

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

**Lucas Müller**

**ALTERNATIVA ESTRUTURAL PARA EDIFÍCIO  
HOSPITALAR: ANÁLISE COMPARATIVA ENTRE OPÇÃO  
POR VIGAS-FAIXA OU ENGROSSAMENTO DE LAJE PARA  
CONCEPÇÃO DE LAJES LISAS NERVURADAS**

Porto Alegre  
Setembro de 2023

**LUCAS MÜLLER**

**ALTERNATIVA ESTRUTURAL PARA EDIFÍCIO  
HOSPITALAR: ANÁLISE COMPARATIVA ENTRE OPÇÃO  
POR VIGAS-FAIXA OU ENGROSSAMENTO DE LAJE PARA  
CONCEPÇÃO DE LAJES LISAS NERVURADAS**

Trabalho de Conclusão de Curso 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: ROBERTO DOMINGO RIOS**

Porto Alegre  
Setembro de 2023

**LUCAS MÜLLER**

**ALTERNATIVA ESTRUTURAL PARA EDIFÍCIO  
HOSPITALAR: ANÁLISE COMPARATIVA ENTRE OPÇÃO  
POR VIGAS-FAIXA OU ENGROSSAMENTO DE LAJE PARA  
CONCEPÇÃO DE LAJES LISAS NERVURADAS**

Este Trabalho de Diplomação foi julgado adequado como pré-requisito para a obtenção do título de ENGENHEIRO CIVIL e aprovado em sua forma final pela Banca Examinadora, pelo Professor Orientador e pela Comissão de Graduação do Curso de Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Porto Alegre 14, setembro de 2023

**BANCA EXAMINADORA**

**Prof. Roberto Domingo Rios (UFRGS)**

Dr. Pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul  
Orientador/a

**Prof. João Ricardo Masuero (UFRGS)**

Dr. Pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

**Profª. Paula Manica Lazzari (UFRGS)**

Dra. Pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Dedico este trabalho aos meus pais, Umberto e Jussara por  
todo o incentivo e apoio durante o período da graduação.

## **AGRADECIMENTOS**

Agradeço aos meus pais, Umberto e Jussara, pelo apoio incondicional e por todos os esforços e desafios enfrentados para proporcionar as melhores oportunidades e condições ao meu desenvolvimento como pessoa, estudante e profissional.

Agradeço à minha irmã Letícia por ter sido minha colega de casa, minha amiga, pelo abraço, por ter dividido os momentos difíceis e as sessões de riso solto.

Agradeço aos meus tios Airton e Sinara, e ao meu primo Caetano por terem sido o porto seguro, minha casa e fonte de afeto na distância dos meus pais.

Agradeço ao pessoal da turma de metalúrgica, amigos que desde o início da faculdade, tornaram esse período mais leve e divertido, além de promoverem histórias intangíveis.

Agradeço ao Prof. Roberto Domingo Rios, por aceitar a orientação deste trabalho além de todo o empenho e conhecimento transmitido ao longo das disciplinas cursadas durante a graduação.

Agradeço ao Prof. João Ricardo Masuero e à Profa. Paula Manica Lazzari, por fazerem parte da banca avaliadora e em nome de todos os demais professores com quem tive a oportunidade de aprender durante estes anos.

Agradeço a todo o pessoal da Construtora Tedesco, pelos ensinamentos, trocas e alavancagem profissional, em especial à Engenheira Giulliana e ao Arquiteto Gustavo pela oportunidade de estágio e entrada na equipe, e ao Engenheiro Volker pela paciência com a graduação.

Tenho a impressão de ter sido uma criança brincando à beira-mar, divertindo-me em descobrir uma pedrinha mais lisa ou uma concha mais bonita que as outras, enquanto o imenso oceano da verdade continua misterioso diante de meus olhos.

*Isaac Newton*

## RESUMO

Este trabalho expõe a comparação entre duas soluções estruturais propostas para uma configuração específica de lajes de um edifício hospitalar, com objetivo de avaliar o consumo de materiais como concreto, aço e formas, além da performance quanto a deformações e estabilidade. A partir das características obtidas do edifício modelo como arquitetura, tipo da ocupação, tipo de laje, posicionamento de pilares e características geométricas foram feitas modelagens e simulações da estrutura para análise e dimensionamento com a utilização do *software* CAD/TQS versão 21.18 – UniPro. A estrutura original é composta por laje lisa nervurada, ou seja, espessura constante apoiada diretamente sobre os pilares. O objetivo deste estudo é diferenciar as estruturas quanto aos meios de enrijecimento da ligação pilar-laje mantendo a característica de pé direito constante, pelas opções compostas por regiões maciças no contorno dos pilares como o próprio conceito de lajes lisas, ou formada por vigas-faixa de espessura igual à laje. Parte do estudo é referente às considerações normativas para análise e dimensionamento de cada sistema, para a posterior comparação dos resultados quanto a consumos de concreto, formas e aço além limites de deslocamentos, de rigidez e estabilidade do edifício.

Palavras-chave: Lajes Nervuradas. Lajes Lisas. Vigas faixa  
Edificação Hospitalar. Consumo de Materiais.

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1- Momento fletor em lajes nervuradas contínuas .....	14
Figura 2 - Modelo tridimensional da estrutura do edifício modelo.....	17
Figura 3 – Delimitação da área analisada em relação ao edifício modelo .....	18
Figura 4 – Laje lisa em perspectiva .....	19
Figura 5 – Ruína por punção em laje sem vigas.....	20
Figura 6 – Sistema de formas reutilizáveis e escoramento de lajes nervuradas .....	21
Figura 7 – Seção transversal de laje nervurada com vazios .....	21
Figura 8 – Seção transversal em forma de “te” resistindo a um momento negativo (tração na borda superior) e resistindo a um momento positivo. ....	22
Figura 9 – Estrutura de laje lisa, com engrossamento de laje nos apoios.....	23
Figura 10 – Estrutura executada com vigas-faixa .....	24
Figura 11 – Área de influência sobre pilares .....	26
Figura 12 - Isopletas da velocidade básica (m/s).....	32
Figura 13 – Discretização da estrutura em modelo de Pórtico Espacial .....	37
Figura 14 – Esforços e deslocamento das estruturas reticuladas.....	37
Figura 15 – Corte Esquemático do Edifício .....	39
Figura 16 – Limites geométricos em vista superior, em metros.....	39
Figura 17 – Distribuição comum dos pilares.....	40
Figura 18 – Formato das nervuras .....	41
Figura 19 - Superfície crítica C .....	42
Figura 20 - Superfície ou contorno crítico C" .....	43
Figura 21 – Planta baixa dos pavimentos iniciais da Estrutura I.....	45
Figura 22 – Planta baixa dos pavimentos hospitalares da Estrutura I.....	45
Figura 23 – Planta baixa dos pavimentos iniciais da Estrutura II .....	46
Figura 24 – Planta baixa dos pavimentos tipo hospitalares da Estrutura II.....	47
Figura 25 – Ação do vento no pórtico do edifício da Estrutura I.....	49
Figura 26 - Coeficiente $\gamma z$ relativo à Estrutura I.....	49
Figura 27 – Deformações no ELS da Estrutura I, deslocamentos em cm .....	51
Figura 28 – Diagrama de forças no sentido do vento.....	53
Figura 29 - Coeficiente $\gamma z$ da Estrutura II.....	54
Figura 30 – Deformações no ELS da Estrutura II, deslocamentos em cm.....	55
Figura 31 - Comparação do consumo de concreto para lajes e vigas.....	57
Figura 32 – Comparativo de utilização de meia forma recuperável, em unidades.....	58
Figura 33 – Comparativo de utilização de forma recuperável, em unidades .....	59
Figura 34 – Comparativo da relação entre área de formas recuperáveis e área total de estrutura .....	59
Figura 35 – Comparação do consumo de aço, em toneladas.....	60
Figura 36– Comparação entre parâmetros de estabilidade global.....	61
Figura 37– Comparação entre flechas máximas nas lajes, sob estado limite último de serviço .....	61

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Deslocamentos horizontais da Estrutura I, em cm.....	50
Tabela 2 – Deformações no estado limite último de serviço, em cm.....	50
Tabela 3 – Consumo de concreto da Estrutura I, em m <sup>3</sup> .....	51
Tabela 4 – Consumo de formas de madeira, em m <sup>2</sup> .....	51
Tabela 5 – Quantidade de formas recuperáveis da Estrutura I.....	52
Tabela 6 – Consumo de aço da Estrutura I, em kg .....	52
Tabela 7 – Dimensões das vigas-faixa, em metros.....	53
Tabela 8 – Deslocamentos horizontais da Estrutura II, em cm .....	54
Tabela 9 – Deformações no estado limite último de serviço da Estrutura II.....	55
Tabela 10 – Consumo de concreto da Estrutura II, em m <sup>3</sup> .....	56
Tabela 11 – Consumo de formas de madeira da Estrutura II, em m <sup>2</sup> .....	56
Tabela 12 – Quantidade de formas recuperáveis da Estrutura II.....	56
Tabela 13 – Consumo de aço da Estrutura II, em kg.....	56

## **LISTA DE SIGLAS**

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas

CAD – Computer Aided Design

ELU – Estado Limite Último

ELS – Estado Limite de Serviço

SINAPI – Sistema Nacional de Pesquisa de Custos e Índices da Construção Civil

UFRGS – Universidade Federal do Rio Grande do Sul

## LISTA DE SÍMBOLOS

$A_c$  – área da seção de concreto

$A_p$  – área de influência do pilar

$A_{s,máx}$  – área de aço mínima

$A_{s,mím}$  – área de aço mínima

$b_w$  – largura da nervura

$C_a$  – coeficiente de arrasto

$E_{cs}$  – módulo de elasticidade secante do concreto

$f_{cd}$  – resistência de cálculo à compressão do concreto

$f_{ck}$  - resistência característica do concreto

$f_{ctk,sup}$  – resistência característica superior de tração do concreto

$f_{yd}$  – tensão de escoamento de cálculo do aço

$H_{tot}$  - altura total do edifício

$I_c$  – momento de inércia

$l$  – vão do elemento considerado

$M_{d,min}$  – momento fletor de cálculo mínimo que permite calcular a armadura mínima de tração (passiva ou ativa)

$M_{1,tot,d}$  – momento de tombamento

$N_d$  – esforço normal de cálculo

$N_k$  – esforço normal característico

$q$  – pressão dinâmica exercida pelo vento

$S_1$  – fator topográfico

$S_2$  – fator de rugosidade do terreno, dimensões da edificação e altura sobre o terreno

$S_3$  – fator de grau de segurança do edifício

$V_k$  – velocidade característica do vento

$V_0$  – velocidade básica do vento

$W_0$  – módulo de resistência

$z$  – eixo cartesiano referente à altura

$\alpha$  – parâmetro de instabilidade

$\beta$  – coeficiente de majoração devido a posição do pilar;

## SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO.....	13
2 METODOLOGIA.....	15
2.1 QUESTÃO DO ESTUDO.....	15
2.2 OBJETIVOS.....	15
2.3 DELIMITAÇÕES.....	15
2.4 LIMITAÇÕES.....	15
2.5 DELINEAMENTO.....	16
3 EDIFÍCIO MODELO.....	17
4 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	19
4.1 MORFOLOGIA DA ESTRUTURA.....	19
4.1.1 Lajes Lisas.....	19
4.1.2 Lajes Nervuradas.....	21
4.1.3 Engrossamento de laje.....	23
4.1.4 Vigas-faixa.....	23
4.2 PRÉ-DIMENSIONAMENTO.....	24
4.2.1 Lajes.....	24
4.2.2 Vigas.....	25
4.2.3 Pilares.....	25
4.2.4 Vigas-faixas.....	28
4.2.5 Engrossamento de laje.....	28
4.3 CARREGAMENTOS.....	28
4.3.1 Cargas em Lajes.....	28
4.3.2 Cargas de Paredes.....	29
4.3.3 Cargas devidas ao Vento.....	30
4.4 ESTABILIDADE GLOBAL DO EDIFÍCIO.....	33
4.4.1 Parâmetro de instabilidade $\alpha$ .....	33
4.4.2 Coeficiente $\gamma_z$ .....	34
4.5 DESLOCAMENTOS MÁXIMOS.....	35
4.6 LIMITES DAS TAXAS DE ARMADURA.....	35
4.7 MODELO DE CÁLCULO.....	36
5 ESTRUTURAS ANALISADAS.....	38
5.1 CONDIÇÕES GERAIS.....	38
5.2 ESTRUTURA COM ENGROSSAMENTO DE LAJE.....	41
5.3 ESTRUTURA COM VIGA-FAIXA.....	46
6 ANÁLISE E DIMENSIONAMENTO.....	48

6.1 ESTRUTURA I .....	48
6.1.1 Dimensionamento .....	48
6.1.2 Deslocamentos horizontais e estabilidade global .....	48
6.1.3 Deformações excessivas .....	50
6.1.4 Quantitativo de materiais .....	51
6.2 ESTRUTURA II .....	52
6.2.1 Dimensionamento .....	52
6.2.2 Deslocamentos horizontais e estabilidade global .....	53
6.2.3 Deformações excessivas .....	55
6.2.4 Quantitativo de materiais .....	56
7 COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS .....	57
7.1 CONSUMO DE MATERIAIS .....	57
7.1.1 Concreto .....	57
7.1.2 Formas .....	58
7.1.3 Aço .....	60
7.2 DEFORMAÇÕES E ESTABILIDADE .....	60
8 CONSIDERAÇÕES FINAIS .....	62
REFERÊNCIAS .....	64
APÊNDICE A – Planta de formas - Subsolo 2 ao 2º Pavimento da Estrutura I .....	65
APÊNDICE B – Planta de formas - 3º Pavimento à Cobertura da Estrutura I .....	66
APÊNDICE C – Planta de formas – Subsolo 2 ao 2º Pavimento da Estrutura II .....	67
APÊNDICE D – Planta de formas –3º Pavimento à Cobertura da Estrutura II .....	68

## 1 INTRODUÇÃO

As edificações são projetadas levando em conta diversos aspectos principalmente de utilização fim do empreendimento, daí surgem alternativas estruturais para otimizar esta relação entre funcionalidade e aplicação estrutural. Uma dessas alternativas é composta por estruturas chamadas lajes lisas, cuja definição é dada pelo seu apoio ocorrer diretamente sobre os pilares, obtendo-se assim um pé direito constante ao longo do pavimento. Dentre as principais vantagens deste sistema destaca-se a liberdade de ocupação e modificação do espaço, devido ao fato das divisórias internas não estarem condicionadas ao posicionamento de vigas. As instalações prediais também ganham efetividade em sua distribuição que não possui prerrogativas de contornos de vigas. Ademais a simplificação de formas, escoramento, recortes e da configuração das armaduras, acarreta um grande aumento de produtividade na execução destas estruturas.

As lajes lisas podem ser concebidas de diversas formas, maciças, pré-moldadas e nervuradas cada uma com suas especificidades e características. Segundo Araújo (2010), em casos de vãos grandes a solução de lajes maciças torna-se antieconômica, em virtude da elevada espessura da laje, constituindo assim, a maior parte do carregamento pelo seu peso próprio.

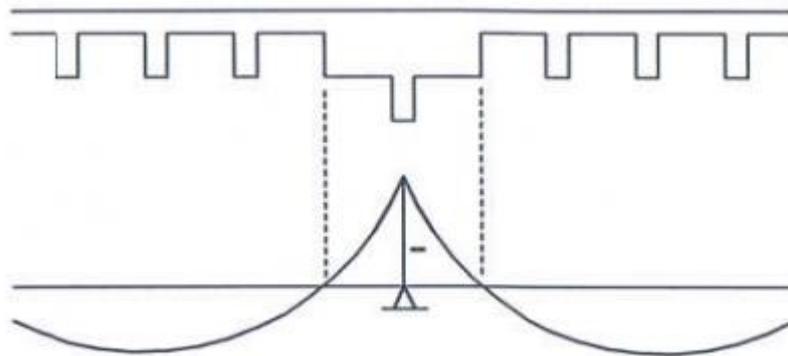
O conceito de lajes nervuradas surge da ideia de otimizar a estrutura de lajes em concreto armado concluindo que o concreto abaixo da linha neutra do elemento não tem função estrutural, uma vez que o esforço de tração é resistido pela armadura, ou seja, esta porção de material inerte apenas protege a armadura. Desta observação, surge a ideia de remover ou substituir por algum material mais leve essa porção de concreto, reduzindo consideravelmente o peso próprio da laje se comparada à uma laje maciça, sem diminuir sua rigidez visto que a distância entre as forças de tração e compressão são mantidas.

Neste estudo, é avaliada a configuração de lajes lisas nervuradas, em função da ocupação do edifício modelo que varia entre garagens e ocupação hospitalar com densos sistemas de instalações complementares como de climatização, hidro sanitárias, elétricas e de proteção contra incêndio tornando-se bastante interessante a proposição de grandes vãos, liberdade de distribuição dos ambientes e pé direito constante. Dentre as diversas formas de execução de lajes nervuradas, será abordada a laje moldada no local com utilização de um sistema de formas e

escoramento reutilizável, que consiste em utilizar cubetas plásticas de material reforçado para formar os vazios entre as nervuras.

As principais preocupações quanto a projetos de lajes lisas consistem, na concentração de esforços nos apoios e na instabilidade global do edifício quanto a esforços laterais, implicações que são agravadas em lajes nervuradas pelas solicitações que os momentos negativos produzem na capa e nervura e pela diminuição do efeito de diafragma rígido da laje (SACRAMENTO et al., 2018). Para tanto faz-se necessário o enrijecimento das ligações laje-pilar, podendo assumir variadas formas como capitéis, engrossamento de laje e vigas-faixa. Neste estudo serão comparadas abordagens de engrossamento de laje e vigas-faixa, que para manter o conceito de lajes lisas, possuem suas espessuras limitadas à espessura da laje, conforme Figura 1.

Figura 1- Momento fletor em lajes nervuradas contínuas



(fonte: ARAÚJO, 2010 p. 178)

## 2 METODOLOGIA

A seguir são descritas as diretrizes do trabalho.

### 2.1 QUESTÃO DO ESTUDO

Qual das estruturas possui o menor consumo de materiais, maior estabilidade e mais eficiência para as condições propostas?

### 2.2 OBJETIVOS

O objetivo deste estudo é avaliar, entre duas soluções estruturais, vantagens econômicas, técnicas, consumos e possibilidades de utilização conforme comportamento da estrutura.

### 2.3 DELIMITAÇÕES

Este estudo restringe-se à comparação de resultados alcançados através de análise e dimensionamento de diferentes estruturas para um edifício de 12 pavimentos, com altura total de 37.70 metros e área estruturada de 10.306,80 m<sup>2</sup>, cuja ocupação varia entre garagens e hospital.

### 2.4 LIMITAÇÕES

São limitações do estudo:

- a) Não foram consideradas aberturas, shafts e furos nas lajes;
- b) Não foram consideradas cargas de estruturas complementares como reservatórios, casa de máquinas de elevadores na cobertura;
- c) A área da estrutura foi limitada em função da área máxima permitida para análise pela licença educacional do *software* utilizado;
- d) A distribuição de pilares segue o edifício modelo, portanto não foram feitas grandes alterações que poderiam favorecer algum dos sistemas estruturais, e em função da

rigidez dos pilares das caixas de elevadores, a estabilidade global de ambos os modelos será dado praticamente por estes elementos;

- e) Não são feitas correções de distribuição de armadura, como é de costume em projetos estruturais;
- f) Não foram consideradas excentricidades das cargas de vento;
- g) Não foram realizadas composições de custos incluindo mão de obra para utilização de valores.

## 2.5 DELINEAMENTO

O presente trabalho é pautado na comparação entre dois modelos de estruturas, cuja contextualização da problemática é feita no Capítulo I.

A fundamentação do estudo é apresentada na revisão bibliográfica contida no Capítulo 4, explicitando as definições morfológicas das estruturas, os procedimentos de pré-dimensionamento, definições de cargas, parâmetros de estabilidade e limites aceitáveis de deslocamentos e armaduras.

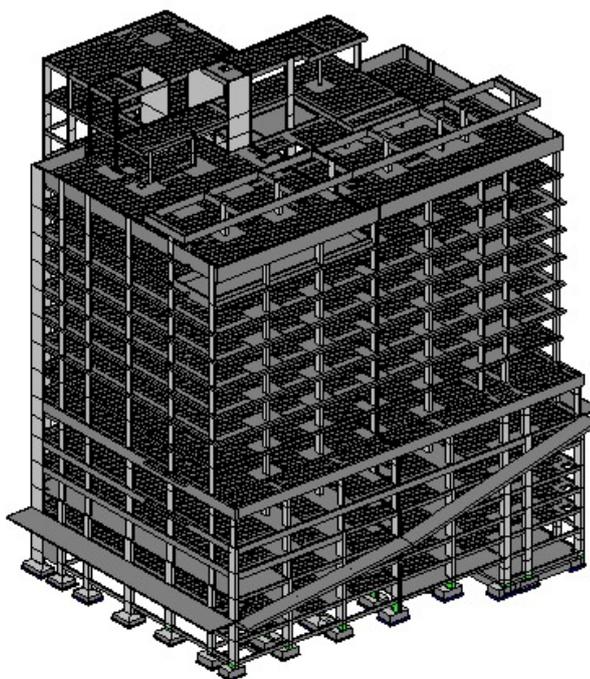
A produção de dados ocorre a partir das definições obtidas de um edifício modelo, como ocupação, localização, limites geométricos, imposições arquitetônicas e posição de eixos dos pilares como descrito no Capítulo 3. Deste ponto, foram realizados os procedimentos descritos para o pré-dimensionamento da estrutura, com intuito de promover paridade entre os modelos a serem comparados. De posse das estruturas preliminares, é realizada a análise de esforços e dimensionamento através do *software* CAD/TQS v21.18, onde foram feitas alterações em relação ao pré-dimensionamento, para adequar as estruturas às respectivas normas aplicáveis. Complementarmente, é realizada a extração de quantitativos de consumo de materiais, deformações e deslocamentos apresentados e avaliados nos Capítulos 5 e 6.

Por fim, nos Capítulos 7 e 8 são realizadas comparações entre os resultados de cada estrutura.

### 3 EDIFÍCIO MODELO

Para o desenvolvimento do trabalho foi utilizado como ponto de partida o projeto de um edifício hospitalar, localizado em Bento Gonçalves – RS. A estrutura inicial é mista composta por lajes nervuradas, lajes maciças, vigas e pilares e está localizada em meio urbano, com classe de agressividade ambiental moderada, conforme a NBR 6118 (ABNT, 2014). O edifício está em fase de execução de vedações com a estrutura já concluída, possuindo ao todo 15 andares e em torno de 30.000 m<sup>2</sup> de área estruturada. Abaixo, Figura 2, é demonstrada a representação do modelo tridimensional da estrutura.

Figura 2 - Modelo tridimensional da estrutura do edifício modelo

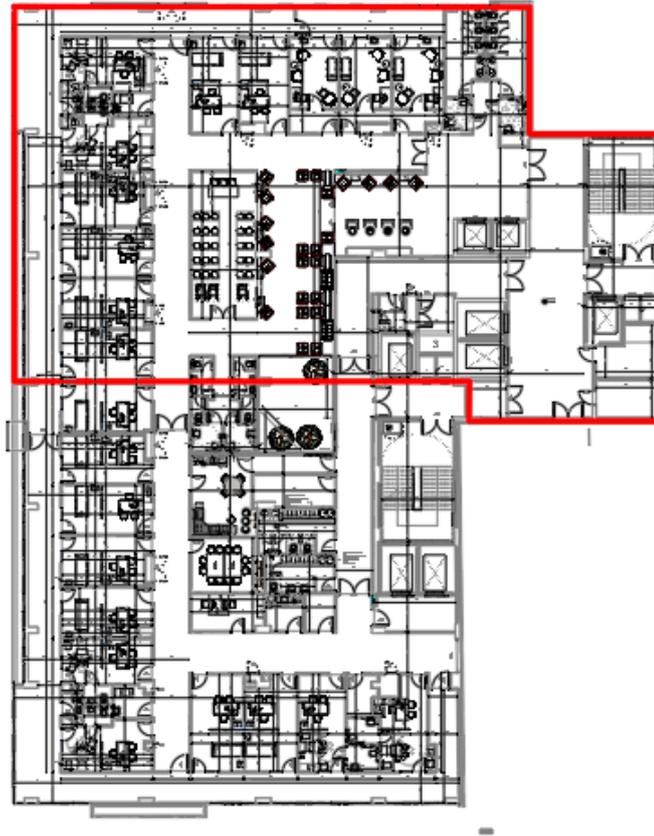


(fonte: elaborada pelo autor)

Na estruturação do estudo foram feitas algumas modificações na distribuição dos pavimentos que agora possuem apenas duas plantas, uma de estacionamentos correspondendo aos primeiros 3 pavimentos e outra, de utilização hospitalar correspondendo aos demais andares. Outra adaptação realizada foi o reposicionamento de alguns pilares, cujas posições dos centros de inércia variaram alguns centímetros, para não prejudicar os resultados de nenhum dos modelos

a ser estudado. Em razão da limitação de área de análise pela licença, a estrutura foi analisada apenas até a área delimitada pela junta de dilatação do edifício de acordo com a Figura 3.

Figura 3 – Delimitação da área analisada em relação ao edifício modelo



(fonte: elaborada pelo autor)

## 4 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

No presente capítulo, será fornecida uma análise abrangente dos conceitos, referências normativas, metodologias e considerações fundamentais que foram adotados e explorados ao longo deste trabalho. Essa revisão bibliográfica é essencial para embasar o estudo realizado, proporcionando uma compreensão mais sólida dos principais elementos teóricos e práticos abordados.

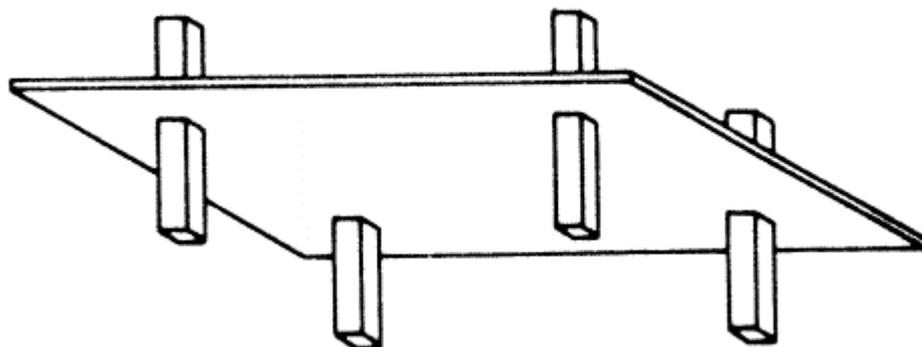
### 4.1 MORFOLOGIA DA ESTRUTURA

A seguir são definidos conceitos de subestruturas relevantes neste trabalho.

#### 4.1.1 Lajes Lisas

Lajes lisas são lajes apoiadas diretamente sobre pilares sem a presença de capitéis, ou seja, possuem espessura uniforme. A NBR 6118 (ABNT, 2014) preconiza o emprego de métodos numéricos para o cálculo desse tipo de laje, a menos que, a estrutura cumpra alguns requisitos como possuir os pilares dispostos em filas ortogonais, de maneira regular e com vão pouco diferentes. Neste caso, é possível calcular os esforços pelo processo elástico aproximado.

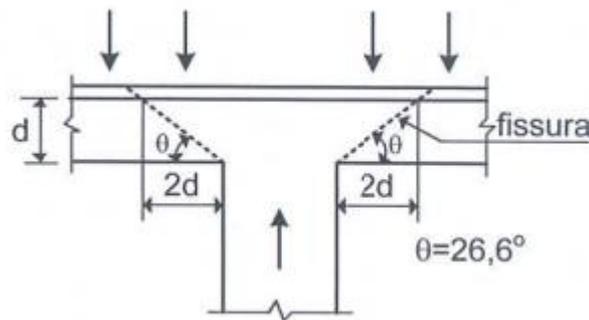
Figura 4 – Laje lisa em perspectiva



(fonte: Adaptado de Figueiredo Filho, 1990)

O principal ponto crítico das lajes lisas é o risco da ruptura por punção, definido por Araújo (2010) como o estado limite último por cisalhamento no entorno de forças concentradas, que ocorre geralmente pela propagação de fissuras com inclinação média da ordem de  $26,6^\circ$  como é mostrado na Figura 1 Figura 5.

Figura 5 – Ruína por punção em laje sem vigas



(fonte: ARAÚJO, 2010)

A ruptura por punção caracteriza-se por ser abrupta, frágil e portanto busca-se ao máximo corrigir essa deficiência seja com aumento de espessura da laje ou com armaduras específicas, posicionadas nas regiões de apoio. Além disso é necessário, de acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2014), garantir a ductilidade do local com uma área mínima de aço da armadura de flexão inferior, chamada de armadura contra colapso progressivo, que cruza as faces do pilar dada pela Equação ( 1 ). Segundo Carvalho et al. (2010), esse critério é baseado no fato de que a armadura inferior de flexão é capaz de suportar a laje após a ruptura por punção.

$$f_{yd}A_{s,ccp} \geq 1,5 F_{Sd} \quad (1)$$

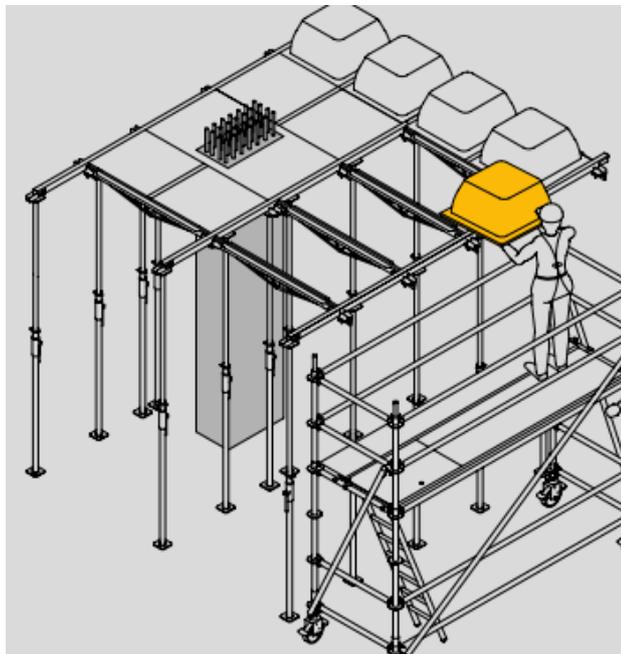
Onde:

- $A_{s,ccp}$  : é o somatório de todas as áreas das barras inferiores que cruzam cada uma das faces do pilar;
- $F_{Sd}$  : É o valor de cálculo da força e pode ser calculado com coeficiente de majoração igual a 1,2;
- $f_{yd}$  : é a tensão de escoamento de cálculo do aço.

### 4.1.2 Lajes Nervuradas

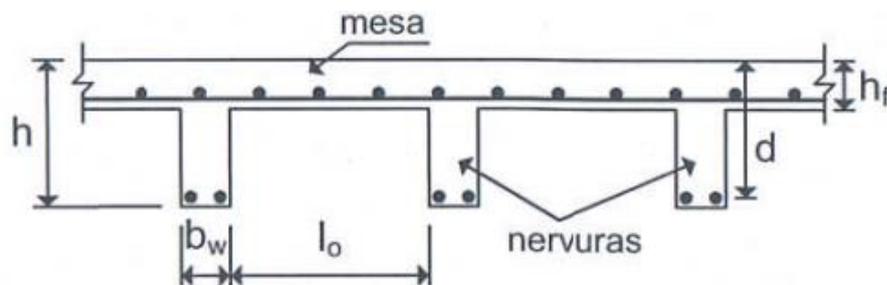
Segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014 p.97) “Lajes nervuradas são lajes moldadas no local ou com nervuras pré-moldadas, cuja zona de tração para momentos positivos esteja localizada nas nervuras entre as quais pode ser colocado material inerte”. Caso a execução da laje seja feita com formas reutilizáveis, conforme Figura 6, a região tracionada fica com vazios entre as nervuras à vista da Figura 7.

Figura 6 – Sistema de formas reutilizáveis e escoramento de lajes nervuradas



(fonte: ULMA, Catálogo Técnico)

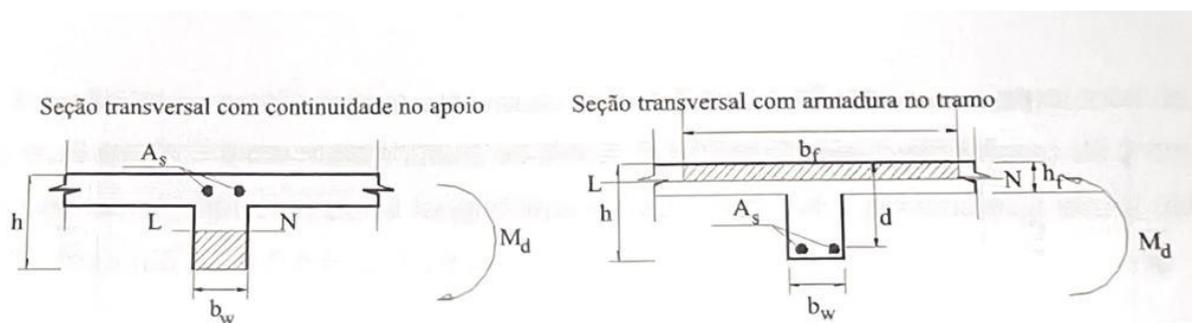
Figura 7 – Seção transversal de laje nervurada com vazios



(fonte: ARAÚJO, 2010 p. 178)

Em outras palavras, essas lajes são formadas por dois elementos estruturais, nervuras solidarizadas por uma capa maciça superior geralmente denominada de mesa, produzindo na laje um comportamento de placa, com eficiência de vigas com seção “T” para momentos positivos. As vantagens desse sistema, no entanto perdem a validade na região dos apoios em caso de continuidade da laje, conforme Carvalho e Pinheiro (2013) a área da seção comprimida sob atuação de momentos negativos é de 2 a 4 vezes inferior a área sob compressão em momentos positivos como é visto na Figura 8, e por isso é fundamental para este tipo de laje uma análise criteriosa quanto à seção transversal destas regiões.

Figura 8 – Seção transversal em forma de “te” resistindo a um momento negativo (tração na borda superior) e resistindo a um momento positivo.



(fonte: CARVALHO e PINHEIRO, 2013, p.47)

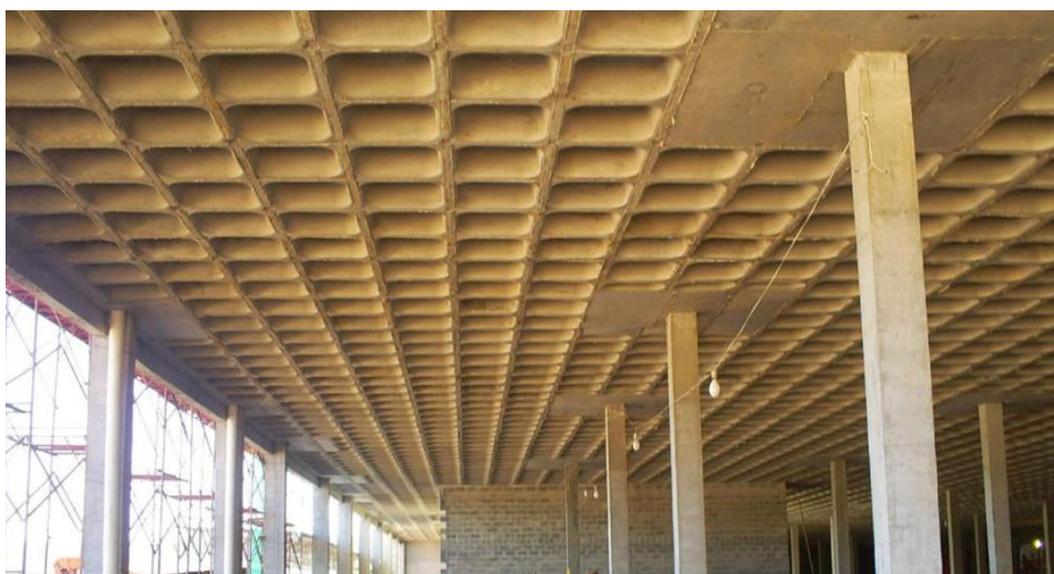
A NBR 6118 (ABNT, 2014) define algumas condições para o projeto desse sistema:

- a) para lajes com espaçamento entre eixos de nervuras menor ou igual a 65 cm, pode ser dispensada a verificação da flexão da mesa, e para a verificação do cisalhamento da região das nervuras, permite-se a consideração dos critérios de laje;
- b) para lajes com espaçamento entre eixos de nervuras entre 65 cm e 110 cm, exige-se a verificação da flexão da mesa, e as nervuras devem ser verificadas ao cisalhamento como vigas; permite-se essa verificação como lajes se o espaçamento entre eixos de nervuras for até 90 cm e a largura média das nervuras for maior que 12 cm;
- c) para lajes nervuradas com espaçamento entre eixos de nervuras maior que 110 cm, a mesa deve ser projetada como laje maciça, apoiada na grelha de vigas, respeitando-se os seus limites mínimos de espessura.

### 4.1.3 Engrossamento de laje

Região maciça da laje ao redor de pilares, responsável pelo enrijecimento da ligação pilar-laje, com função de colaborar na resistência à punção da região, e a momentos negativos em lajes contínuas. Geralmente é realizado a partir da retirada de cubetas no entorno dos pilares, para manter a modulação, como pode ser visto na Figura 9.

Figura 9 – Estrutura de laje lisa, com engrossamento de laje nos apoios



(fonte: ATEX, 2021)

### 4.1.4 Vigas-faixa

Vigas-faixa são vigas de altura correspondente à espessura da laje, ou seja, são regiões maciças da laje de maior rigidez na direção dos pilares como pode ser visto na Figura 10. Em virtude da baixa eficiência inercial para carregamentos verticais, as vigas-faixa tendem a ser mais largas e possuem maior densidade de armadura em relação às vigas tradicionais (mais altas).

Figura 10 – Estrutura executada com vigas-faixa



(fonte: ATEX, 2021)

## 4.2 PRÉ-DIMENSIONAMENTO

A seguir são apresentadas as condições e métodos que precedem o dimensionamento das estruturas.

### 4.2.1 Lajes

O pré-dimensionamento de lajes nervuradas baseia-se em estimar uma espessura adequada para o seguimento do dimensionamento de acordo com determinadas características. A seguir são apresentadas considerações prescritas de Carvalho e Pinheiro (2013) em conformidade com a NBR 6118:2014

$$h \geq \begin{cases} 15 \text{ cm} \\ 1/30 \text{ do maior vão} \end{cases} \quad (2)$$

$$h_f \geq \begin{cases} 3 \text{ cm} \\ 1/15 \text{ da maior distância entre nervuras} \\ 5 \text{ cm se houver cargas concentradas} \end{cases} \quad (3)$$

$$b_w \geq \begin{cases} 10 \text{ cm} \\ h/3 \\ 1/7 \text{ da maior distância entre nervuras} \\ h_n/4 \end{cases} \quad (4)$$

Sendo:

$h$  : Altura mínima total da laje

$h_f$  : Espessura mínima da mesa

$b_w$  : Largura das nervuras

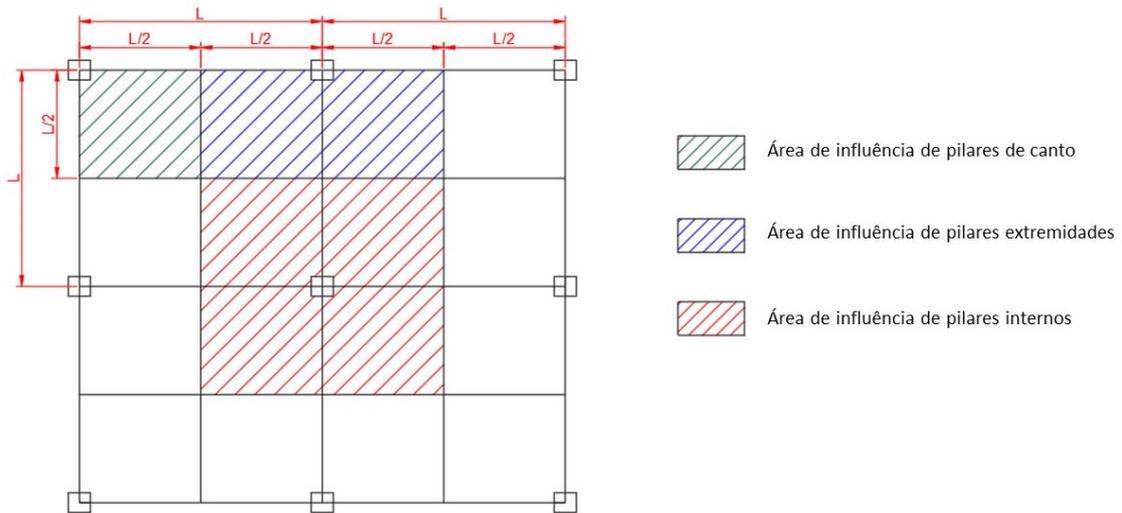
#### 4.2.2 Vigas

O pré-dimensionamento de vigas tem como ponto de partida a exigência de dimensões mínimas exigidas pela NBR 6118:2014 de possuir largura mínima de 12 centímetros. Existem diversas metodologias utilizadas no mercado para pré-dimensionamento de vigas, principalmente com relação à altura. Entretanto, como condição de partida do estudo, as vigas de bordo serão mantidas de acordo com a necessidade arquitetônica e suas dimensões serão mantidas iguais ao projeto original.

#### 4.2.3 Pilares

O pré-dimensionamento de pilares foi feito a partir do processo de definição de um carregamento fictício proveniente da área de influência de seu elemento subsequente. O processo a seguir demonstrado foi elaborado segundo Pinheiro (1985), e consiste em obter uma área de influência de carga para o pilar conforme:

Figura 11 – Área de influência sobre pilares



(fonte: elaborada pelo autor)

O carregamento fictício foi estimado em 12 kN/m<sup>2</sup> baseado nas considerações propostas no item 4.3.1 Cargas em Lajes.

A área da seção transversal do pilar é dada por:

$$A_c = \frac{N_d \cdot \alpha}{\sigma_{id}} \quad (5)$$

Sendo:

**$A_c$**  : Área da seção transversal;

**$N_d$**  : Esforço normal estimado de pré-dimensionamento;

**$\alpha$**  : Coeficiente de consideração da posição do pilar;

**$\sigma_{id}$**  : Tensão ideal de cálculo.

O esforço normal é obtido pela seguinte expressão:

$$N_d = \sum \gamma_p \cdot A_p \quad (6)$$

Sendo:

$\gamma_p$  : Peso estimado por unidade de área (kN/m<sup>2</sup>);

$A_p$  : Área de influência sobre o pilar (m<sup>2</sup>).

A diferenciação da absorção de esforços devido à posição do pilar é obtida a partir do coeficiente  $\alpha$ , conforme:

- a) 1,8 para pilares internos;
- b) 2,2 para pilares de extremidade;
- c) 2,5 para pilares de canto.

Enquanto a tensão ideal de cálculo ( $\sigma_{id}$ ) leva em consideração as características do material, concreto de 35 MPa e aço CA 50, e a relação entre a área de concreto e de aço solicitado da seção, definida como taxa de armadura geométrica longitudinal.

$$\sigma_{id} = 0,85 \cdot f_{cd} + \rho_s \cdot \sigma_{s2} \quad (7)$$

Onde:

$f_{cd}$  : Resistência de cálculo do concreto à compressão;

$\rho_s$  : Taxa geométrica de armadura longitudinal;

$\sigma_{s2}$  : Tensão nas barras da armadura longitudinal considerando a deformação específica do aço de 0,2 %.

Ademais, a NBR 6118 (ABNT, 2014) define que pilares não podem ter área da seção transversal inferior a 360 cm<sup>2</sup> e dimensão inferior a 19 cm a menos que as ações a serem consideradas sejam majoradas.

#### **4.2.4 Vigas-faixas**

Pelo fato desse tipo de subestruturas ser pouco eficiente do ponto de vista inercial com relação aos carregamentos, o pré-dimensionamento das vigas-faixa foi feito pela retirada de uma fileira de cubetas.

#### **4.2.5 Engrossamento de laje**

A concepção inicial da região de engrossamento de laje partiu das recomendações de Montoya (1991) e Regalado (2003), cuja região maciça em torno dos pilares deve possuir dimensão mínima de 1/6 do vão. Normas espanholas indicam que a distância da borda do elemento maciço não deve ser menor que 0,15 do vão do painel considerado.

### **4.3 CARREGAMENTOS**

Esta seção abordará as cargas e ações cujos efeitos na estrutura foram considerados, assim como a metodologia de cálculo para esses valores.

#### **4.3.1 Cargas em Lajes**

O carregamento de lajes foi baseado nas condicionantes da NBR 6120 (ABNT, 2019) e dividem-se basicamente em cargas permanentes, que possuem constância de valor durante a vida da edificação, e variáveis cujos valores apresentam significativa variação em torno dos valores estabelecidos. O principal carregamento permanente é o peso próprio do elemento, que no caso de lajes nervuradas executadas com cubetas, é obtido a partir das especificações do fabricante das formas, conforme modelo e distribuição dos moldes. O formato utilizado neste edifício pressupõe um consumo de concreto de  $0,184 \text{ m}^3/\text{m}^2$  de laje, obtendo-se assim um peso próprio de  $4,60 \text{ kN/m}^2$ .

##### **4.3.1.1 Lajes de estacionamentos**

Os pavimentos de estacionamento não possuem revestimento sendo, portanto, a carga permanente obtida a partir dos elementos de instalações fixados à ela. Neste estudo foi considerada carga da rede de distribuição de sprinklers de  $0,15 \text{ kN/m}^2$ .

Por se tratar de estacionamento com controle de acesso, cuja altura máxima, peso bruto total e a velocidade permitida encaixe as garagens na categoria II<sup>f</sup> da NBR 6120 (ABNT, 2019) a carga variável é definida como uniformemente distribuída de 5 kN/m<sup>2</sup>.

#### 4.3.1.2 Lajes tipo – Hospitalares

Os pavimentos tipo, que possuem ocupação hospitalar, são compostos por uma densa gama de instalações e revestimentos para este caso as cargas são dadas por:

- a) 0,30 kN/m<sup>2</sup> para dutos de ar condicionado com isolamento;
- b) 0,15 kN/m<sup>2</sup> para rede de distribuição de sprinklers;
- c) 0,25 kN/m<sup>2</sup> para forro de gesso acartonado incluindo suporte e estrutura;
- d) 1,44 kN/m<sup>2</sup> para contrapiso de regularização de 6 cm de concreto polido em áreas de piso vinílico, e 0,92 kN/m<sup>2</sup> para contrapiso de 4 cm para assentamento de porcelanato;
- e) 0,026 kN/m<sup>2</sup> para piso vinílico em manta e 0,31 kN/m<sup>2</sup> para revestimento com porcelanato e argamassa colante (0,08 kN/m<sup>2</sup> (argamassa) + 0,23 kN/m<sup>2</sup> (para porcelanato))

Enquanto as cargas variáveis:

- a) 2,0 kN/m<sup>2</sup> para dormitórios, enfermarias, salas de recuperação e sanitários;
- b) 2,5 kN/m<sup>2</sup> para salas administrativas;
- c) 3,0 kN/m<sup>2</sup> para laboratórios, corredores, salas de raio X e salas de cirurgia.

#### 4.3.2 Cargas de Paredes

O edifício em questão conta com paredes de diferentes composições. As paredes internas são do tipo *drywall* com placas duplas em ambos os lados, separadas por montantes de alumínio de 7 cm de largura. Como este sistema possibilita várias alterações de *layout* a carga destas paredes é considerada como carga distribuída de 0,5 kN/m<sup>2</sup> conforme a NBR 6120 (ABNT, 2019).

As paredes externas são compostas por blocos cerâmicos de 19x19x29 cm com uma face rebocada e outra com instalação de fachada ventilada. Este tipo de carga é considerado como carga distribuída linear, cuja taxa de carga é dada pela razão entre o peso total e o comprimento ao qual está aplicado. Considerando que a altura das paredes corresponde à altura do pé direito do andar subtraído da altura de vigas, quando houver,

$$q = (P_d - hv) \cdot P \quad ( 8 )$$

Sendo:

**q** : Taxa de carregamento linear (kN/m);

**P<sub>d</sub>** : Pé direito do andar;

**hv** : Altura da viga, quando houver;

**P** : Peso da parede.

- a) Paredes externas: 2,05 kN/m<sup>2</sup>, compostas por bloco cerâmico vazado com furo horizontal, de 19 cm de espessura com uma face revestida por 2 cm de reboco (1,8 kN/m<sup>2</sup>) e outra com fachada ventilada (Porcelanato com 10 mm de espessura + estrutura metálica 0,25 kN/m<sup>2</sup>)
- b) Paredes internas: 0,50 kN/m<sup>2</sup>, *drywall* com montantes metálicos com espaçamento de 70 mm, quatro chapas de 12,5 mm de espessura cada, e isolamento acústico com lã de rocha de 50 mm de espessura.

### 4.3.3 Cargas devidas ao Vento

Os esforços resultantes da ação do vento são calculados de acordo com as metodologias previstas na NBR 6123 (ABNT, 1988). A força exercida pelo vento perpendicularmente a uma fachada de uma edificação é definida a seguir pela equação ( 9 ).

$$F_v = C_a \cdot q \cdot A_e \quad ( 9 )$$

Sendo:

**F<sub>v</sub>** : Força devida ao vento;

- Ca** : Coeficiente de arrasto;  
**q** : Pressão dinâmica do vento;  
**Ae** : Área de exposta ao vento.

A pressão dinâmica, em N/m<sup>2</sup>, é obtida a partir da equação:

$$q = 0,631 \cdot V_k^2 \quad (10)$$

Onde:

- V<sub>k</sub>** : Velocidade característica do vento.

A velocidade característica utilizada para cálculo do esforço do vento é dada pela velocidade básica do vento na localização da edificação, ponderada pelos fatores de correção da topografia, da rugosidade e dimensões da edificação em relação ao terreno e fatores estatísticos de segurança, conforme a equação ( 11 ):

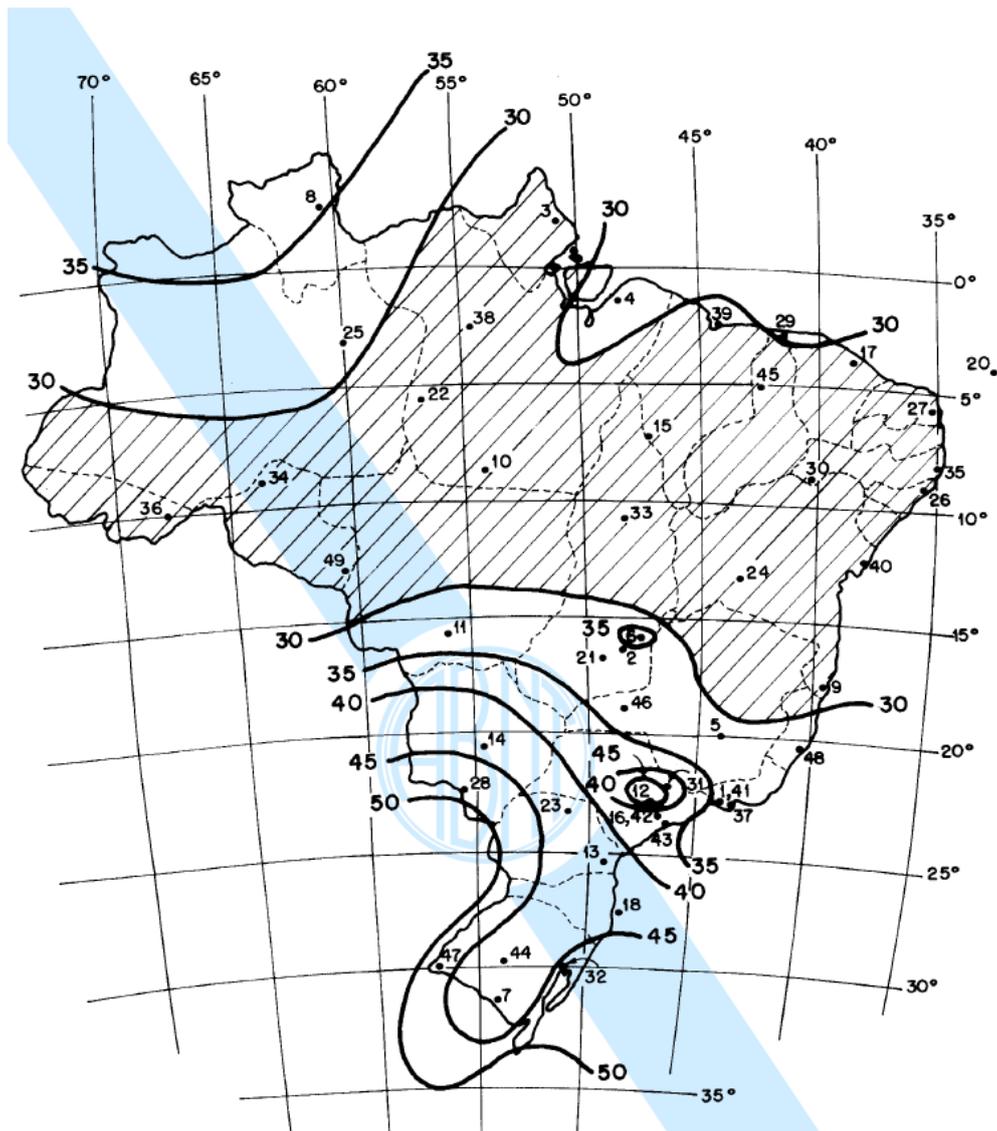
$$V_k = S_1 \cdot S_2 \cdot S_3 \cdot V_0 \quad (11)$$

Sendo:

- V<sub>0</sub>** : Velocidade básica do vento;  
**S<sub>1</sub>** : Fator topográfico;  
**S<sub>2</sub>** : Fator de rugosidade superficial, tamanho da edificação e altura do solo;  
**S<sub>3</sub>** : Fator do grau de segurança.

A velocidade básica do vento, é definida como a velocidade de uma rajada de 3 segundos, excedida em média uma vez a cada 50 anos a dez metros acima do terreno em campo aberto e plano. Esta velocidade é obtida a partir do mapa de isopletas como disposto na NBR 6123 (ABNT, 1988):

Figura 12 - Isopletas da velocidade básica (m/s)



(fonte: ABNT, 1988)

Ainda conforme a NBR 6123 (ABNT, 1988), considera-se que a velocidade e consequentemente a força do vento é nula junto à superfície do solo e cresce com a altura até uma determinada cota. Esta variação é representada pelo fator  $S_2$ , que varia de acordo com a altura do edifício, sendo calculadas diferentes forças de vento para cada pavimento, conforme (12):

$$S_2 = b \cdot F_r \cdot \left(\frac{z}{10}\right)^p \quad (12)$$

Onde:

- $b e p$**  : São parâmetros meteorológicos determinados conforme rugosidade do terreno e dimensões da edificação;
- $F_r$**  : Fator de rajada;
- $z$**  : Altura analisada.

O fator estatístico  $S_3$  considera o grau de segurança requerido pela edificação. No caso de hospitais e edificações cuja ruína possa afetar a segurança ou a possibilidade de socorro a pessoas após tempestades destrutivas deve ser adotado, segundo a NBR 6123 (ABNT,1988), como 1,10.

#### 4.4 ESTABILIDADE GLOBAL DO EDIFÍCIO

Devido aos efeitos das cargas de vento e deformações estruturais a NBR 6118 (ABNT, 2014) exige verificações quanto a estabilidade estrutural do edifício. A análise de estabilidade leva em conta a rigidez do edifício para determinar sua sensibilidade quanto aos efeitos de 2ª ordem (RIOS, 2022)<sup>1</sup>. Efeitos de 2ª ordem referem-se ao acréscimo de solicitações causados por forças horizontais, problemas construtivos que gerem desaprumo e não linearidade física do material.

Segundo a NBR 6118:2014, para que um edifício dispense a consideração dos efeitos de 2ª ordem, sendo, portanto, classificado como estrutura de nós fixos, deve obedecer a alguns limites dados pelo parâmetro de instabilidade  $\alpha$  e o coeficiente de avaliação da importância dos efeitos de 2ª ordem  $\gamma_z$ .

##### 4.4.1 Parâmetro de instabilidade $\alpha$

O conceito central da avaliação de  $\alpha$  é considerar as subestruturas de forma conjunta gerando um elemento de rigidez equivalente analisando altura e cargas totais do edifício. A NBR 6118

---

<sup>1</sup> Retirado do material do professor Roberto Domingo Rios para disciplina de Projetos de Estruturas, UFRGS. Material não publicado.

(ABNT, 2014) qualifica como estrutura de nós fixos, para o caso deste edifício de 8 pavimentos acima do subsolo, quando  $\alpha$  for menor que 0,6. A obtenção de  $\alpha$  é dada por:

$$\alpha = H_{tot} \cdot \sqrt{\frac{N_k}{E_{cs}I_c}} \quad (13)$$

Onde:

- $H_{tot}$**  : é a altura total da estrutura, medida a partir do topo da fundação ou de um nível pouco deslocável do subsolo;
- $N_k$**  : é o somatório de todas as cargas verticais atuantes na estrutura (a partir do nível considerado para o cálculo de  $H_{tot}$ ), com seu valor característico;
- $E_{cs}I_c$**  : representa o somatório dos valores de rigidez de todos os pilares na direção considerada.

#### 4.4.2 Coeficiente $\gamma_z$

Este coeficiente avalia a interferência dos efeitos de 2ª ordem a partir de uma análise em 1ª ordem, ou seja, a estrutura conforme comportamento elástico-linear. A determinação é feita por:

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{1,tot,d}}} \quad (14)$$

Onde:

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

## 4.5 DESLOCAMENTOS MÁXIMOS

A verificação da estrutura em relação ao estado-limite em serviço é feita seguindo a preconização da NBR 6118 (ABNT, 2014) quanto às deformações excessivas da estrutura:

- a) Para aceitabilidade sensorial o deslocamento vertical total não deve ultrapassar o limite de  $l/250$ ;
- b) E para deslocamentos horizontais provocados pela ação do vento para combinação frequente de  $H/1700$  para deslocamento total do edifício e  $H_i/850$  para o deslocamento entre dois pavimentos consecutivos.

## 4.6 LIMITES DAS TAXAS DE ARMADURA

Conforme Carvalho e Pinheiro (2013) a fissuração em elementos de concreto armado é inevitável devido principalmente à baixa resistência do concreto à tração. Para evitar o risco de ruptura frágil do elemento a partir da primeira fissura a NBR 6118:2014 exige que seja calculada uma armadura considerando um momento mínimo com valor correspondente à ruptura de uma seção simples de concreto, respeitando a taxa mínima de 0,15%. O momento fletor mínimo a ser considerado é dado pela expressão ( 15 ) a seguir:

$$M_{d,\min} = 0,8W_0f_{ctk,\sup} \quad ( 15 )$$

Onde:

$W_0$  : o módulo de resistência da seção transversal bruta de concreto, relativo à fibra mais tracionada;

$f_{ctk,\sup}$  : é a resistência característica superior do concreto à tração.

Além disso, para garantir a ductilidade a soma das armaduras de tração e compressão ( $A_s$  e  $A_s'$ ) não pode ser superior a 4 % da área de concreto da seção.

Para pilares o valor mínimo de armadura longitudinal é dado por:

$$A_{s,mín} = (0,15 N_d / f_{yd}) \geq 0,004 A_c \quad (16)$$

Enquanto o valor máximo, nas regiões de transpasse segue:

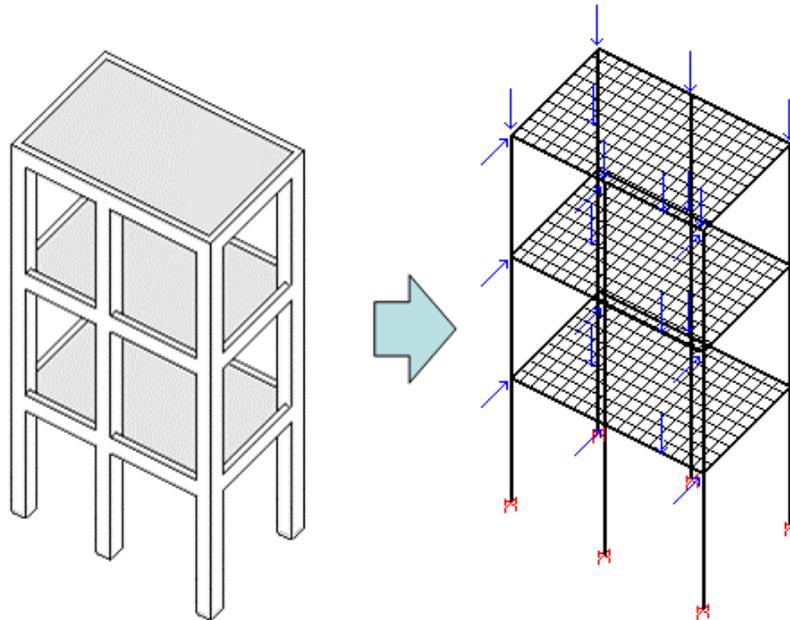
$$A_{s,máx} = 0,08 A_c \quad (17)$$

## 4.7 MODELO DE CÁLCULO

Um modelo é uma representação matemática, numérica que visa simular os efeitos impostos virtualmente como aproximação para os efeitos reais. O dimensionamento e o detalhamento das estruturas dependem diretamente da análise que é feita através deste modelo. Neste trabalho o modelo de análise utilizado é definido como Pórtico Espacial, cuja ideia principal é propor deformações compatibilizando pilares, vigas e lajes de acordo com o equilíbrio espacial da estrutura. O *software* utilizado, CAD/TQS v21.18 (2021), define este modelo estrutural como Modelo VI:

O edifício será modelado por um pórtico espacial, composto por elementos que simularão as vigas, pilares e lajes da estrutura. Os efeitos gerados pela aplicação das ações verticais e horizontais serão calculados com esse modelo. Dessa forma, além das vigas e pilares, as lajes passarão a resistir parte dos esforços gerados pelo vento, situação essa não flagrada pelos demais modelos. Embora seja obrigatório definir o modelo dos pavimentos como grelha de lajes, esta não será utilizada e servirá apenas de base para geração do modelo espacial.[...]

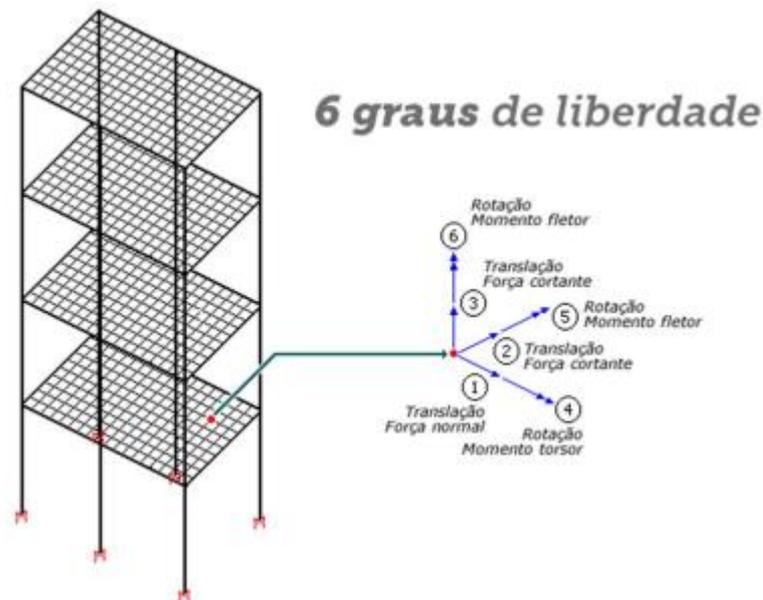
Figura 13 – Discretização da estrutura em modelo de Pórtico Espacial



(fonte: TQS, 2015)

Este modelo possui 6 graus de liberdade para os nós, possibilitando a apuração dos deslocamentos e esforços conforme Figura 14. Essa discretização levando em conta esforços axiais refina os efeitos de diafragma rígido das lajes, principalmente em casos de lajes lisas.

Figura 14 – Esforços e deslocamento das estruturas reticuladas



(fonte: TQS, 2015)

## 5 ESTRUTURAS ANALISADAS

Neste capítulo, serão abordadas as estruturas que serão comparadas, suas diferenças geométricas, esforços e considerações de análise. Para facilitar a descrição dos modelos a estrutura composta por engrossamento de laje será definida como Estrutura I e a de vigas-faixa como Estrutura II.

### 5.1 CONDIÇÕES GERAIS

A seguir são apresentadas condicionantes de projetos comuns às duas estruturas. Seguindo as características do edifício modelo, a condição de durabilidade do edifício é baseada na classificação da agressividade do meio, e se enquadra segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014) como Classe II, de agressividade moderada e risco pequeno de deterioração da estrutura. Essa classificação implica em alguns requisitos mínimos conforme:

- a) Relação água/cimento em massa  $\leq 0,60$ ;
- b) Classe de concreto conforme NBR 8953 (ABNT, 2015)  $\geq C25$ ;
- c) Cobrimento mínimo de armaduras de lajes de 25 mm;
- d) Cobrimento mínimo de armaduras de vigas e pilares de 30 mm;

Seguindo estas observações foi definido a utilização de concreto de classe C30, cuja resistência característica à compressão é de 30 MPa, para lajes e vigas e concreto C35 de 35 MPa para pilares.

Devido ao fato de necessidades arquitetônicas e como forma de conferir estabilidade à estrutura as duas estruturas contam com vigas de bordo de idêntica especificação, cujas seções são de 25x50 cm. Os limites geométricos dos pavimentos, altura total e pé direito dos andares seguem as definições conforme as Figura 15 e Figura 16.

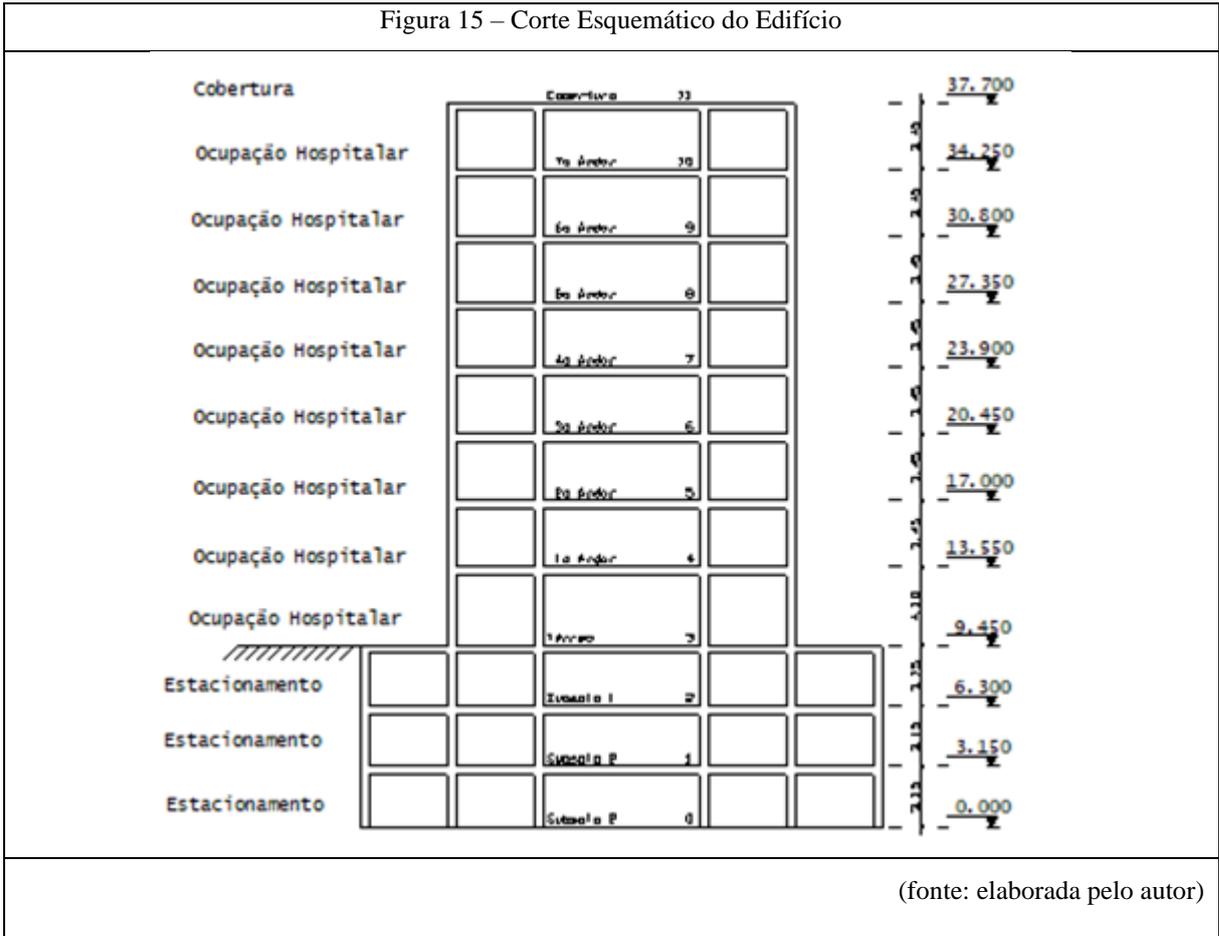
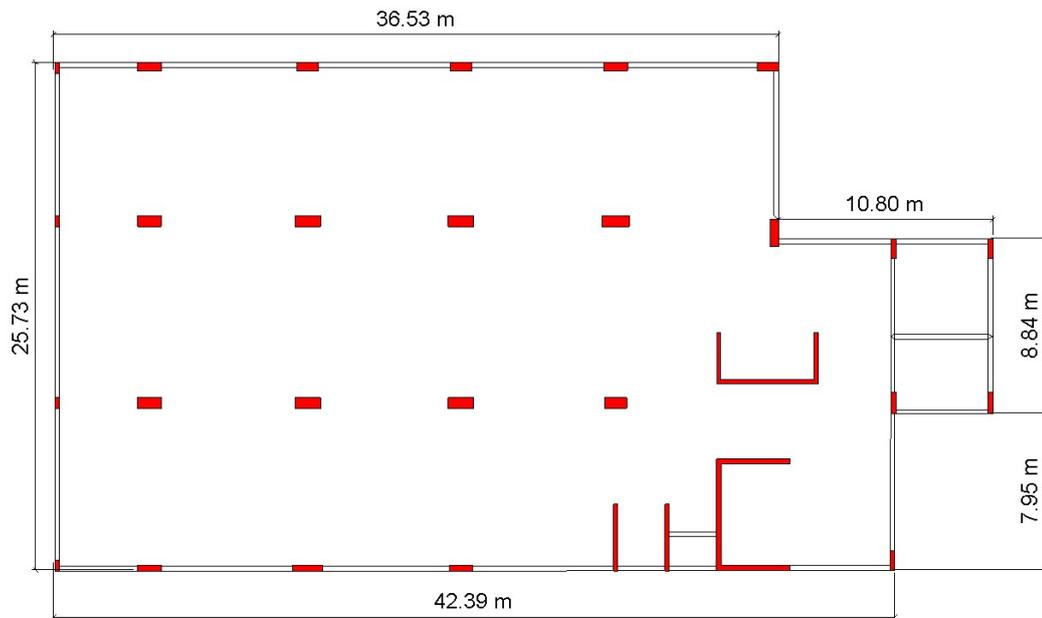


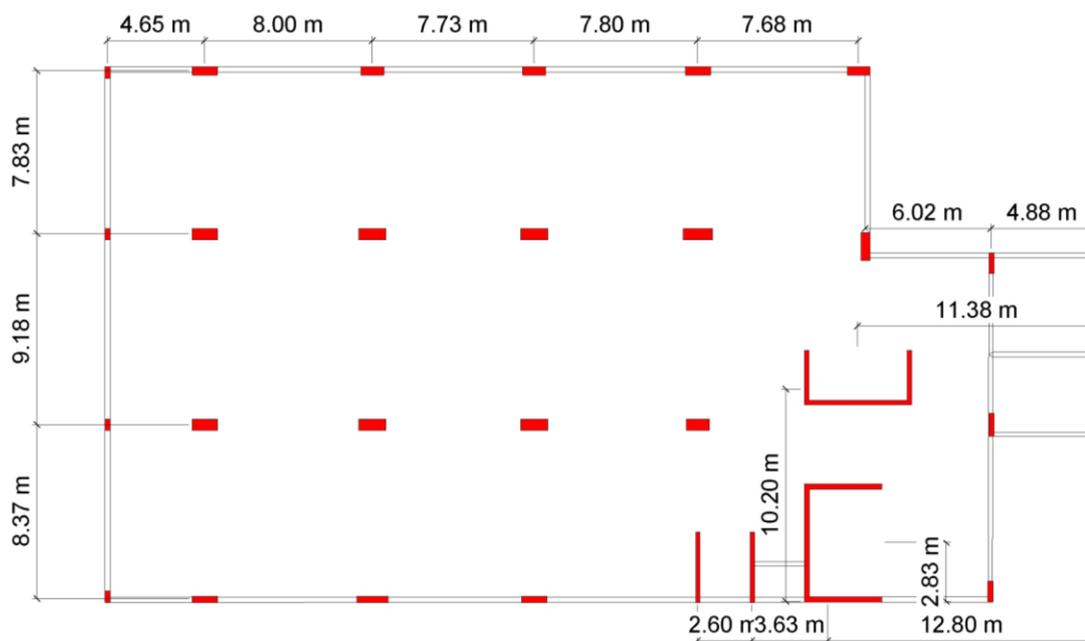
Figura 16 – Limites geométricos em vista superior, em metros



(fonte: elaborada pelo autor)

Os pilares também possuem dimensões iguais nos dois modelos, cujas seções do pré-dimensionamento exposto no item 4.2.3 foram alteradas para conferir estabilidade ao edifício, devido ao fato de ambas as estruturas possuírem baixa rigidez frente aos deslocamentos horizontais, e ficaram distribuídos conforme Figura 17.

Figura 17 – Distribuição comum dos pilares



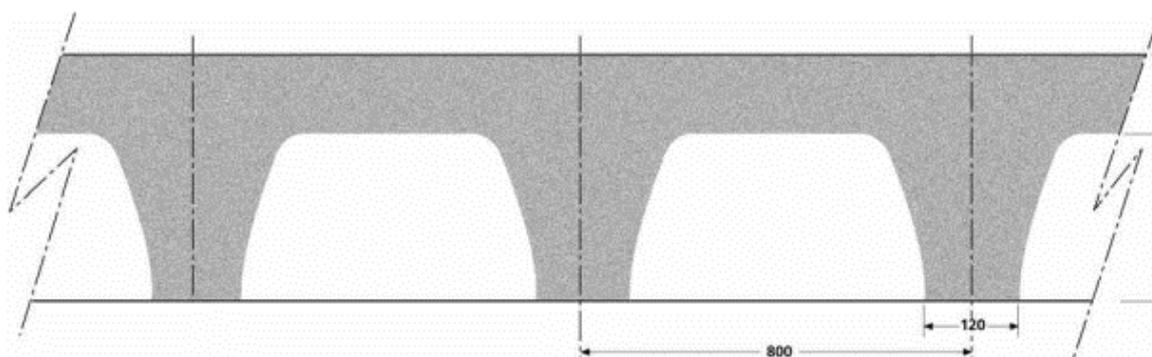
(fonte: elaborado pelo autor)

As características das lajes tiveram como ponto de partida o método relatado no item 4.2.1, porém as características finais foram definidas levando em conta conformidades com a NBR 6118 (ABNT, 2014) para requisitos de usabilidade, conforto e resistência contra incêndio além de que as deformações no estado limite de serviço exigiram uma espessura maior de laje e a partir do catálogo do fornecedor de formas e escoramentos ULMA, conforme:

- a) Altura total 35 cm;
- b) Altura da nervura 25 cm;
- c) Altura da capa 10 cm;
- d) Tamanho médio das nervuras 63,5 x 63,5 cm;

- e) Espaçamento entre eixos das nervuras de 80 cm;
- f) Largura média das nervuras de 16,35 cm;

Figura 18 – Formato das nervuras



(fonte: ULMA, Catálogo RECUB)

A distribuição das nervuras foi realizada inicialmente da mesma forma, para utilizar a maior quantidade possível de moldes e diminuir o consumo de concreto, as modificações posteriores foram feitas de acordo com as necessidades de cada modelo de estrutura.

## 5.2 ESTRUTURA COM ENGROSSAMENTO DE LAJE

Este modelo de estrutura configura-se como laje lisa, nervurada onde a região de ligação com os pilares é maciça, ou seja, toda sua espessura é preenchida com concreto. Este engrossamento é responsável pela absorção das tensões de cisalhamento dos esforços relativos à punção na laje e suporte à resistência dos momentos negativos nos apoios.

No que diz respeito à punção em lajes a norma brasileira preconiza a verificação do cisalhamento em determinadas regiões críticas no entorno de forças concentradas. Na primeira região, definida como contorno C ou superfície crítica na Figura 19, a verificação é feita com

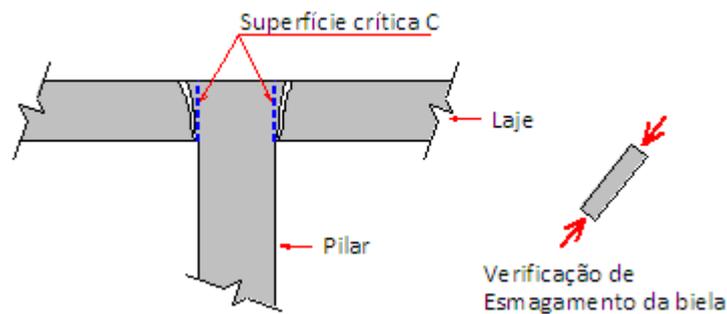
relação à compressão diagonal do concreto e, a tensão resistente ( $\tau_{Rd2}$ ) é calculada através da Equação ( 18 ).

$$\tau_{Rd2} = 0,27\alpha_V f_{cd} \quad ( 18 )$$

Sendo:

$\alpha_V$ :  $(1 - f_{ck}/250)$ , com  $f_{ck}$  em megapascal.

Figura 19 - Superfície crítica C



(fonte: Alto QI, 2022)

A segunda região, mostrada na definida como contorno C', distante duas vezes a altura útil da laje do contorno C, é verificada quanto à tração diagonal e como demonstrado na Equação 19 a tensão resistente considera a altura útil da laje e a taxa de armadura na região.

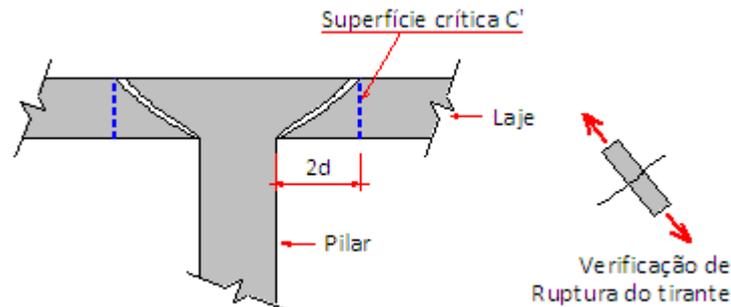
$$\tau_{Rd1} = 0,13 \left( 1 + \sqrt{20/d} \right) (100\rho f_{ck})^{1/3} + 0,10\sigma_{cp} \quad ( 19 )$$

Sendo:

**d** : a altura útil da laje ao longo do contorno crítico C' da área de aplicação da força, em centímetros;

**$\rho$**  : é a taxa geométrica de armadura de flexão aderente;

Figura 20 - Superfície ou contorno crítico C''



Em caso de necessidade de armadura de punção, é necessário verificar novamente o contorno C' considerando a armadura, conforme a Equação ( 20 ) além de verificar uma terceira região definida como C'', distante 2d do último perímetro (C'), conforme a Equação ( 19 ).

$$\tau_{Rd3} = 0,10 \left( 1 + \sqrt{20/d} \right) (100\rho f_{ck})^{1/3} + 0,10\sigma_{cp} + 1,5 \frac{d}{S_r} \frac{A_{SW} f_{ywd} \sin \alpha}{u d} \quad (20)$$

Onde:

- $S_r$  : é o espaçamento radial entre linhas de armadura de punção, não maior do que 0,75d;
- $A_{SW}$  : é a área da armadura de punção em um contorno completo paralelo a C';
- $\alpha$  : é o ângulo de inclinação entre o eixo da armadura de punção e o plano da laje;
- $u$  : é o perímetro crítico ou perímetro crítico reduzido no caso de pilares de borda ou canto;
- $f_{ywd}$  : é a resistência de cálculo da armadura de punção, não maior do que 300 MPa para conectores ou 250 MPa para estribos (de aço CA-50 ou CA-60).

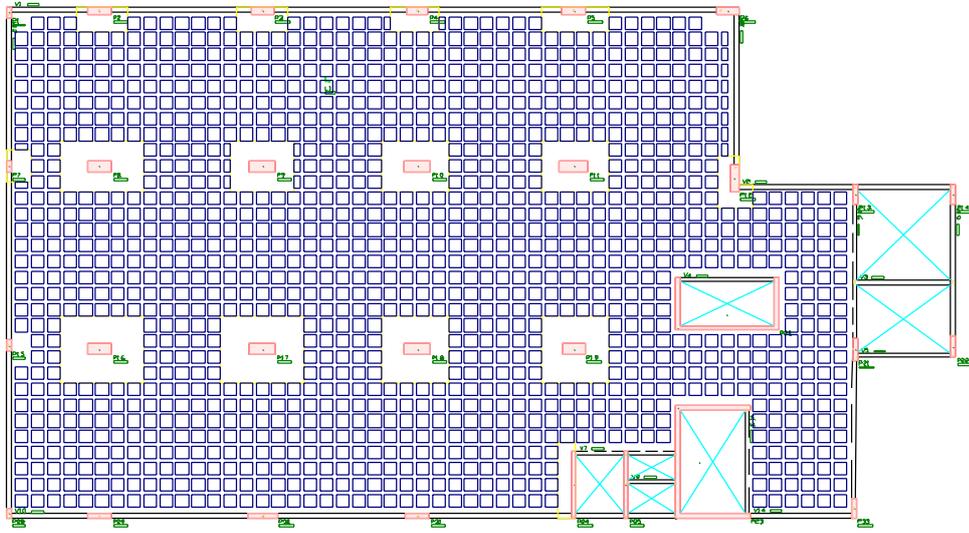
A configuração da Estrutura I assume então o formato de laje lisa com vigas de bordo e engrossamento nos apoios, conforme plantas das Figura 21 e Figura 22. Este tipo de configuração implica em ação da laje para a rigidez do sistema, devido à sua continuidade com

pilares e paredes resistentes (ELLWANGER, 2022)<sup>2</sup>. A partir desta análise a estrutura ficou definida como de nós fixos, com coeficiente  $\gamma_z = 1,08$ , sendo portanto, possível a desconsideração dos efeitos de 2ª Ordem.

---

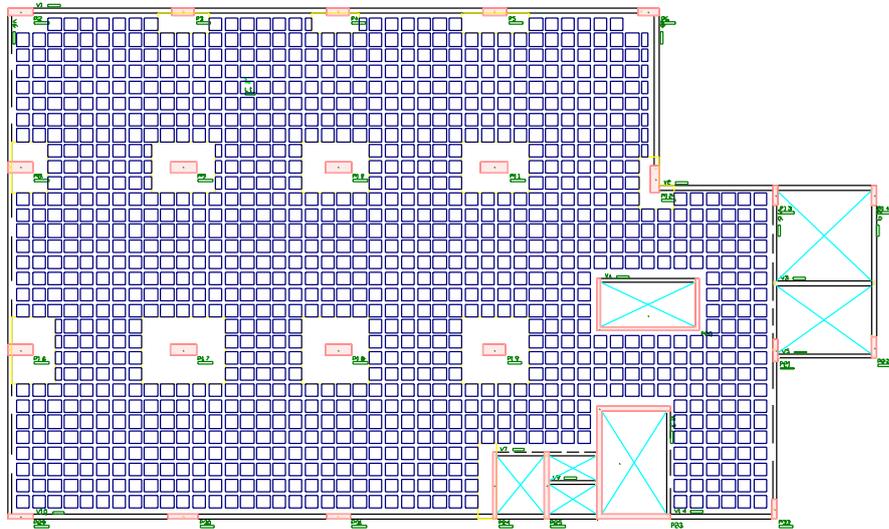
<sup>2</sup> Material desenvolvido pelo Prof. Ronald José Ellwanger retirado da disciplina de Estruturas de Edifícios, UFRGS. Material não publicado.

Figura 21 – Planta baixa dos pavimentos iniciais da Estrutura I



(fonte: elaborada pelo autor)

Figura 22 – Planta baixa dos pavimentos hospitalares da Estrutura I



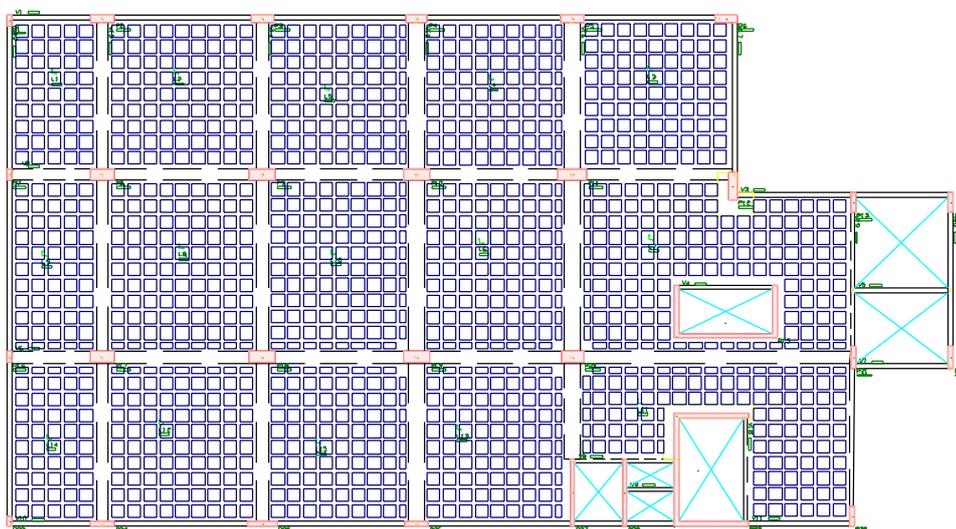
(fonte: elaborada pelo autor)

### 5.3 ESTRUTURA COM VIGA-FAIXA

A configuração da Estrutura II combina as definições de laje com vigas e laje lisa, possui vigas de espessura igual a laje, que do ponto de vista da resistência à flexão são pouco otimizadas, mas para as proposições de laje com espessura constante possuem importante aumento de rigidez em relação à alternativa anterior. Neste sistema o coeficiente  $\gamma_z$  ficou com valor de 1,06 e, portanto, a estrutura também pode desconsiderar efeitos de 2ª ordem. Outra ação relevante das vigas faixa é a absorção dos esforços de cisalhamento dos pilares pelos estribos e armaduras de flexão, excluindo os problemas com punção da laje.

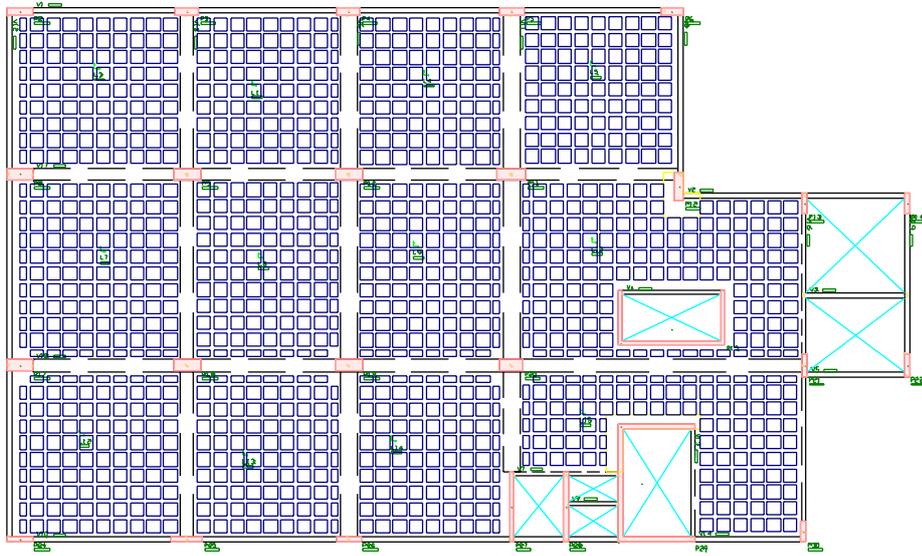
Como mencionado anteriormente, estas faixas maciças na laje possuem comportamento dual entre lajes e vigas e por este motivo as cargas permanentes e acidentais foram definidas conforme carregamento de lajes do Item 4.3.1 e para adequar ao dimensionamento de vigas foram multiplicadas pela largura de cada faixa a fim de obter se um carregamento linear. Abaixo estão demonstradas as plantas dos pavimentos de garagem e hospitalares nas Figura 23 e Figura 24.

Figura 23 – Planta baixa dos pavimentos iniciais da Estrutura II



(fonte: elaborada pelo autor)

Figura 24 – Planta baixa dos pavimentos tipo hospitalares da Estrutura II



(fonte: elaborada pelo autor)

## 6 ANÁLISE E DIMENSIONAMENTO

Neste capítulo serão apresentadas as análises de condições de aceitabilidade, esforços e individualidades do dimensionamento de cada estrutura.

### 6.1 ESTRUTURA I

A seguir serão apresentados o dimensionamento, os parâmetros analisados e quantitativos finais da estrutura.

#### 6.1.1 Dimensionamento

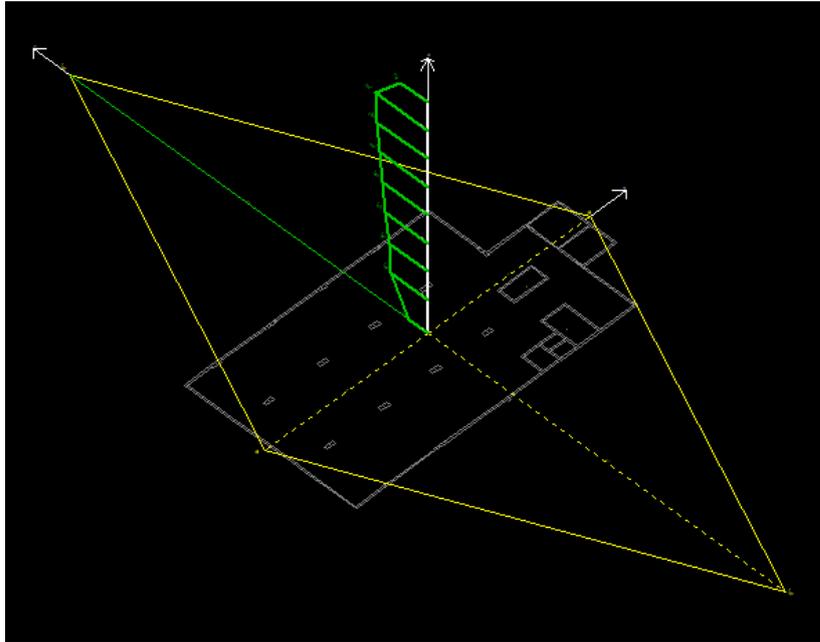
Partindo das conclusões descritas nos Itens 5.1 e 5.2, foram definidas as dimensões da região maciça em torno dos pilares de forma que fossem a menor dimensão, respeitando o perímetro crítico  $C'$  definido pela NBR 6118 (ABNT, 2014) e que fosse encaixada na modulação das formas escolhidas.

Como exposto durante o trabalho, a preocupação com ruptura por punção é o grande entrave da Estrutura I, durante a verificação dos esforços e dimensionamento realizado através do *software* TQS foi verificado que apenas 2 pilares necessitaram de armadura específica para punção. No entanto foi necessário acréscimo da área de aço positivo na região dos pilares na forma de armadura contra colapso progressivo.

#### 6.1.2 Deslocamentos horizontais e estabilidade global

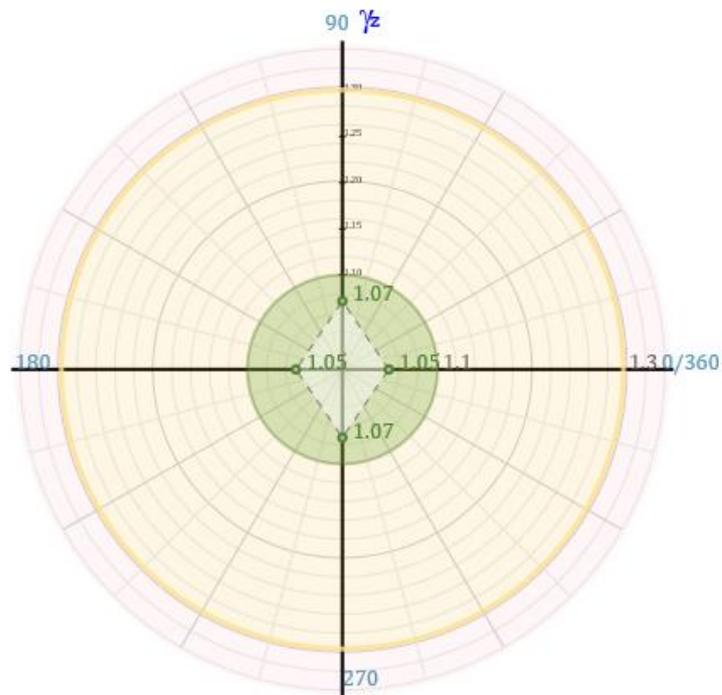
Definida como estrutura de nós fixos, o modelo com engrossamento de laje foi analisado desprezando os efeitos de 2ª ordem. Dessa forma, foi analisada a estabilidade global do edifício para ventos de 0°, 90°, 180°, 270°, conforme a Figura 25. Os resultados obtidos estão relacionados na Figura 26.

Figura 25 – Ação do vento no pórtico do edifício da Estrutura I



(fonte: elaborada pelo autor)

Figura 26 - Coeficiente  $\gamma_z$  relativo à Estrutura I



(fonte: elaborado pelo autor)

Os deslocamentos horizontais assumiram valores conforme Tabela , estando dentro dos limites permitidos pela NBR 6118 (ABNT, 2014), tanto para o topo do edifício como para o deslocamento entre pisos de pavimentos consecutivos.

Tabela 1 – Deslocamentos horizontais da Estrutura I, em cm

<b>Deslocamento</b>	<b>Valor máximo</b>	<b>Valor limite</b>	<b>Situação</b>
Topo do edifício	0,83	2,22	OK
Entre pisos	0,11	0,41	OK

(fonte: elaborado pelo autor)

### 6.1.3 Deformações excessivas

Tendo em vista a absorção dos esforços horizontais pela laje e a consideração da deformação axial dos pilares, parâmetro do modelo de cálculo VI do TQS é possível perceber um aumento da flecha máxima com o aumento de altura do edifício, no entanto como descrito na Tabela até a altura analisada estão dentro dos limites.

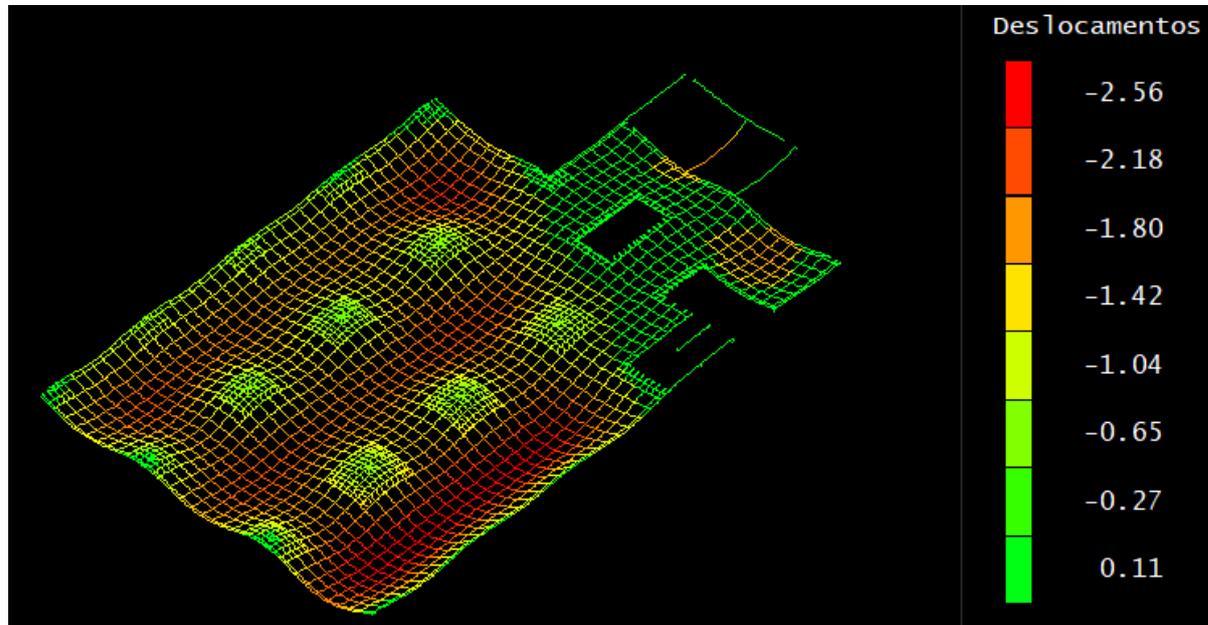
Tabela 2 – Deformações no estado limite último de serviço, em cm

<b>Pavimento</b>	<b>Laje</b>	<b>Flecha máxima</b>	<b>Flecha limite</b>
Cobertura	1	-2,60	2,80
8 Pavimento	1	-2,50	2,80
7 Pavimento	1	-2,50	2,80
6 Pavimento	1	-2,50	2,80
5 Pavimento	1	-2,40	2,80
4 Pavimento	1	-2,40	2,80
3 Pavimento	1	-2,30	2,80
2 Pavimento	1	-2,30	2,80
Térreo	1	-2,20	2,80
Subsolo 1	1	-2,20	2,80
Subsolo 2	1	-2,10	2,80

(fonte: elaborado pelo autor)

O formato deformado da laje no estado limite de serviço, para o pavimento mais crítico é apresentado a seguir conforme Figura 27.

Figura 27 – Deformações no ELS da Estrutura I, deslocamentos em cm



(fonte: elaborada pelo autor)

### 6.1.4 Quantitativo de materiais

A seguir são apresentados os resultados quantitativos do dimensionamento da Estrutura I.

Tabela 3 – Consumo de concreto da Estrutura I, em m<sup>3</sup>

	<b>Pilares</b>	<b>Vigas</b>	<b>Lajes</b>	<b>Total</b>
Pavimentos Garagem (3x)	171,00	50,40	593,40	814,80
Pavimentos Hospitalares (8x)	498,40	118,30	1.429,80	2.046,50
<b>Total</b>	<b>669,40</b>	<b>168,70</b>	<b>2.023,20</b>	<b>2.861,30</b>

(fonte: elaborada pelo autor)

Tabela 4 – Consumo de formas de madeira, em m<sup>2</sup>

	<b>Pilares</b>	<b>Vigas</b>	<b>Lajes</b>	<b>Total</b>
Pavimentos Garagem (3x)	1.295,70	403,50	301,71	2.000,91
Pavimentos Hospitalares (8x)	3.719,20	969,60	754,72	5.443,52
<b>Total</b>	<b>5.014,90</b>	<b>1.373,10</b>	<b>1.056,43</b>	<b>7.444,43</b>

(fonte: elaborada pelo autor)

Tabela 5 – Quantidade de formas recuperáveis da Estrutura I

	<b>Meia cubeta [63,65 x 31,83]</b>	<b>Cubeta inteira [63,65 x 63,65]</b>
Pavimentos Garagem (3x)	54,00	3.852,00
Pavimentos Hospitalares (8x)	158,00	9.355,00
<b>Total</b>	<b>212,00</b>	<b>13.207,00</b>

(fonte: elaborada pelo autor)

Tabela 6 – Consumo de aço da Estrutura I, em kg

	<b>Pilares</b>	<b>Vigas</b>	<b>Lajes</b>	<b>Total</b>
Pavimentos Garagem (3x)	14.585,00	5.803,50	57.263,60	77.652,10
Pavimentos Hospitalares (8x)	34.402,50	13.630,10	115.181,40	163.214,00
<b>Total</b>	<b>48.987,50</b>	<b>19.433,60</b>	<b>172.445,00</b>	<b>240.866,10</b>

(fonte: elaborada pelo autor)

## 6.2 ESTRUTURA II

A seguir serão apresentados o dimensionamento, os parâmetros analisados e quantitativos finais da estrutura.

### 6.2.1 Dimensionamento

Partindo das conclusões descritas nos Itens 5.1 e 5.3, foram definidas as larguras das vigas-faixa de conforme Item 4.2.4, no entanto devido à concentração de esforços todas as larguras tiveram que ser aumentadas, tanto para resistir aos esforços de compressão nas regiões de momentos negativos como para inserção de estribos de 6 ramos, devido à concentração de tensões de cisalhamento. A tabela a seguir sinaliza a largura final das vigas-faixa, que podem ser visualizadas nos Apêndices C e D:

Tabela 7 – Dimensões das vigas-faixa, em metros

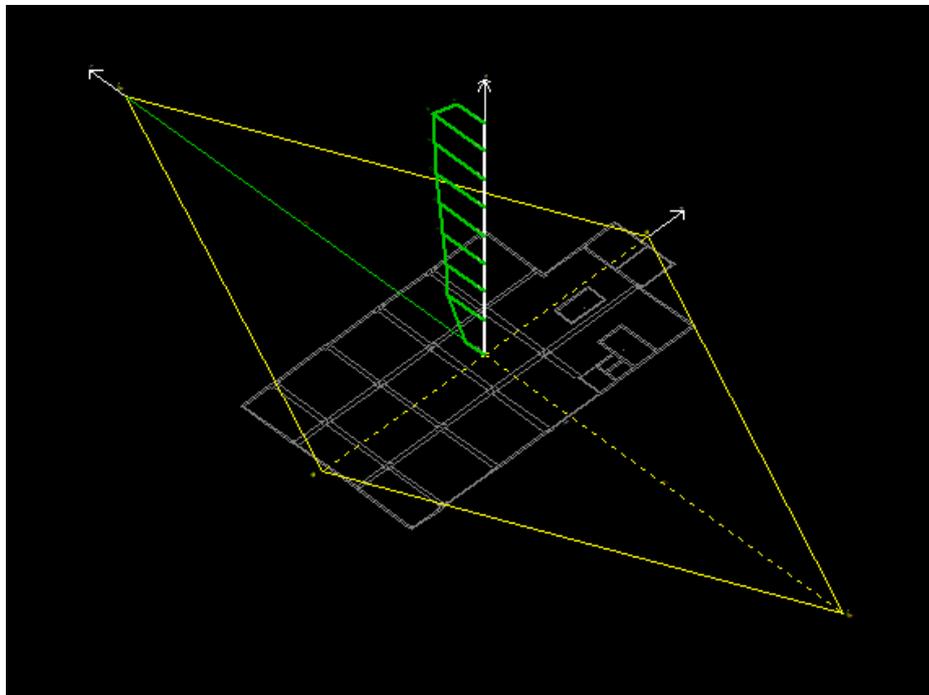
Viga-faixa	Largura	Comprimento
V2	0,60	36,08
V6	0,60	41,93
V13	0,60	25,03
V14	0,60	25,03
V15	0,80	25,03
V16	0,80	21,92

(fonte: elaborada pelo autor)

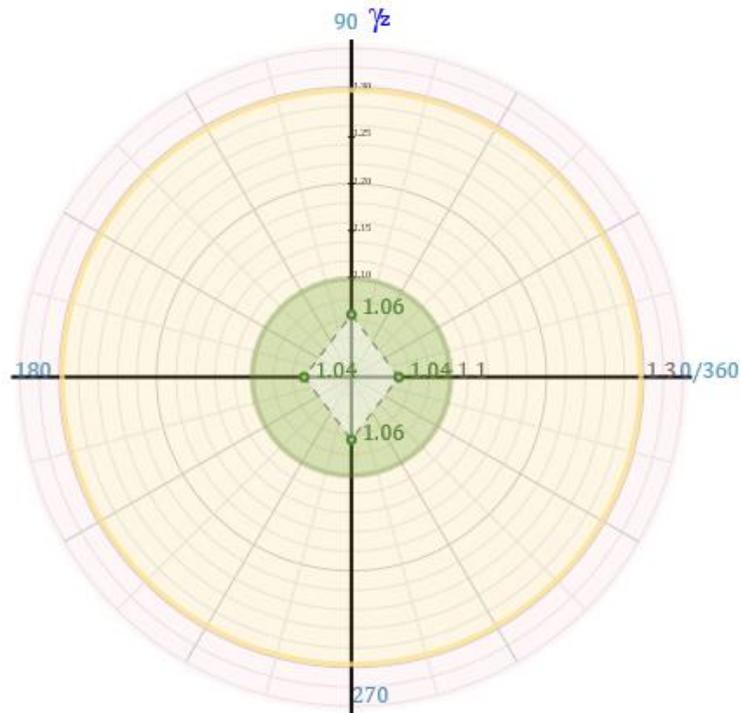
### 6.2.2 Deslocamentos horizontais e estabilidade global

A Estrutura II, também ficou enquadrada como estrutura de nós fixos, sendo portanto, desprezados os efeitos de 2ª ordem. Os resultados da análise da estabilidade através do coeficiente  $\gamma_z$  estão demonstrados na Figura 29.

Figura 28 – Diagrama de forças no sentido do vento



(fonte: elaborada pelo autor)

Figura 29 - Coeficiente  $\gamma_z$  da Estrutura II

(fonte: elaborado pelo autor)

Os deslocamentos horizontais assumiram valores conforme Tabela , estando dentro dos limites permitidos, tanto para o topo do edifício como para o deslocamento entre pisos.

Tabela 8 – Deslocamentos horizontais da Estrutura II, em cm

Deslocamento	Valor máximo	Valor limite	Situação
Topo do edifício	0,74	2,22	OK
Entre pisos	0,12	0,48	OK

(fonte: elaborado pelo autor)

### 6.2.3 Deformações excessivas

A Tabela 9 apresenta as deformações máximas em serviço para a Estrutura II, dentro dos limites para os pavimentos analisados.

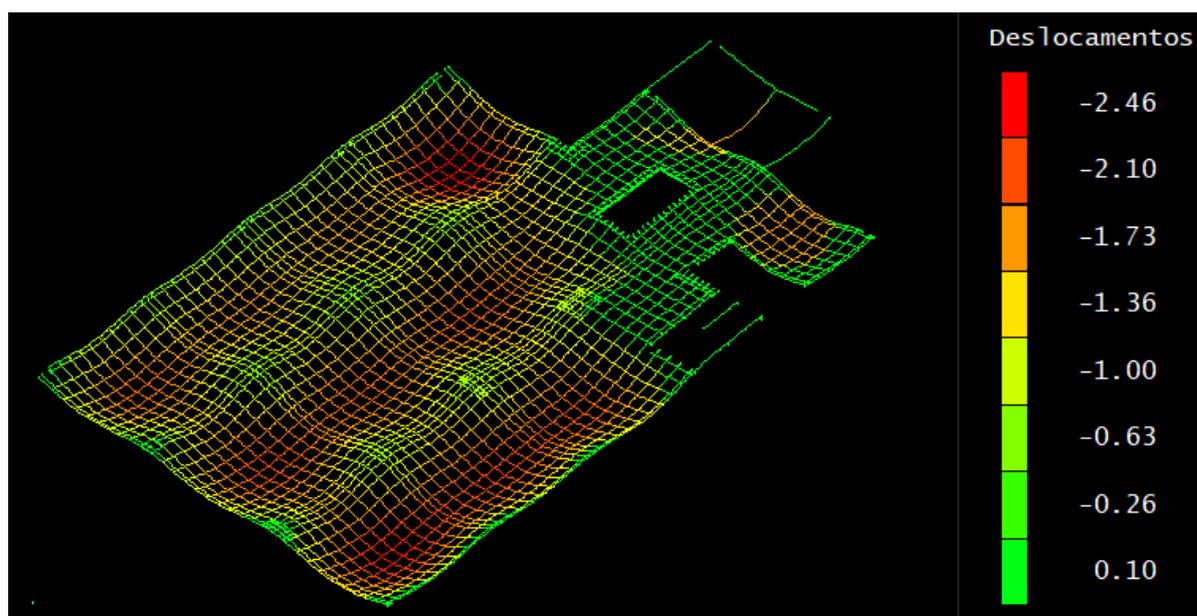
Tabela 9 – Deformações no estado limite último de serviço da Estrutura II

Pavimento	Laje	Flecha máxima	Flecha limite
Cobertura	5	-2,50	2,80
8 Pavimento	5	-2,40	2,80
7 Pavimento	5	-2,40	2,80
6 Pavimento	5	-2,30	2,80
5 Pavimento	5	-2,30	2,80
4 Pavimento	5	-2,30	2,80
3 Pavimento	5	-2,20	2,80
2 Pavimento	5	-2,20	2,80
Térreo	5	-2,10	2,80
Subsolo 1	5	-2,00	2,80
Subsolo 2	5	-2,00	2,80

(fonte: elaborado pelo autor)

O formato deformado da laje no estado limite de serviço, para o pavimento mais crítico é apresentado a seguir conforme Figura 30.

Figura 30 – Deformações no ELS da Estrutura II, deslocamentos em cm



(fonte: elaborada pelo autor)

## 6.2.4 Quantitativo de materiais

A seguir são apresentados os resultados quantitativos do dimensionamento da estrutura.

Tabela 10 – Consumo de concreto da Estrutura II, em m<sup>3</sup>

	<b>Pilares</b>	<b>Vigas</b>	<b>Lajes</b>	<b>Total</b>
Pavimentos Garagem (3x)	171,00	161,10	503,70	835,80
Pavimentos Hospitalares (8x)	498,40	376,40	1.230,50	2.105,30
<b>Total</b>	<b>669,40</b>	<b>537,50</b>	<b>1.734,20</b>	<b>2.941,10</b>

(fonte: elaborada pelo autor)

Tabela 11 – Consumo de formas de madeira da Estrutura II, em m<sup>2</sup>

	<b>Pilares</b>	<b>Vigas</b>	<b>Lajes</b>	<b>Total</b>
Pavimentos Garagem (3x)	1.295,70	719,10	0,00	2.014,80
Pavimentos Hospitalares (8x)	3.719,20	1.737,70	0,00	5.456,90
<b>Total</b>	<b>5.014,90</b>	<b>2.456,80</b>	<b>0,00</b>	<b>7.471,70</b>

(fonte: elaborada pelo autor)

Tabela 12 – Quantidade de formas recuperáveis da Estrutura II

	<b>Meia cubeta [63,65 x 31,83]</b>	<b>Cubeta inteira [63,65 x 63,65]</b>
Pavimentos Garagem (3x)	498,00	3.387,00
Pavimentos Hospitalares (8x)	1.454,00	8.052,00
<b>Total</b>	<b>1.952,00</b>	<b>11.439,00</b>

(fonte: elaborada pelo autor)

Tabela 13 – Consumo de aço da Estrutura II, em kg

	<b>Pilares</b>	<b>Vigas</b>	<b>Lajes</b>	<b>Total</b>
Pavimentos Garagem (3x)	17.619,60	24.462,50	27.652,20	69.734,30
Pavimentos Hospitalares (8x)	37.661,10	52.337,80	66.614,10	156.613,00
<b>Total</b>	<b>55.280,70</b>	<b>76.800,30</b>	<b>94.266,30</b>	<b>226.347,30</b>

(fonte: elaborada pelo autor)

## 7 COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS

Neste capítulo serão comparados e analisados os resultados obtidos para as duas estruturas, considerando consumo de materiais, estabilidade, vantagens e desvantagens.

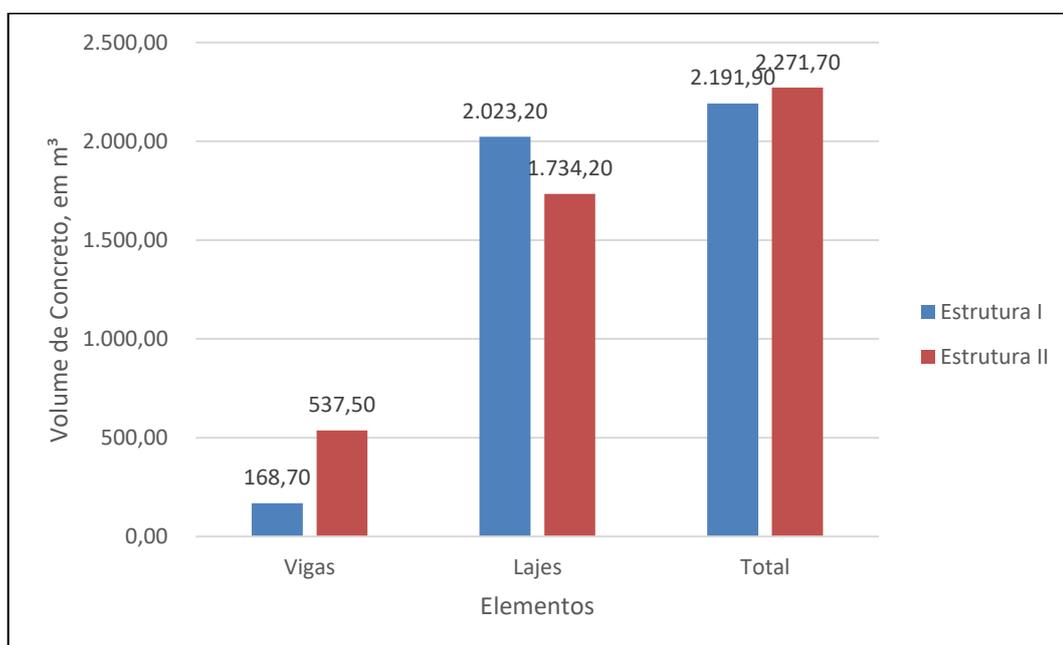
### 7.1 CONSUMO DE MATERIAIS

O consumo de materiais é um dos principais fatores dos custos de um edifício, um dos objetivos deste estudo é avaliar as diferentes soluções apresentadas quanto à necessidade de materiais.

#### 7.1.1 Concreto

Na análise do consumo de concreto foram desconsiderados os volumes dos pilares que são exatamente os mesmos para as duas estruturas. O estudo demonstrou que a Estrutura I teve um consumo menor de concreto em todos os níveis de comparação, tanto entre pavimentos individuais quanto para o edifício completo. Como pode ser visto a seguir:

Figura 31 - Comparação do consumo de concreto para lajes e vigas



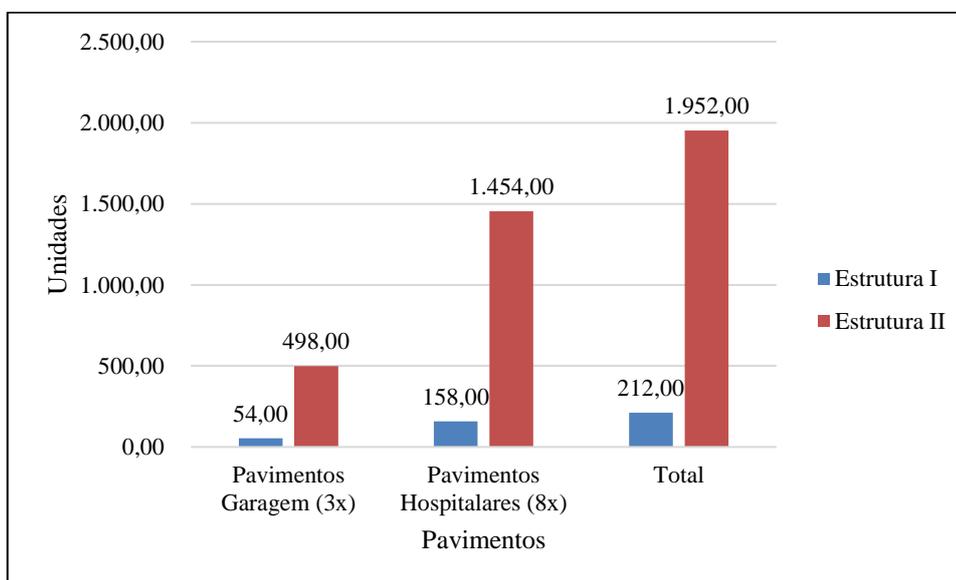
(fonte: elaborado pelo autor)

O consumo de concreto da Estrutura I foi 3,65 % menor que o da Estrutura II. Isso se deve ao fato de que o modelo de vigas-faixa tende a ter uma área maior de seção maciça para vencer os vãos, que neste modelo possuem comprimento médio de 7,7 metros, visto que são vigas pouco eficientes em termos de inércia.

### 7.1.2 Formas

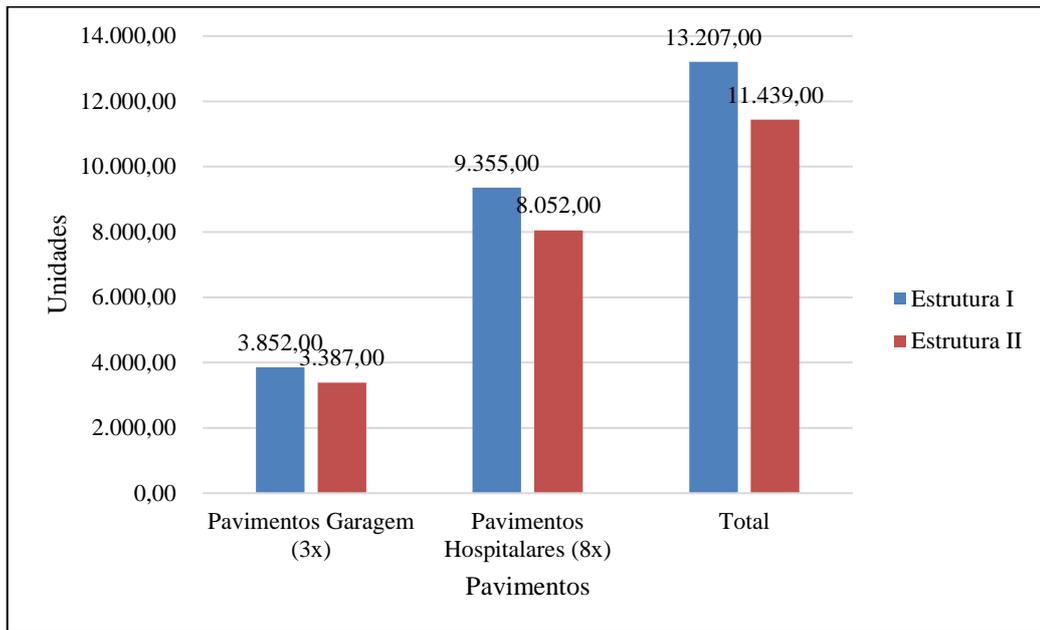
No âmbito da execução de estruturas moldadas in loco de grandes dimensões deve-se olhar com bastante cuidado para a composição e consumo de formas, visto que possuem impacto direto nos ciclos de execução. Em casos de lajes nervuradas geralmente utilizam-se dois tipos de formas, as tradicionais em madeira e as recuperáveis, que são compostas por todo um sistema adicional de escoramento. Como as formas de madeiras são utilizadas para áreas maciças e recortes cuja aplicação do conjunto de lajes nervuradas não é possível, a comparação deste parâmetro foi feita a partir da quantidade de cubetas utilizadas por cada estrutura e sua relação com a área total estruturada. Abaixo é possível determinar que a Estrutura I possui maior quantidade de formas recuperáveis, portanto, menor consumo de formas de madeira.

Figura 32 – Comparativo de utilização de meia forma recuperável, em unidades



(fonte: elaborada pelo autor)

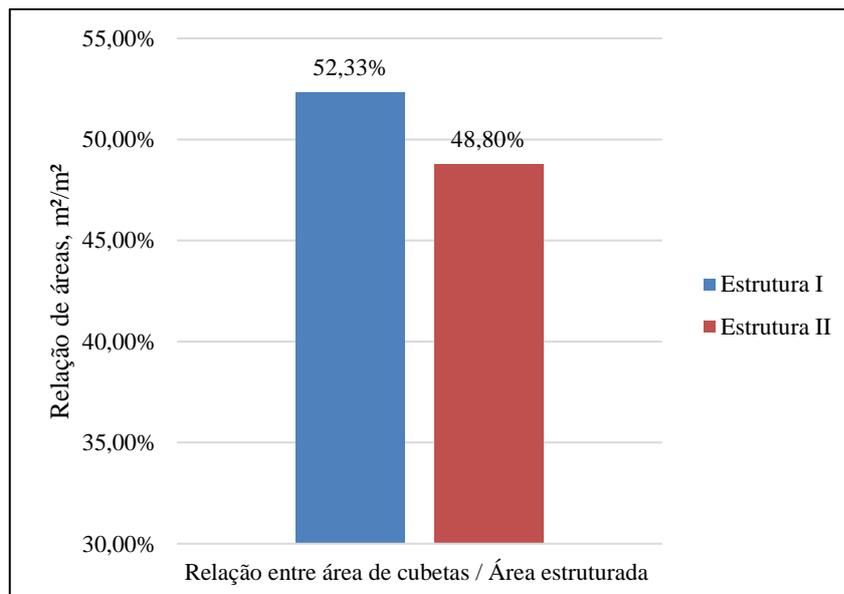
Figura 33 – Comparativo de utilização de forma recuperável, em unidades



(fonte: elaborada pelo autor)

Em números gerais, a área de utilização do sistema de formas das lajes nervuradas da Estrutura I corresponde a 52,23 % da área total estruturada, enquanto a da Estrutura II corresponde à 48,80 %.

Figura 34 – Comparativo da relação entre área de formas recuperáveis e área total de estrutura

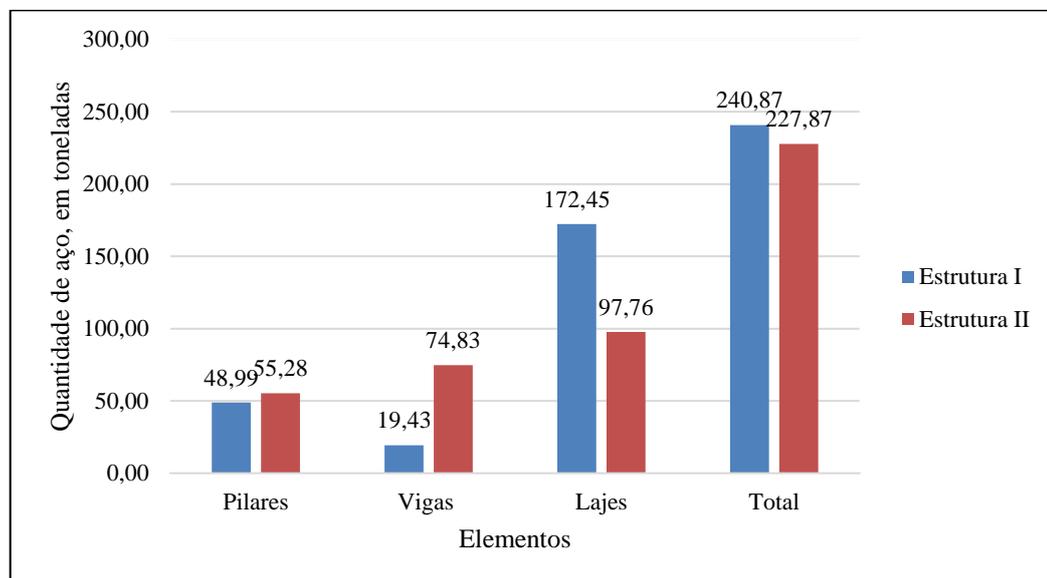


(fonte: elaborado pelo autor)

### 7.1.3 Aço

As armaduras possuem papel fundamental na execução da estrutura, tanto nos custos quanto em produtividade e logística da execução. Nos pilares obteve-se um consumo 12,85% maior da Estrutura II em relação à Estrutura I. Para uma avaliação mais homogênea do consumo de aço em lajes e vigas, devido ao comportamento das vigas-faixa na Estrutura II, as quantidades agrupadas mostram um consumo 10,84% menor da Estrutura II. Na avaliação geral o modelo com vigas-faixa apresentou um consumo de aço 6,03%, aproximadamente 14 toneladas, menor que a Estrutura I.

Figura 35 – Comparação do consumo de aço, em toneladas

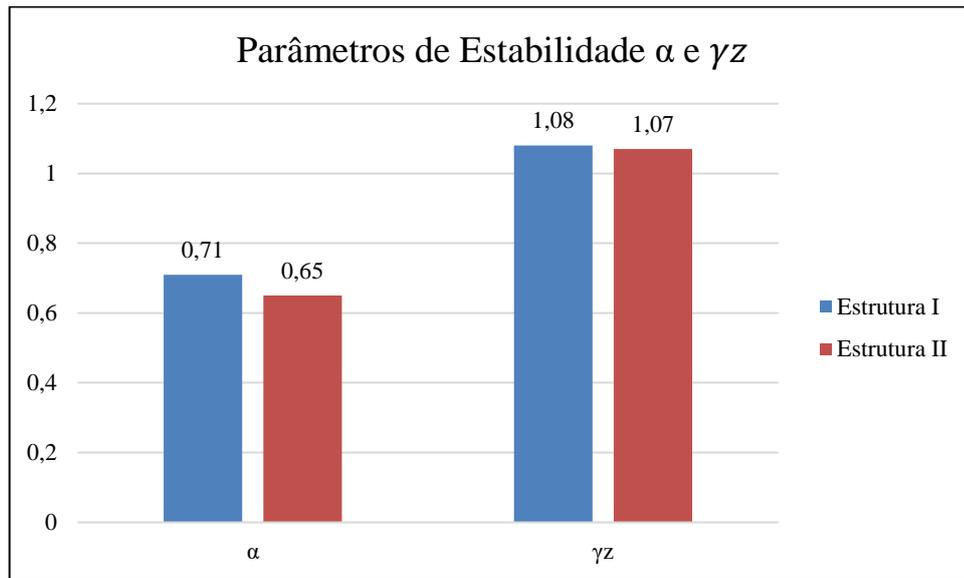


(fonte: elaborado pelo autor)

## 7.2 DEFORMAÇÕES E ESTABILIDADE

Como mencionado anteriormente, um dos grandes empecilhos das lajes lisas é a estabilidade global e deformações horizontais, pelo pouco eficiente aporticamento da estrutura. Neste sentido, é possível perceber através dos coeficientes  $\alpha$  e  $\gamma_z$ , e do deslocamento horizontal do edifício que as vigas-faixa concebem maior rigidez à estrutura.

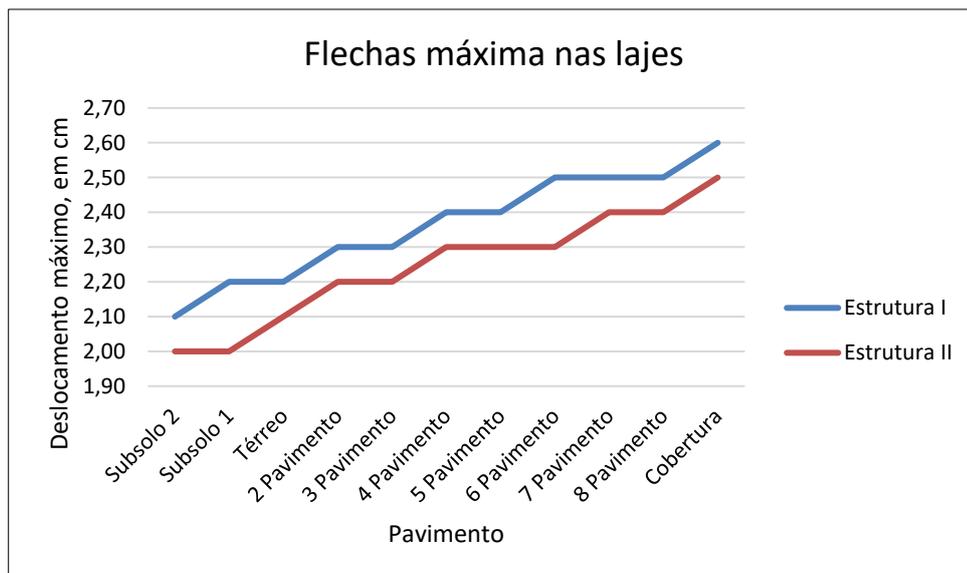
Figura 36– Comparação entre parâmetros de estabilidade global



(fonte: elaborado pelo autor)

Este impacto é visto em todos os pavimentos da edificação através das flechas máximas que ocorrem nas lajes, que nos casos de lajes lisas e no modelo de avaliação estrutural utilizado, absorvem esforços do vento. A seguir é possível ver como a Estrutura II possui menores flechas nos pavimentos:

Figura 37– Comparação entre flechas máximas nas lajes, sob estado limite último de serviço



(fonte: elaborado pelo autor)

## 8 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Partindo da comparação de duas estruturas diferentes tendo como base um edifício modelo e suas características, como por exemplo caixas de elevadores maciças respondendo pela estabilidade e ocupação do edifício, é possível observar que, embora sejam específicos para esta configuração, os resultados podem mostrar alguns padrões. À vista do objetivo de manter a característica de laje com espessura constante, com exceção dos bordos que continham vigas de 50 cm de altura, a Estrutura I com região maciça em torno dos pilares apresentou um consumo menor de concreto com relação a Estrutura II, que possui faixas cuja área de seção maciça é maior. Este fato implica também em maior consumo de madeira para formas e maior irregularidade na distribuição dos moldes das nervuras. Como demonstrado na comparação de formas, a Estrutura I teve melhor distribuição de formas e maior área de laje do tipo nervurada, fatores que trariam agilidade à execução.

Com relação ao consumo de aço, a Estrutura II embora tenha tido um consumo maior de aço nos pilares, compensou a diferença nas outras subestruturas obtendo um consumo geral de aço bastante menor que a Estrutura I. Devido à natureza dos apoios da Estrutura I, são necessárias algumas configurações especiais de armaduras na laje como armadura de punção e armadura contra colapso progressivo, e como demonstrado, os momentos positivos na laje são maiores exigindo maiores taxas de armadura na maior porção da estrutura. Por outro lado, a concentração dos momentos nas vigas-faixa exigiu densa armadura longitudinal nestes elementos pela altura pouco efetiva, e estribos robustos com espaçamentos pequenos para resistir às tensões de cisalhamento próximas aos pilares, ou seja, armaduras que fazem o papel de evitar ruptura à punção e garantem ductilidade necessária.

Para homogeneizar a comparação entre as estruturas, foi adotada a prerrogativa do custo dos insumos de maior representatividade na estrutura, aço e concreto. Utilizando valores dispostos no Relatório de preços de insumos do SINAPI, para o Rio Grande do Sul com mês de referência de julho de 2023 dos itens 00043058 para aço CA-50 de diversas bitolas cortado e dobrado com valor de R\$ 8,97 por kg e, 00001525 para concreto usinado bombeável, de classe C30 sem o lançamento no valor de R\$ 557,99 por m<sup>3</sup>. E considerando que o custo de mão de obra da montagem das armaduras, formas e do lançamento de concreto é conjunto, e correspondente a área de estrutura executada, ou seja, igual para as duas estruturas propostas, foram obtidos para a Estrutura I um custo de R\$ 3.383.662,18 e para a Estrutura II custo de R\$ 3.311.579,78, ou

seja, baseando-se nestas premissas, a Estrutura II ficou R\$ 72.082,40 mais barata que a Estrutura I.

Outra conclusão bastante importante quanto às duas estruturas é a relação com a estabilidade do edifício. Apesar da configuração do edifício modelo apresentar pilares das caixas de elevadores bastante rígidos, que são responsáveis pela maior parte da rigidez global foi possível perceber através dos coeficientes de análise de estabilidade e dos deslocamentos horizontais máximos, que as vigas-faixa (Estrutura II) conferiram maior estabilidade ao edifício. Para comprovar esta afirmação, os dois modelos foram analisados<sup>3</sup> quanto a estabilidade global<sup>4</sup> a partir da exclusão do pilar de maior inércia, e como resultado a Estrutura I passou a ser considerada como de nós móveis enquanto a Estrutura II manteve a classificação como estrutura de nós fixos.

Embora os dois modelos tenham ficado dentro dos limites quanto à deformação máxima das lajes em estado limite de serviço, o menor deslocamento máximo da Estrutura II é outro indicativo à sua maior rigidez em relação a Estrutura I.

Analisando estes fatores pode-se perceber que para o edifício em questão que a Estrutura II, se mostrou mais eficiente e mais barata.

Por fim, através da análise dos esforços e dimensionamento foi possível perceber que na Estrutura II os momentos negativos nas nervuras mais próximas aos apoios estavam com valores bastante altos, e constatado que o engrossamento de laje nessa região aumentaria a seção comprimida, é possível perceber uma relação de complementação entre as duas soluções. Ao agrupar as vantagens quanto à rigidez, resistência à punção e distribuição dos momentos positivos nas lajes produzidas pelas vigas-faixa, com a o aumento de área comprimida do engrossamento de laje em momentos negativos, surge uma alternativa bastante interessante para aumento de vãos e/ou de cargas, ou mesmo, de eficiência estrutural para o edifício.

---

<sup>3</sup> Devido às limitações de área a ser calculada pela licença disponibilizada, foi necessário reduzir um pavimento

<sup>4</sup> Foram realizados apenas os cálculos dos coeficientes  $\alpha$  e  $\gamma_z$ .

## REFERÊNCIAS

- ALTO QI EBERICK. **Dimensionamento de lajes à punção**. 2022. Disponível em:  
< <https://suporte.altoqi.com.br/hc/pt-br/articles/360038256053-Dimensionamento-de-lajes>>
- ARAÚJO, J. M. **Curso de concreto Armado**. 3ª. ed. Rio Grande: Dunas, v. 4, 2010.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6123: Forças devidas ao vento em edificações**. Rio de Janeiro, p. 66. 1988.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto - Procedimentos**. Rio de Janeiro, p. 238. 2014.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6120 - Ações para o cálculo de estruturas de edificações**. Rio de Janeiro, p. 60. 2019.
- ATEX BRASIL. **Obras – Atex**, 2021. Disponível em:  
< <https://atex.com.br/pt/obras-com-atex>>. Acesso em: 31 de agosto 2023.
- CARVALHO, R. C.; PINHEIRO, L. M. **Cálculos e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado**. 2ª. ed. São Paulo: Pini, v. 2, 2013.
- FIGUEIREDO FILHO, J.R. **Sistemas estruturais de lajes sem vigas: subsídios para o projeto e execução**. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1989.
- MELGES, J. L. P. **Punção em lajes: exemplos de cálculo e análise teórico-experimental**. 217 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1995.
- MONTOYA, P. J.; MESEGUER, A. G.; CABRÉ, F. M. **Hormigón armado**. Editorial Gustavo Gili.13. ed. Barcelona, Espanha, 1991.
- PINHEIRO, L.M. **Noções sobre pré-dimensionamento de Estruturas de Edifícios - EESC-USP - Curso de Especialização em Estruturas**, 1985.
- REGALADO TESORO, F. **Los forjados reticulares: diseño, analisis, construccion y patologia**. Cype Ingenieros. Barcelona, Espanha. 2003
- SILVA, M. A. F. **Projeto e construção de lajes nervuradas de concreto armado**. UFSCar. São Carlos, p. 239. 2005.

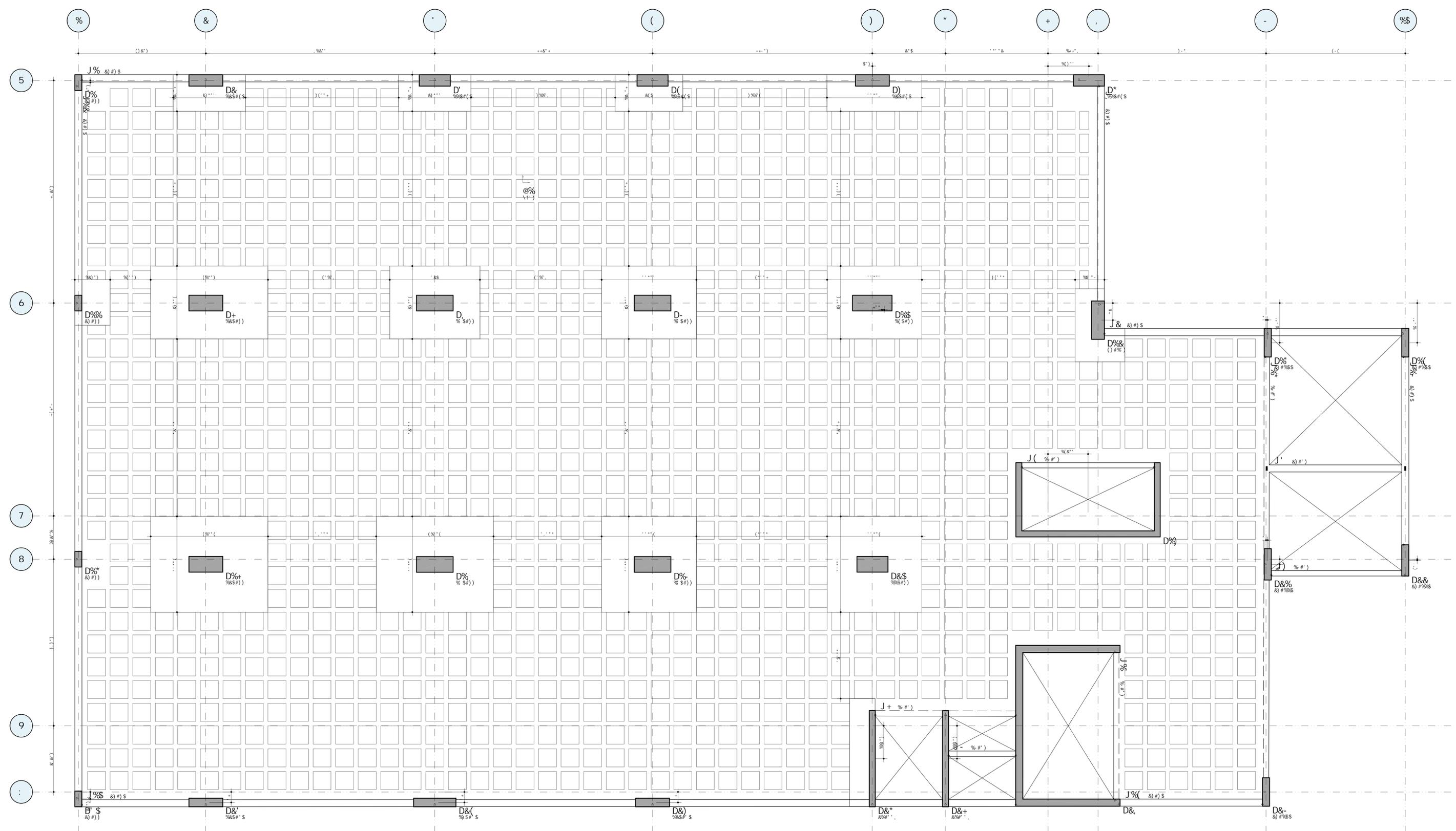
**APÊNDICE A – Planta de formas - Subsolo 2 ao 2º Pavimento da  
Estrutura I**

9GHI 8C ! · BĚC · 9L97I H5F

8Ygyb\c d\fcxi n] Xc· dcf· j Yfg~c· UWUX.a] WUž· dfc] V] Xc i gc· WcaYfW] U

5DáB8=79' 5' ! · D` UbhU` XY` ZcfaUg` ! · Gi Vgc` c` &` Uc` &,` DUj ] aYbhc

9ghf i hi f U` =



**APÊNDICE B – Planta de formas - 3º Pavimento à Cobertura da  
Estrutura I**



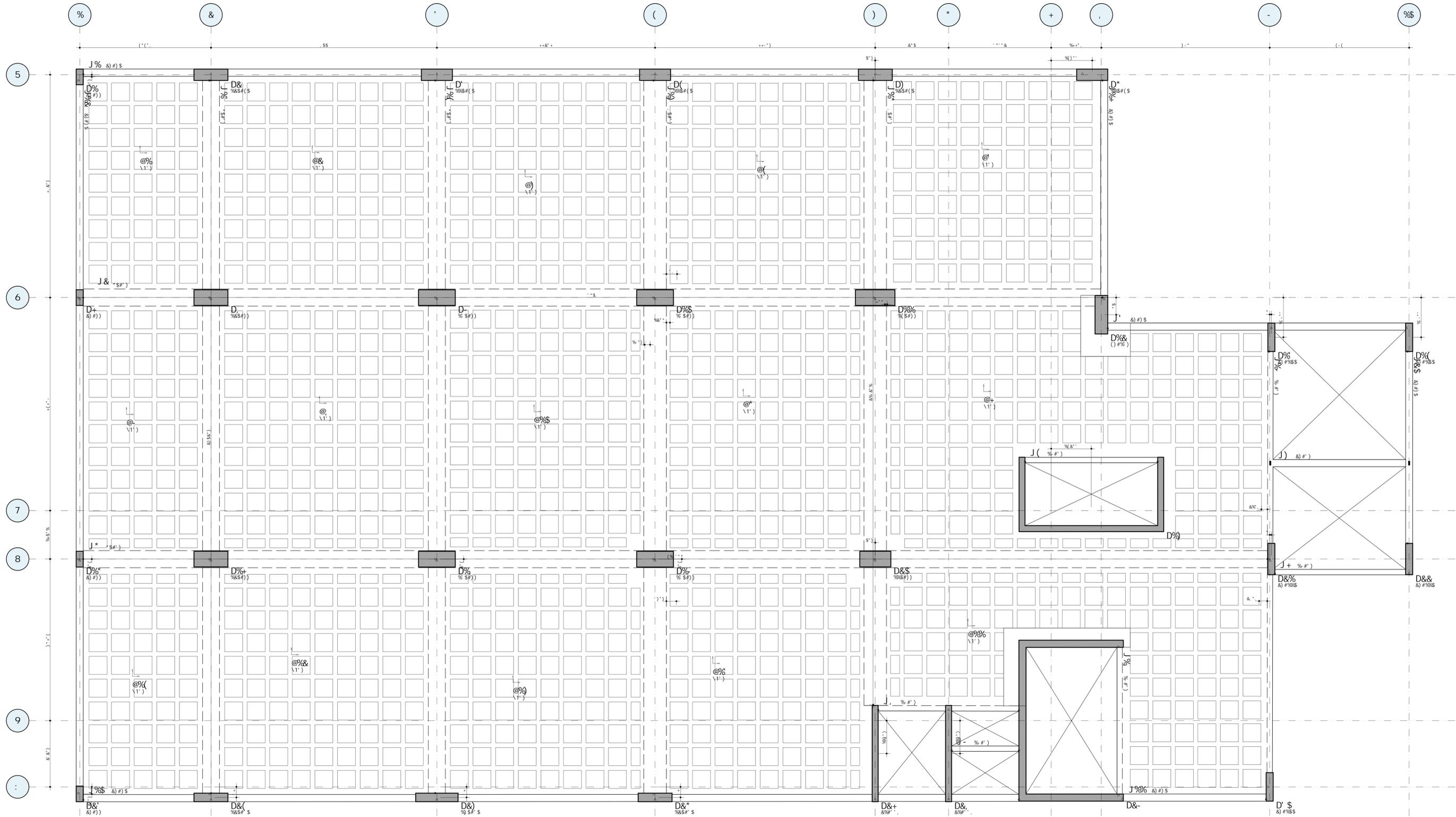
**APÊNDICE C – Planta de formas – Subsolo 2 ao 2º Pavimento da  
Estrutura II**

9GHI 8C ! · BÈC · 9L97I H5F

8YgYb\c' dfcXi n] Xc' dcf · j Yfg~c' UWUX..a] WUž · dfc] V] Xc' i gc' WcaYfW] U

8YgYb\c' dfcXi n] Xc' dcf · j Yfg~c' UWUX..a] WUž · dfc] V] Xc' i gc' WcaYfW] U

5DáB8=79' 7' ! · D` UbhU` XY` ZcfaUg` ! · Gi Vgc` c` &` Uc` & ,` DUj ] aYbhc  
..... 9ghfi hi f U` ==



**APÊNDICE D – Planta de formas –3º Pavimento à Cobertura da  
Estrutura II**

9GHI 8C ! · BÈC · 9L97I H5F

8Ygyb\c drcXI n] Xc · dcf · j Yfg~c · UWUX..a] WUž · dfc] V] Xc i gc · WcaYfW] U

5d..bX] VW · 8 · ! · D` UbhU` XY` ZcfaUg` ! · ' · , · DUj ] aYbhc` { · 7cVYf hi f U`

..... 9ghf i hi f U` ==

