta_{1,m\acute{a}x} = 1/200$$

3 METODOLOGIA

Foi utilizado um edifício padrão, de geometria retangular do qual foram realizadas simulações computacionais com diferentes tipos de concepções estruturais. O edifício em análise terá 20 pavimentos iguais, simulando o mais próximo possível da realidade. Os pavimentos terão área de 282 m², e pé direito de 2,8 totalizando 56 metros de altura, limite da versão TQS UNIPRO.

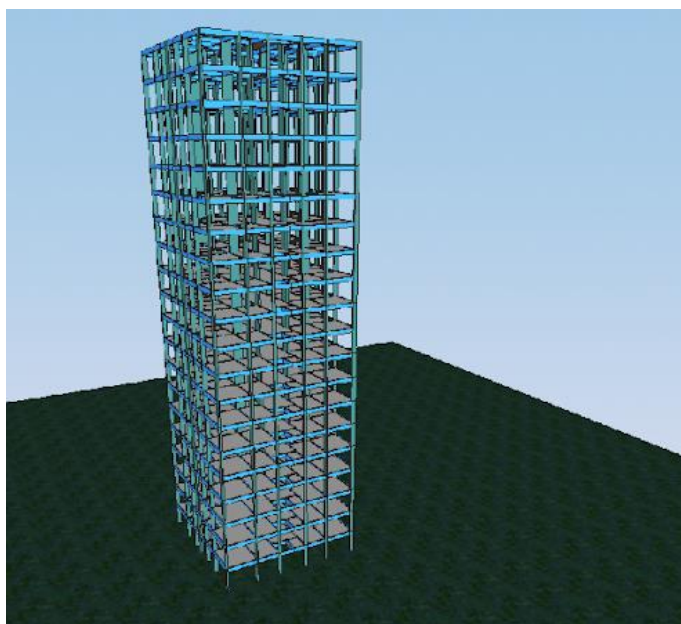
Foram analisados dois sistemas construtivos, avaliando eficiência quanto a sua estrutura perante os esforços verticais, ou seja, avaliar a estrutura mais adequada frente a estabilidade do edifício. O primeiro edifício, tomado como parâmetro comparativo, será composto de pilares, vigas e lajes, sendo o modelo denominado “PVL” e o segundo um edifício composto por pilares e lajes, sendo o modelo denominado “PLS”. No segundo modelo serão abordadas diferentes combinações de pilares e lajes a fim de chegar em estruturas que mais se aproximam do edifício parâmetro, bem como fiquem dentro dos limites de norma.

A concepção do edifício sugere o melhor desempenho da estrutura, respeitando as prescrições da norma NBR 6118:2014. As análises serão exclusivamente sobre a análise perante os esforços verticais e seus respectivos deslocamentos, não sendo analisado as armaduras das peças, somente sua inércia. Para obter os resultados será utilizado o software CAD/TQS versão 22.1 UniPro – Educacional.

3.1 Características do edifício em estudo

Para este trabalho utilizou-se um edifício residencial, cujo projeto arquitetônico é proveniente do curso “Master em Concreto Armado” com algumas modificações para dar simetria ao edifício. O projeto original era composto por 4 pavimentos, sendo um térreo, um tipo, uma cobertura e um pavimento técnico para barrilete. No presente trabalho foi alterada a altura total do edifício, totalizando 56 metros de altura, composto por 19 pavimentos tipo, e um pavimento cobertura com 4 unidades residenciais com fechamento em alvenaria de vedação, no trabalho não considerou um pavimento técnico, nem as fundações do edifício.

O edifício apresenta um total de 5394,48 m² de área estruturada, divididos nos 19 pavimentos tipo de 269,05 m² e uma cobertura de 282,56 m², conforme figura 20.

Figura 20 - Edifício modelo

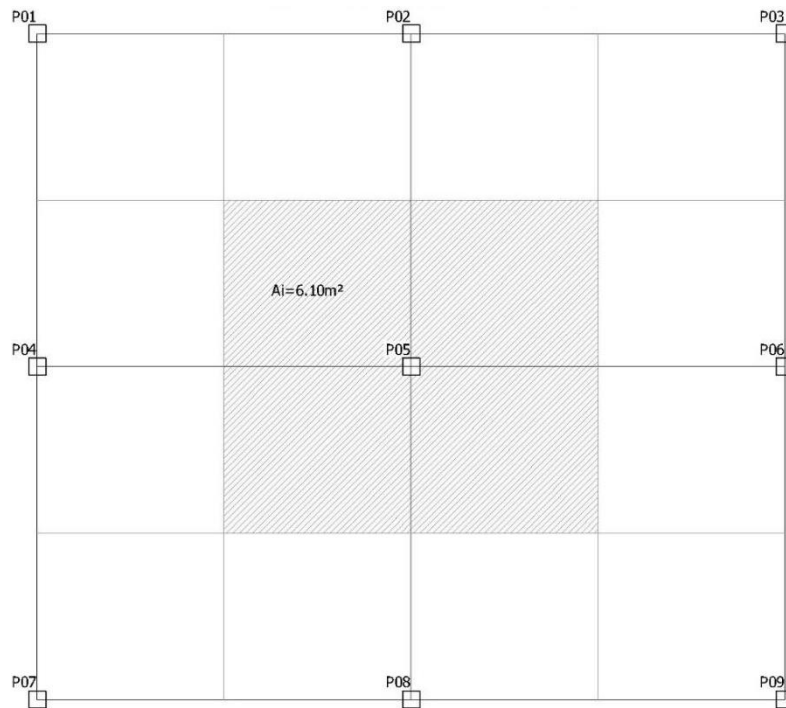
Fonte: Autor (2020).

3.2 Estrutura

3.2.1 Pilares

Para o pré-dimensionamento dos pilares utilizou-se a metodologia das áreas de influência para dimensionar os pilares, conforme Donin (2015), estimando a carga de cada pilar (P), a partir da área de influência (A_i) desse pilar, conforme figura 21.

Figura 21 - Área de influência (Ai)



Fonte: Autor (2020).

A área de influência (A_i) de um pilar é obtida a partir da geometria que envolve os pilares, ou seja, através de retas que passam pela mediatriz dos segmentos de reta que unem os pilares adjacentes e pelo contorno dos pavimentos.

Para a carga de pré dimensionamento existe uma parcela de carga permanente (g) e uma sobrecarga (q), medida por pavimento considerado, onde segundo Donin (2015) determina a carga vertical (N_k) dos pilares segundo a expressão 13:

$$N_k = (g + q) \cdot A_i \cdot n \quad (13)$$

Onde:

$$(g + q) = 12 \text{ kN/m}^2.$$

n = número de pavimentos.

Com a carga característica calculada deve-se, ainda, multiplicá-la por um fator correspondente a posição de cada pilar na planta segundo a expressão 14:

$$Nd = \gamma \cdot N_k \quad (14)$$

Onde:

$$\gamma = 1,8 \text{ Para Pilares Interno}$$

$$\gamma = 2,2 \text{ Para Pilares de Extremidade}$$

$$\gamma = 2,5 \text{ Para Pilares de Canto}$$

Assim, pode ser calculada a área de concreto (A_c) necessária para cada pilar a partir da equação 15:

$$A_c = \frac{N_d}{0,85 \cdot f_{cd} + \rho \cdot \sigma_{s0,002}} \quad (15)$$

Onde:

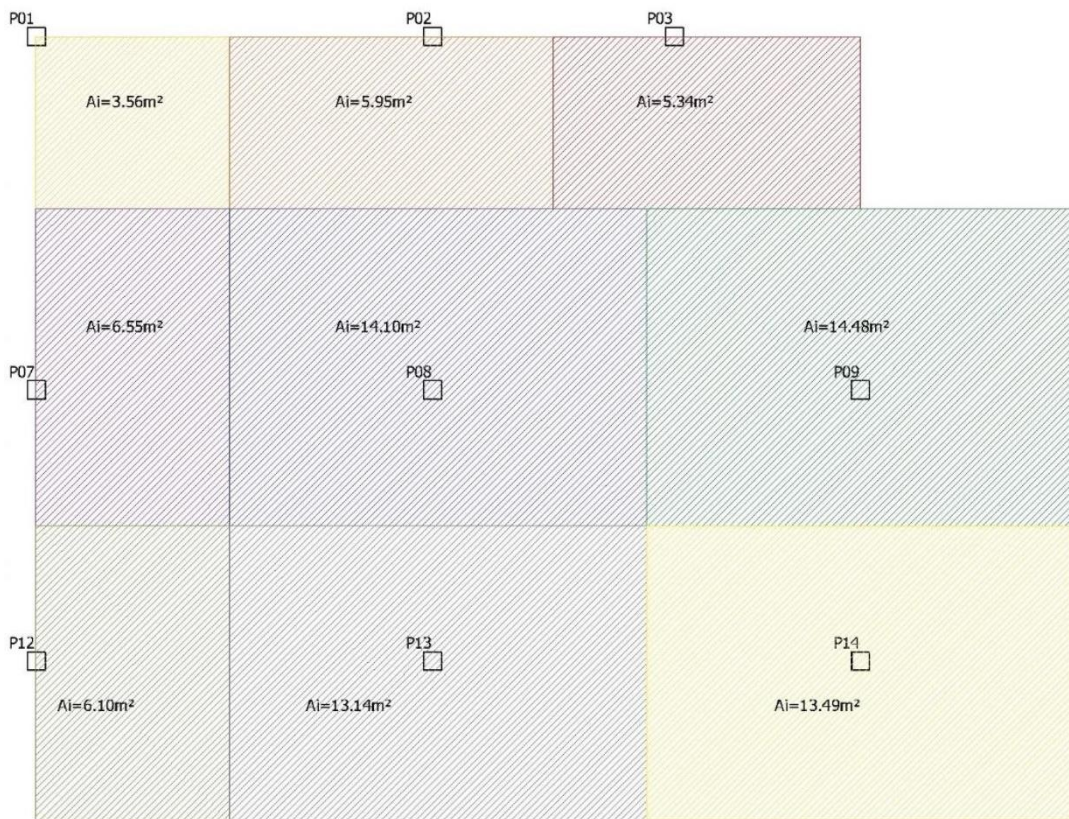
f_{cd} = Resistência de cálculo do concreto

$\rho = 0,02$ (Estimado segundo Donin 2015)

$\sigma_{s0,002} = 42 \text{ kN/cm}^2$ (segundo Donin 2015)

Como o edifício em estudo é simétrico, fez-se o pré dimensionamento de 9 pilares, partindo de um concreto com resistência característica à compressão de 35 MPa, conforme figura 22, e tabela 1, onde são apresentados os resultados das áreas de concreto necessárias para a carga estimada.

Figura 22 - Área de influência dos pilares



Fonte: Autor (2020).

Tabela 1 – Pré dimensionamento de pilares

Pilar	Ai (m ²)	n	g+q (kN/m ²)	Nk (kN)	Nd (kN)	Ac (cm ²)	Dim. Calculada	Dim. Adotada
01	3.56	20	12	854.40	2136	720	19x37.92	19x40
02	5.95	20	12	1428.00	3141.60	1060	19x55.77	19x60
03	5.34	20	12	1281.60	2819.52	951	19x50.05	19x50
07	6.55	20	12	1572.00	3458.40	1166	19x61.39	19x60
08	14.10	20	12	3384.00	6091.20	2054	19x108.12	19x110
09	14.48	20	12	3475.20	6255.36	2110	19x111.04	19x110
12	6.10	20	12	1464.00	3220.80	1086	19x57.17	19x60
13	13.14	20	12	3153.60	6937.92	2340	19x123.15	19x125
14	13.94	20	12	3345.60	6022.08	2031	19x106.90	19x110

Fonte: Autor (2020).

Analisando os resultados, todos os pilares passam pela dimensão mínima segundo a NBR 6118:2014, e, em um primeiro momento, estão em linha com a norma, não necessariamente permanecendo nestas dimensões após um estudo mais detalhado. O estudo do pré dimensionamento foi elaborado tendo um arranjo total de 35 pilares, dispostos de forma que conduzam as cargas de maneira mais direta possível, com o mínimo de cruzamentos de vigas, e tomando como referência as distâncias de 2.5 a 7 metros entre os vãos máximos de pilares - as quais servirão para pré dimensionar a altura das vigas. Obedecendo o critério de uma das dimensões ser do tamanho da parede, com 19 cm, e a outra a dimensão necessária para fechar na área de cada pilar no pré-dimensionamento, utilizando um arredondamento sempre para mais e fechando de 5 em 5cm para otimizar as formas.

3.2.2 Vigas

Para as vigas foi estimado o maior vão dividido por 10, conforme Donin (2015), com um limite de 45cm para não haver a influência nos vãos de portas e janelas. Para sua largura foi utilizada a largura da parede, ou seja, 19cm.

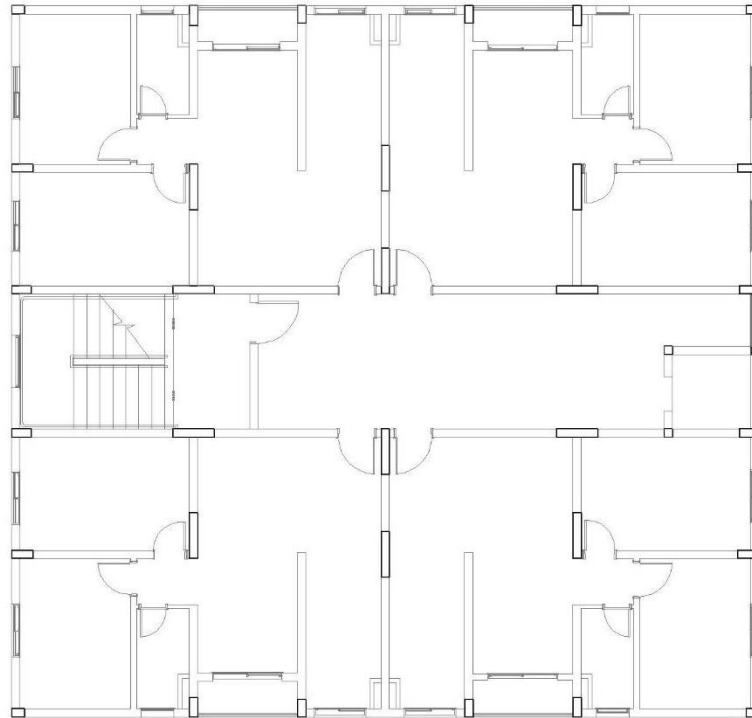
3.2.3 Lajes

Nas lajes foi utilizado o mínimo de 10cm, o qual, conforme a NBR 6118:2014 é de 8cm para lajes maciças, mas como a estrutura irá considerar o efeito de diafragma rígido das lajes foi optado por aumentá-la.

3.2.4 Resultados do pré dimensionamento

A Figura 23 abaixo representa a planta de formas da estrutura pré dimensionada e da qual se partiu para o dimensionamento definitivo.

Figura 23 - Planta formas



Fonte Autor (2020).

A classe ambiental adotada foi a classe de agressividade ambiental (CAA) II, caracterizada pela tabela 6.1 da NBR 6118:2014 como moderada para ambientes urbanos, partindo de cobrimentos da ordem de 30mm para pilares e vigas, e de 25mm para lajes, conforme figura 21, e tendo como resistência à compressão do concreto de no mínimo 25 MPa, conforme tabela 7.1 da NBR 6118:2014.

Figura 24 - Tabela 7.2 da NBR 6118:2014

Tipo de estrutura	Componente ou elemento	Classe de agressividade ambiental (Tabela 6.1)			
		I	II	III	IV ^c
		Cobrimento nominal mm			
Concreto armado	Laje ^b	20	25	35	45
	Viga/pilar	25	30	40	50
	Elementos estruturais em contato com o solo ^d	30		40	50
Concreto protendido ^a	Laje	25	30	40	50
	Viga/pilar	30	35	45	55

^a Cobrimento nominal da bainha ou dos fios, cabos e cordoalhas. O cobrimento da armadura passiva deve respeitar os cobrimentos para concreto armado.

^b Para a face superior de lajes e vigas que serão revestidas com argamassa de contrapiso, com revestimentos finais sacos tipo carpete e madeira, com argamassa de revestimento e acabamento, como pisos de elevado desempenho, pisos cerâmicos, pisos asfálticos e outros, as exigências desta Tabela podem ser substituídas pelas de 7.4.7.5, respeitado um cobrimento nominal ≥ 15 mm.

^c Nas superfícies expostas a ambientes agressivos, como reservatórios, estações de tratamento de água e esgoto, condutos de esgoto, canaletas de efluentes e outras obras em ambientes química e intensamente agressivos, devem ser atendidos os cobrimentos da classe de agressividade IV.

^d No trecho dos pilares em contato com o solo junto aos elementos de fundação, a armadura deve ter cobrimento nominal ≥ 45 mm.

Fonte NBR 6118:2014 p.20.

3.3 Carregamentos

A determinação dos carregamentos que incidem sobre a estrutura é uma das fases mais importantes do desenvolvimento do projeto estrutural naquilo que diz respeito à segurança. É preciso que se estimem estas cargas com certa previsão para que o dimensionamento dos elementos possa ser feito de modo a evitar desperdício ou, o que é pior, a perda da estabilidade que poderia resultar num inteiro colapso (SANTOS, 2017).

Para os carregamentos da edificação foi utilizado como base uma edificação residencial. Tais carregamentos se diferenciam em carregamentos horizontais e verticais. Os carregamentos horizontais são oriundos de esforços do vento na estrutura. Já os verticais são classificados como permanentes (g) e variáveis (q), sendo os permanentes oriundo de peso próprio dos elementos, alvenarias e revestimentos, já as variáveis são oriundas do tipo de uso da edificação.

O sistema CAD/TQS considera o peso próprio dos elementos estruturais automaticamente. Foram separadas as cargas permanentes e variáveis, pois esta separação é necessária para os fatores de redução de combinações da norma, assim como para a redução de sobrecarga.

Para composição dos carregamentos permanentes tomou-se como base as cargas definidas pela NBR 6120:2019 – Ações para o cálculo de estruturas de edificações, na qual, para o concreto armado, tem-se o peso específico de 2.5tf/m^3 , para alvenaria partiu-se da carga de 0.23tf/m^2 , conforme tabela 2 da norma descrita acima, e uma altura útil de 2.35 metros, totalizando um carregamento de alvenaria de 0.54tf/m . Para as lajes optou-se por um

carregamento de $0.1\text{tf}/\text{m}^2$, e no pavimento cobertura optou-se por utilizar um carregamento de $0.5\text{tf}/\text{m}^2$ acima da laje da escadaria para simular dois reservatórios de 5000 litros cada.

Na composição de carregamentos acidentais, utiliza-se a composição do próprio TQS, na qual, para as lajes do pavimento tipo, há o carregamento de $0.15\text{tf}/\text{m}^2$ para sala/cozinha/dormitório, e $0.20\text{tf}/\text{m}^2$ para área de serviço, e na laje de cobertura $0.10\text{tf}/\text{m}^2$.

3.3.1 Ações horizontais - vento

Para composição dos carregamentos horizontais presentes no edifício, partiu-se das considerações da NBR 6123:1988 – Forças devidas ao vento em edificações, utilizando uma velocidade básica do vento $v_o = 45\text{m}/\text{s}$, em um terreno de categoria III – terrenos planos ou ondulados com obstáculos – em uma edificação de classe C.

Para definição dos coeficientes de arrasto do vento foram definidos 4 ângulos de aplicação do vento, sendo: 0° ; 90° ; 180° ; 270° . Obteve-se os seguintes resultados:

Tabela 2 - Coeficientes de arrasto

Ângulo ($^\circ$)	Coeficiente de Arrasto
90	1.34
270	1.34
0	1.32
180	1.32

Fonte: Autor.

Como o edifício é parcialmente simétrico, tendo coeficientes de arrasto muito próximos, gerando momentos quase que iguais, como descrito na tabela 2.

Tabela 3 - Momento de primeira ordem gerado pelo carregamento simples de vento

Ângulo ($^\circ$)	Momento 1º Ordem (tfm)
90	4774.30
270	4774.30
0	4469.68
90	4469.68

Fonte: Autor.

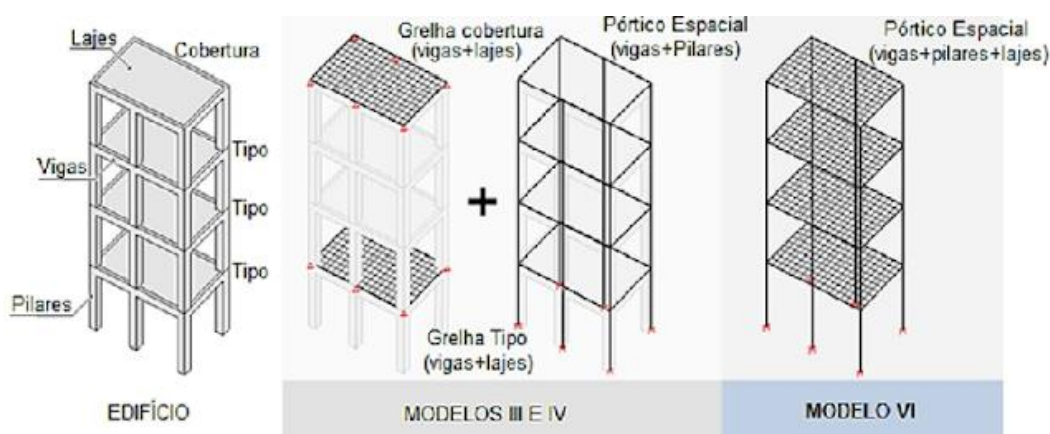
3.4 Sistemas estruturais

Os modelos estudados neste trabalho foram dimensionados com o sistema CAD/TQS v.22. O sistema engloba todas as etapas de um projeto de estruturas, desde a concepção

estrutural até a emissão final de plantas. O funcionamento do sistema consiste na entrada de dados da estrutura, dimensões verticais, dados dos materiais e carregamentos. Pode-se realizar o processamento com a escolha de diversos modelos estruturais para o cálculo do pavimento. Desta forma é também nesta etapa que se define qual modelo global para a análise da estrutura. (SANTOS T.P. 2018). A partir disso são definidas, com base no projeto arquitetônico, as geometrias das peças que serão posteriormente geradas e calculadas automaticamente por meio de modelos matemáticos compostos por grelhas e pórticos espaciais, os quais simulam toda a estrutura.

O sistema CAD/TQS processa os edifícios modelados em dois modelos principais, o modelo IV, e o modelo VI. No modelo IV, o sistema considera a estrutura como sendo um conjunto de pórticos espaciais e grelhas. Já no modelo VI todo o edifício é analisado como um pórtico espacial, podendo realizar a discretização das peças por malhas de elementos de barra, de acordo com a figura 22.

Figura 25 - Modelos no Sistema CAD/TQS



Fonte: TQS Informática (2020).

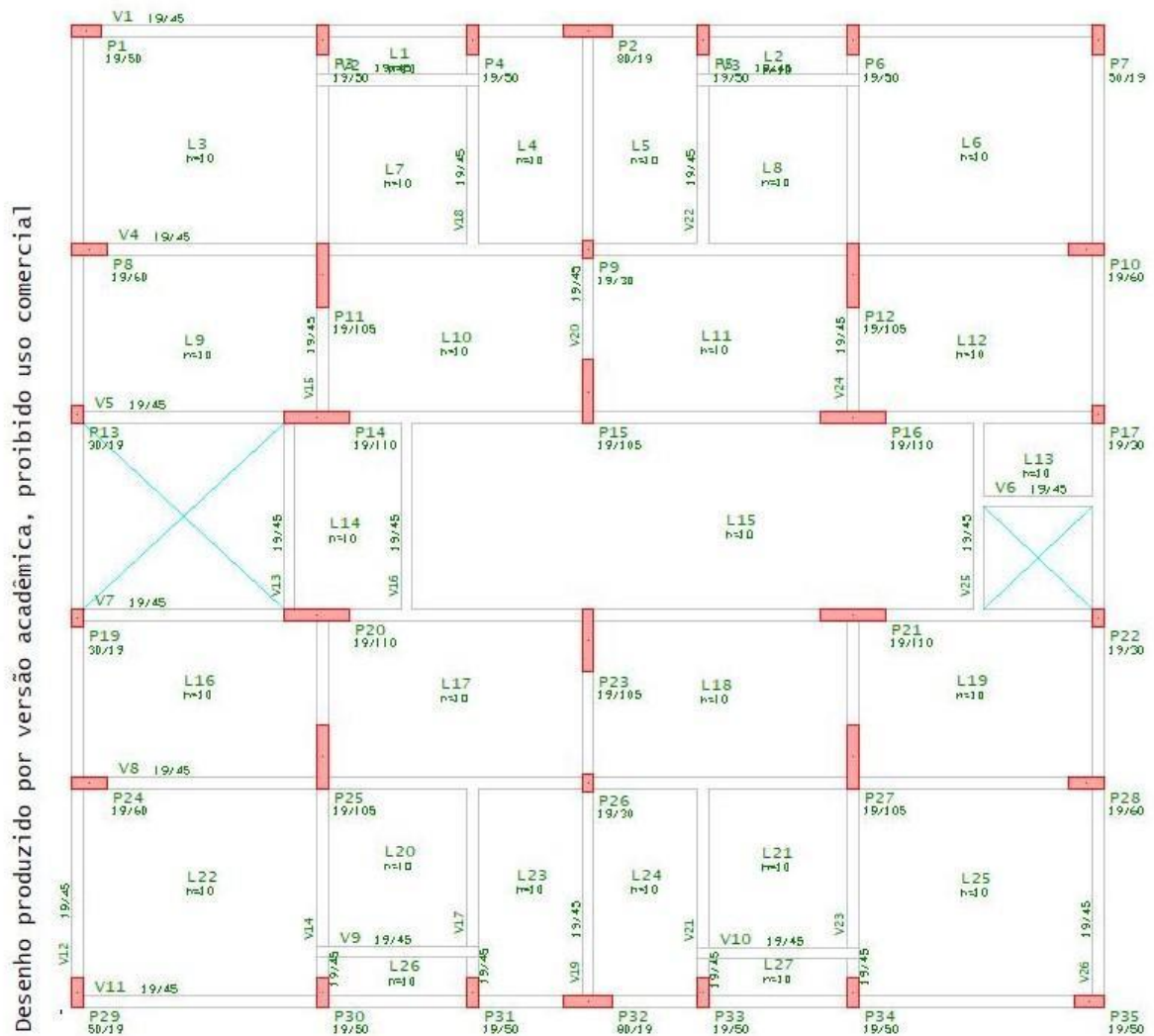
No modelo VI, as malhas de barras das lajes são inseridas no próprio modelo espacial. Dessa forma, uma vez aplicadas as ações no pórtico, todo o conjunto formado pelas vigas, pilares e lajes se deforma de uma maneira totalmente compatível, distribuindo as solicitações entre os elementos de acordo com o equilíbrio espacial de toda a estrutura. (TQS Informática, 2020). No presente trabalho, foi utilizado o modelo IV para analisar o pórtico “PVL”, já nos demais edifícios foi utilizado o modelo VI.

3.4.1 Sistema pilar-viga-laje “PVL”

Neste modelo, tomado como parâmetro para o restante do estudo, parte-se do pré dimensionamento, já que ao processar a estrutura foi visto que não seria compatível, uma vez que os esforços gerados pelas ações eram muito significativos para a estrutura em si, necessitando de enrijecimento. Nesse ponto foi iniciado o dimensionamento em si, tomando

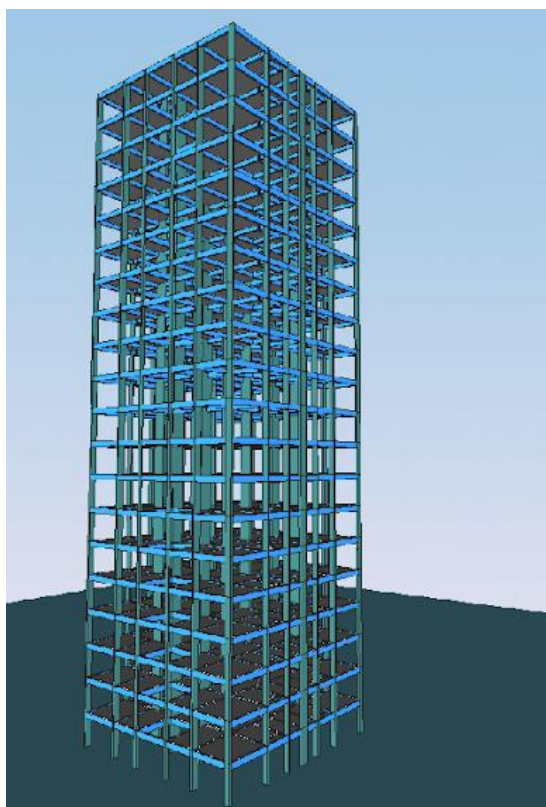
por base os resultados obtidos nesse primeiro processamento global da estrutura. O primeiro ponto alterado foi a resistência à compressão do concreto, partindo dos 35 MPa para os 45 MPa, modificando a distribuição de pilares, bem como suas dimensões, sempre respeitando os parâmetros normativos. No final chegou-se a uma estrutura conforme as figuras 23 e 24 nos demonstram abaixo.

Figura 26 - Planta de formas “PVL”



Fonte: Autor (2020).

Figura 27 - Modelo 3D do edifício



Fonte: Autor (2020).

Neste modelo não fez-se alterações das lajes e vigas pois influem muito pouco na estabilidade do edifício, apenas aumento de seção dos pilares, bem como realocação de alguns. As lajes têm 10cm de espessura, logo elas não iriam exercer o efeito de diafragma rígido ajudando na estabilidade do edifício, pelo qual, segundo a NBR 6118:2014 deveria ter no mínimo 16cm. Analisando os casos simples de vento, ou seja, apenas os esforços horizontais sobre a estrutura, nos casos 5, 6, 7, 8, dos quais correspondem respectivamente aos esforços de vento nas direções 90°, 270°, 0° e 180°, chegando aos valores de gama z listados na tabela 4.

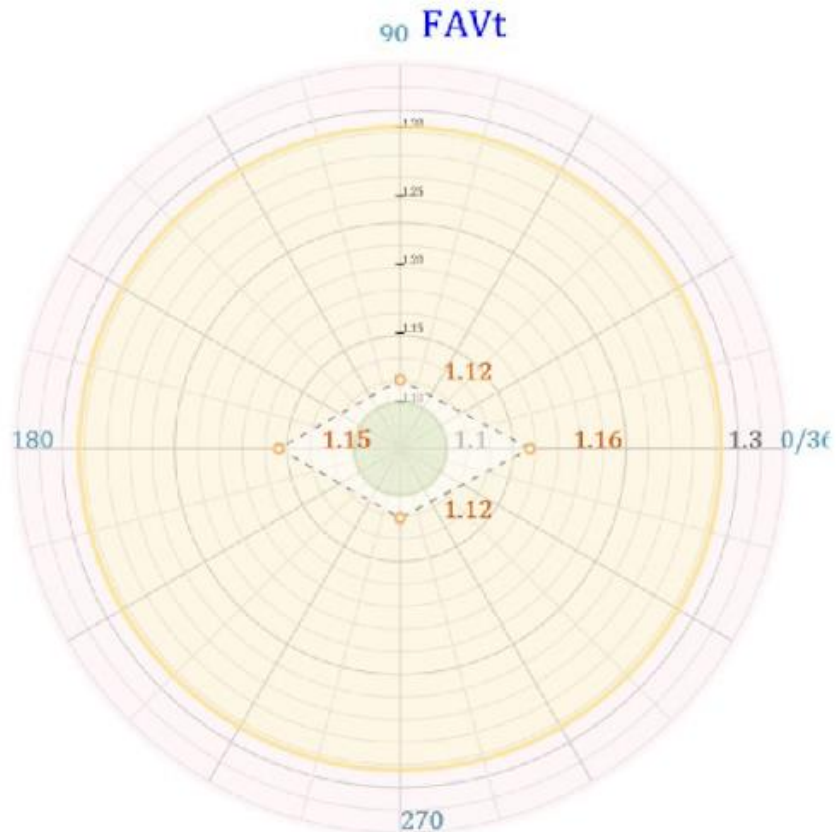
Tabela 3 - Parâmetros de estabilidade para casos simples de vento.

Caso	Ângulo (°)	Mom. 1º Ordem	γ_z
5	90	4774,30	1,12
6	270	4774,30	1,12
7	0	4469,68	1,15
8	180	4469,68	1,15

Fonte: Autor (2020).

Quando se analisa o parâmetro FAVt, com processo de cálculo semelhante ao gama z, consideram-se os deslocamentos horizontais gerados pelos carregamentos verticais no cálculo, tornando-o mais preciso. O resultado é um tanto quanto diferente, como demonstrado na figura 25.

Figura 28 - Parâmetro de cálculo FAVt



Fonte: Autor (2020)

Analisando os resultados, foi obtida uma estrutura estável no quesito estabilidade, uma vez que está abaixo do máximo da norma - com 1.3 -, e ainda abaixo do padrão 1.2 no qual, se houvesse acréscimo, haveria um coeficiente majorador muito significativo e perder-se-ia em economia no projeto. Outro ponto a ser analisado é que, quanto à classificação da estrutura, trata-se de uma estrutura de nós móveis com gama z acima de 1.1.

Outro ponto a ser considerado é quanto aos deslocamentos no pórtico, tanto finais como entre pisos, descritos na tabela 4. Os valores de “DeslH” são relativos aos deslocamentos máximos no pórtico enquanto os valores de “DeslHp” são relativos aos deslocamentos piso a piso.

Tabela 4 - Deslocamentos no pórtico

Caso	Ângulo (°)	DeslH (cm)	DeslH lim. (cm)	DeslHp (cm)	DeslHp lim. (cm)
5	90	2.43	3.29	0.16	0.33
6	270	2.43	3.29	0.16	0.33
7	0	2.57	3.29	0.19	0.33
8	180	2.57	3.29	0.19	0.33

Fonte: Autor.

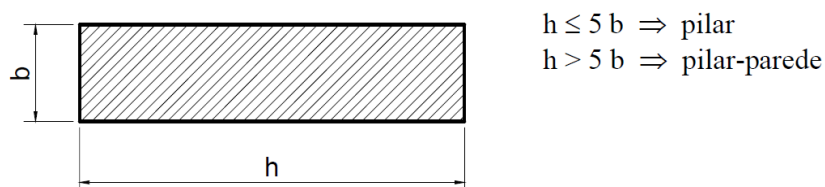
Dessa forma, estrutura está dentro dos parâmetros da norma, tanto em estabilidade quanto em deslocamentos e não é necessário enrijecer a estrutura a ponto de baixar os resultados para abaixo de $\gamma_z = 1.1$.

3.4.2 Sistema pilar-laje lisa “PLS”

Neste modelo parte-se do edifício base, ou seja, a arquitetura padrão com os pré lançamentos conforme a figura 23, e são eliminadas as vigas, deixando um pavimento somente com lajes. Segundo a NBR 6118/2014, a espessura mínima para lajes maciças lisas deve ser de 16cm nas zonas fora dos capitéis. Assim, é iniciado o dimensionamento com uma laje maciça de 16cm e uma configuração de pilares segundo o pré-dimensionamento inicial. Como esperado, os resultados são insatisfatórios no quesito de estabilidade global da estrutura.

Em uma segunda análise, foi diminuída a quantidade de pilares de 35 para 24, aumentando a seção de pilares “estratégicos” dentro da geometria do edifício. Ressalta-se que, conforme a NBR 6118/2014, pilares nos quais uma dimensão é 5 vezes maior que a outra (como na figura 29) devem ser tratados como pilares parede, que são elementos de elevada rigidez - e uma associação dos mesmos conferem ainda mais rigidez para a estrutura frente aos esforços horizontais.

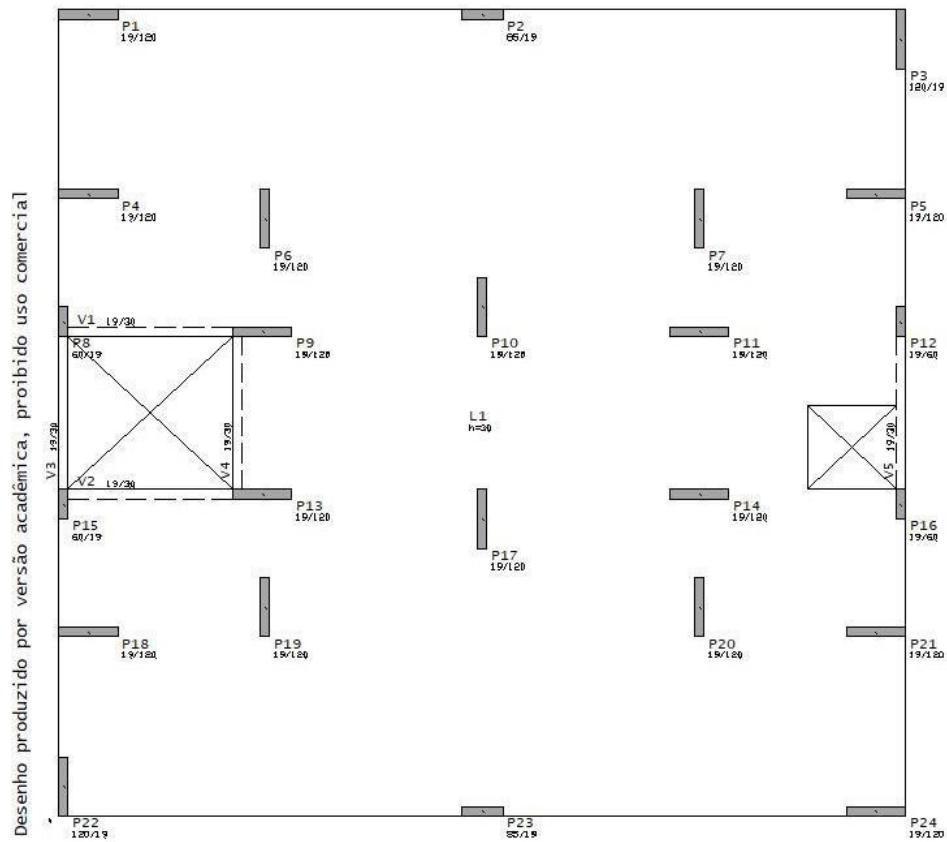
Figura 29 - Detalhe construtivo de pilar-parede



Fonte: Notas de Aulas, Prof. Paulo Sérgio dos Santos Bastos, 2005.

Conforme definido na concepção estrutural, um dos lados dos pilares deve ter a dimensão fixada em 19 cm para adequação com a estrutura, logo os pilares com dimensão superior a 95 cm serão tratados como pilares paredes neste sistema. Adequando-se a estrutura com os pilares e pilares parede, além de uma laje de 30 cm nos pavimentos tipo, é gerada a configuração da figura 30, onde apresenta-se a disposição dos pilares e algum vigeamento nas aberturas do elevador e escadaria conferindo rigidez para a estrutura.

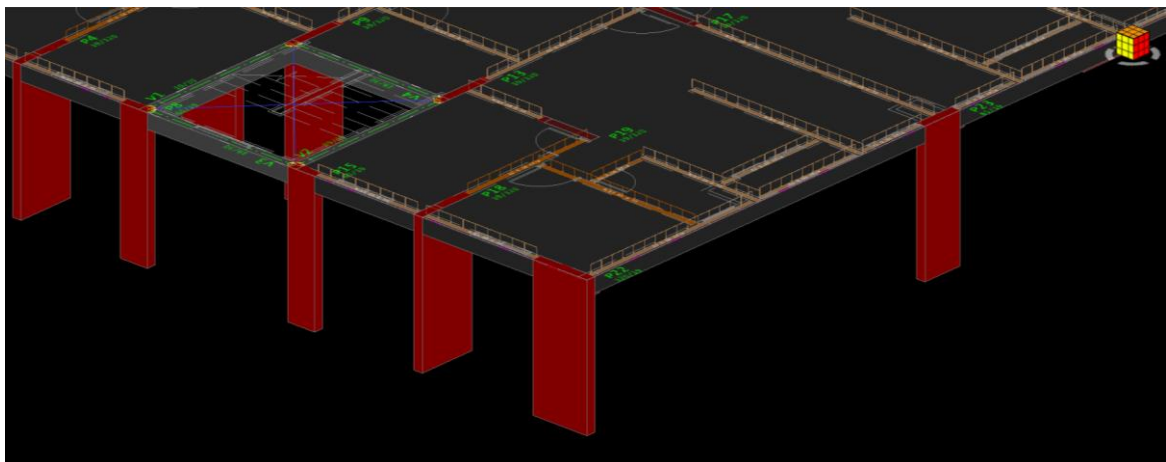
Figura 30 – Planta de formas “PLS”



Fonte: Autor (2020).

Na figura 31 há uma imagem gerada pelo sistema CAD/TQS, que apresenta os carregamentos oriundos das paredes sendo recebidos diretamente pela laje, os quais foram realizados em todas as paredes da arquitetura, uma vez que não existem vigas para receber estas cargas.

Figura 31 – Carregamentos aplicados no pavimento

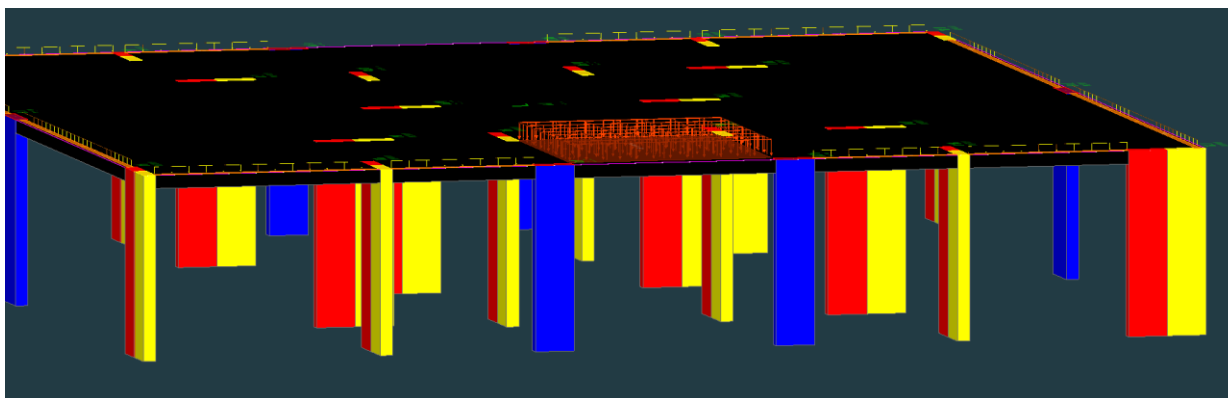


Fonte: Autor (2020).

No pavimento cobertura, onde não há carregamentos de paredes, é lançado um carregamento de platibanda no perímetro da arquitetura, além de outro carregamento

distribuído na área onde simula-se uma casa de bombas - ambos observados na figura 32, que apresenta ainda os pilares (azul) e os pilares parede (vermelho e amarelo).

Figura 32 – Perspectiva pavimento cobertura



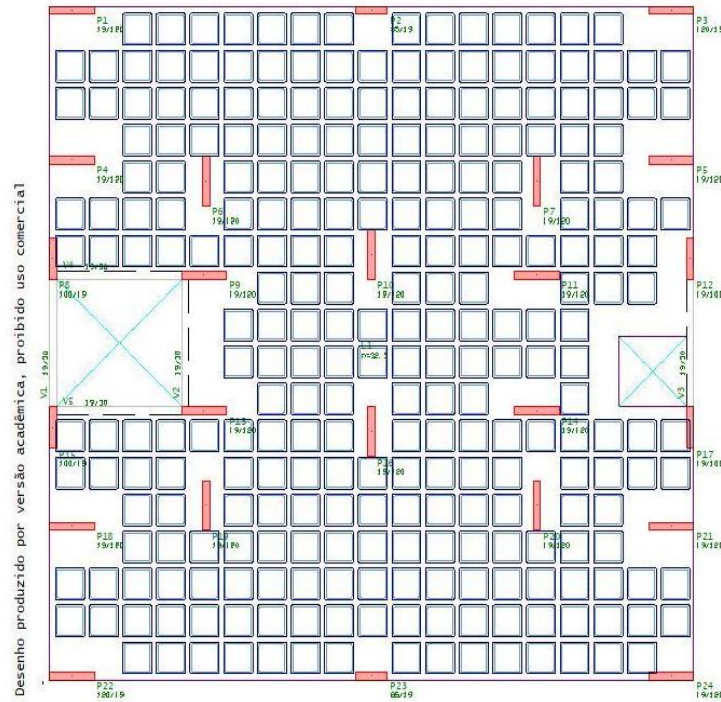
Fonte: Autor (2020).

Neste modelo, como mencionado acima, será utilizado o modelo VI de cálculo do CAD/TQS, o qual considerará um pórtico de lajes lisas como modelo estrutural, com as lajes atuando como diafragma rígido e ajudando na estabilidade do edifício. Além disso, serão discretizados os pilares parede em malha de elementos de barra, de modo a obter melhor comportamento do elemento frente à realidade, uma vez que seu centro de gravidade não necessariamente está no centro geométrico do pilar, nem estão os apoios localizados das vigas e a torção no edifício.

3.4.3 Sistema pilar-laje nervurada “PLN”

Nesse sistema é tomado como base todas as diretrizes já detalhadas do modelo “PLS”, com algumas alterações em pilares pontuais, que serão visualizadas na imagem 33 da planta de formas do pavimento.

Figura 33 – Planta de formas

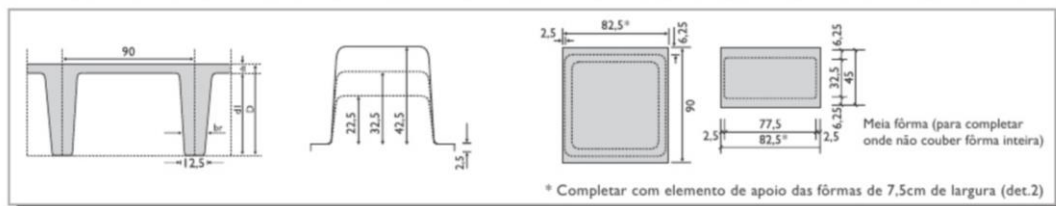


Fonte: Autor (2020).

No modelo atual foi escolhido inserir uma laje nervurada bidirecional do tipo “cogumelo” (modelo CAD/TQS “T”), a qual confere altura final de 32.5 cm e consumo de concreto menor quando comparada com o sistema de laje lisa. Para confecção desta laje, optou-se por formas da marca Atex, modelo Atex 900, com nervuras de 22.5cm e capa de 10cm. O modelo pode ser visto na imagem 34 bem como suas dimensões.

Figura 34 – Catálogo técnico Atex.

ATEX 900	ALTURA DA FÓRMA cm	ESPESSURA DA LÂMINA cm	ALTURA TOTAL cm	LAGURA DA NERVURA			ÁREA DA SEÇÃO cm ²	DISTÂNCIA DO C.G.±			MÓDULO DE FLEXÃO		VOLUME DO VAZIO		PESO PRÓPRIO KN/m ²	VOLUME DE CONCRETO m ³ /m ²
				INFERIOR cm	SUPERIOR cm	MÉDIA cm		FACE SUPERIOR cm	FACE INFERIOR cm	INÉRCIA cm ⁴	W _s cm ³	W _i cm ³	FÓRMA m ³	m ³ /m ²		
	22,5	5,0	27,5				816	8,3	19,2	49561	5971	2581			3,30	0,132
		7,5	30,0	12,5	21,5	17,0	1040	8,7	21,3	65670	7548	3083	0,116	0,143	3,93	0,157
		10,0	32,5				1266	9,5	23,0	84158	8859	3659			4,55	0,182
	32,5	5,0	37,5				1043	12,2	25,3	125718	10305	4969			4,33	0,173
		7,5	40,0	12,5	25,5	19,0	1268	12,3	27,7	159245	12947	5749	0,164	0,202	4,95	0,198
		10,0	42,5				1493	12,8	29,7	194449	15191	6547			5,58	0,223
	42,5	5,0	47,5				1310	16,5	31,0	255029	15456	8227			5,63	0,225
		7,5	50,0	12,5	29,5	21,0	1536	16,3	33,7	314390	19288	9329	0,203	0,250	6,25	0,250
		10,0	52,5				1761	16,5	36,0	374573	22701	10405			6,88	0,275
	dI	ds	D	bi	bs	br	A	rs	ri	l	Ws	Wi				Concreto 25 KN/m ³



Fonte: Atex, acesso em atex.com.br em 2020.

Para cálculo do pórtico, as lajes nervuradas têm papel similar às lajes lisas, conferindo um modelo de diafragma rígido com os pilares e, assim, enrijecendo a estrutura. Cabe

ressaltar que não é objetivo deste trabalho o cálculo final das armaduras e momentos gerados pela estrutura - logo não foram detalhados os capiteis do modelo, uma vez que não influenciam na estabilidade global da estrutura.

Outro ponto importante de ser mencionado é quanto a compatibilização das cargas de alvenaria diretamente sob as nervuras, a qual seria um modelo ideal para o cálculo final da laje e como, novamente, o objetivo do trabalho não é o detalhamento final da estrutura, mas sim o cálculo da estabilidade global da edificação, tal compatibilização e criação de vigas faixa não foram feitas.

3.4.4 Sistema pilar parede-laje nervurada “PPLN”

O modelo a seguir é um aperfeiçoamento do modelo “PLN”, onde procura-se tornar o edifício o mais rígido possível fazendo associação de pilares parede em “L” e um travamento com vigas no centro do edifício, atuando como um núcleo rígido, e deixando o consumo de concreto relativamente baixo utilizando lajes nervuradas no mesmo molde do edifício “PLN”.

Como o objetivo do modelo é de deixar o edifício o mais rígido possível, optou-se por aumentar a espessura das lajes em 10cm, substituindo a forma e passando para uma com 32,5cm de altura, tal qual pode ser verificada na imagem 34. Assim, com lajes de 42,5cm de espessura confere-se uma rigidez bastante considerável para o edifício em estudo. Essas considerações podem ser vistas na imagem 35.

4. ANÁLISE DOS RESULTADOS

Neste capítulo serão explorados os resultados obtidos a partir das análises feitas nos 4 modelos detalhados no capítulo 3. Para comparação de resultados será utilizado o edifício “PVL”, cujos resultados podem ser obtidos no item 5.4.1 deste trabalho. Na comparação de resultados não serão computados resultados relativos as armaduras usadas, tais como o comparativo de aço usado, uma vez que o trabalho se restringiu apenas a análise da estabilidade do edifício.

4.1 Resultados do edifício PLS

O modelo PLS composto por pilares e uma laje lisa, detalhado no capítulo 3, no caso simples de vento, obteve os resultados apresentados na tabela 5. Os momentos de primeira ordem são basicamente iguais, com casas decimais de diferença, bem como o gama z - resultados esperados para um modelo próximo ao “convencional”. Tal comportamento é esperado pois, retirando alguns pilares e enrijecendo o edifício no mesmo sentido da maior inércia destes, é garantida a resistência perdida pela remoção dos elementos. Já, ao invés das vigas constituindo um pórtico, há uma laje com 30cm que faz o efeito do diafragma rígido, resultando em um edifício rígido e muito similar ao exposto na tabela 3.

Quanto ao edifício, foi obtido um gama z muito próximo do limite para o ângulo de 90°, o qual daria para considerar como um elemento de nós fixos. Contudo, para a direção de 180°, tem-se um edifício de nós móveis, ainda que rígido, para o qual, se fosse dado continuidade ao dimensionamento, deveriam ser considerados os efeitos de segunda ordem.

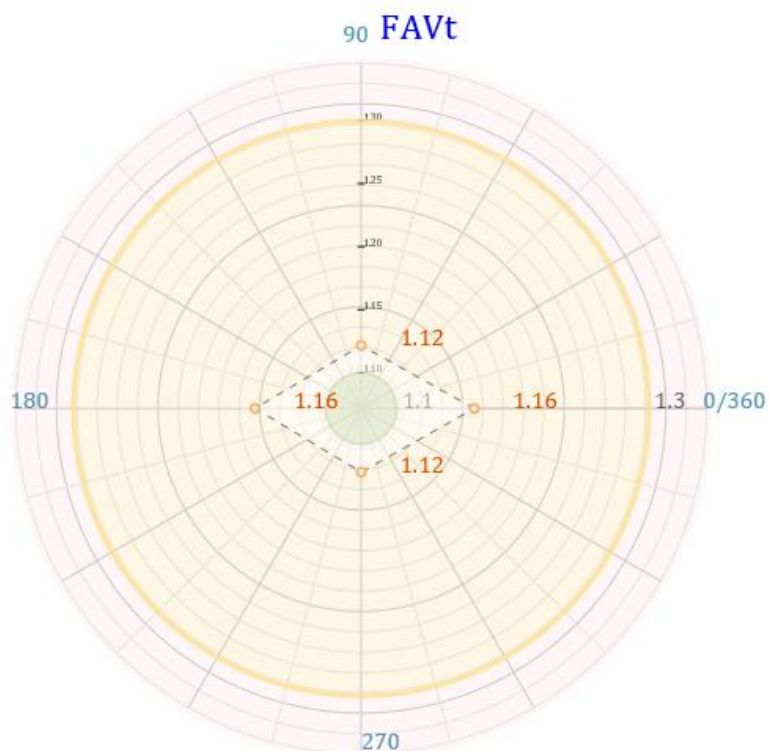
Tabela 5 - Parâmetros de estabilidade para os casos simples de vento

Caso	Ângulo (°)	Mom. 1º Ordem	γ_z
5	90	4774,89	1,12
6	270	4774,89	1,12
7	0	4469,59	1,16
8	180	4469,59	1,16

Fonte: Autor.

Quanto ao parâmetro FAV-t, apresenta-se o exposto na figura 36, o qual ainda está abaixo do limite de 1.2 e não necessariamente seria necessário enrijecer mais a estrutura.

Figura 36 – Resultado do FAVt para o modelo PLS



Fonte: Autor, (2020).

Um ponto a ser considerado é quanto aos deslocamentos totais do pórtico, onde, nesse modelo e conforme tabela 6, é observada uma diminuição considerável dos deslocamentos, de 42% frente ao outro modelo, devido ao aumento da inércia dos pilares e uniformidade da laje com eles, conferindo a estrutura maior rigidez em relação ao modelo anterior.

Tabela 6 - Deslocamentos no pórtico

Caso	Ângulo (°)	DesIH (cm)	DesIH lim. (cm)	DesIHp (cm)	DesIHp lim.(cm)
5	90	1.39	3.29	0.11	0.33
6	270	1.39	3.29	0.11	0.33
7	0	1.58	3.29	0.13	0.33
8	180	1.58	3.29	0.13	0.33

Fonte: Autor.

Assim, tem-se um edifício rígido, dentro dos padrões da norma quanto à estabilidade global e com pouca deformação lateral. Quanto ao consumo de concreto, conforme tabela 7 extraída do Resumo Estrutural, ele se torna mais expressivo por conta das lajes com 1554.78m³ de concreto. De acordo com a tabela 8, em que a taxa de forma foi de 1.64 m²/m², este resultado pode ser comparado com o tempo de execução da laje, uma vez que, quanto mais forma (neste caso madeira), maior é o tempo de execução do processo, acarretando em um maior gasto em mão de obra.

Tabela 7 – Consumos PLS

Pavimento	Concreto (m ³)	Fôrmas (m ²)
Cobertura	69.66	449.42
Tipo	1775.91	8438.51
Total	1845.58	8887.92

Fonte: Autor.

Tabela 8 – Taxas de consumo PLS

Pavimento	Taxa Concreto (m ³ /m ²)	Taxa Fôrmas (m ² /m ²)
Cobertura	0.24	1.58
Tipo	0.35	1.64
Total	0.34	1.64

Fonte: Autor.

4.2 Resultados do edifício PLN

Neste modelo, o qual se assemelha ao modelo PLS, apenas alterando o tipo de laje, observa-se novamente uma semelhança quanto aos resultados de caso simples de vento, conforme tabela 9.

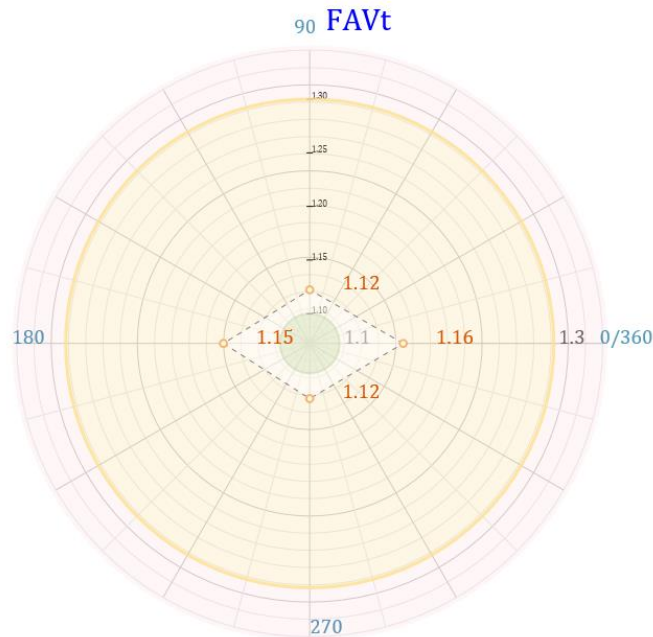
Tabela 9 - Parâmetros de estabilidade para os casos simples de vento.

Caso	Ângulo (°)	Mom. 1º Ordem	γ_z
5	90	4773,05	1,12
6	270	4773,05	1,12
7	0	4472,29	1,15
8	180	4472,29	1,15

Fonte: Autor.

Como pode ser observado, uma vez que há a mesma configuração de pilares, com uma mudança sutil em dois pilares, os resultados são muito próximos com um maior valor de gama z para a direção de 180°, similar aos resultados do sistema anterior. Pela figura 37, vê-se que os valores de FAVt também são similares ao edifício PLS, evidenciando que a alternância de lajes, mantendo a proporção de aproximadamente 30cm de espessura, não influenciou no resultado de instabilidade, já que a configuração dos pilares não foi alterada.

Figura 37 – Resultados de FAVt para o edifício PLN



Fonte: Autor, (2020).

Para os resultados de estado limite de serviço, ou seja, os deslocamentos laterais, não foi obtido um resultado tão similar ao modelo anterior como consta na tabela 10.

Tabela 10 - Deslocamentos no pórtico

Caso	Ângulo (°)	DesIH (cm)	DesIH lim. (cm)	DesIHp (cm)	DesIHp lim.(cm)
5	90	1.49	3.29	0.11	0.33
6	270	1.49	3.29	0.11	0.33
7	0	1.64	3.29	0.12	0.33
8	180	1.64	3.29	0.12	0.33

Fonte: Autor.

Neste caso, os valores foram similares nos deslocamentos entre pisos, com números de 0.11 a 0.12cm, enquanto no deslocamento total houve uma diferença de 0.10cm na direção 90°. Portanto, observa-se novamente que as lajes de maior espessura contribuem na solidificação da estrutura, ocasionando uma maior rigidez da mesma frente às deformações impostas pelas solicitações horizontais.

Quanto aos consumos, exemplificados tabelas 11 e 12, um ponto interessante de se observar é a taxa de formas, a qual despencou de 1.64 para 0.7 m²/m², uma redução de 57%. Somando-se esse fato com o gasto em mão de obra, há um peso significativo para este tipo de edifício.

Tabela 11 – Consumos PLN

Pavimento	Concreto (m ³)	Fôrmas (m ²)
Cobertura	71.77	178.42
Tipo	1324.44	3611.31
Total	1396.21	3789.72

Fonte: Autor.

Tabela 12 – Taxas de consumo PLN

Pavimento	Taxa Concreto (m ³ /m ²)	Taxa Fôrmas (m ² /m ²)
Cobertura	0.25	0.63
Tipo	0.26	0.70
Total	0.26	0.70

Fonte: Autor.

Quanto ao consumo de concreto, houve um maior consumo nas lajes com 1088,39m³. Entretanto, frente ao edifício anterior, houve uma redução de 30% quanto ao consumo. Essa redução no consumo de concreto pode significar uma maior eficiência de tal laje, evitando um dimensionamento mais oneroso frente ao mesmo edifício.

4.3 Resultados do edifício PPLN

Para este edifício, o qual foi enrijecido pois trata-se de um aperfeiçoamento do modelo “PLN”, obteve-se resultados extremamente positivos, com fator gama z abaixo do 1.10, o qual nos confere uma estrutura de nós fixos com um deslocamento muito baixo, como pode ser observado pela tabela 13. Na tabela 9 são observados os valores para carregamento simples de vento, onde, como neste caso há uma simetria em ambos os sentidos, os níveis de rigidez são muito próximos, fazendo com que o gama z fique próximo independente do sentido do vento.

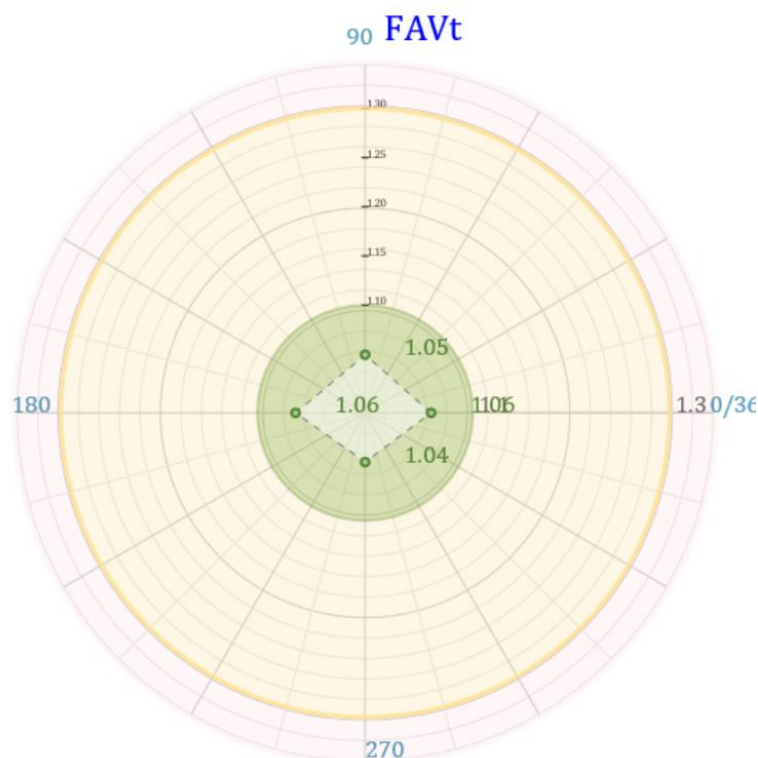
Tabela 13 - Parâmetros de estabilidade para os casos simples de vento

Caso	Ângulo (°)	Mom. 1º Ordem	γz
5	90	4774,58	1,04
6	270	4774,58	1,04
7	0	4471,74	1,06
8	180	4471,74	1,06

Fonte: Autor.

Quanto ao parâmetro FAVt, é observado que o mesmo ficou dentro do esperado, abaixo de 1,10, como visualizado na figura 38, temos os valores detalhados por sentido do vento.

Figura 38 – Parâmetro FAVt modelo PPLN



Fonte: Autor, (2020).

Quanto aos deslocamentos, na tabela 14 observa-se que os valores foram muito menores do que observado nos outros edifícios, ressaltando mais uma vez sua robustez frente aos outros sistemas.

Tabela 14 - Deslocamentos no pórtico

Caso	Ângulo (°)	DesIH (cm)	DesIH lim. (cm)	DesIHp (cm)	DesIHp lim.(cm)
5	90	0.54	3.29	0.03	0.33
6	270	0.54	3.29	0.03	0.33
7	0	0.80	3.29	0.05	0.33
8	180	0.80	3.29	0.05	0.33

Fonte: Autor.

Comparando os resultados da tabela 14 com os da tabela 4, pode-se visualizar de imediato uma redução de 68,87% no deslocamento do pórtico. Tamanha redução, além de reduzir os esforços de segunda ordem, levam a uma estrutura menos suscetível ao aparecimento de fissuras provenientes de deslocamentos, fato que deve ser considerado quanto ao desempenho final da construção como um todo. Quanto ao deslocamento piso a piso há um máximo de 5 mm, o que é irrelevante.

Quanto aos consumos, vistos nas tabelas 15 e 16, existe um consumo de concreto maior quando comparado ao edifício “PLN” - aproximadamente 350m³ a mais. Avaliando os pilares essa diferença não é tão gritante, ficando com um consumo de aproximadamente 25m³ a mais, levando em conta a rigidez que tais pilares conferem ao edifício seria um consumo

muito irrelevante a se considerar. No aspecto de taxa de forma, a diferença de um edifício para o outro é muito baixo, de forma a tornar-se irrelevante.

Tabela 15 – Consumos PPLN

Pavimento	Concreto (m ³)	Fôrmas (m ²)
Cobertura	89.34	195.91
Tipo	1664.82	3698.73
Total	1754.16	3894.64

Fonte: Autor.

Tabela 16 – Taxas de consumo PPLN

Pavimento	Taxa Concreto (m ³ /m ²)	Taxa Fôrmas (m ² /m ²)
Cobertura	0.32	0.69
Tipo	0.33	0.73
Total	0.33	0.73

Fonte: Autor.

4.4 Comparativos entre sistemas

Analisando o sistema convencional “PLV” e o sistema mais robusto, “PPLN”, e, para comparativos de custos, utilizando o CUB/RS do mês de outubro de 2020 estipulado pelo SINDUSCON-RS com base na NBR 12.721/2006, além de composições de preços extraídos do SINAPI no mês de setembro.

Tabela 17 - Quadro comparativo entre sistemas

Parâmetros	Sistema PLV	Sistema PLS	Sistema PLN	Sistema PPLN
Gama Z	1.15	1.16	1.15	1.06
Favt	1.16	1.16	1.16	1.06
DeslH (cm)	2.57	1.58	1.64	0.80
C45 m³ Pilar	239.40	273.45	290.47	315.80
C45 m³ Laje	456.91	1554.78	1088.39	1376.32
C45 m³ Viga	310.76	17.35	17.35	62.04
C45 m³ total	1007.07	1845.58	1396.21	1754.16
Taxa Forma m²/m²	2.09	1.64	0.70	0.73

Fonte: Autor.

Através da tabela 17, observa-se um quadro comparativo entre todos os sistemas. Analisando os três primeiros percebe-se que seu gama z são muito similares, mudando apenas o deslocamento horizontal máximo (DeslH) e os consumos. Sendo assim, na tabela 18 estão explícitas tais discrepâncias entre o menor e o maior valor.

Tabela 18 - Quadro comparativo entre sistemas

Parametros	Sistema PLV	Sistema PLS	Sistema PLN	Comparativo
Gama Z	1.15	1.16	1.15	1%
Favt	1.16	1.16	1.16	0%
DesIH (cm)	2.57	1.58	1.64	63%
C45 m³ Pilar	239.40	273.45	290.47	21%
C45 m³ Laje	456.91	1554.78	1088.39	240%
C45 m³ Viga	310.76	17.35	17.35	1691%
C45 m³ total	1007.07	1845.58	1396.21	83%
Taxa Forma m²/m²	2.09	1.64	0.70	199%

Fonte: Autor.

Observando o consumo total de concreto, é visível um aumento de 83%, precisamente 838.51m³ a mais de concreto, para executar o sistema PLS, o qual teria um desempenho igual perante a estabilidade global da edificação. Avaliando o consumo de formas, a diferença é ainda maior - de 199% ao comparar o sistema PLV com o PLN - o que acarreta um custo muito alto com mão de obra e formas além do desperdício gerado por esse sistema.

Para melhor escolher qual dos dois seria o mais econômico, será considerado o custo de R\$401,96 para metro cúbico de concreto e R\$24,58 para execução de formas de compensado com reutilização de 10 vezes - valores extraídos da base SINAPI/RS de setembro de 2020. Como serão 20 pavimentos a serem executados, o valor das formas será multiplicado por 2. Comparativamente, para execução das formas e concreto dos edifícios PLV e PLN, seriam necessários, respectivamente, R\$367,316.64 e R\$156,418.71. Como o sistema de PLV consome mais formas enquanto o edifício PLN consome mais concreto, a diferença entre ambos seria de uma economia de R\$210.897.92 ao optar pelo edifício PLN.

Trata-se apenas de um exemplo de como este sistema pode ser mais acessível do que o tradicionalmente utilizado pela construção civil atualmente. Para ser obtido um comparativo mais fidedigno, seria necessário finalizar o dimensionamento e fazer o orçamento completo, mas a priori pode-se dizer que com lajes lisas nervuradas há uma economia considerável em material.

Agora, ao comparar o edifício PLN, o qual seria mais eficiente que seus pares, com o edifício PPLN, obtêm-se os dados da tabela 12. Analisando os parâmetros de estabilidade, observa-se 9% de ganho para o edifício composto de pilares parede, e uma diferença de 105% quanto a sua deslocabilidade - logo, trata-se de um edifício mais eficiente.

Tabela 13 - Quadro comparativo entre sistemas

Parâmetros	Sistema PLN	Sistema PPLN	Comparativo
Gama Z	1.15	1.06	8%
Favt	1.16	1.06	9%
DesIH (cm)	1.64	0.80	105%
C45 m³ Pilar	290.47	315.80	9%
C45 m³ Laje	1088.39	1376.32	26%
C45 m³ Viga	17.35	62.04	258%
C45 m³ total	1396.21	1754.16	26%
Taxa Forma m²/m²	0.70	0.73	4%

Fonte: Autor.

Como ambos os sistemas têm a mesma tipologia de laje, o único parâmetro comparativo é o consumo total de concreto, para o qual existe aumento de 26% na execução de tal edifício, o que poderia compensar o ganho de 9% de rigidez. Faz-se necessária uma análise quantitativa dos custos envolvidos para executar os pilares parede de modo a avaliar a conveniência e vantagem de tal ganho.

5. CONCLUSÃO

Assim sendo, foi possível verificar os esforços oriundos da ação do vento em um edifício de múltiplos pavimentos, os quais são as principais ações para o dimensionamento de estruturas de concreto armado e diretamente relacionados aos parâmetros de estabilidade global, gama z, FAVt, deslocabilidade e magnitude de forças. Através do dimensionamento dos modelos realizado pelo sistema CAD/TQS versão 22, os resultados de coeficientes de arrasto e as magnitudes das forças horizontais ficam em conformidade com cálculos executados de forma manual, dando confiabilidade no sistema para a execução do restante das análises.

Nas análises feitas conforme os modelos IV e VI do sistema TQS, evidencia-se a relação direta do número de pilares e suas respectivas inércias com a resistência final do edifício - ou seja, quanto mais robusto o conjunto de pilares maior é a resistência do edifício, observação presente no capítulo 5. Ademais e ainda sobre a robustez do edifício, é ponderada a influência da espessura das lajes nos deslocamentos horizontais do pórtico, tendo influência direta na mesma.

Com a comparação básica de custos para o modelo proposto, aponta-se que o sistema mais tradicional, de pórtico de pilares, vigas e lajes, tem um consumo muito alto de mão de obra devido à alta taxa de formas relacionando diretamente com o tempo de execução de tal edificação que comparado com um sistema de lajes lisas pode ser muito benéfico para o executor de tal empreendimento, uma vez que quanto menos o tempo de execução de obra menores são os custos.

Ademais, constata-se que entre os sistemas de lajes lisas, a associação de pilares parede é o sistema mais eficiente considerando parâmetros de estabilidade global na faixa abaixo de 1.10, o que classifica o edifício como de nós fixos, ou seja, de baixa deslocabilidade, sendo desnecessário ponderar esforços de segunda ordem no dimensionamento. Trata-se também de um modelo de baixo consumo de formas, porém com um consumo maior de concreto, o que pode ser otimizado dependendo do projetista e mantendo os mesmos parâmetros.

5.1 Trabalhos futuros

- Finalizar o dimensionando para ter a comparação total de todos os insumos, sejam eles concreto, aço e formas;
- Influência da presença de capitéis na rigidez;
- Incrementação do modelo de núcleos rígidos por meio do método de elementos finitos.

6. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto - Procedimento. 3 ed. Rio de Janeiro: Abnt, 2014. 238 p.

_____. NBR 6120: Ações para o cálculo de estruturas de edificações, Rio de Janeiro: Abnt, 2019. 60 p.

_____. NBR 6123: Forças devidas ao vento em edificações, Rio de Janeiro: Abnt, 1988. 66 p.

DONIN, Christian. Concepção estrutural. Notas de aula da disciplina de projeto de estruturas em concreto armado, do Curso de Engenharia Civil. Santa Cruz do Sul: UNISC, 2015.

CARVALHO, Roberto Chust. Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado: volume 2 / Roberto Chust Carvalho, Libânio Miranda Pinheiro. São Paulo: Pini, 2009. 589 p.

REGINATO, L.A. *Dimensionamento de uma laje lisa em uma edificação de quatro pavimentos*. Trabalho de Conclusão de Curso. Universidade do Oeste de Santa Catarina, 2011.

VASCONCELOS, A. C. e FRANCO, M. (1997) - Avaliação Prática dos Efeitos de 2ª Ordem em Edifícios Altos - Coletânea de Trabalhos sobre Estabilidade Global e Local das Estruturas de Edifícios. São Paulo, 1997.

KIMURA, Alio. Informática aplicada em estruturas de concreto armado: cálculos de edifícios com uso de sistemas computacionais. São Paulo: Pini, 2007. 624 p

LEONHARDT, F.; MÖNNIG, E. *Construções de concreto*. Rio de Janeiro: Interciência, 1977.

Artigo. Análise da instabilidade de edifícios altos com lajes protendidas e lajes nervuradas por Elcio Cassimiro Alves | Vinicius Mello Passos | Leonardo Almeida Feitosa | Macksuel Soares Azevedo disponível em

<<http://www.revistas.ibracon.org.br/index.php/riem/article/view/735> >

ARAÚJO, José Milton. *Projeto estrutural de edifícios de Concreto Armado*. Rio Grande: Dunas, 2014.

MASSULO, L. A. *Análise dos deslocamentos em lajes nervuradas considerando modelos não lineares por meio do método dos elementos finitos*. Trabalho de Conclusão de Curso. Universidade de Santa Cruz do Sul, 2017.

SANTOS, T. P.; BARBOZA, A. S. R. . *COMPORTAMENTO DO SISTEMA ESTRUTURAL EM EDIFÍCIOS ALTOS CONSIDERANDO A INFLUÊNCIA DAS MODELAGENS DO NÚCLEO*. Dissertação de mestrado. Universidade Federal de Alagoas, 2018.