

Joelton Felipe Oliveira Soares

ESTUDO COMPARATIVO DO COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DE UM
EDIFÍCIO QUANTO À ESTABILIDADE GLOBAL, CONSIDERANDO LAJES
MACIÇAS E NERVURADAS

Palmas – TO

2020

Joelton Felipe Oliveira Soares

ESTUDO COMPARATIVO DO COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DE UM
EDIFÍCIO QUANTO À ESTABILIDADE GLOBAL, CONSIDERANDO LAJES
MACIÇAS E NERVURADAS

Trabalho elaborado e apresentado como requisito parcial para aprovação na disciplina de Trabalho de Conclusão de Curso (TCC) II do curso de bacharelado em Engenharia Civil do Centro Universitário Luterano de Palmas (CEULP/ULBRA).

Orientador: Prof. M.e Roldão Pimentel Araújo Junior.

Palmas – TO
2020

Joelton Felipe Oliveira Soares

ESTUDO COMPARATIVO DO COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DE UM
EDIFÍCIO QUANTO À ESTABILIDADE GLOBAL, CONSIDERANDO LAJES
MACIÇAS E NERVURADAS

Trabalho elaborado e apresentado como requisito parcial para aprovação na disciplina de Trabalho de Conclusão de Curso (TCC) II do curso de bacharelado em Engenharia Civil do Centro Universitário Luterano de Palmas (CEULP/ULBRA).

Orientador: Prof. M.e Roldão Pimentel Araújo Junior.

Aprovado em: ____/____/____

BANCA EXAMINADORA

Prof. M.e Roldão Pimentel Araújo Junior.

Orientador

Prof. M.e Daniel Iglesias de Carvalho.

Avaliador

Prof. M.e Denis Cardoso Parente.

Avaliador

Palmas – TO

2020

RESUMO

SOARES, Joelton Felipe Oliveira. **Estudo comparativo do comportamento estrutural de um edifício quanto à estabilidade global, considerando lajes maciças e nervuradas.** Trabalho de Conclusão de Curso (Bacharelado em Engenharia Civil) – Centro Universitário Luterano de Palmas – Universidade Luterana do Brasil, Palmas, TO. 2020. 73 p.

Com o passar do tempo, as estruturas se adaptaram devido à uma maior demanda de espaço nos centros urbanos, ficando cada vez mais verticais. Ao mesmo tempo, com a intenção de encontrar soluções econômicas para o elemento mais dispendioso, as lajes, surgiram variações dessas, como as lajes nervuradas, que objetivam atender vãos maiores com menor custo quando comparadas às lajes maciças. Englobando esses dois fatores, verticalização e diferenciação de lajes, está a segurança estrutural. Assim, este trabalho se propôs a comparar dois tipos de laje, maciça e nervurada, do ponto de vista da estabilidade global de um edifício, projetando-se duas estruturas idênticas quanto à posição e geometria de vigas e pilares, variando o tipo de laje empregada em cada uma, observando as normas pertinentes, como a NBR 6118:2014. Tal comparação foi possível, pois se utilizou software capaz de integrar as lajes no processo de verificação da estabilidade da estrutura, diferentemente ao que ocorre quando são calculadas pelo método de grelhas, o qual aplica apenas suas resultantes sobre os pórticos. Após a análise dos resultados, percebeu-se que ambos os tipos de laje contribuem de forma semelhante, sem variação considerável de desempenho, à segurança estrutural e que, conseqüentemente, o custo é a principal variável para a decisão de emprega-las em uma construção.

Palavras-chave: estrutura de concreto armado, estabilidade global, laje maciça, laje nervurada.

ABSTRACT

SOARES, Joelton Felipe Oliveira. **Comparative study of the structural behavior of a building in terms of overall stability, considering massive and ribbed slabs.** Course Conclusion Paper (Bachelor in Civil Engineering) - Lutheran University Center of Palmas - Lutheran University of Brazil, Palmas, TO. 2020. 73 p.

Over time, the structures have adapted due to the greater demand for space in urban centers, becoming increasingly vertical. At the same time, with the intention of finding economical solutions for the most expensive element, the slabs, variations of these appeared, such as ribbed slabs, which aim to serve larger spans with less cost when compared to solid slabs. Including these two factors, verticalization and differentiation of slabs, is structural security. Thus, this work proposed to compare two types of slab, solid and ribbed, from the point of view of the overall stability of a building, projecting two identical structures as to the position and geometry of beams and columns, varying the type of slab used in each, observing the relevant standards, such as NBR 6118: 2014. Such a comparison was possible, since software capable of integrating the slabs in the process of verifying the stability of the structure was used, unlike what occurs when they are calculated by the grid method, which applies only its results on the frames. After analyzing the results, it was noticed that both types of slab contribute similarly, without considerable variation in performance, to structural safety and that, consequently, cost is the main variable for the decision to use them in a construction.

Keywords: reinforced concrete structure; global stability; solid slab; ribbed slab.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Representação esquemática de um sistema construtivo em laje maciça	13
Figura 2 - Esquema em corte de uma laje nervurada, com as nervuras em evidência	14
Figura 3 - Esquema em corte de uma laje nervurada, com a região de colocação do material inerte em evidência.....	15
Figura 4 - Isopletas da velocidade básica V_o (m/s)	26
Figura 5 - Esquema dos carregamentos (verticais e horizontais) que causam a deformação da estrutura	29
Figura 6 - Subestruturas de contraventamento e subestruturas contraventadas	31
Figura 7 – Pavimento tipo (medidas em metros).....	34
Figura 8 – Fachada (medida em metros)	35
Figura 9 - Determinação das áreas de influência dos pilares.....	38
Figura 10 - Modelos de análise separado (à esquerda) e integrado (à direita)	40
Figura 11 - Modelo 3D da estrutura.....	42
Figura 12 - Planta de forma simplificada do pavimento-tipo.....	43
Figura 13 - Seção e área das lajes maciça e nervurada no pavimento-tipo para faixa de 1 m	47

LISTA DE GRÁFICOS

Gráfico 1 – Ação do vento na estrutura.....	48
Gráfico 2 – Comparativo dos deslocamentos iniciais e pós processo P- Δ , no topo da edificação.....	50
Gráfico 3 – Média dos momentos nas sapatas sobre pilares com maior dimensão transversal orientada no eixo X.....	51
Gráfico 4 – Média dos momentos nas sapatas sobre pilares com maior dimensão transversal orientada no eixo Y.....	52
Gráfico 5 – Comparativo do consumo de concreto.....	53
Gráfico 6 – Comparativo do consumo de aço em peso.....	53
Gráfico 7 – Comparativo do consumo de aço em proporção ao volume de concreto.....	54
Gráfico 8 – Comparativo do consumo de forma.....	54
Gráfico 9 – Proporção de cada elemento no custo da estrutura em laje maciça.....	55
Gráfico 10 – Proporção de cada elemento no custo da estrutura em laje nervurada.....	56

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Classe de Agressividade Ambiental (CAA)	17
Tabela 2 - Correspondência entre a classe de agressividade e a qualidade do concreto	17
Tabela 3 - Correspondência entre a classe de agressividade ambiental e o cobrimento nominal	18
Tabela 4 - Limites para deslocamentos.....	21
Tabela 5 - Combinações de serviço	24
Tabela 6 - Relação entre o coeficiente γ_z e os efeitos de 2ª ordem.....	28
Tabela 7 – Coeficiente de majoração da força normal (α).....	38
Tabela 8 – Comparativo das espessuras iniciais e finais das lajes (maciça e nervurada) no pavimento-tipo.....	44
Tabela 9 – Altura das vigas	45
Tabela 10 – Comparativo da maior dimensão transversal dos pilares	46
Tabela 11 – Comparativo da distribuição das cargas verticais.....	47
Tabela 12 – Comparativo dos deslocamentos horizontais para a combinação frequente dos esforços	49
Tabela 13 – Comparativo dos valores do índice γ_z	49
Tabela 14 – Custo por elemento e custo total da estrutura em laje maciça	55
Tabela 15 – Custo por elemento e custo total da estrutura em laje nervurada	56

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	10
1.1 OBJETIVOS	11
1.1.1 Objetivo Geral	11
1.1.2 Objetivos Específicos	11
1.2 JUSTIFICATIVA	11
2. REFERENCIAL TEÓRICO	12
2.1 ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO	12
2.1.1 Lajes.....	12
2.1.1.1 Laje Maciça	13
2.1.1.2 Laje Nervurada.....	14
2.2 CRITÉRIOS DE PROJETO	16
2.2.1 Durabilidade	16
2.2.1.1 Classe de Agressividade Ambiental	16
2.2.2 Estados-limites	18
2.2.2.1 Estado-limite Último (ELU).....	19
2.2.2.2 Estado-limite de Serviço (ELS).....	19
2.2.3 Ações	21
2.2.3.1 Ações Permanentes	22
2.2.3.2 Ações Variáveis.....	22
2.2.3.2 Combinação de Ações	23
2.3 ESTABILIDADE GLOBAL	24
2.3.1 Vento	25
2.3.2 Coeficiente γ_z	27
2.3.3 Estrutura de Nós Fixos e de Nós Móveis	28
2.3.4 Processo P- Δ	29
2.3.5 Sistemas de Contraventamento	30
2.4 TRABALHOS RELACIONADOS COM O TEMA	31
2.4.1 Estudo de Caso de Lajes Maciças e Nervuradas e Análise da Estabilidade Global de um Edifício em Concreto Armado	32
2.4.2 Estudo Comparativo de Sistemas Estruturais – Estudo de Caso.....	32
2.4.3 Estudo Comparativo de Custos entre Soluções Estruturais de Concreto Armado para uma Arquitetura	33

3. METODOLOGIA	34
3.1 PROJETO ARQUITETÔNICO.....	34
3.2 CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS E DAS CARGAS.....	35
3.3 CONCEPÇÃO ESTRUTURAL	36
3.3.1 Pré-dimensionamento	37
3.4 MODELAGEM E PROCESSAMENTO DA ESTRUTURA	39
3.5 ANÁLISE ESTRUTURAL	40
3.6 QUANTITATIVO DE MATERIAIS E CUSTO.....	41
4. RESULTADOS E DISCUSSÕES	42
4.1 DIMENSÕES EFETIVAS E CARGAS VERTICAIS	43
4.2 ANÁLISE DE ESTABILIDADE GLOBAL	48
4.3 ESFORÇOS NA FUNDAÇÃO	51
4.4 CONSUMO DE MATERIAIS E CUSTO.....	52
5. CONCLUSÃO	58
REFERÊNCIAS	60
APÊNDICES	63

1. INTRODUÇÃO

Desde o surgimento do “cimento armado” na França, em 1849, passando pela primeira laje armada com barras circulares de aço, em 1880, as estruturas de concreto armado evoluíram, seguindo o desenvolvimento da humanidade, principalmente na segunda metade do século XIX e no século XX, continuando a se aperfeiçoar atualmente, dada sua larga utilização (BASTOS, 2019).

Dentre os elementos que constituem a estrutura de um edifício em concreto armado estão os pilares, as vigas e as lajes. Esse último, dependendo da finalidade da construção e dos projetos arquitetônicos, se adaptou e disso surgiram seus diversos tipos, como: as lajes maciças, as nervuradas, as treliçadas, as alveolares, etc.

Segundo Araújo (2014d), as lajes maciças são placas de espessura contínua, que apoiam suas extremidades em vigas ou alvenarias, sendo um elemento presente principalmente em edifícios residenciais, onde há vãos relativamente menores. Já as lajes nervuradas aparecem como solução para grandes vãos e são formadas por nervuras que simulam vigas, além de possuírem menor peso próprio, dada a redução do consumo de concreto.

Considerando que as lajes recebem as cargas de um pavimento e as transmitem, por meio de vigas ou não, para os pilares, os quais descarregam na fundação, formando o sistema estrutural, pode-se notar que esses elementos possuem grande influência no comportamento da estrutura. Somando o fato de existirem diferentes tipos de lajes ao descrito anteriormente, supõe-se por consequência, que essas lajes promovem estruturas de comportamento também diferentes.

Esse desempenho estrutural é o tema da análise de estabilidade global, que se trata do estudo que considera tanto os efeitos locais, relacionados ao equilíbrio de cada elemento separadamente, quanto dos efeitos globais, do conjunto da estrutura; efeitos esses que podem ser de primeira ou segunda ordem (RIBEIRO, 2010).

Assim, este trabalho contempla o estudo do comportamento de dois modelos estruturais, diferenciando-se as lajes empregadas, um com laje maciça e o outro em laje nervurada, bem como a influência dessas na estrutura de um edifício, conforme a análise de estabilidade global descrita na NBR 6118:2014.

1.1 OBJETIVOS

1.1.1 Objetivo Geral

Estudar o comportamento estrutural de um edifício quanto à estabilidade global, considerando diferentes tipos de lajes (maciça e nervurada), seguindo as normas pertinentes.

1.1.2 Objetivos Específicos

Os seguintes objetivos acompanharam o desenvolvimento do trabalho:

- Comparar os resultados quanto à estabilidade global, de acordo com o γ_z , os deslocamentos horizontais e o Processo P- Δ ;
- Analisar os esforços na fundação de cada estrutura, tendo como parâmetro os momentos fletores;
- Verificar o quantitativo do consumo de materiais (concreto, aço e forma) e o custo desses.

1.2 JUSTIFICATIVA

A presença dos diferentes tipos de lajes na construção civil se dá pelas necessidades diversas que se interpõem. As primeiras, as lajes maciças, vieram com função básica de servirem de piso e cobertura, atendendo os carregamentos provenientes do pavimento. Já com o decorrer das mudanças arquitetônicas e o surgimento de maiores vãos, apareceram as nervuradas, compostas de vigas cruzadas. Além dessas, há também aquelas com funções econômicas, para atender as demandas com carregamentos menores, como as treliçadas e as alveolares.

Porém, a forma como cada modelo de laje se comporta estruturalmente pode variar. No caso da utilização dessas em edifícios altos, esse comportamento pode influenciar a estabilidade global da estrutura.

Assim, as pesquisas permitem a busca ou a afirmação de soluções mais seguras, duráveis e econômicas. Este trabalho, especificamente, estudou o comportamento das lajes maciças e das nervuradas com uma visão voltada à segurança estrutural, da qual se trata a análise de estabilidade global, afim de dar base científica à futuros projetos e pesquisas.

2. REFERENCIAL TEÓRICO

Neste tópico é apresentada uma revisão bibliográfica com o objetivo de dar embasamento às atividades desenvolvidas durante o estudo.

2.1 ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO

A boa relação entre os projetos que compõem um edifício possui papel fundamental no atendimento dos requisitos básicos da construção, como durabilidade, estética e funcionalidade.

Dentre esses projetos está o estrutural, que deve oferecer o entendimento claro de como funcionam seus elementos para, assim, promover segurança à edificação. Para Spohr (2008, p. 18), a concepção estrutural deve considerar:

- a) “limitações impostas pelo projeto arquitetônico;
- b) adequação do sistema estrutural escolhido para cada pavimento;
- c) análise da interface entre a estrutura e os projetos de instalações hidráulicas, elétricas, ar condicionado, etc.;
- d) adequação da interface de vedação interna e externa com a estrutura;
- e) construtibilidade (facilidade de execução).”

A estrutura de uma construção possui as funções de receber os esforços que atuam sobre ela, resistir à essas ações e depois transmiti-las ao solo. Seus principais elementos são as lajes, as vigas, os pilares e a fundação.

As lajes podem ser conceituadas como “elementos planos bidimensionais, que são aqueles onde duas dimensões, o comprimento e a largura, são da mesma ordem de grandeza e muito maiores que a terceira dimensão, a espessura”. Elas desempenham a função de receber as cargas, geralmente perpendiculares ao piso, do pavimento e posteriormente transmiti-las às vigas ou, eventualmente, aos pilares, como no caso de lajes lisas (BASTOS, 2015, p.1).

Segundo Pinheiro, Muzardo e Santos (2004, p. 7),

“as vigas são barras horizontais que delimitam as lajes, suportam paredes e recebem ações das lajes ou de outras vigas e as transmitem para os apoios. Os pilares são barras verticais que recebem as ações das vigas ou das lajes e dos andares superiores as transmitem para os elementos inferiores ou para a fundação. E a fundação são elementos como blocos, lajes, sapatas, vigas, estacas etc., que transferem os esforços para o solo. ”

2.1.1 Lajes

Conforme Bastos (2019, p. 68), as cargas recebidas pelas lajes são “provenientes da utilização em função de sua finalidade arquitetônica, como de

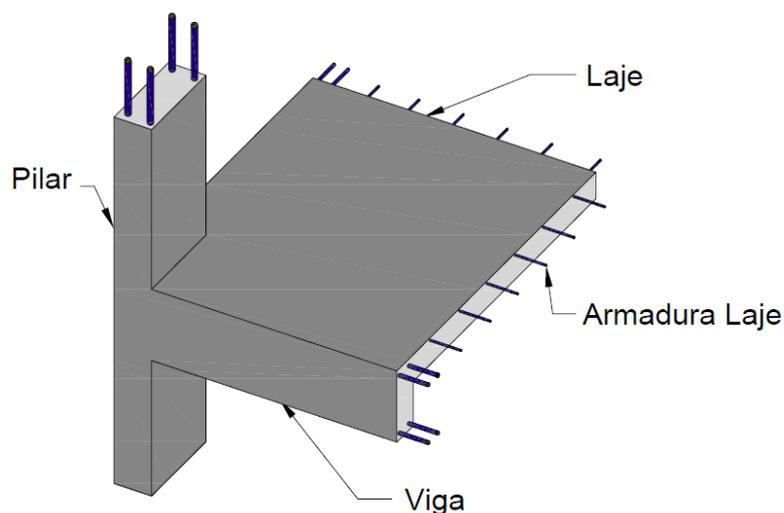
peças, móveis, pisos, paredes, e de outros mais variados tipos de carga que podem existir”. Tais esforços, que se dispõem perpendicularmente ao plano da laje, podem ser classificados, quanto à distribuição, em: cargas superficiais (peso próprio da laje, do contrapiso ou revestimento, etc.), cargas lineares (parede apoiada na laje) e cargas concentradas (pilar apoiado na laje). Variando na forma como estão dispostas e na intensidade da solicitação, pode haver a necessidade de se readequar a estrutura para melhor suportar esses esforços.

2.1.1.1 Laje Maciça

A laje maciça é caracterizada por possuir todo o seu volume aparente composto por concreto, além de contar com armaduras para esforços de flexão e, eventualmente, armaduras transversais. Diferente das lajes lisas ou laje-cogumelo, que também possuem concreto em toda a sua espessura, a maciça se apoia não em pilares, mas sim em suas bordas, podendo essas serem vigas. Esse modelo de laje, em concreto maciço, apoiada nas extremidades, é chamado, no Brasil, de “maciça”, por questão de tradição (BASTOS, 2015).

Para Spohr (2008, p. 30), “um sistema convencional de estruturas de concreto armado é aquele que pode ser constituído basicamente por lajes maciças, vigas e pilares”, onde os esforços oriundos do peso próprio e do carregamento da utilização são transmitidos para a fundação. As características geométricas da laje maciça dão ao conjunto estrutural, uma aparência mais uniforme (Figura 1).

Figura 1 - Representação esquemática de um sistema construtivo em laje maciça.



Fonte: Spohr (2008, p. 30).

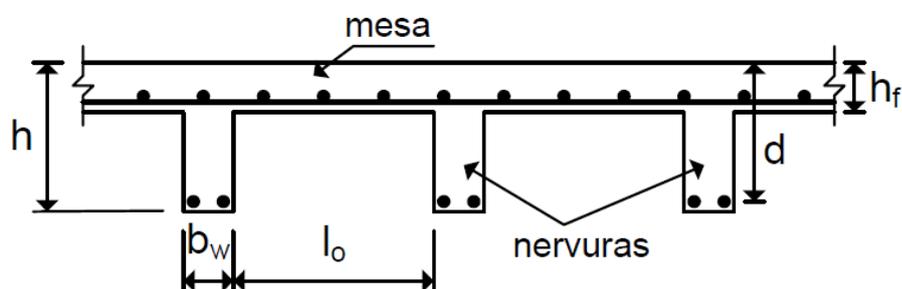
De acordo com a NBR 6118 (2014), as lajes maciças devem possuir os limites de espessura mínimos para as situações apresentadas a seguir:

- a) cobertura não em balanço: 7 cm;
- b) lajes de piso não em balanço: 8 cm;
- c) lajes em balanço: 10 cm;
- d) lajes de garagem com carga menor ou igual a 30 kN: 10 cm;
- e) lajes de garagem com carga superior a 30 kN: 12 cm;
- f) lajes protendidas apoiadas em vigas: 15 cm;

2.1.1.2 Laje Nervurada

Segundo a NBR 6118 (2014), a definição de laje nervurada é: laje moldada *in loco* ou com os elementos nervurados pré-fabricados, que trabalha a tração, para momentos positivos, na região das nervuras, entre as quais podem ser inseridos elementos inertes (Figura 2).

Figura 2 - Esquema em corte de uma laje nervurada, com as nervuras em evidência.



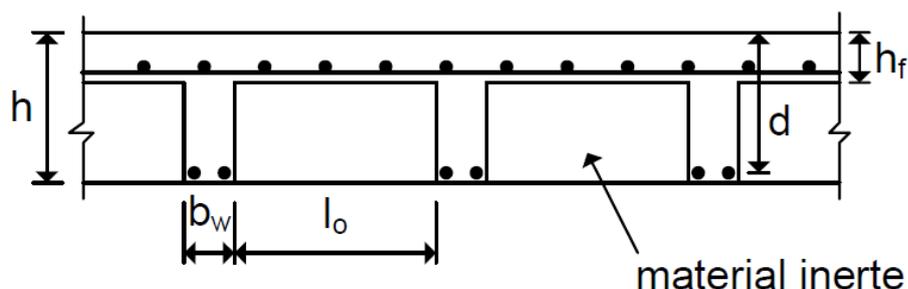
Fonte: Araújo (2014b, p. 195).

A utilização da laje nervurada está relacionada com a necessidade de vencer grandes vãos ou suportar altos esforços verticais, fazendo com que, quando comparada com outros tipos de lajes, a quantidade de vigas, pilares e fundações diminua. Sua resistência elevada se dá pela existência das nervuras que trabalham como vigas, as quais podem estar dispostas em uma única direção (unidirecional) ou em duas (bidirecional ou cruz) (BASTOS, 2015).

Os materiais inertes (Figura 3) são geralmente utilizados com fôrma na execução das lajes nervuradas. Esses elementos “devem ter peso específico reduzido em comparação com o peso específico do concreto, podendo ser empregados tijolos

cerâmicos furados, blocos de concreto leve, blocos de isopor, etc.”; além de fôrmas industrializadas (ARAÚJO, 2014b).

Figura 3 - Esquema em corte de uma laje nervurada, com a região de colocação do material inerte em evidência.



Fonte: Araújo (2014b, p. 194).

Quanto à normatização, a NBR 6118 (2014, p. 74) determina que a espessura da mesa “deve ser maior ou igual a 1/15 da distância entre as faces das nervuras e não menor que 4 cm”.

Ainda segundo a NBR 6118 (2014, p. 74), “a espessura das nervuras não pode ser inferior a 5 cm”, além de que as que tiverem espessura menor que 8 cm, não podem receber armadura de compressão. Outras condições para o projeto de laje nervurada são:

- “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;
- 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;
- 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”.

2.2 CRITÉRIOS DE PROJETO

Conforme Araújo (2014, p. 85), o projeto de estrutura em concreto armado deve atender não apenas os aspectos econômicos e estéticos, mas também os requisitos de qualidade e segurança. Assim, o autor lista os seguintes pontos a serem contemplados no projeto:

- a) “**segurança**: dentro de um nível de segurança preestabelecido, a estrutura deve suportar as ações que lhe são impostas durante a sua vida útil (incluindo a fase construtiva), sem a ocorrência de ruptura ou perda do equilíbrio estático;
- b) **bom desempenho em serviço**: nas condições normais de utilização, as deformações da estrutura devem ser suficientemente pequenas para não provocar danos inaceitáveis em elementos não estruturais, não afetar o seu uso ou a sua aparência, nem causar desconforto aos usuários [...];
- c) **durabilidade**: a estrutura deve se manter em bom estado de conservação sob as influências ambientais previstas, sem necessidade de reparos de alto custo ao longo de sua vida útil” (grifo nosso).

2.2.1 Durabilidade

A NBR 6118 (2014) determina que as estruturas de concreto “conservem sua segurança, estabilidade e aptidão em serviço durante o prazo correspondente à sua vida útil”. O termo “vida útil” é entendido como o tempo em que a estrutura de concreto mantém suas características, seguindo as recomendações de projeto, sem intervenções significativas.

Assim, a norma preconiza que o projeto de estruturas de concreto deve considerar as condições ambientais do local da construção, apresentando o critério de agressividade do ambiente.

2.2.1.1 Classe de Agressividade Ambiental

De acordo com Carvalho e Filho (2014, p. 65), “uma das principais responsáveis pela perda da qualidade e durabilidade das estruturas é a agressividade do meio ambiente”, a qual a NBR 6118:2014 pondera que está relacionada a atuação de fenômenos físicos e químicos sobre as estruturas de concreto, independente de outras ações, como as mecânicas, as térmicas e as de retração hidráulica.

A partir disso, a norma apresenta a classificação dos ambientes relativos ao local da construção e que devem ser consideradas em um projeto estrutural em concreto armado (Tabela 1).

Tabela 1 - Classe de Agressividade Ambiental (CAA).

Classe de agressividade ambiental	Agressividade	Classificação geral do tipo de ambiente para efeito de projeto	Risco de deterioração da estrutura
I	Fraca	Rural	Insignificante
		Submersa	
II	Moderada	Urbana ^{a, b}	Pequeno
III	Forte	Marinha ^a	Grande
		Industrial ^{a, b}	
IV	Muito forte	Industrial ^{a, c}	Elevado
		Respingos de maré	

^a Pode-se admitir um microclima com uma classe de agressividade mais branda (uma classe acima) para ambientes internos secos (salas, dormitórios, banheiros, cozinhas e áreas de serviço de apartamentos residenciais e conjuntos comerciais ou ambientes com concreto revestido com argamassa e pintura).

^b Pode-se admitir uma classe de agressividade mais branda (uma classe acima) em obras em regiões de clima seco, com umidade média relativa do ar menor ou igual a 65 %, partes da estrutura protegidas de chuva em ambientes predominantemente secos ou regiões onde raramente chove.

^c Ambientes quimicamente agressivos, tanques industriais, galvanoplastia, branqueamento em indústrias de celulose e papel, armazéns de fertilizantes, indústrias químicas.

Fonte: ABNT NBR 6118 (2014, p. 17).

Segundo Souza (2018), a durabilidade da estrutura está relacionada com a resistência e a qualidade do concreto. Considerando a correlação entre o fator água/cimento e a resistência do concreto, a NBR 6118:2014 apresenta a seguinte tabela:

Tabela 2 - Correspondência entre a classe de agressividade e a qualidade do concreto.

Concreto ^a	Tipo ^{b, c}	Classe de agressividade (Tabela 6.1)			
		I	II	III	IV
Relação água/cimento em massa	CA	≤ 0,65	≤ 0,60	≤ 0,55	≤ 0,45
	CP	≤ 0,60	≤ 0,55	≤ 0,50	≤ 0,45
Classe de concreto (ABNT NBR 8953)	CA	≥ C20	≥ C25	≥ C30	≥ C40
	CP	≥ C25	≥ C30	≥ C35	≥ C40

^a O concreto empregado na execução das estruturas deve cumprir com os requisitos estabelecidos na ABNT NBR 12655.

^b CA corresponde a componentes e elementos estruturais de concreto armado.

^c CP corresponde a componentes e elementos estruturais de concreto protendido.

Fonte: ABNT NBR 6118 (2014, p. 18).

Outro fator necessário para a garantia da durabilidade de uma estrutura em concreto é a cobertura das armaduras. Sobre esse ponto, Araújo (2014a) destaca que

esse cobrimento é necessário para aumentar a vida útil de projeto, pois protege a armadura de agentes agressivos, como a carbonatação e ataque por cloretos.

Indo de encontro ao exposto no parágrafo anterior, a NBR 6118:2014 também relaciona a espessura de cobrimento das armaduras com a classe de agressividade ambiental (Tabela 3):

Tabela 3 - Correspondência entre a classe de agressividade ambiental e o cobrimento nominal.

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 secos 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: ABNT NBR 6118 (2014, p. 20).

2.2.2 Estados-limites

A NBR 8681 (2003, p. 2), define os estados-limites de uma estrutura como “estados a partir dos quais a estrutura apresenta desempenho inadequado às finalidades da construção” e acrescenta que eles dependem dos materiais de construção utilizados, devendo então serem tratados pelas normas relativas aos projetos de estruturas constituídas por tais materiais.

Os estados limites que são observados no cálculo de estruturas de concreto são dois: o último e o de serviço.

2.2.2.1 *Estado-limite Último (ELU)*

O estado em que, a partir dele, é determinada a paralisação, completa ou parcial, da utilização de uma construção, chama-se estado limite último (NBR 8681, 2003). Conforme Carvalho e Filho (2014), os eventos que o caracterizam estão, geralmente, relacionados ao colapso ou forma diferente de ruína que impossibilite o uso da estrutura.

Seguindo a exigência da NBR 8681:2003, a NBR 6118 (2014, p. 54) lista os estados-limites últimos para os quais as estruturas de concreto devem ser verificadas:

- a) “estado-limite último da perda do equilíbrio da estrutura, admitida como corpo rígido;
- b) estado-limite último de esgotamento da capacidade resistente da estrutura, no seu todo ou em parte, devido às solicitações normais e tangenciais [...];
- c) estado-limite último de esgotamento da capacidade resistente da estrutura, no seu todo ou em parte, considerando os efeitos de segunda ordem;
- d) estado-limite último provocado por solicitações dinâmicas;
- e) estado-limite último de colapso progressivo;
- f) estado-limite último de esgotamento da capacidade resistente da estrutura, no seu todo ou em parte, considerando exposição ao fogo, conforme a ABNT NBR 15200;
- g) estado-limite último de esgotamento da capacidade resistente da estrutura, considerando ações sísmicas, de acordo com a ABNT NBR 15421;
- h) outros estados-limites últimos que eventualmente possam ocorrer em casos especiais.”

2.2.2.2 *Estado-limite de Serviço (ELS)*

De acordo com a NBR 6118 (2014), os estados-limites de serviço estão relacionados à durabilidade, à aparência e ao conforto, sendo esse último ligado ao próprio usuário ou às máquinas e equipamentos instalados na edificação.

As situações que caracterizam o alcance de um estado-limite de serviço são:

- a) “danos ligeiros ou localizados, que comprometam o aspecto estético da construção ou a durabilidade da estrutura;

- b) deformações excessivas que afetem a utilização normal da construção ou seu aspecto estético;
- c) vibração excessiva ou desconfortável” (NBR 8681, 2003. p. 2).

Assim, a NBR 6118 (2014), para garantia da segurança estrutural, exige a verificação dos seguintes estados-limites de serviço, no caso de estruturas de concreto armado (não considerando concreto protendido):

- a) **formação de fissuras (ELS-F)**: estado inicial da formação de fissuras. Tal estado é atingido, quando na seção transversal, a tensão de tração é maior ou igual à estabelecida pela norma (item 13.4.2 da NBR 6118:2014);
- b) **abertura das fissuras (ELS-W)**: estado em que as aberturas das fissuras são maiores ou iguais aos máximos estabelecidos pela norma (item 13.4.2 da NBR 6118:2014);
- c) **deformação excessiva (ELS-DEF)**: “estado em que as deformações atingem os limites estabelecidos para a utilização normal” (item 13.3 da NBR 6118:2014);
- d) **vibrações excessivas (ELS-VE)**: estado no qual as vibrações decorrentes de ações internas ou externas, alcançam os limites da norma (item 23.3 da NBR 6118:2014).

Dentre esses, vale destacar o estado-limite de serviço das deformações excessivas, o qual a NBR 6118 (2014, p. 76) classifica nos quatro seguintes grupos:

- a) “aceitabilidade sensorial: o limite é caracterizado por vibrações indesejáveis ou efeito visual desagradável [...]”;
- b) efeitos específicos: os deslocamentos podem impedir a utilização adequada da construção;
- c) efeitos em elementos não estruturais: deslocamentos estruturais podem ocasionar o mau funcionamento de elementos que, apesar de não fazerem parte da estrutura, estão a ela ligados;
- d) efeitos em elementos estruturais: os deslocamentos podem afetar o comportamento do elemento estrutural, provocando afastamento em relação às hipóteses de cálculo adotadas [...]”.

A Tabela 4 a seguir, apresenta os principais limites das deformações na verificação do ELS.

Tabela 4 - Limites para deslocamentos.

Tipo de Efeito	Razão da limitação	Exemplo	Deslocamento a considerar	Deslocamento-limite
Aceitabilidade sensorial	Visual	Deslocamentos visíveis em elementos estruturais	Total	//250
	Outro	Vibrações sentidas no piso	Devido a cargas acidentais	//350
Efeitos em elementos não estruturais	Paredes	Movimento lateral de edifícios	Provocado pela ação do vento para combinação frequente	<i>H/1700 e Hi/850</i> entre pavimentos

Fonte: Adaptação da Tabela 13.3 da NBR 6118 (2014, p. 77).

2.2.3 Ações

A estrutura de um edifício tem a função de resistir aos esforços atuantes nele e garantir sua segurança. Deste modo, as ações que incidem sobre uma edificação são determinantes para a análise estrutural, visando atender os requisitos de utilização, durabilidade e segurança (BRANGER, 2018).

A normas que tratam desse tema, no Brasil, são a NBR 8681:2003 (corrigida em 2004), a qual aborda as ações e as verificações de segurança de estruturas da construção civil, e a NBR 6120:2019, que determina os valores mínimos para essas ações em estruturas de edificações.

O conceito de ações, segundo a NBR 8681 (2003, p. 2), é:

“causas que provocam esforços ou deformações nas estruturas. Do ponto de vista prático, as forças e as deformações impostas pelas ações são consideradas como se fossem as próprias ações. As deformações impostas são por vezes designadas por ações indiretas e as forças, por ações diretas.”

A norma ainda classifica os tipos de ações em: permanentes, variáveis e excepcionais. Essa última classificação serve para as ações decorrentes de fenômenos incomuns, como choques de veículos, enchentes, explosões, incêndios

ou sismos. Já as outras duas, as permanentes e as variáveis, são abordadas nos itens a seguir.

2.2.3.1 *Ações Permanentes*

De acordo com a NBR 6118 (2014), as ações permanentes são as de valores constantes que acompanham a vida da construção. Podem ser consideradas permanentes também, as ações que aumentem com o tempo, mas que tendam a um limite de valor constante.

A NBR 8681 (2003, p. 3) classifica as ações permanentes em:

- a) “ações permanentes diretas: os pesos próprios dos elementos da construção, incluindo-se o peso próprio da estrutura e de todos os elementos construtivos permanentes, os pesos dos equipamentos fixos e os empuxos devidos ao peso próprio de terras não removíveis e de outras ações permanentes sobre elas aplicadas;
- b) ações permanentes indiretas: a protensão, os recalques de apoio e a retração dos materiais.”

2.2.3.2 *Ações Variáveis*

Segundo a NBR 8681 (2003, p. 2), as ações variáveis são as que “ocorrem com valores que apresentam variações significativas em torno de sua média, durante a vida da construção”. Se tratam de cargas não fixas na edificação, como o próprio uso, o peso dos móveis e, no caso de garagem, as forças de frenagem e aceleração, além da ação do vento, da variação de temperatura e pressões hidráulicas.

As ações variáveis são divididas em:

- a) “ações variáveis normais: ações variáveis com probabilidade de ocorrência suficientemente grande para que sejam obrigatoriamente consideradas no projeto das estruturas de um dado tipo de construção;
- b) ações variáveis especiais: nas estruturas em que devam ser consideradas certas ações especiais, como ações sísmicas ou cargas acidentais de natureza ou de intensidade especiais, elas também devem ser admitidas como ações variáveis. As combinações de ações em que comparecem ações especiais devem ser especificamente definidas para as situações especiais consideradas” (NBR 8681, 2003. p. 3).

2.2.3.3 Combinação de Ações

Segundo a NBR 6118 (2014), um carregamento é constituído pela combinação das ações sobre a estrutura que possuam probabilidade de ocorrerem simultaneamente, durante determinado período. Essas combinações devem ser feitas de forma a contemplar a situação mais desfavorável para a estrutura. Além disso, a norma indica que as verificações dos estados-limites últimos e dos estados-limites de serviços serão realizadas em função, respectivamente, das combinações últimas e das combinações de serviço.

As combinações últimas são classificadas, quanto às ações consideradas, em normais, especiais e excepcionais. Por exemplo, no caso de verificação do ELU quando do “esgotamento da capacidade resistente para elementos estruturais de concreto armado”, a NBR 6118 (2014, p. 67), na sua tabela 11.3 (combinações últimas), apresenta a seguinte expressão para o cálculo das solicitações:

$$F_d = \gamma_g F_{gk} + \gamma_{\varepsilon g} F_{\varepsilon gk} + \gamma_q \left(F_{q1k} + \sum \Psi_{0j} F_{qjk} \right) + \gamma_{\varepsilon q} \Psi_{0\varepsilon} F_{\varepsilon qk} \quad (1)$$

onde:

- F_d = valor de cálculo das ações para combinação última;
- F_{gk} = ações permanentes diretas;
- $F_{\varepsilon k}$ = ações indiretas permanentes como a retração $F_{\varepsilon gk}$ e variáveis como a temperatura $F_{\varepsilon qk}$;
- F_{qk} = ações variáveis diretas das quais F_{q1k} é escolhida principal;
- $\gamma_g, \gamma_{\varepsilon g}, \gamma_q, \gamma_{\varepsilon q}$ = coeficientes de majoração retirados da tabela 11.1 (NBR 6118:2014);
- $\Psi_{0j}, \Psi_{0\varepsilon}$ = coeficientes retirados da tabela 11.2 (NBR 6118:2014).

Para as combinações de serviço, a NBR 6118 (2014, p. 68) apresenta os a seguinte classificação, quanto à sua duração na estrutura:

- a) “quase permanentes: podem atuar durante grande parte do período de vida da estrutura, e sua consideração pode ser necessária na verificação do estado-limite de deformações excessivas;
- b) frequentes: repetem-se muitas vezes durante o período de vida da estrutura, e sua consideração pode ser necessária na verificação dos estados-limites de formação de fissuras, de abertura de fissuras e de vibrações excessivas. Podem também ser consideradas para verificações

de estados-limites de deformações excessivas decorrentes de vento ou temperatura que podem comprometer as vedações;

- c) raras: ocorrem algumas vezes durante o período de vida da estrutura, e sua consideração pode ser necessária na verificação do estado-limite de formação de fissuras”.

Segundo essa classificação, há também os cálculos para essas solicitações (Tabela 5).

Tabela 5 - Combinações de serviço.

Combinações de serviço (ELS)	Descrição	Cálculo das solicitações
Combinações quase permanentes de serviço (CQP)	Nas combinações quase permanentes de serviço, todas as ações variáveis são consideradas com seus valores quase permanentes $\psi_2 F_{qk}$	$F_{d,ser} = \Sigma F_{gi,k} + \Sigma \psi_2 F_{qj,k}$
Combinações frequentes de serviço (CF)	Nas combinações frequentes de serviço, a ação variável principal F_{q1} é tomada com seu valor frequente $\psi_1 F_{q1k}$ e todas as demais ações variáveis são tomadas com seus valores quase permanentes $\psi_2 F_{qk}$	$F_{d,ser} = \Sigma F_{gik} + \psi_1 F_{q1k} + \Sigma \psi_2 F_{qjk}$
Combinações raras de serviço (CR)	Nas combinações raras de serviço, a ação variável principal F_{q1} é tomada com seu valor característico F_{q1k} e todas as demais ações são tomadas com seus valores frequentes $\psi_1 F_{qk}$	$F_{d,ser} = \Sigma F_{gik} + F_{q1k} + \Sigma \psi_1 F_{qjk}$
<p>onde</p> <p>$F_{d,ser}$ é o valor de cálculo das ações para combinações de serviço;</p> <p>F_{q1k} é o valor característico das ações variáveis principais diretas;</p> <p>ψ_1 é o fator de redução de combinação frequente para ELS;</p> <p>ψ_2 é o fator de redução de combinação quase permanente para ELS.</p>		

Fonte: ABNT NBR 6118 (2014, p. 69).

2.3 ESTABILIDADE GLOBAL

Segundo Kimura (2007), um item fundamental à elaboração de um projeto de estruturas em concreto armado é a análise de estabilidade global. Se trata de uma verificação complexa, com o objetivo de garantir que a estrutura de um edifício, ou

parte dela, não atinja níveis de deformações que comprometam sua capacidade resistente.

Portanto, faz-se necessário conhecer os esforços e utilizar mecanismos de checagem das condições de equilíbrio, de forma consistente e confiável.

2.3.1 Vento

O principal esforço horizontal que atua sobre as estruturas de um edifício é devido à ação do vento. A forma como ela age depende da condição meteorológica, do relevo e da rugosidade do local da construção, além das características aerodinâmicas da edificação. Por ser um fenômeno de frequência e intensidade irregular, é considerada, no projeto, a situação mais desfavorável de sua ocorrência (BRANGER, 2018).

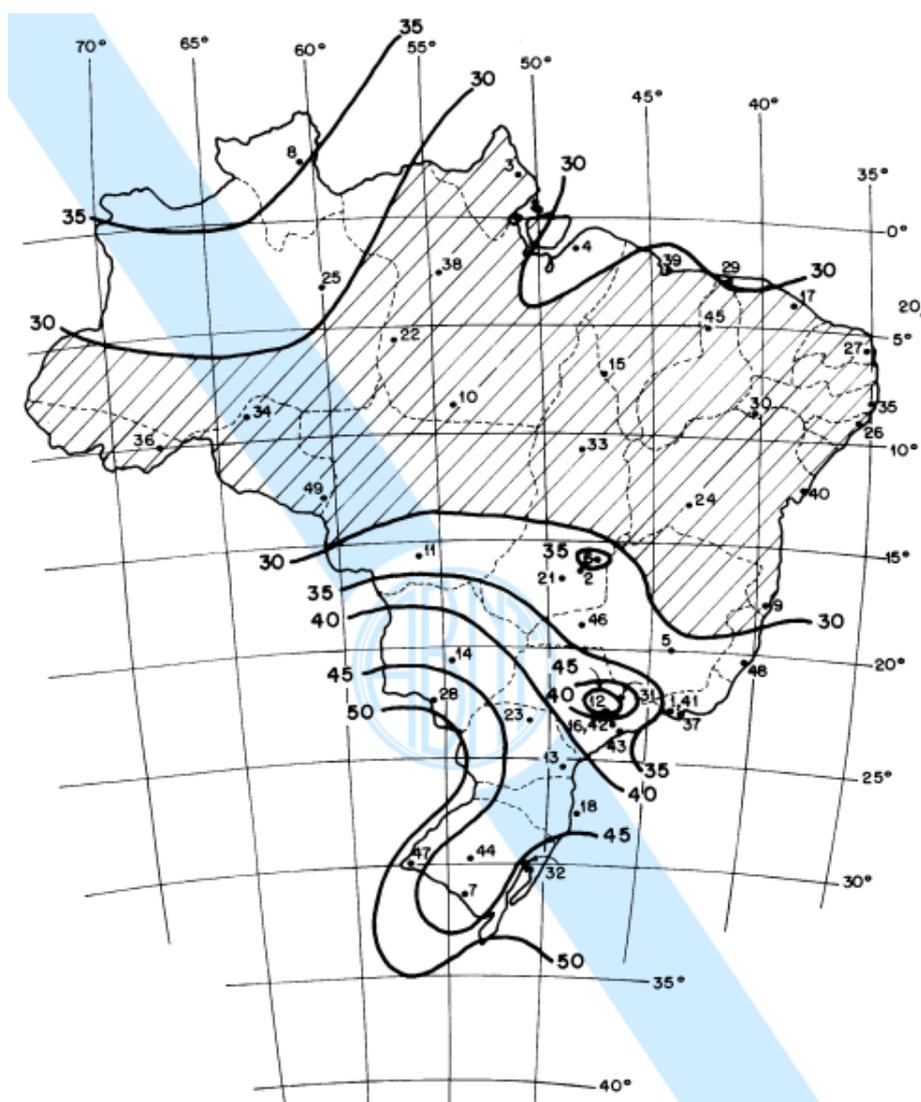
A norma da ABNT que versa sobre a ação do vento nas estruturas é a NBR 6123:1988 – Forças devidas ao vento em edificações, a qual apresenta o método para determinação das forças que são consideradas na análise estrutural.

O procedimento se dá inicialmente em três etapas:

1º. Determinação da velocidade básica do vento, V_0

A velocidade básica do vento é “a velocidade de uma rajada de 3 s, excedida em média uma vez em 50 anos, a 10 m acima do terreno, em campo aberto e plano” (NBR 6123, 1988. p. 5). Seu valor é encontrado por meio do mapa de isopletras (Figura 4).

Figura 4 - Isopletas da velocidade básica V_0 (m/s)



Fonte: ABNT NBR 6123 (1988, p. 20).

2º. Determinação da velocidade característica do vento, V_k

A partir do valor da velocidade básica do vento (V_0) e de fatores definidos pela NBR 6123:1988 (S_1 , S_2 e S_3), calcula-se sua velocidade característica (V_k), dada pela expressão:

$$V_k = V_0 * S_1 * S_2 * S_3 \quad (2)$$

onde:

- S_1 = fator topográfico;
- S_2 = fator de rugosidade;
- S_3 = fator estatístico.

3º. Determinação da pressão dinâmica, q

Calculado o valor de V_k , é possível encontrar, então, o valor da pressão dinâmica exercida, na edificação, pelo vento (expressão 3).

$$q = 0,0613 * V_k^2 \quad (3)$$

2.3.2 Coeficiente γ_z

A NBR 6118:2014 apresenta dois métodos, utilizados na análise de estabilidade global, os quais verificam a necessidade de se considerar os esforços globais de 2ª ordem, o que, conseqüentemente, classifica a estrutura como de nós fixos (considera apenas os esforços de 1ª ordem) ou de nós móveis (considera os esforços de 2ª ordem). São eles: o parâmetro de instabilidade α e o coeficiente γ_z .

Porém, conforme Kimura (2007), na prática, o coeficiente γ_z é bem mais utilizado do que o parâmetro de instabilidade α , devido a capacidade do primeiro de determinar os esforços globais finais (1ª e 2ª ordem, simultaneamente), por meio de uma majoração, simples e direta, dos efeitos de 1ª ordem. Assim, serão abordados apenas os detalhes referentes ao coeficiente γ_z .

O coeficiente γ_z é resultado das pesquisas de Mário Franco e Augusto Carlos de Vasconcelos, ambos engenheiros brasileiros. “Ele pode ser utilizado como um fator amplificador, majorando os esforços globais e substituindo a verificação através de uma análise de segunda ordem criteriosa” (ARAÚJO, 2016. p. 29).

Segundo a NBR 6118 (2014, p. 105), o coeficiente γ_z é válido a verificação de esforços de 2ª ordem, para os casos de “estruturas reticuladas de no mínimo quatro andares”. Seu valor é dado pela seguinte expressão:

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{1,tot,d}}} \quad (4)$$

onde:

- $M_{1,tot,d}$ = momento de tombamento, ou seja, a soma dos momentos de todas as forças horizontais da combinação considerada, com seus valores de cálculo, em relação à base da estrutura;
- $\Delta M_{tot,d}$ = soma dos produtos de todas as forças verticais atuantes na estrutura, na combinação considerada, com seus valores de cálculo, pelos

deslocamentos horizontais de seus respectivos pontos de aplicação, obtidos da análise de 1ª ordem.

É estabelecido pela norma que para o valor de $\gamma_z \leq 1,1$, considera-se a estrutura como de nós fixos.

Kimura (2007, p. 560), apresenta as seguintes interpretações dos valores do coeficiente γ_z :

1. “Valores coerentes e comuns de γ_z são números um pouco maiores do que 1 (um). Ex.: 1.10, 1.15, 1.20, etc.
2. Valores superiores a 1,5 revelam que a estrutura é instável e impraticável. Ex.: 1.8, 1.9, 2.0, 3.0, 10.0, etc.
3. Valores inferiores a 1 (um), ou mesmo negativos, são incoerentes e indicam que a estrutura é totalmente instável ou que houve algum erro durante o cálculo ou análise estrutural”.

O autor acrescenta que valores acima de 1,3, caracterizam um alto grau de instabilidade e que o ideal, seriam resultados para γ_z , menores ou iguais a 1,2. Além disso, conclui que quanto maiores os valores de γ_z , maiores serão os efeitos de 2ª ordem (Tabela 6) e, conseqüentemente, mais instável será a estrutura (KIUMURA, 2007).

Tabela 6. Relação entre o coeficiente γ_z e os efeitos de 2ª ordem.

γ_z	Significado
$\cong 1.00$	Efeitos de segunda ordem praticamente inexistentes
1.10	Efeitos de 2ª ordem em torno de 10% dos efeitos de 1ª ordem
1.15	Efeitos de 2ª ordem em torno de 15% dos efeitos de 1ª ordem
1.20	Efeitos de 2ª ordem em torno de 20% dos efeitos de 1ª ordem
...	Assim por diante

Fonte: Kimura (2007, p. 561).

2.3.3 Estrutura de Nós Fixos e de Nós Móveis

De acordo com Moncayo (2011), após a determinação dos efeitos de 2ª ordem e a sua proporção com relação aos de 1ª, pode-se classificar a estrutura como sendo de nós fixos ou de nós móveis. No primeiro caso, despreza-se, para efeito de cálculo, os esforços de 2ª ordem, situação na qual esses efeitos representam menos que 10% dos esforços em relação aos de 1ª, simulando uma estrutura indeslocável. Assim que

esses valores ultrapassem os 10%, a estrutura é considerada como de nós móveis, onde os deslocamentos horizontais deverão ser considerados.

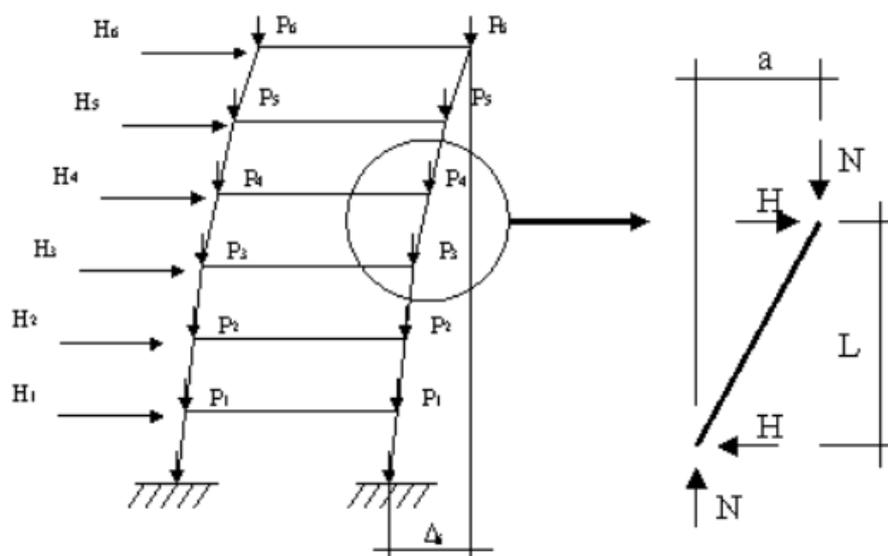
O autor ressalta que as estruturas de nós fixos apenas têm seus valores de deslocamento horizontal desprezados por serem muito pequenos, não significando que não existam. Nesse sentido, as de nós móveis também não devem possuir movimentações excessivas, somente a ponto de que devem ser consideradas nos cálculos, para garantia da segurança estrutural (MONCAYO, 2011).

2.3.4 Processo P- Δ

De acordo com Kimura (2007), a análise P- Δ é uma alternativa ao coeficiente γ_Z , quanto à obtenção dos esforços totais, considerando os esforços globais de 2ª ordem, numa estrutura. Esse é um método que determina, de forma iterativa, a posição final de equilíbrio do edifício.

O processo P- Δ trabalha em função da posição geométrica da estrutura deformada pelos esforços de 1ª ordem, chamada de “nós deslocados” (Figura 5). A partir disso, aplica cargas horizontais fictícias nos nós, obtidas por meio do cálculo do momento causado pelo deslocamento em relação à extensão da barra vertical deslocada (CHINEM, 2010).

Figura 5 - Esquema dos carregamentos (verticais e horizontais) que causam a deformação da estrutura.



Fonte: Longo (2019).

O procedimento passa pela obtenção de uma cortante artificial, que pode ser observado na expressão abaixo:

$$V_i = \frac{N_i * \Delta}{L_i} \quad (5)$$

onde:

- V'_i = cortante fictícia;
- N_i = carga normal atuante;
- Δ = deslocamento relativo à posição indeformada do nó;
- L_i = extensão vertical da barra.

Conforme Chinem (2010, p. 30), os cortantes fictícios dados por V_i “reproduzem os momentos nas extremidades das barras, oriundos do efeito P- Δ ”. A força horizontal (H'_i) a ser acrescentada ao pavimento “i”, é determinada por meio da diferença entre os cortantes fictícios (V'_i) dos pavimentos superior e inferior. Esse processo deve ser repetido considerando o novo carregamento horizontal, até que os novos deslocamentos não apresentem mudança significativa em relação à interação anterior.

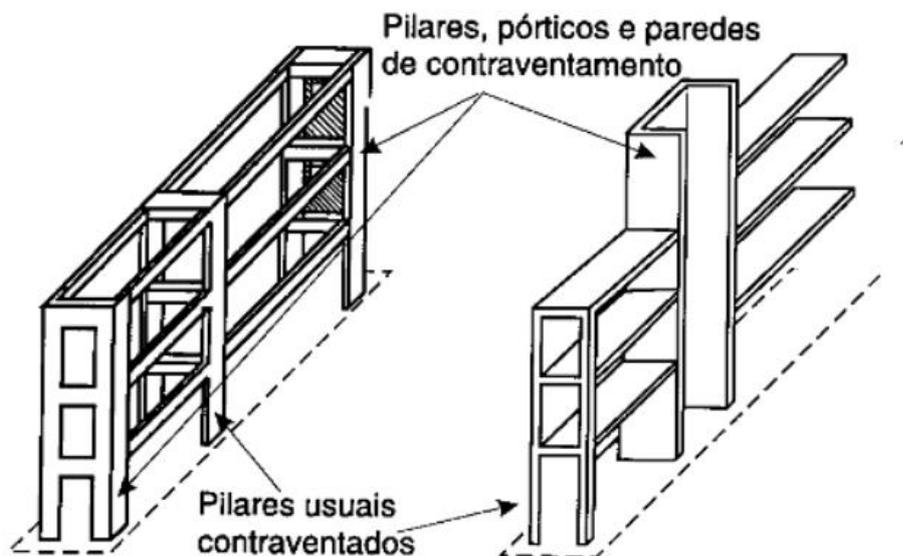
Os resultados dessa análise serão considerados no dimensionamento dos elementos estruturais, o qual incluirá, então, os esforços de 2ª ordem (LONGO, 2019).

2.3.5 Sistemas de Contraventamento

A NBR 6118 (2014) descreve que as subestruturas de contraventamento são identificadas dentro da estrutura, por se caracterizarem como elementos de grande rigidez aos esforços horizontais.

Mesmo sendo capazes de suportar as cargas verticais, a função das subestruturas de contraventamento é de garantir a indeslocabilidade estrutural, ou seja, serem capazes de resistir às ações horizontais. Por sua vez, os elementos estruturais que não possuem tal finalidade (que resistem apenas aos esforços verticais) são denominados “subestrutura contraventada” (ARAÚJO, 2014c). Essas subestruturas podem ser melhor visualizadas na Figura 6 a seguir.

Figura 6 - Subestruturas de contraventamento e subestruturas contraventadas.



Fonte: Fusco (1995, p.367, apud., RIBEIRO, 2010, p. 34).

Os principais tipos de estruturas de contraventamento são: os pórticos, os pilares-parede e os núcleos de rigidez. Branger (2018, p. 116) dá suas definições:

- **Pórticos:** “Essa solução consiste na utilização de associação de linhas pórticos nas direções principais de atuação das ações horizontais na edificação. É recomendada para estruturas de pequena altura. Sua vantagem está no fato de permitir a utilização de todos os vãos entre pilares”;
- **Pilares-parede:** “[...] são elementos que se desenvolvem ao longo do eixo vertical da estrutura, onde a sua maior dimensão deve ser no mínimo 5 vezes maior que a menor dimensão [...]”;
- **Núcleos de rigidez:** “são usualmente compostos pela união de mais de um pilar-parede. Essa união faz com que o elemento ganhe elevada rigidez”, além de possuir “vantagens como permitir a redução da seção dos outros elementos da estrutura” (grifo nosso).

2.4 TRABALHOS RELACIONADOS COM O TEMA

Com o intuito de justificar métodos adotados e obter parâmetros para avaliação dos resultados, é prática comum às pesquisas acadêmicas utilizar trabalhos relacionadas ao tema pesquisado para comparação, de forma a dar respaldo aos estudos.

Assim, são apresentados, nos tópicos seguintes, alguns trabalhos acadêmicos com objetivos e métodos que apresentam certas similaridades com os adotados neste.

2.4.1 Estudo de Caso de Lajes Maciças e Nervuradas e Análise da Estabilidade Global de um Edifício em Concreto Armado

O trabalho de pesquisa feito por Branger (2018), estudou a estabilidade global de um edifício com sete pavimentos, considerando diferentes subestruturas de contraventamento, precedido pela determinação da melhor solução de laje, entre laje maciça e nervurada, para a estrutura em questão.

Após avaliar que as lajes nervuradas apresentavam menor consumo de materiais, o autor considerou apenas a estrutura formada por essas, na análise de estabilidade global, onde foram utilizados, separadamente, os seguintes modelos de subestruturas de contraventamento: associação de pórticos, associação de pórticos com pilar-parede, associação de pórticos com núcleo rígido e outro apenas com núcleo rígido.

Ao final do trabalho, Branger (2018) conclui que a economia gerada pelo emprego de lajes nervuradas seria mais expressiva se a estrutura possuísse vãos com maiores dimensões, já que os presentes na estrutura possuíam comprimentos máximos em torno de 4,3 m. Além disso, ressalta que os deslocamentos das lajes maciças foram superiores aos das lajes nervuradas.

Quanto à análise de estabilidade global, o autor afirma que as subestruturas de contraventamento com utilização de pilar-parede e núcleo rígido, resultaram numa estrutura com grande rigidez aos deslocamentos horizontais. Porém as estruturas que contaram apenas com associação de pórticos, já apresentavam estabilidade satisfatória, dispensando as outras subestruturas, as quais, por causarem grandes esforços de momento fletor na sua base, possuíam a necessidade de que a fundação fosse mais complexa. Assim, ao final, acrescenta que as soluções de grande rigidez são recomendadas apenas para edifícios mais altos do que o estudado.

2.4.2 Estudo Comparativo de Sistemas Estruturais – Estudo de Caso

O objetivo do estudo feito por Souza (2018, p. 15), foi “mostrar a importância da relação entre a arquitetura e as soluções adotadas nas estruturas das edificações para os custos finais dos edifícios em concreto armado”. Seu trabalho consistiu em comparar os valores finais de custo, considerando um mesmo edifício, mas alterando a quantidade de pavimentos (10, 20 e 30 pavimentos), além de, para cada um deles,

simular o mesmo com estrutura formada por lajes maciças, nervuradas ou lisas. As modelagens foram feitas no software Eberick.

Com relação aos resultados de estabilidade, o autor discute que os edifícios com lajes maciças e nervuradas apresentaram deslocamentos muito próximos, deferentemente das situações com lajes lisas, que tiveram deslocamentos significativos, gerando uma estrutura instável. Nesses casos, as peças estruturais foram redimensionadas, chegando à ponto de se colocar o elemento de núcleo rígido nas estruturas para garantir a segurança desta.

Em sua conclusão, Souza (2018) aponta que o causou os problemas de instabilidade nas estruturas concebidas com lajes lisas, foi a ausência de vigas. Porém, ressalta que a forma arquitetônica pode ter influência considerável no comportamento estrutural, não descartando, então, o uso dessas.

2.4.3 Estudo Comparativo de Custos entre Soluções Estruturais de Concreto Armado para uma Arquitetura

A pesquisa desenvolvida por Sousa (2018) objetivou comparar os custos das estruturas de concreto armado entre quatro modelos: lajes maciças, lajes nervuradas, lajes nervuradas sem vigas e lajes treliçadas. O edifício, objeto do estudo, contava com quatro pavimentos além do térreo.

Os modelos estruturais foram analisados computacionalmente por meio do software Eberick e levou em consideração o coeficiente γ_z e o processo P- Δ . Essas análises mostraram que os deslocamentos entre o modelo que empregou lajes maciças e o que utilizou lajes nervuradas apoiadas em vigas, foram praticamente iguais (0,13 cm na direção X e 0,18 cm na direção Y) com leve variação entre os coeficientes γ_z (1,15 para lajes maciças e 1,14 para as nervuradas, na direção X), dando vantagem às lajes nervuradas.

Já os modelos estruturais de lajes treliçadas e de lajes nervuradas sem vigas, tiveram seus elementos estruturais redimensionados, pois foram reprovados nas verificações de flechas. Quanto à análise de estabilidade global, a estrutura com lajes treliçadas apresentou alta rigidez (γ_z igual a 1,09 em X e 1,03 em Y), provavelmente por conta do redimensionamento das peças. No caso das lajes nervuradas sem vigas, a falta dessas diminuía a estabilidade, fazendo a estruturas apresentar os maiores deslocamentos, porém com γ_z resultando em valores próximos aos do modelo com lajes maciças.

3. METODOLOGIA

Este tópico apresenta o projeto arquitetônico, os parâmetros de projeto e a forma de processamento e análise da estrutura em estudo.

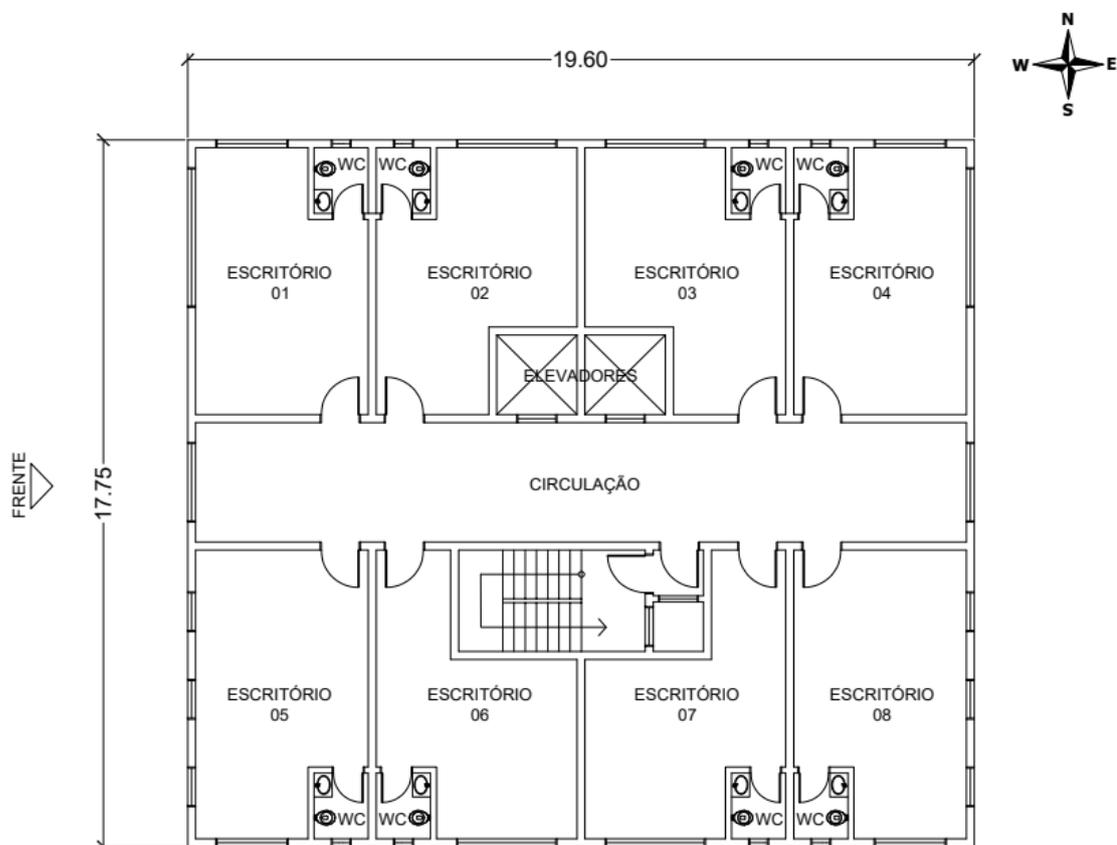
3.1 PROJETO ARQUITETÔNICO

O projeto arquitetônico para o qual se projetou e analisou a estrutura, se trata de um edifício comercial com 7 pavimentos tipo, além de térreo e cobertura, onde cada pavimento possui 347,90 m². Para efeito de classificação da agressividade ambiental e da velocidade do vento adotada, considerou-se que a edificação está localizada na cidade de Palmas, Tocantins, e em terreno plano. Vale lembrar ainda que se trata apenas de um projeto, sem perspectiva de execução.

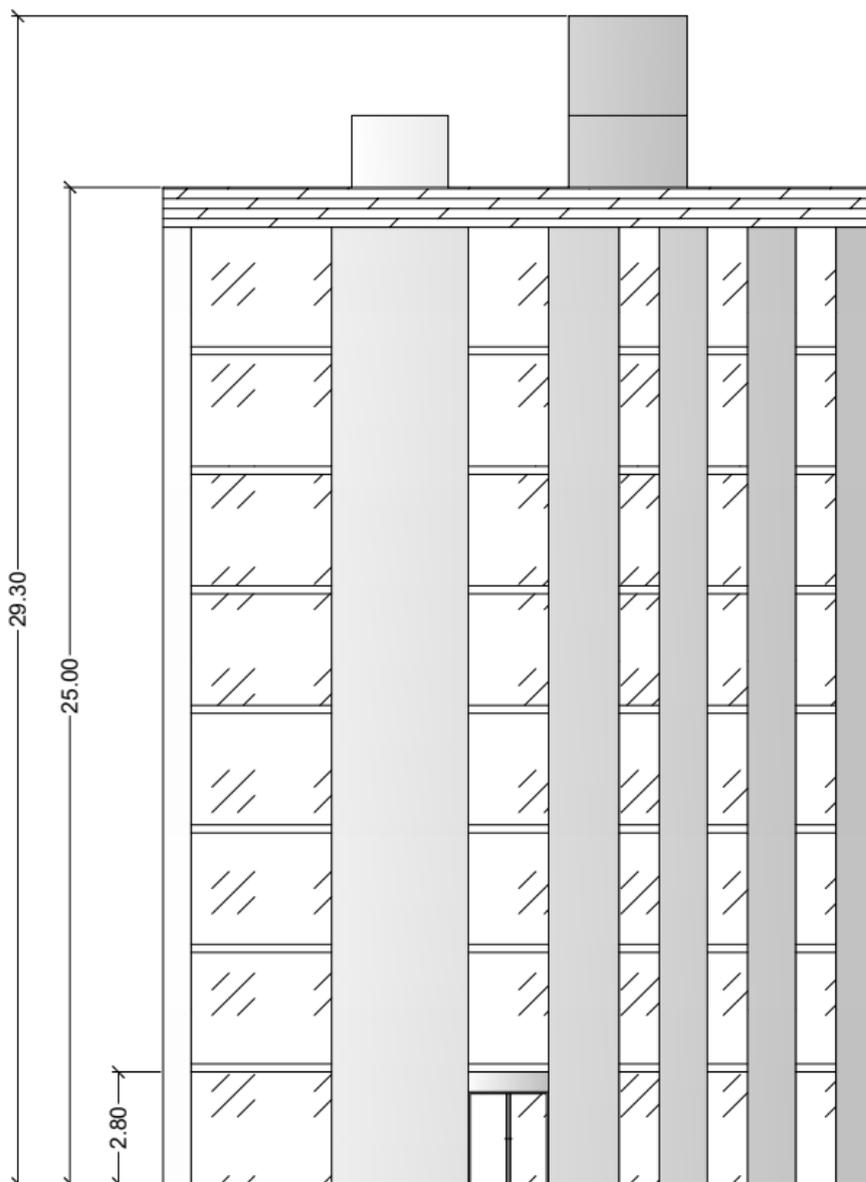
A altura do pé-direito de cada pavimento é de 2,80 m, e a largura da alvenaria, de bloco cerâmico vazado, com revestimento argamassado e pintura, é de 20 cm.

Nas figuras 7 e 8 a seguir, pode-se observar, respectivamente, a planta do pavimento tipo e a fachada do edifício.

Figura 7 – Planta do pavimento tipo (medidas em metros).



Fonte: O autor.

Figura 8 – Fachada (medidas em metros).

Fonte: O autor.

3.2 CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS E DAS CARGAS

Seguindo as recomendações da NBR 6118:2014 quanto à classe de agressividade ambiental (CAA) e levando em conta o local da edificação, classificou-se, então, como um ambiente de CAA II, onde foram respeitados os seguintes itens:

- Relação água/cimento: $\leq 0,60$;
- Resistência característica do concreto (f_{ck}): ≥ 25 MPa;
- Cobrimento das armaduras das lajes: 2,5 cm;
- Cobrimento das armaduras das vigas e dos pilares: 3,0 cm.

Para o f_{ck} , foi adotado o valor de 30 MPa, dada a característica regional de se utilizar resistências entre 30 e 35 MPa.

Quanto ao aço da armadura, considerou-se o do tipo CA-50 e bitolas de 5,0 a 20,0 mm, mais comuns às obras em concreto armado no Brasil, e que possuem tensão de escoamento igual a 500 MPa.

As lajes nervuradas foram configuradas para utilização do molde de painel EPS, de 40x40 cm em planta e espessura da nervura de 8 e 10 cm.

Os valores dos carregamentos seguiram os estabelecidos pela NBR 6120:2019, sendo os principais listados a seguir:

- Peso próprio do concreto armado: 25,0 kN/m³;
- Peso das alvenarias: 13,0 kN/m³;
- Peso do revestimento de piso (espessura igual a 5cm): 1,0 kN/m²;
- Sobrecarga devido ao uso (edifício comercial): 2,5 kN/m²;
- Corredores: 3,0 kN/m²;
- Escadas: 3,0 kN/m²;
- Carga da cobertura: 1,8 kN/m² (com impermeabilização em manta asfáltica e proteção mecânica);
- Casa de máquinas de elevador de passageiros: 30,0 kN/m².

Por fim, o solo considerado foi um argiloso muito rijo, que, conforme APL (2018), possui NSPT entre 15 e 30 e coesão entre 100 e 200 kPa, além de massa específica de 1,8 t/m³. Assim, adotou-se fundação direta em sapata, sobre solo de NSPT igual a 20 e coesão de 150 kPa, pois a participação da fundação na análise computacional da estabilidade estrutural se dá apenas no tipo de vínculo com os pilares, o qual foi considerado engastado.

3.3 CONCEPÇÃO ESTRUTURAL

A primeira etapa e uma das mais importantes de um projeto estrutural, é a sua concepção. É nela onde os elementos estruturais são posicionados. Assim, nesta fase buscou-se alinhar o maior número possível de pilares, nas direções horizontais longitudinais e transversais, no intuito de formar, como subestrutura de contraventamento, os pórticos. Caso verificado que esta solução não fosse adequada para garantir a indeslocabilidade da estrutura, seriam consideradas outras:

inicialmente a de pilares-parede e depois a de núcleo rígido. Porém, não foram necessárias.

Foram criados dois modelos estruturais, que se diferenciam apenas quanto ao tipo de laje empregada (maciça ou nervurada), mantendo-se a posição das vigas e dos pilares, bem como a geometria dessas peças nas duas estruturas.

3.3.1 Pré-dimensionamento

O pré-dimensionamento compreende a determinação das dimensões iniciais dos elementos estruturais. Esses valores devem ser alterados caso sejam insuficientes às especificações mínimas e/ou estado limites descritos na norma.

Para o procedimento relacionado às lajes, utilizou-se o apresentado por Alva (2014), que se dá pelas seguintes expressões:

- Lajes maciças: $h_m \cong Lx/40$; (6)

- Lajes nervuradas: $h_n \cong Lx/30$. (7)

Onde:

- h_m = altura da laje maciça (cm);
- h_n = altura da nervura da laje nervurada (cm);
- Lx = menor vão da laje (cm).

Para a mesa das lajes nervuradas, adotou-se espessura de 4 cm (mínimo), conforme a NBR 6118 (2014), já que 1/15 da distância entre as faces das nervuras é inferior a esse valor (2,67 cm).

Quanto às vigas, se seguiu a estimativa de Pinheiro, Muzardo e Santos (2007), onde:

$$h = l_0/12 \quad (8)$$

- h = altura da viga (cm);
- l_0 = comprimento do vão (cm).

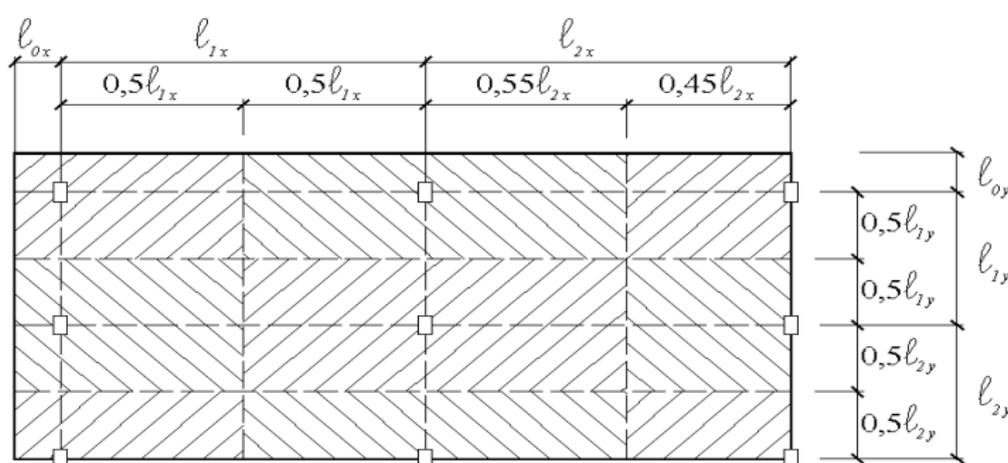
A largura adotada da viga foi igual a 20 cm.

E, finalmente, os pilares foram pré-dimensionados de acordo com o processo também descrito por Pinheiro, Muzardo e Santos (2007). Suas etapas são as seguintes:

A. **Determinação da área de influência:** consiste em estabelecer a parte da carga do pavimento absorvida por cada pilar (Figura 9). Essas áreas são encontradas considerando as seguintes medidas:

- “0,45l: pilar de extremidade e de canto, na direção da sua menor dimensão;
- 0,55l: complementos dos vãos do caso anterior;
- 0,50l: pilar de extremidade e de canto, na direção da sua maior dimensão” (PINHEIRO, MUZARDO E SANTOS; 2007. p. 40).

Figura 9 – Determinação das áreas de influência dos pilares.



Fonte: Pinheiro, Muzardo e Santos (2007, p. 40).

B. **Determinação da área de concreto (A_c):** inicia-se com a determinação do “coeficiente de majoração da força normal (α), que leva em conta as excentricidades da carga”, conforme a Tabela 7:

Tabela 7 – Coeficiente de majoração da força normal (α).

Posição do Pilar	α
Intermediário	1,3
Extremidade	1,5
Canto	1,8

Fonte: O autor, com base nas informações de Pinheiro, Muzardo e Santos (2007, p. 41).

A área de concreto é encontrada por meio da expressão (PINHEIRO, MUZARDO e SANTOS, 2007. p. 41):

$$A_c = \frac{30 \times \alpha \times A \times (n + 0,7)}{f_{ck} + 0,01 \times (69,2 - f_{ck})} \quad (9)$$

Onde:

- $A_c = b \times h$ (área da seção de concreto, em cm^2);
- α = coeficiente de majoração da força normal;
- A = área de influência do pilar (m^2);
- n = número de pavimentos-tipo (acrescenta-se 0,7 como estimativa da carga da cobertura);
- f_{ck} = resistência característica do concreto (kN/cm^2).

Para o menor lado dos pilares foi adotado 20 cm.

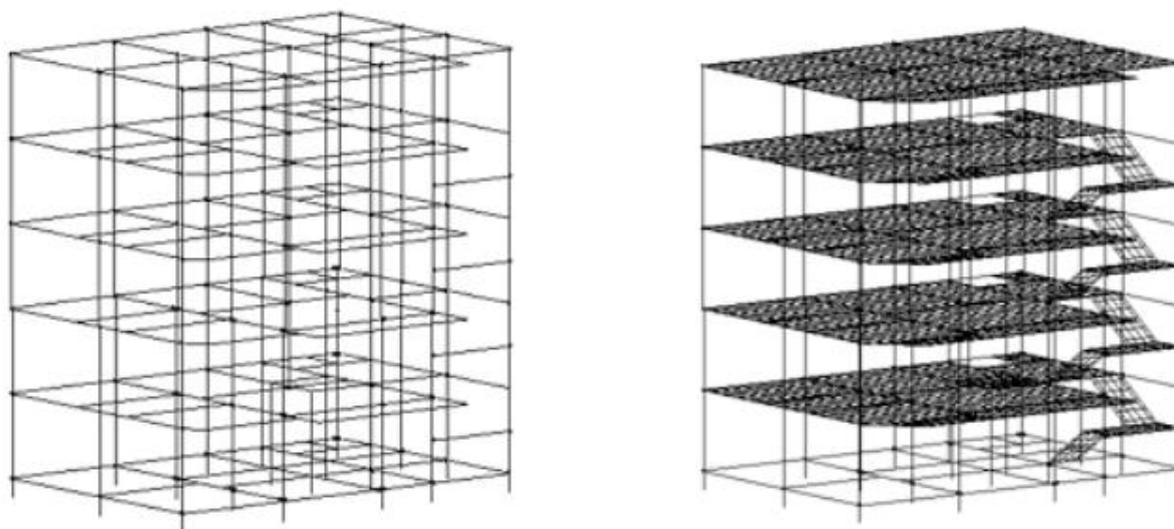
3.4 MODELAGEM E PROCESSAMENTO DA ESTRUTURA

O software utilizado para modelagem, processamento e análise das estruturas, foi o AltoQi Eberick. Com ele foi possível lançar os dois arranjos, um em laje maciça e outro em laje nervurada, concebidos e pré-dimensionados; verificar os momentos fletores e as conseqüentes flechas, e as deformações dos elementos estruturais (lajes, vigas, pilares e fundações); além de analisar a estabilidade global.

Dentre essas funções, destaca-se a determinação dos esforços na fundação, representados principalmente pelos momentos fletores, pois considera também o momento causado pelo deslocamento horizontal dos pilares. Portanto, nas estruturas analisadas, o vínculo pilar-fundação foi considerado engastado.

Conforme Franceschi (2019), o programa dispõe de dois modelos para análise da estrutura, quanto à consideração de grelhas e de pórtico espacial: o separado e o integrado (Figura 10). Para este trabalho configurou-se para o segundo modelo, pois nele são consideradas as contribuições das lajes nos cálculos de deslocamento da estrutura. Também se considerou todas as ligações entre pilares e vigas como sendo rígidas. Assim, puderam ser comparadas as influências somente das lajes, maciça e nervurada, na estabilidade global.

Figura 10 – Modelos de análise separado (à esquerda) e integrado (à direita).



Fonte: Franceschi (2019).

Além dessas atividades, outras interessantes ao trabalho foram a capacidade do programa de gerar as plantas de forma, o detalhamento das peças, o quantitativo dos materiais relacionados à execução e um levantamento de custo preliminar.

3.5 ANÁLISE ESTRUTURAL

Como apresentado no item anterior, o modelo de análise estrutural utilizado foi o que integra as grelhas e os pórticos espaciais, para comparação das contribuições das lajes na rigidez da estrutura.

O software Eberick foi configurado para seguir as normas pertinentes ao projeto estrutural de edificações em concreto armado, como a NBR 6118:2014. Nesse sentido, ele é capaz de gerar a combinação das ações mais desfavoráveis e verificá-las tanto para o estado-limite último quanto para o de serviço, apresentando relatórios com valores dos deslocamentos e das flechas. Em caso de inconformidades ou insuficiências estruturais, para os quais são emitidos avisos pelo programa, foi procedida a sua verificação e correção.

Para o cálculo das ações horizontais devido à ação do vento, o método implementado é baseado no da NBR 6123:1988, exposto no item 2.3.1 deste trabalho. De acordo com o mapa de isopleias, a velocidade do vento para a região de Palmas é de 30 m/s. Os fatores considerados foram: 1,0 para S1 (terreno plano); rugosidade do terreno de categoria II para o cálculo de S2 (baseado na maior dimensão da

edificação), 1,0 para S3 (baseado no tipo de ocupação da edificação). Não foi considerada angulação na aplicação do vento, com esse incidindo então paralelamente aos eixos do edifício.

Quanto à estabilidade global, calculou-se o coeficiente γ_z e, para a consideração dos efeitos de 2ª ordem (incremento das cargas), se utilizou o processo P- Δ , também por meio do software Eberick. Desta forma, houve a possibilidade de comparação entre os resultados relativos a cada uma delas e, conseqüentemente, determinou-se qual tipo de laje contribuiu para uma maior rigidez frente aos deslocamentos horizontais, ou melhor, à estabilidade global.

3.6 QUANTITATIVO DE MATERIAIS

Ao final, gerou-se, por meio do próprio Eberick, o resumo do quantitativo de materiais de cada estrutura, levantando os valores de consumo de aço, volume de concreto e área de formas. Além disso, fez-se um levantamento preliminar utilizando os custos padrões, sendo esses de fonte da AltoQi, presentes na versão mais recente até então do software (maio de 2020).

Assim, foi possível obter um parâmetro secundário de comparação entre a utilização de cada tipo de laje, sendo esse voltado ao aspecto econômico do projeto.

4. RESULTADOS E DISCUSSÕES

Nos itens a seguir, são apresentados os resultados e as discussões do pré-dimensionamento, das análises estruturais e do comparativo de custos, dos dois modelos estruturais.

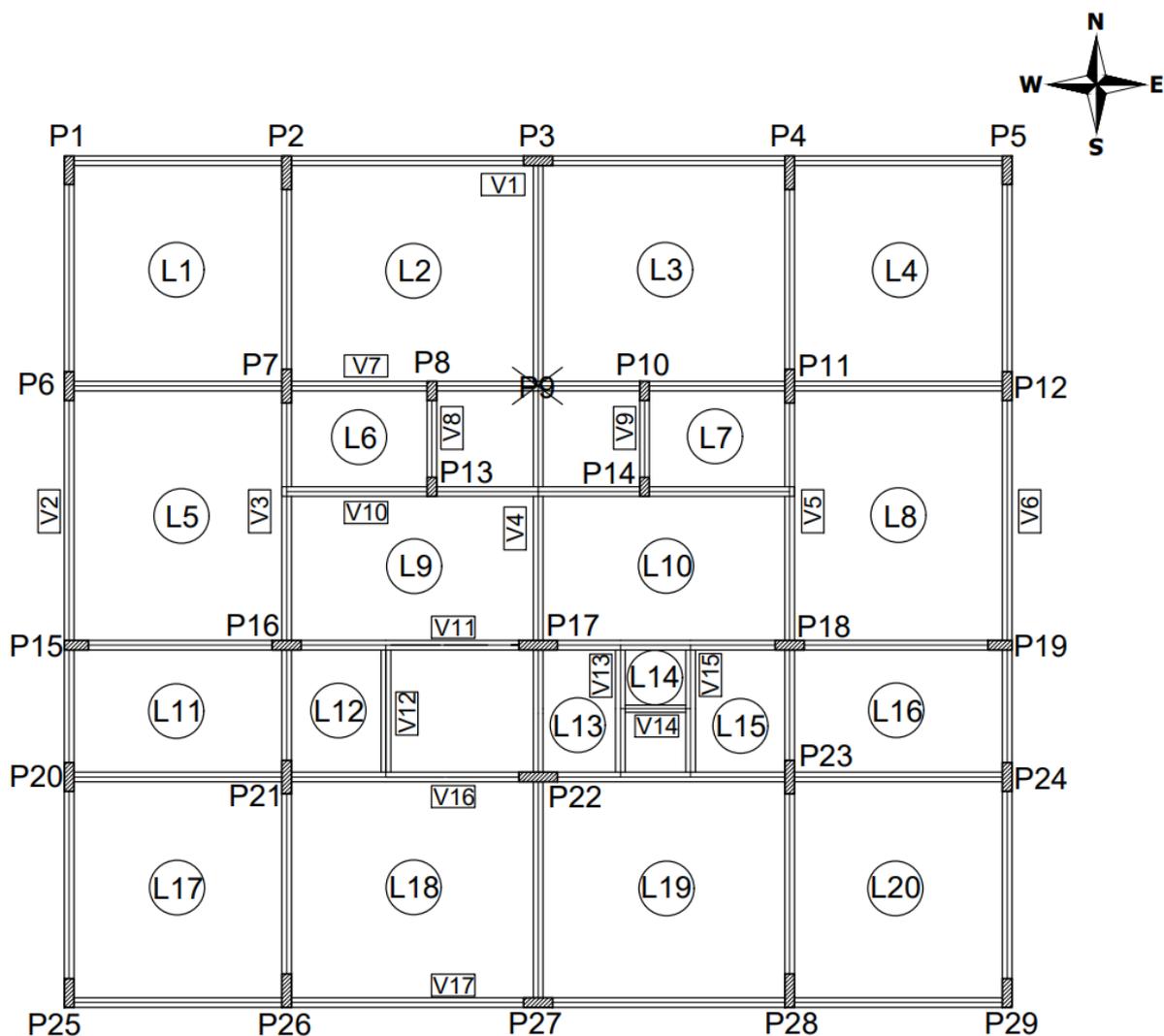
Para melhor compreensão dos dados, a seguir está a modelagem 3D da estrutura (Figura 11) e a planta de forma simplificada do pavimento-tipo (Figura 12). Nesta última, a direção X é a horizontal e, conseqüentemente, a direção Y é a vertical. Essa referência será utilizada nas discussões que seguem.

Figura 11 – Modelo 3D da estrutura.



Fonte: O autor.

Figura 12 – Planta de forma simplificada do pavimento-tipo.



Fonte: O autor.

No posicionamento dos pilares, houve a decisão de reforçar a direção Y, pois possui menor comprimento, o que diminuiria a rigidez dos pórticos, além de receber os esforços horizontais do vento na face com maior área do edifício.

4.1 DIMENSÕES EFETIVAS E CARGAS VERTICAIS

Com os valores obtidos no pré-dimensionamento, foram lançadas ambas as estruturas e, após uma análise preliminar do software, modificou-se a geometria de algumas peças para atender exigências de norma e buscar economia onde fosse possível, além de manter a mesma posição e geometria dos pilares e vigas nas duas situações (de laje maciça e de laje nervurada). Os dados aqui apresentados

pertencem ao pavimento tipo por serem mais representativos da estrutura, já que a cobertura não possui grandes esforços, bem como o pavimento térreo.

Primeiramente ajustou-se as lajes. A tabela 8 a seguir apresenta o comparativo entre as espessuras iniciais e as finais de cada uma, para o pavimento-tipo.

Tabela 8 – Comparativo das espessuras iniciais e finais das lajes (maciça e nervurada) no pavimento-tipo.

Lajes	Altura das Lajes Maciças (cm)		Altura das Nervuras das Lajes Nervuradas (cm)	
	Pré-dimensionamento	Final	Pré-dimensionamento	Final
L1	12	12	15	16
L2	12	12	16	16
L3	12	12	16	16
L4	12	12	15	16
L5	12	12	15	16
L6	8 (mínimo)	12	8 (mínimo)	16
L7	8 (mínimo)	12	8 (mínimo)	16
L8	12	12	15	16
L9	8 (mínimo)	12	11	16
L10	8 (mínimo)	12	11	16
L11	8 (mínimo)	12	10	16
L12	8 (mínimo)	12	8 (mínimo)	10
L13	8 (mínimo)	12	8 (mínimo)	16
L14	8 (mínimo)	12	8 (mínimo)	10
L15	8 (mínimo)	12	8 (mínimo)	10
L16	8 (mínimo)	12	9	16
L17	12	12	15	16
L18	12	12	16	16
L19	12	12	16	16
L20	12	12	15	16

Fonte: O autor.

Após a análise preliminar da estrutura, feita pelo software, percebeu-se que as lajes de menor espessura não podiam resistir aos momentos fletores causados pelo engaste entre elas e outra maior. Assim, foi necessário igualar as espessuras, exceto em alguns casos nas lajes nervuradas.

Já nas vigas, apenas a V3 e a V5 sofreram alterações nos valores obtidos no pré-dimensionamento, aumentando-se suas alturas de 35cm para 40 cm. Quando tentou-se reduzir seções, buscando economia, apareciam momentos e flechas que

inviabilizavam essas alterações. Nesses casos, manteve-se os as dimensões iniciais (Tabela 9).

Tabela 9 – Altura das vigas.

Vigas	Altura (cm)	
	Pré-dimensionamento	Final
V1	40	40
V2	35	35
V3	35	40
V4	35	35
V5	35	40
V6	35	35
V7	40	40
V8	20	20
V9	20	20
V10	45	45
V11	40	40
V12	25	25
V13	25	25
V14	20	20
V15	25	25
V16	40	40
V17	40	40

Fonte: O autor.

Quanto aos pilares, a maioria das alterações se deram por conta ou da seção inicial ser insuficiente (a seção teve que ser aumentada), seja para resistir os esforços, para cumprir os espaçamentos das armaduras ou por a seção inicial ser mais do que necessária para essas tarefas (a seção foi reduzida). Veja na Tabela 10 a seguir:

Tabela 10 – Comparativo da maior dimensão transversal dos pilares.

Pilares	Maior Dimensão (cm)		Diferença (%)
	Pré-dimensionamento	Final	
P1	35	60	71,4
P2	55	70	27,3
P3	60	60	0,0
P4	55	70	27,3
P5	35	60	71,4
P6	60	60	0,0
P7	85	70	-17,6
P8	40	40	0,0
P9	35	---	---
P10	40	40	0,0
P11	80	70	-12,5
P12	60	60	0,0
P13	30	40	33,3
P14	30	40	33,3
P15	45	50	11,1
P16	75	60	-20,0
P17	80	80	0,0
P18	75	60	-20,0
P19	45	50	11,1
P20	40	60	50,0
P21	75	70	-6,7
P22	80	80	0,0
P23	75	70	-6,7
P24	40	60	50,0
P25	35	60	71,4
P26	55	70	27,3
P27	60	60	0,0
P28	55	70	27,3
P29	35	60	71,4

Fonte: O autor.

Alguns pilares sofreram alterações consideráveis. Os pilares P1, P5, P25 e P29, que são os de canto, acabaram possuindo seção inicial insuficiente para resistir seus esforços. O P9, que havia sido concebido com o intuito de fazer parte do pórtico central na direção Y, acabou por receber baixa carga, evidenciada pela pouca quantidade de armadura calculada pelo Eberick (o software adotou armadura mínima). Assim, optou-se por removê-lo e, em decorrência disto, os pilares P20 e P24, que já demandavam aumento de seção, foram acrescentados para reforçar o pórtico em que se

encontram e, conseqüentemente suprir a falta do pilar P9 para a estrutural como um todo.

Com todos os elementos da estrutura (pilares, vigas e reservatório) sendo iguais, a variação da carga vertical se deu apenas pela diferenciação das lajes (Tabela 11).

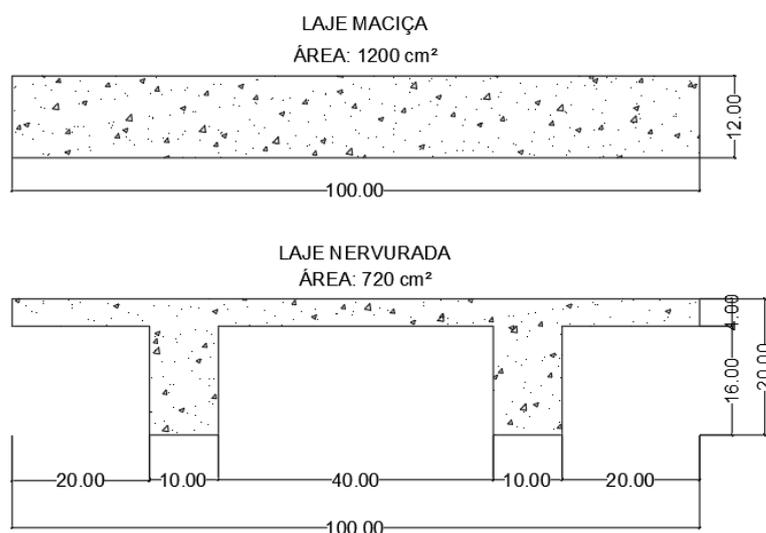
Tabela 11 – Comparativo da distribuição das cargas verticais.

Ação	Carregamentos (tf)	
	Estrutura de laje maciça	Estrutura de laje nervurada
Peso próprio	1397,15	1311,23
Adicional	1367,58	1367,58
Acidental	704,71	704,71
Água	21,45	21,45
TOTAL	3490,89	3404,97

Fonte: O autor.

Como se pode perceber, houve diminuição do peso próprio da estrutura de laje nervurada em relação à de laje maciça em 85,9 tf, representando um decréscimo de 6,15%. Isso se dá principalmente pelo menor volume de concreto utilizado, já que a laje nervurada possui menor área transversal (Figura 13).

Figura 13 – Seção e área das lajes maciça e nervurada no pavimento-tipo para faixa de 1 m.

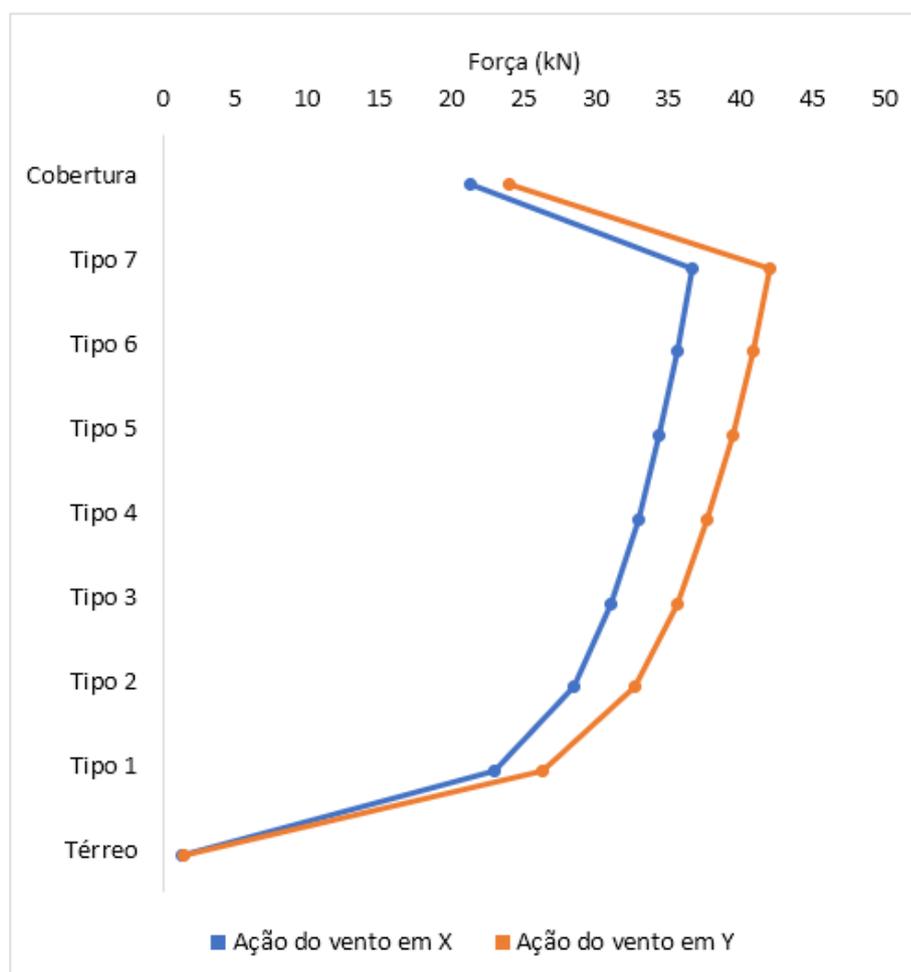


Fonte: O autor.

4.2 ANÁLISE DE ESTABILIDADE GLOBAL

A análise da estabilidade global está relacionada ao movimento horizontal do edifício. Suas causas principais são o vento e o desaprumo dos pilares. A primeira é quem possui maior parcela de influência nesse deslocamento e se faz importante verificar o tamanho dessa ação, pois define qual direção recebe maior esforço e quão maior ele é em relação à direção perpendicular. O Gráfico 1 mostra a força horizontal pontual (no eixo das abscissas) aplicada no topo de cada pavimento (eixo das ordenadas) e por serem iguais, as duas estruturas apresentam os mesmos resultados.

Gráfico 1 – Ação do vento na estrutura.



Fonte: O autor.

De acordo com Rios (2015, p. 33), “A velocidade do vento varia conforme a altura, em função da rugosidade do terreno. [...] Próxima à superfície é quase zero, e aumenta gradativamente”. Desta forma, observa-se que a força do vento aumenta até chegar no último pavimento-tipo, com 38,3 kN em X e 44,1 kN em Y (15,1% maior).

A redução apresentada na cobertura se dá pela menor área de face (apenas mureta) e por seu “topo” ser as construções da cobertura (casa de máquinas e reservatório).

Além disso, percebe-se que a direção Y recebeu maior esforço do vento, o que confirma a antecipação feita na concepção estrutural.

A partir daí, seguindo a NBR 6118 (2014), é calculado o movimento lateral do edifício para a combinação frequente dos esforços (onde aplica-se um fator de redução, utilizando apenas 30% do valor original). A Tabela 12 a seguir apresenta os resultados desse cálculo, feito pelo software.

Tabela 12 – Comparativo dos deslocamentos horizontais para a combinação frequente dos esforços.

Estrutura	Deslocamento em X (cm)	Deslocamento em Y (cm)	Limite do deslocamento (cm)
Em laje maciça	0,38	0,35	1,90
Em laje nervurada	0,39	0,35	1,90

Fonte: O autor.

Com esses resultados, é possível ver que o maior número de pilares orientados na direção Y proporcionou maior rigidez para ela. Entretanto, por a diferença entre as duas direções quanto às ações do vento ser relativamente baixa, a direção X, com menos pilares para enrijecer a estrutura, sofreu maiores deslocamentos.

Quanto à comparação das lajes, é possível afirmar que não houve diferença significativa entre elas, já que o deslocamento em X variou apenas 2,63%, com vantagem para a laje maciça, e em Y não chegou a haver diferença.

Partindo para a análise dos esforços de primeira ordem, o índice de estabilidade γ_z , foram obtidos os seguintes resultados (Tabela 13):

Tabela 13 – Comparativo dos valores do índice γ_z .

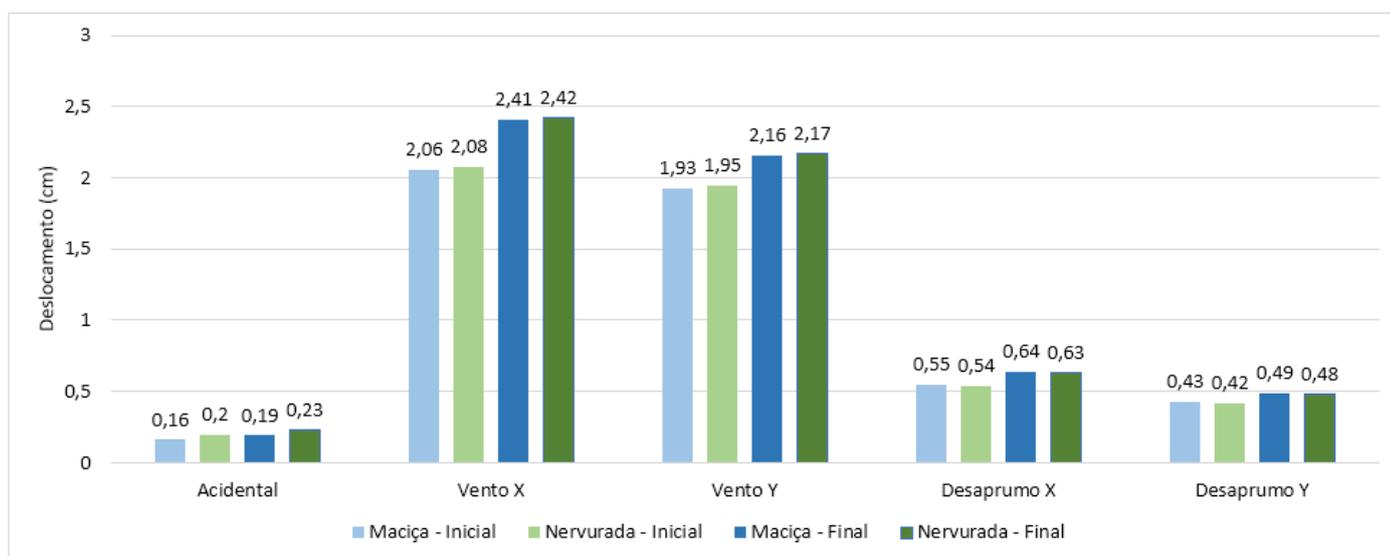
Estrutura	Gama-z em X	Gama-z em Y
Em laje maciça	1,18	1,15
Em laje nervurada	1,18	1,16

Fonte: O autor.

Pelos valores do γ_z , percebe-se mais uma vez que a variação das lajes (maciça e nervurada) resultaram em contribuições à estabilidade global bastante próximas. Nesse caso, ao invés da diferença se dar no eixo X, como nos deslocamentos provocados pelo vento, a variação do índice se deu na direção Y e em proporção ainda menor: 0,87%.

Como os valores do γ_z indicaram a necessidade de se considerar os esforços de segunda ordem (os efeitos de segunda ordem foram maiores que 10%), utilizou-se o processo P- Δ para majoração dos esforços de primeira, considerando agora a estrutura como de nós móveis (Gráfico 2).

Gráfico 2 – Comparativo dos deslocamentos iniciais e pós processo P- Δ , no topo da edificação.



Fonte: O autor.

No caso do processo P- Δ , se observou novamente uma baixa variação entre as duas lajes, tanto nos deslocamentos iniciais como nos finais (com acréscimo dos esforços de segunda ordem), onde ora a laje maciça apresenta melhor desempenho (deslocamento acidental e causados pelo vento), ora a laje nervurada é quem o faz (deslocamento por desaprumo).

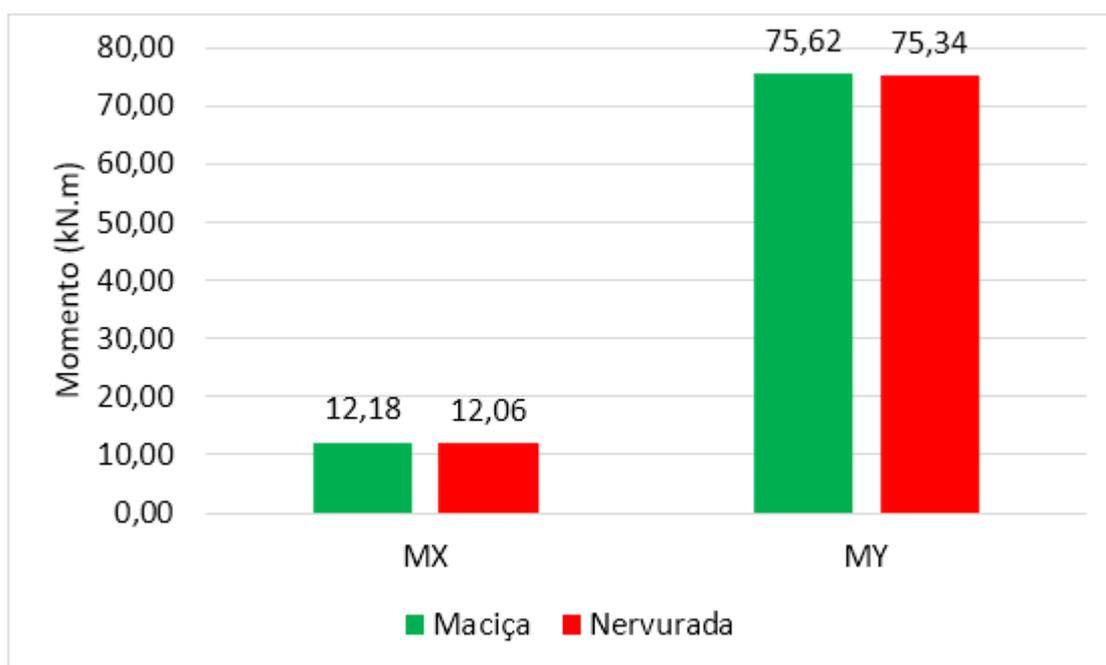
4.3 ESFORÇOS NA FUNDAÇÃO

Por terem sido considerados engastados na fundação, os pilares transmitiram esforços de momento fletor para essas. Esses dados estão relacionados à análise da estabilidade da estrutura, pois podem apontar a direção com maior solicitação.

Nos gráficos a seguir (Gráficos 3 e 4), é possível observar os momentos médios gerados nas sapatas. Como a maior dimensão transversal dessas coincidiram com a maior dimensão transversal dos pilares, dividiu-se seus resultados por eixo de orientação da maior dimensão, para facilitar a comparação com a análise estrutural.

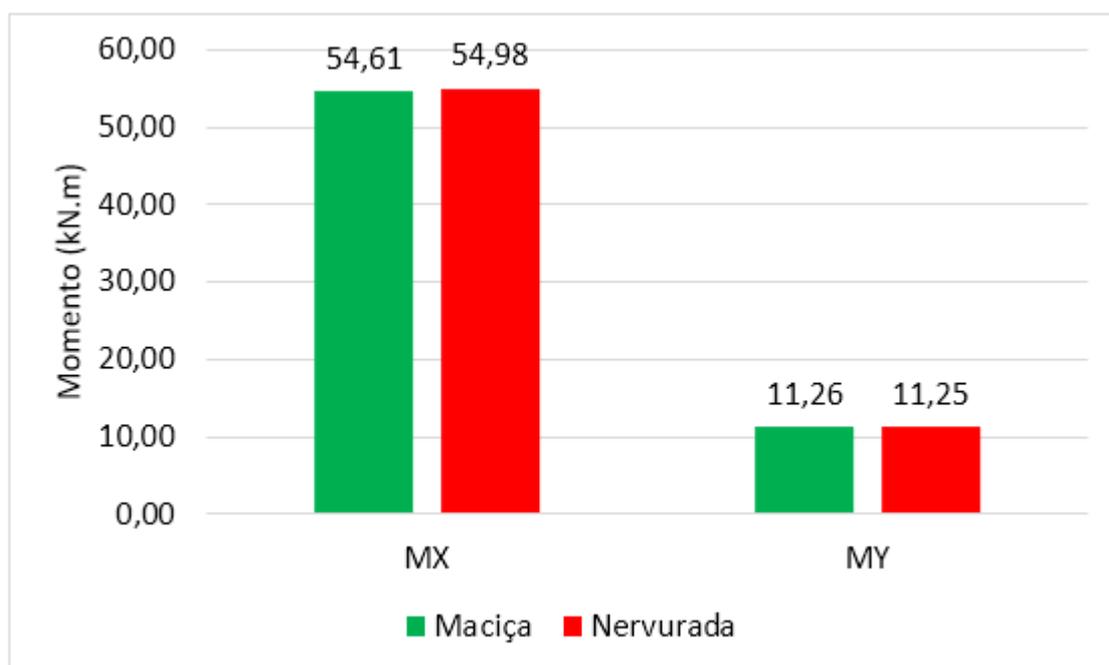
“MX” é o momento causado na direção X, enquanto “MY” é o momento causado na direção Y.

Gráfico 3 – Média dos momentos nas sapatas sobre pilares com maior dimensão transversal orientada no eixo X.



Fonte: O autor.

Gráfico 4 – Média dos momentos nas sapatas sobre pilares com maior dimensão transversal orientada no eixo Y.



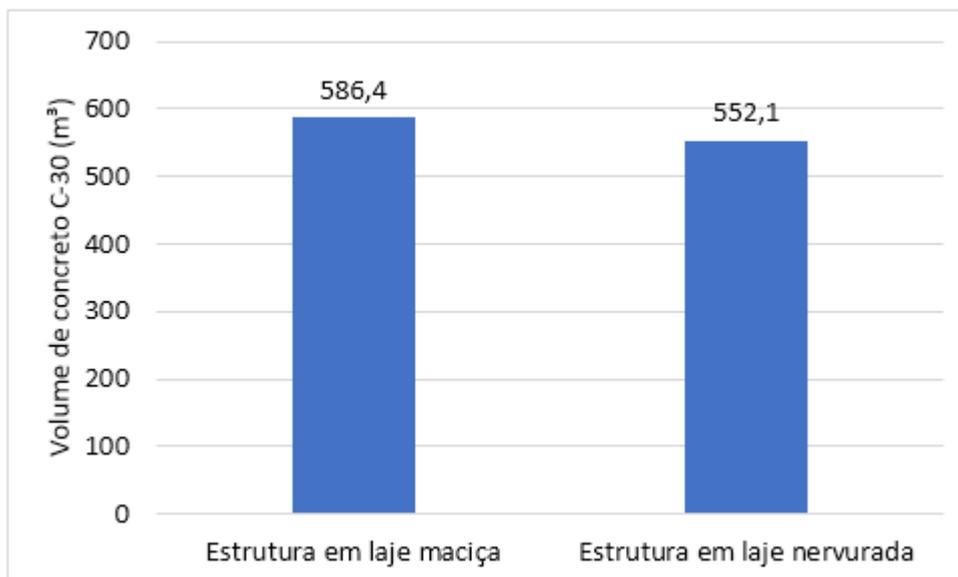
Fonte: O autor.

A partir desses resultados, pode-se perceber que houve variação pouco significativa entre as duas estruturas quanto aos esforços de momentos fletores na fundação, seguindo os resultados das comparações anteriores.

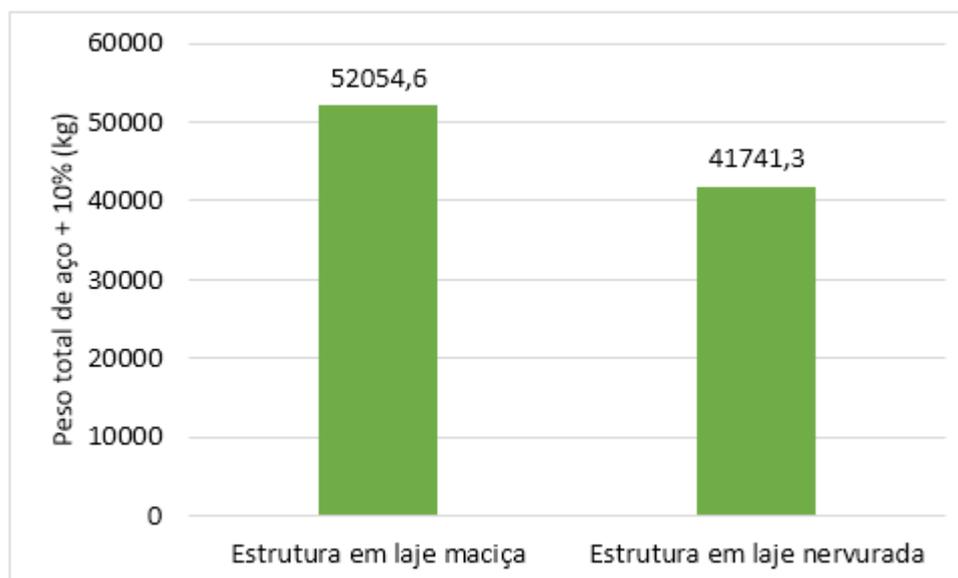
É importante destacar que a direção Y apresenta maior solicitação, haja vista os valores de momento serem maiores nessa direção. Tal situação também corrobora a preocupação inicial, quando na concepção da estrutura, de que essa direção poderia sofrer maiores esforços horizontais.

4.4 CONSUMO DE MATERIAIS E CUSTO

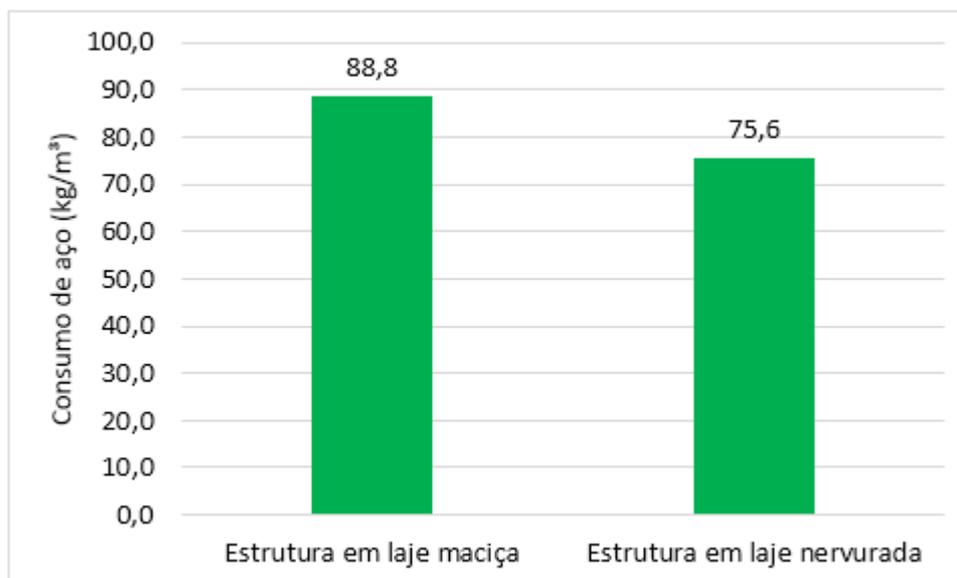
Começando pelo consumo de materiais, os gráficos a seguir apresentam o comparativo do consumo de concreto, de aço e forma entre a estrutura em laje maciça e a estrutura em laje nervurada (Gráficos 5, 6, 7 e 8).

Gráfico 5 – Comparativo do consumo de concreto.

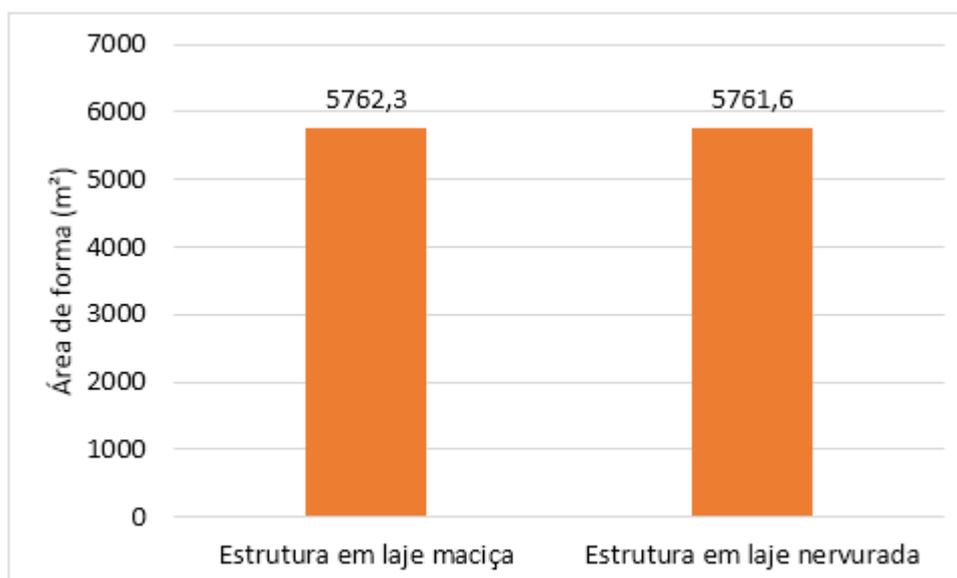
Fonte: O autor.

Gráfico 6 – Comparativo do consumo de aço em peso.

Fonte: O autor.

Gráfico 7 – Comparativo do consumo de aço em proporção ao volume de concreto.

Fonte: O autor.

Gráfico 8 – Comparativo do consumo de forma.

Fonte: O autor.

Em todos os resultados desses gráficos, percebe-se uma menor demanda de materiais da estrutura de laje nervurada em comparação com a de laje maciça, sendo essa diferença ainda mais evidente no consumo de aço. O consumo de concreto total variou apenas em 5,8% em relação a laje maciça dada a manutenção da geometria dos pilares e vigas nos dois edifícios. Porém, com a redução da carga vertical na estrutura em laje nervurada, o consumo de aço foi menor 19,8% no consumo total e

menor 14,9% no consumo proporcional ao volume de concreto. No caso da área de formas, a proximidade dos resultados se dá pela semelhança dos métodos de execução nesse quesito (nas nervuradas com bloco de enchimento em painel EPS também se faz a “caixa” que suporta a laje).

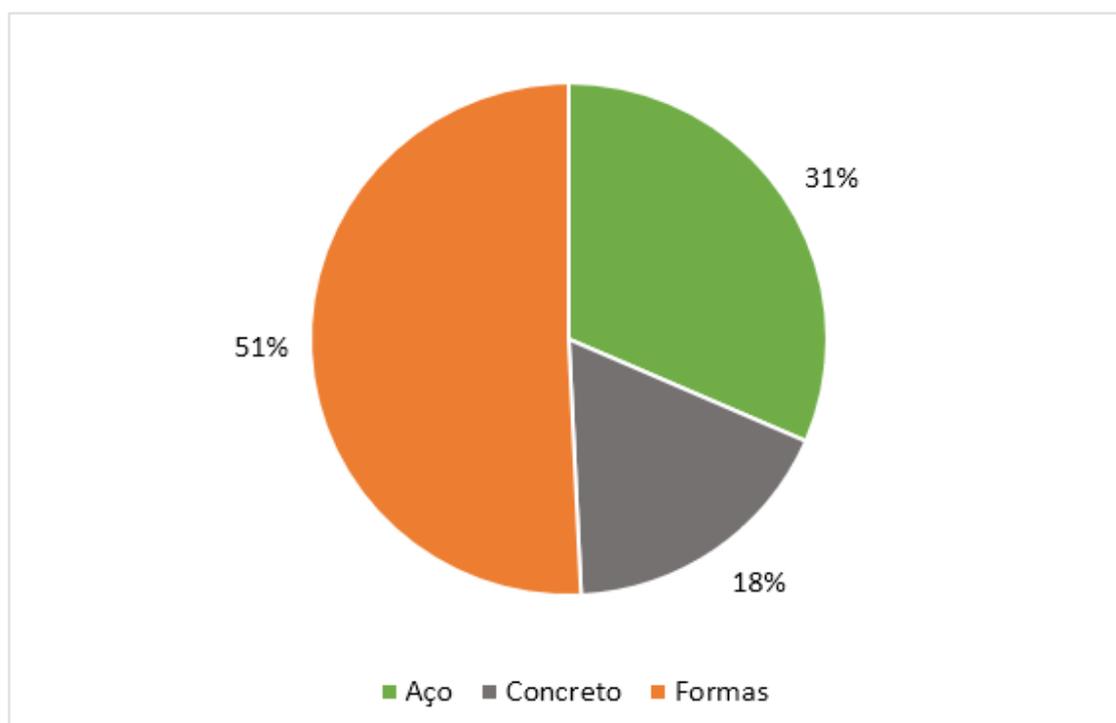
Para o custo, as tabelas (Tabelas 14 e 15) e os gráficos (Gráficos 9 e 10) seguintes, apresentam, respectivamente, os valores totais de cada estrutura e a proporção de cada elemento no custo total.

Tabela 14 – Custo por elemento e custo total da estrutura em laje maciça.

Relação custo por material (R\$)			
Elemento	Material	Execução	Total
Aço	249.848,91	159.396,99	409.245,90
Concreto	153.114,22	77.105,35	230.219,57
Formas	267.001,11	392.314,70	659.315,81
TOTAL	669.964,24	628.817,04	1.298.781,28

Fonte: O autor.

Gráfico 9 – Proporção de cada elemento no custo da estrutura em laje maciça.

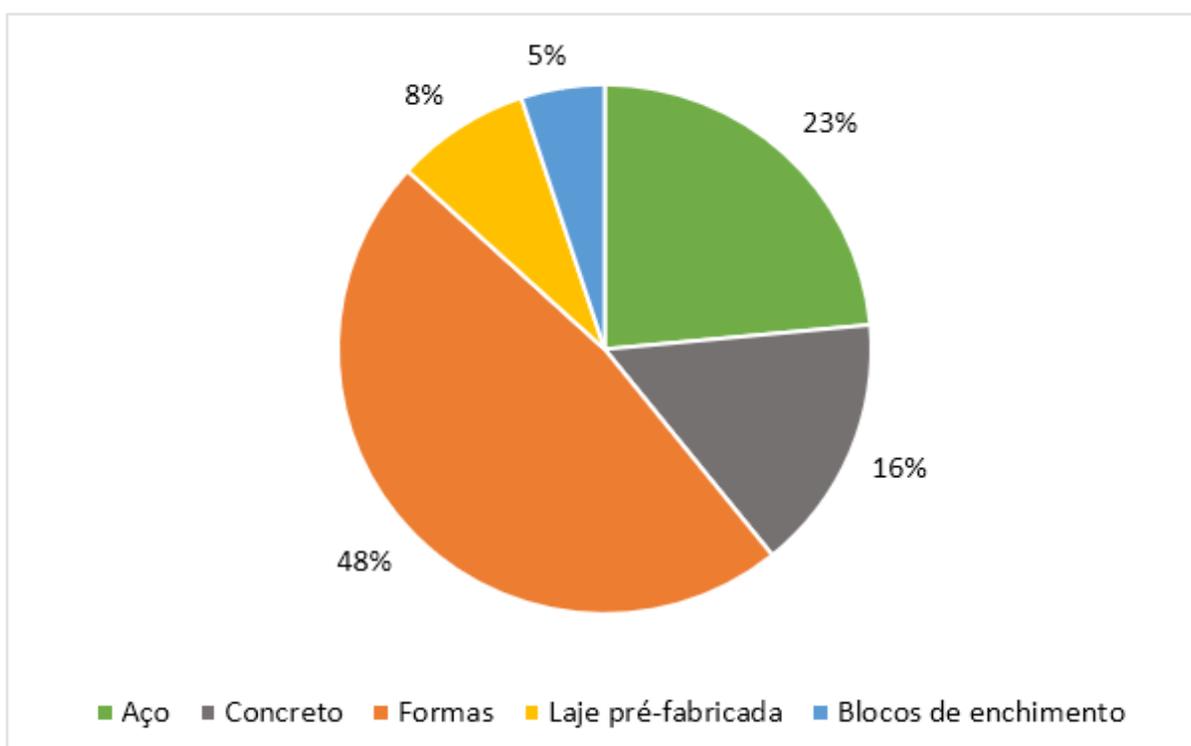


Fonte: O autor.

Tabela 15 – Custo por elemento e custo total da estrutura em laje nervurada.

Relação custo por material (R\$)			
Elemento	Material	Execução	Total
Aço	200.503,58	125.455,63	325.959,21
Concreto	144.147,90	72.590,08	216.737,98
Formas	266.952,42	392.263,24	659.215,66
Laje pré-fabricada	62.121,36	50.997,96	113.119,32
Blocos de enchimento	70.142,13	0,00	70.142,13
TOTAL	743.867,39	641.306,91	1.385.174,30

Fonte: O autor.

Gráfico 10 – Proporção de cada elemento no custo da estrutura em laje nervurada.

Fonte: O autor.

Na comparação das duas estruturas, observa-se um custo maior da estrutura em laje nervurada, sendo a diferença igual a 6,65% em relação à estrutura em laje maciça, pois, mesmo com a redução no custo do concreto e do aço, o acréscimo devido ao uso de blocos de enchimento e lajes pré-fabricadas (o software considera

o uso de laje pré-fabricada em uma das direções das nervuras) impede que a laje nervurada seja mais econômica. Entretanto, vale lembrar que o Eberick não inclui o quantitativo nem o custo de escoramento, o que pode reduzir ou inverter a diferença no valor total, já que, por possuir menor peso, a laje nervurada demandaria menor número de escoras.

Se percebe que as formas são o principal custo e, portanto, demandam maior atenção quanto ao planejamento de reuso desses materiais. Tal atividade não é prevista pelo software, assim, esse valor pode ser reduzido na prática.

5. CONCLUSÃO

Esta pesquisa teve como premissa comparar as lajes maciças e nervuradas com o mínimo de variáveis, para que se pudesse estudar a contribuição apenas desses elementos na estabilidade global de um edifício.

Após a análise das duas estruturas, percebe-se sensível diferença de comportamento, onde, tanto nos esforços de primeira ordem (índice γz) quanto nos de segunda ordem (processo P- Δ), a laje maciça obteve leve vantagem. No primeiro caso, a diferença foi de 0,87% e no segundo, em média 0,92%. O que se repete na verificação dos deslocamentos para combinação frequente do vento (30% da força total), onde a estrutura em laje nervurada se deslocava apenas 0,01 cm (2,63%) a mais em relação a em laje maciça.

Essa equiparação de desempenho também ocorre quando comparados os esforços na fundação, onde os momentos transmitidos à essa pelos pilares foram praticamente iguais. Além disso, confirmou-se a antecipação feita na concepção da estrutura de que a direção Y seria a mais solicitada.

Quanto à verificação do consumo dos materiais e custo, encontrou-se maior economia de aço e concreto na estrutura de laje nervurada, dado o menor peso provocado por essas. Entretanto, com a necessidade, na sua execução, de se utilizar blocos de enchimento e lajes pré-fabricadas, os valores finais indicaram que essa estrutura seria 6,65% mais cara do que a do edifício em laje maciça. Vale lembrar que nessa avaliação não foram considerados os escoramentos, os quais serão mais utilizados nas lajes maciças por conta do peso elevado, o que influenciaria nessa comparação.

Portanto, como ambas resultaram em estruturas estáveis e, com a baixa variação dos indicadores, conclui-se que, do ponto de vista da segurança estrutural, qualquer das duas lajes podem ser escolhidas para compor a estrutura de um edifício, sem requerer maior atenção quanto à estabilidade global. Apenas se faz a ressalva de que a edificação objeto do estudo possui vãos com valores entre 4 e 5 m, e pesquisas como a de Souza (2018) apontam que a partir de 7 m deverá haver vantagem da laje nervurada sobre a maciça, dada sua maior capacidade de resistir à momentos e flexões em grandes vãos. Além disso, poderia resultar em uma vantagem econômica para a laje nervurada em relação a maciça, pois essa última seria mais robusta.

Como sugestão para trabalhos futuros, indica-se dois que complementariam este estudo, um quanto à estabilidade global e o outro quanto ao fator econômico dessas lajes. Cada um teria como foco:

- analisar estrutura com pilares e vigas também iguais (posição e geometria), porém com vãos em torno de 7 m;
- pesquisar custos de execução dessas lajes numa determinada região, considerando o custo de escoramento.

REFERÊNCIAS

APL, Engenharia Geotécnica, de Fundações e Concreto. **Correlações de NSPT**. Montes Claros, MG. 2018. Acessado em: 20/10/2019. Disponível em: <<https://blog.apl.eng.br/>>.

ARAÚJO, José Milton de. **Curso de concreto armado**. Rio Grande: Dunas, 2014a. v.1. 4. ed. 294 p.

ARAÚJO, José Milton de. **Curso de concreto armado**. Rio Grande: Dunas, 2014b. v.2. 4. ed. 413 p.

ARAÚJO, José Milton de. **Curso de concreto armado**. Rio Grande: Dunas, 2014c. v.3. 4. ed. 289 p.

ARAÚJO, José Milton de. **Curso de concreto armado**. Rio Grande: Dunas, 2014d. v.4. 4. ed. 360 p.

ARAUJO, Silas Oliveira. **Análise da estabilidade global de estruturas de concreto armado da cidade de Goiânia**. Trabalho de Conclusão de Curso (Bacharelado em Engenharia Civil) - Universidade Federal de Goiás, Goiânia, GO. 2016. 59 p.

Associação Brasileira de Normas Técnicas - ABNT. **NBR 6118:2014**: Projeto e execução de estruturas de concreto – Procedimento. Rio de Janeiro, RJ. 2014. 238 p.

Associação Brasileira de Normas Técnicas - ABNT. **NBR 6120:2019**: Ações para o cálculo de estruturas de edificações. Rio de Janeiro, RJ. 2019. 60 p.

Associação Brasileira de Normas Técnicas - ABNT. **NBR 6123:1988**: Forças devidas ao vento em edificações. Rio de Janeiro, RJ. 1988. 66 p.

Associação Brasileira de Normas Técnicas - ABNT. **NBR 8681:2003**: Ações e segurança nas estruturas – Procedimento. Rio de Janeiro, RJ. 2003. 18 p.

ALVA, Gerson Moacyr Sisniegas. **Pré-dimensionamento da estrutura**. Universidade Federal de Santa Maria, RS. 2014. 20 p. Acessado em: 12/10/2019. Disponível em: <http://www.ufsm.br/decc/ECC1008/Downloads/Aulas_9-12_2014.pdf>.

BASTOS, Paulo Sérgio dos Santos. **Lajes de concreto**. Departamento Engenharia Civil, Universidade Estadual Paulista (UNESP). Bauru, SP. 2015. 115 p. Acessado em: 12/09/2019. Disponível em: <<http://www.feb.unesp.br/pbastos/concreto1/Lajes.pdf>>.

BASTOS, Paulo Sérgio dos Santos. **Fundamentos do concreto armado**. Departamento Engenharia Civil, Universidade Estadual Paulista (UNESP). Bauru, SP. 2019. 83 p. Acessado em: 12/09/2019. Disponível em: <[http://www.feb.unesp.br/pbastos/concreto1/Fundamentos %20CA.pdf](http://www.feb.unesp.br/pbastos/concreto1/Fundamentos%20CA.pdf)>.

BRANGER, Leandro Linder. **Estudo de caso de lajes maciças e nervuradas e análise da estabilidade global de um edifício em concreto armado**. Trabalho de Conclusão de Curso (Bacharelado em Engenharia Civil) - Departamento de Engenharia Civil – Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, SC. 2018. 158 p.

CARVALHO, Roberto Chust; FILHO, Jasson Rodrigues de Figueiredo. **Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado: Segundo a NBR 6118:2014**. 4. ed. São Carlos, São Paulo: EdUFSCar, 2014. 415 p.

CHINEM, Rodolpho Mendonça. **Avaliação da estabilidade global de edifícios**. Monografia (Bacharelado em Engenharia Civil) - Universidade Federal de Goiás, Goiânia, GO. 2010. 96 p.

FRANCESCHI, Lucas. **Efeito da escolha do modelo de análise na estabilidade global da estrutura**. Qi Suporte, AltoQi. 2019. Acessado em: 10/10/2019. Disponível em: <<https://suporte.altoqi.com.br/hc/pt-br/articles/360002182574-Efeito-da-escolha-do-modelo-de-an%C3%A1lise-na-estabilidade-global-da-estrutura>>.

KIMURA, Alio. **Informática aplicada em estruturas de concreto armado: cálculo de edifícios com o uso de sistemas computacionais**. 1. ed. São Paulo: Pini, 2007. 624 p.

LONGO, Luis Filipe. **Como o Eberick aplica as cargas de vento**. Qi Suporte, AltoQi. 2018. Acessado em: 11/10/2019. Disponível em: <<https://suporte.altoqi.com.br/hc/pt-br/articles/115004593633-Como-o-Eberick-aplica-as-cargas-de-vento->>.

LONGO, Luis Filipe. **Como é calculado o coeficiente p-Delta**. Qi Suporte, AltoQi. 2019. Acessado em: 07/10/2019. Disponível em: <<https://suporte.altoqi.com.br/hc/pt-br/articles/115001189434-Como-%C3%A9-calculado-o-coeficiente-p-Delta->>.

PINHEIRO, Libânio M.; MUZARDO; Cassiane D.; SANTOS, Sandro P. **Fundamentos do concreto e projeto de edifícios**. Departamento de Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia de São Carlos - Universidade de São Paulo. 2007. 380 p. Acessado em: 12/09/2019. Disponível em: <http://www.ufsm.br/decc/ECC1006/Downloads/Apost_EESC_USP_Libanio.pdf>.

RIBEIRO, Jairo Fonseca. **Estabilidade global em edifícios: análise dos efeitos de segunda ordem nas estruturas de concreto**. Trabalho de Diplomação (Bacharelado em Engenharia Civil) - Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, RS. 2010. 81 p.

RIOS, Marina Polónia. **Efeito de amortecedores no comportamento dinâmico de edifícios altos sob cargas de vento**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - PUC do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, RJ. 2015. 136 p.

SOUSA, Bruno Pereira de. **Estudo comparativo de custos entre soluções estruturais de concreto armado para uma arquitetura**. Trabalho de Conclusão de

Curso (Bacharelado em Engenharia Civil) - Universidade Federal da Paraíba, João Pessoa, PB. 2018. 92 p.

SOUZA, Leandro Guedes. **Estudo comparativo de sistemas estruturais: estudo de caso.** Trabalho de Conclusão de Curso (Bacharelado em Engenharia Civil) - Universidade Federal da Paraíba, João Pessoa, PB. 2018. 70 p.

SPOHR, Valdi Henrique. **Análise comparativa: sistemas estruturais convencionais e estruturas de lajes nervuradas.** 2008. 107f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, RS.

MONCAYO, Winston Junior Zumaeta. **Análise de segunda ordem global em edifícios com estrutura de concreto armado.** 211 p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2011.

APÊNDICES

APÊNDICE A – ESFORÇOS NA FUNDAÇÃO DA ESTRUTURA EM LAJE MACIÇA

Térreo	fck = 300.00 kgf/cm ²	E = 268384 kgf/cm ²	Peso Espec = 2500.00 kgf/m ³
Lance 1		cobr = 4.50 cm	

Esforços e pressões

Nome	MB MH (kgf.m)	FB FH (tf)	Carga Carga total (tf)	Pressão Sig1 (kgf/cm ²)	Pressão Sig2 (kgf/cm ²)	Pressão Sig3 (kgf/cm ²)	Pressão Sig4 (kgf/cm ²)
S1	1213.74 4519.93	0.92 1.65	68.93 81.62	3.86 (lim = 4.00)	3.71 (lim = 4.00)	2.54 (lim = 4.00)	2.69 (lim = 4.00)
S2	1343.89 7543.80	0.91 1.94	143.04 166.63	4.00 (lim = 4.00)	3.87 (lim = 4.00)	3.13 (lim = 4.00)	3.25 (lim = 4.00)
S3	1269.69 6623.57	1.05 2.23	133.26 155.92	3.33 (lim = 4.00)	3.21 (lim = 4.00)	3.72 (lim = 4.00)	3.85 (lim = 4.00)
S4	1263.31 7591.81	0.85 1.93	142.68 166.27	3.86 (lim = 4.00)	3.99 (lim = 4.00)	3.25 (lim = 4.00)	3.13 (lim = 4.00)
S5	1165.60 4535.34	0.89 1.61	68.05 80.74	2.68 (lim = 4.00)	2.53 (lim = 4.00)	3.66 (lim = 4.00)	3.81 (lim = 4.00)
S6	870.08 4793.53	0.47 1.65	116.00 135.38	3.26 (lim = 4.00)	3.40 (lim = 4.00)	3.86 (lim = 4.00)	3.72 (lim = 4.00)
S7	1262.86 7637.57	0.81 2.37	172.89 201.43	3.54 (lim = 4.00)	3.42 (lim = 4.00)	3.83 (lim = 4.00)	3.95 (lim = 4.00)
S8	1230.44 1577.45	1.21 0.49	107.43 125.12	3.46 (lim = 4.00)	3.60 (lim = 4.00)	3.86 (lim = 4.00)	3.72 (lim = 4.00)
S10	1179.00 1594.00	1.17 0.48	107.64 125.33	3.61 (lim = 4.00)	3.47 (lim = 4.00)	3.72 (lim = 4.00)	3.87 (lim = 4.00)
S11	1290.71 7695.09	0.86 2.33	172.41 200.96	3.53 (lim = 4.00)	3.41 (lim = 4.00)	3.83 (lim = 4.00)	3.95 (lim = 4.00)
S12	944.41 4814.12	0.52 1.61	115.42 134.80	3.38 (lim = 4.00)	3.24 (lim = 4.00)	3.71 (lim = 4.00)	3.85 (lim = 4.00)
S13	865.91 1679.70	0.66 0.59	108.40 126.08	3.64 (lim = 4.00)	3.49 (lim = 4.00)	3.75 (lim = 4.00)	3.90 (lim = 4.00)
S14	791.24 1699.51	0.60 0.60	107.29 124.97	3.71 (lim = 4.00)	3.86 (lim = 4.00)	3.60 (lim = 4.00)	3.46 (lim = 4.00)
S15	1017.30 3741.85	0.91 1.42	106.25 123.74	3.94 (lim = 4.00)	3.80 (lim = 4.00)	3.14 (lim = 4.00)	3.28 (lim = 4.00)
S16	1114.50 6724.27	0.63 2.85	167.18 194.11	3.68 (lim = 4.00)	3.55 (lim = 4.00)	3.87 (lim = 4.00)	3.99 (lim = 4.00)
S17	1587.90 13673.13	1.18 4.29	213.21 248.23	3.95 (lim = 4.00)	3.84 (lim = 4.00)	3.49 (lim = 4.00)	3.60 (lim = 4.00)
S18	1098.62 6794.49	0.63 3.29	164.79 192.29	3.45 (lim = 4.00)	3.57 (lim = 4.00)	3.87 (lim = 4.00)	3.75 (lim = 4.00)
S19	1021.49 3724.65	0.91 1.52	103.81 121.30	3.73 (lim = 4.00)	3.87 (lim = 4.00)	3.22 (lim = 4.00)	3.08 (lim = 4.00)
S20	814.20 5091.49	0.44 1.86	80.49 94.95	2.51 (lim = 4.00)	2.65 (lim = 4.00)	3.78 (lim = 4.00)	3.64 (lim = 4.00)
S21	1446.34 8414.45	1.15 2.78	166.59 195.14	3.39 (lim = 4.00)	3.27 (lim = 4.00)	3.76 (lim = 4.00)	3.87 (lim = 4.00)
S22	1540.56 13307.84	1.09 3.72	231.08 269.05	3.62 (lim = 4.00)	3.51 (lim = 4.00)	3.85 (lim = 4.00)	3.96 (lim = 4.00)
S23	1496.45 8482.43	1.28 2.81	154.14 180.05	3.26 (lim = 4.00)	3.38 (lim = 4.00)	3.94 (lim = 4.00)	3.81 (lim = 4.00)
S24	844.86 5112.17	0.46 1.83	78.37 91.96	2.69 (lim = 4.00)	2.54 (lim = 4.00)	3.78 (lim = 4.00)	3.93 (lim = 4.00)
S25	1119.69	0.86	70.99	2.56	2.41	3.66	3.81

	5162.21	1.73	84.58	(lim = 4.00)	(lim = 4.00)	(lim = 4.00)	(lim = 4.00)
S26	1208.21	0.81	149.34	3.09	2.97	3.75	3.86
	8025.24	2.05	175.26	(lim = 4.00)	(lim = 4.00)	(lim = 4.00)	(lim = 4.00)
S27	1091.38	0.76	130.08	3.90	3.77	3.26	3.40
	5909.00	1.97	151.57	(lim = 4.00)	(lim = 4.00)	(lim = 4.00)	(lim = 4.00)
S28	1108.41	0.74	147.99	3.17	3.05	3.87	4.00
	8075.84	2.05	172.73	(lim = 4.00)	(lim = 4.00)	(lim = 4.00)	(lim = 4.00)
S29	1056.50	0.83	70.32	2.39	2.53	3.79	3.64
	5181.57	1.70	83.91	(lim = 4.00)	(lim = 4.00)	(lim = 4.00)	(lim = 4.00)

Estabilidade

Nome	Tombamento B		Tombamento H		Deslizamento		Arrancamento	
	Mrd Msd (kgf.m)	Mrd / Msd	Mrd Msd (kgf.m)	Mrd / Msd	Frd Fsd (tf)	Frd / Fsd	Nt (tf)	Ns (tf)
S1	51186.70	42.47	58204.15	12.98	34.02	19.96		
	1205.20	(lim = 1.50)	4484.96	(lim = 1.50)	1.70	lim = (1.50)		
S2	131179.22	99.58	156060.85	20.78	61.56	31.67		
	1317.37	(lim = 1.50)	7509.33	(lim = 1.50)	1.94	lim = (1.50)		
S3	126199.65	99.39	149594.78	22.96	59.00	25.35		
	1269.69	(lim = 1.50)	6516.29	(lim = 1.50)	2.33	lim = (1.50)		
S4	131003.29	103.70	155885.45	20.73	61.56	31.91		
	1263.31	(lim = 1.50)	7520.63	(lim = 1.50)	1.93	lim = (1.50)		
S5	50890.04	43.66	57836.69	12.95	34.02	20.42		
	1165.60	(lim = 1.50)	4465.12	(lim = 1.50)	1.67	lim = (1.50)		
S6	91463.25	108.40	120239.05	25.32	50.79	30.87		
	843.75	(lim = 1.50)	4749.54	(lim = 1.50)	1.65	lim = (1.50)		
S7	160925.95	131.47	206648.62	27.20	73.71	31.12		
	1224.03	(lim = 1.50)	7598.38	(lim = 1.50)	2.37	lim = (1.50)		
S8	84217.50	68.88	93513.71	59.28	46.07	38.12		
	1222.68	(lim = 1.50)	1577.45	(lim = 1.50)	1.21	lim = (1.50)		
S10	84286.18	71.49	93591.59	58.71	46.07	39.35		
	1178.99	(lim = 1.50)	1594.00	(lim = 1.50)	1.17	lim = (1.50)		
S11	160692.90	124.51	206512.23	27.11	73.71	31.58		
	1290.60	(lim = 1.50)	7616.53	(lim = 1.50)	2.33	lim = (1.50)		
S12	91224.50	102.33	119964.39	25.36	50.79	31.62		
	891.49	(lim = 1.50)	4729.94	(lim = 1.50)	1.61	lim = (1.50)		
S13	87027.30	103.23	99357.15	60.67	46.07	68.37		
	843.07	(lim = 1.50)	1637.80	(lim = 1.50)	0.67	lim = (1.50)		
S14	86678.81	109.62	98717.90	59.78	46.07	76.03		
	790.70	(lim = 1.50)	1651.24	(lim = 1.50)	0.61	lim = (1.50)		
S15	79815.89	78.48	91917.23	27.14	45.90	30.70		
	1016.99	(lim = 1.50)	3386.63	(lim = 1.50)	1.50	lim = (1.50)		
S16	148402.02	158.32	182913.30	27.67	69.46	24.32		
	937.35	(lim = 1.50)	6611.48	(lim = 1.50)	2.86	lim = (1.50)		
S17	240024.13	161.85	274482.17	20.09	90.05	20.85		
	1483.04	(lim = 1.50)	13661.59	(lim = 1.50)	4.32	lim = (1.50)		
S18	151126.64	161.40	188199.84	27.70	70.88	21.55		
	936.37	(lim = 1.50)	6793.19	(lim = 1.50)	3.29	lim = (1.50)		
S19	78961.94	77.77	90799.06	26.79	45.90	28.82		
	1015.38	(lim = 1.50)	3388.94	(lim = 1.50)	1.59	lim = (1.50)		
S20	53604.43	67.37	74993.81	15.00	38.48	20.64		
	795.62	(lim = 1.50)	4998.79	(lim = 1.50)	1.86	lim = (1.50)		
S21	161989.50	114.46	205561.69	24.96	73.71	26.22		
	1415.27	(lim = 1.50)	8234.68	(lim = 1.50)	2.81	lim = (1.50)		
S22	226204.68	149.39	312840.80	23.77	97.20	26.09		
	1514.18	(lim = 1.50)	13160.75	(lim = 1.50)	3.73	lim = (1.50)		
S23	145186.19	97.07	184376.40	22.30	67.50	23.44		
	1495.69	(lim = 1.50)	8266.66	(lim = 1.50)	2.88	lim = (1.50)		
S24	50274.04	61.69	70966.29	14.25	36.21	19.83		
	815.00	(lim = 1.50)	4978.84	(lim = 1.50)	1.83	lim = (1.50)		
S25	54853.92	49.61	70858.62	13.85	36.21	20.32		
	1105.73	(lim = 1.50)	5117.03	(lim = 1.50)	1.78	lim = (1.50)		

S26	145500.86 1174.79	123.85 (lim = 1.50)	191492.95 7932.50	24.14 (lim = 1.50)	67.50 2.06	32.83 lim = (1.50)		
S27	120000.59 1090.88	110.00 (lim = 1.50)	141718.11 5764.13	24.59 (lim = 1.50)	56.19 1.98	28.41 lim = (1.50)		
S28	139947.21 1108.41	126.26 (lim = 1.50)	184963.78 7947.12	23.27 (lim = 1.50)	64.50 2.05	31.47 lim = (1.50)		
S29	54623.80 1056.32	51.71 (lim = 1.50)	70537.52 5098.94	13.83 (lim = 1.50)	36.21 1.76	20.63 lim = (1.50)		

APÊNDICE B – ESFORÇOS NA FUNDAÇÃO DA ESTRUTURA EM LAJE NERVURADA

Térreo	fck = 300.00 kgf/cm ²	E = 268384 kgf/cm ²	Peso Espec = 2500.00 kgf/m ³
Lance 1		cobr = 3.00 cm	

Esforços e pressões

Nome	MB MH (kgf.m)	FB FH (tf)	Carga Carga total (tf)	Pressão Sig1 (kgf/cm ²)	Pressão Sig2 (kgf/cm ²)	Pressão Sig3 (kgf/cm ²)	Pressão Sig4 (kgf/cm ²)
S1	1211.55 4618.20	0.91 1.62	69.79 82.11	3.99 (lim = 4.00)	3.83 (lim = 4.00)	2.62 (lim = 4.00)	2.78 (lim = 4.00)
S2	1340.64 7627.11	0.91 2.05	135.24 157.63	4.00 (lim = 4.00)	3.87 (lim = 4.00)	3.07 (lim = 4.00)	3.21 (lim = 4.00)
S3	1252.37 6607.37	1.02 2.21	140.86 164.64	3.38 (lim = 4.00)	3.25 (lim = 4.00)	3.73 (lim = 4.00)	3.86 (lim = 4.00)
S4	1257.68 7637.17	0.85 2.01	133.74 156.13	3.82 (lim = 4.00)	3.95 (lim = 4.00)	3.18 (lim = 4.00)	3.05 (lim = 4.00)
S5	1161.22 4646.18	0.89 1.61	70.00 82.32	2.81 (lim = 4.00)	2.65 (lim = 4.00)	3.83 (lim = 4.00)	3.99 (lim = 4.00)
S6	893.63 4850.45	0.43 1.66	112.23 130.54	3.44 (lim = 4.00)	3.29 (lim = 4.00)	3.80 (lim = 4.00)	3.95 (lim = 4.00)
S7	1261.33 7812.34	0.83 2.20	165.08 192.48	3.50 (lim = 4.00)	3.38 (lim = 4.00)	3.84 (lim = 4.00)	3.96 (lim = 4.00)
S8	1224.69 1596.68	1.21 0.51	103.01 119.68	3.91 (lim = 4.00)	3.76 (lim = 4.00)	3.50 (lim = 4.00)	3.65 (lim = 4.00)
S10	1174.94 1560.25	1.17 0.48	102.92 119.59	3.64 (lim = 4.00)	3.49 (lim = 4.00)	3.75 (lim = 4.00)	3.90 (lim = 4.00)
S11	1309.03 7832.13	0.89 2.16	163.04 189.89	3.51 (lim = 4.00)	3.39 (lim = 4.00)	3.87 (lim = 4.00)	4.00 (lim = 4.00)
S12	916.96 4890.67	0.47 1.62	114.93 134.31	3.37 (lim = 4.00)	3.23 (lim = 4.00)	3.71 (lim = 4.00)	3.85 (lim = 4.00)
S13	860.67 1594.75	0.66 0.48	109.52 127.20	3.67 (lim = 4.00)	3.52 (lim = 4.00)	3.79 (lim = 4.00)	3.93 (lim = 4.00)
S14	785.25 1566.26	0.59 0.47	108.66 125.88	3.84 (lim = 4.00)	3.99 (lim = 4.00)	3.72 (lim = 4.00)	3.57 (lim = 4.00)
S15	1035.36 3706.18	0.93 1.39	104.18 121.67	3.89 (lim = 4.00)	3.75 (lim = 4.00)	3.09 (lim = 4.00)	3.23 (lim = 4.00)
S16	1066.96 6681.20	0.64 2.84	160.04 186.33	3.62 (lim = 4.00)	3.49 (lim = 4.00)	3.80 (lim = 4.00)	3.93 (lim = 4.00)
S17	1581.43 13622.13	1.18 4.26	206.03 239.68	3.98 (lim = 4.00)	3.86 (lim = 4.00)	3.50 (lim = 4.00)	3.61 (lim = 4.00)
S18	1046.53 6776.85	0.63 3.31	156.98 183.27	3.43 (lim = 4.00)	3.55 (lim = 4.00)	3.86 (lim = 4.00)	3.74 (lim = 4.00)
S19	1038.87 3693.23	0.93 1.50	102.85 120.34	3.71 (lim = 4.00)	3.84 (lim = 4.00)	3.20 (lim = 4.00)	3.06 (lim = 4.00)
S20	801.91 5146.82	0.44 1.86	81.65 96.11	2.53 (lim = 4.00)	2.67 (lim = 4.00)	3.81 (lim = 4.00)	3.67 (lim = 4.00)
S21	1464.21 8364.91	1.18 2.64	157.77 185.08	3.35 (lim = 4.00)	3.23 (lim = 4.00)	3.74 (lim = 4.00)	3.85 (lim = 4.00)
S22	1544.50 13282.56	1.08 3.73	231.68 269.64	3.97 (lim = 4.00)	3.86 (lim = 4.00)	3.52 (lim = 4.00)	3.63 (lim = 4.00)
S23	1506.77 8388.99	1.31 2.65	143.06 167.80	3.15 (lim = 4.00)	3.28 (lim = 4.00)	3.86 (lim = 4.00)	3.74 (lim = 4.00)
S24	848.19 5190.01	0.46 1.84	81.42 95.89	2.65 (lim = 4.00)	2.51 (lim = 4.00)	3.66 (lim = 4.00)	3.80 (lim = 4.00)
S25	1116.10	0.86	71.21	2.56	2.41	3.68	3.82

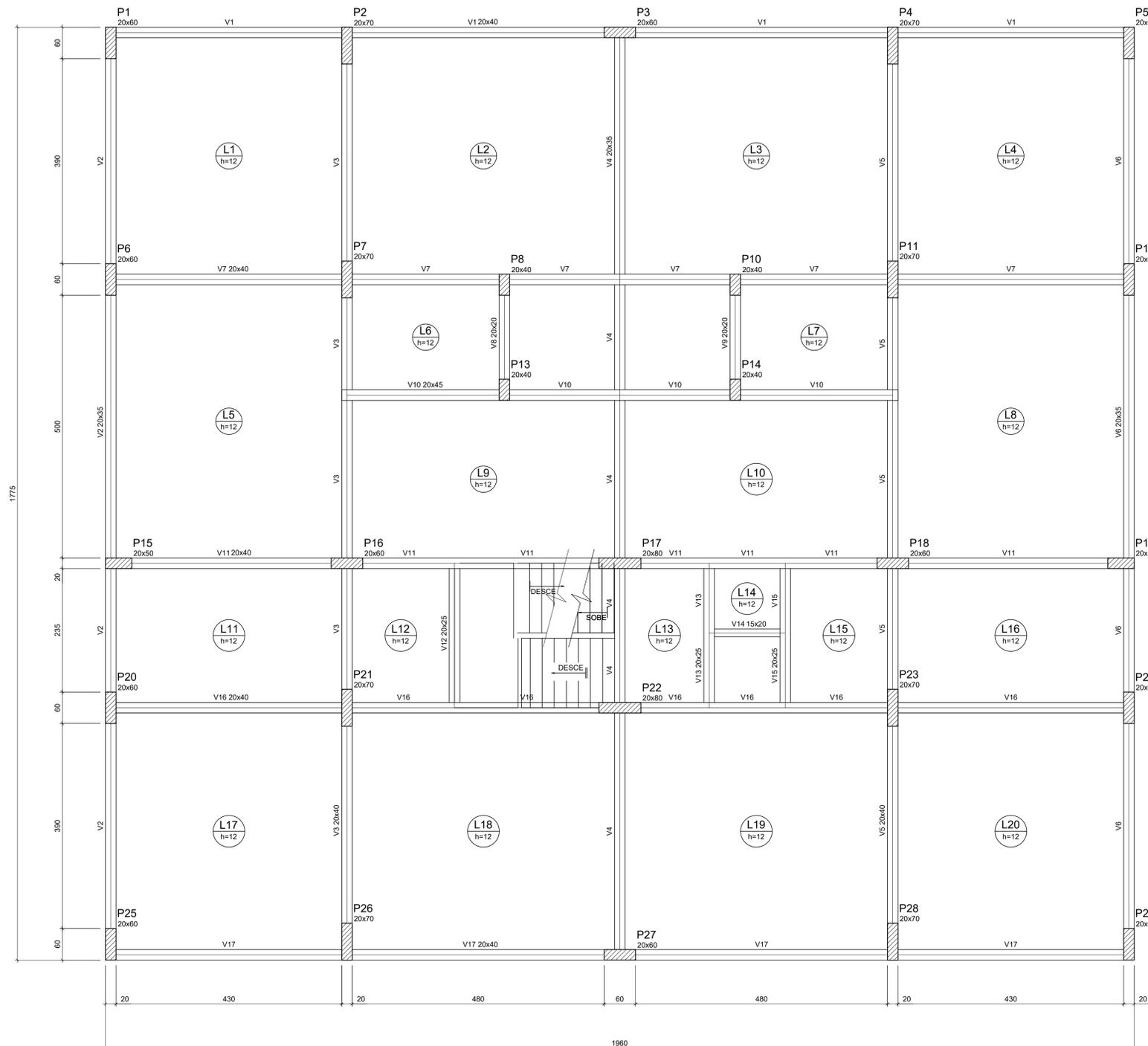
	5233.08	1.75	84.79	(lim = 4.00)	(lim = 4.00)	(lim = 4.00)	(lim = 4.00)
S26	1212.13	0.82	138.86	3.10	2.97	3.86	3.98
	8064.54	2.13	162.45	(lim = 4.00)	(lim = 4.00)	(lim = 4.00)	(lim = 4.00)
S27	1078.05	0.74	136.01	3.87	3.74	3.27	3.40
	5900.65	1.95	158.66	(lim = 4.00)	(lim = 4.00)	(lim = 4.00)	(lim = 4.00)
S28	1108.32	0.75	136.27	3.04	2.92	3.80	3.92
	8066.10	2.10	159.86	(lim = 4.00)	(lim = 4.00)	(lim = 4.00)	(lim = 4.00)
S29	1050.09	0.83	71.71	2.43	2.57	3.85	3.70
	5274.81	1.75	85.30	(lim = 4.00)	(lim = 4.00)	(lim = 4.00)	(lim = 4.00)

Estabilidade

Nome	Tombamento B		Tombamento H		Deslizamento		Arrancamento	
	Mrd Msd (kgf.m)	Mrd / Msd	Mrd Msd (kgf.m)	Mrd / Msd	Frd Fsd (tf)	Frd / Fsd	Nt (tf)	Ns (tf)
S1	50978.51	42.41	56165.95	12.32	33.08	19.75		
	1202.17	(lim = 1.50)	4559.74	(lim = 1.50)	1.68	lim = (1.50)		
S2	120826.73	91.92	144597.71	19.09	58.69	28.63		
	1314.44	(lim = 1.50)	7573.62	(lim = 1.50)	2.05	lim = (1.50)		
S3	134740.88	107.59	159129.73	24.49	61.86	26.89		
	1252.37	(lim = 1.50)	6496.81	(lim = 1.50)	2.30	lim = (1.50)		
S4	120272.67	95.63	144324.02	19.12	58.69	29.22		
	1257.68	(lim = 1.50)	7548.09	(lim = 1.50)	2.01	lim = (1.50)		
S5	51006.27	43.92	55976.18	12.30	33.08	19.92		
	1161.22	(lim = 1.50)	4550.71	(lim = 1.50)	1.66	lim = (1.50)		
S6	84977.08	103.57	112827.72	23.55	48.20	29.09		
	820.51	(lim = 1.50)	4790.70	(lim = 1.50)	1.66	lim = (1.50)		
S7	149161.94	120.29	191641.56	24.80	70.57	32.02		
	1239.98	(lim = 1.50)	7726.76	(lim = 1.50)	2.20	lim = (1.50)		
S8	77508.73	63.55	85472.19	53.53	43.61	36.17		
	1219.60	(lim = 1.50)	1596.68	(lim = 1.50)	1.21	lim = (1.50)		
S10	77456.81	65.92	86240.57	55.27	43.61	37.35		
	1174.94	(lim = 1.50)	1560.25	(lim = 1.50)	1.17	lim = (1.50)		
S11	147235.18	112.48	185323.75	24.05	69.19	32.02		
	1309.03	(lim = 1.50)	7704.64	(lim = 1.50)	2.16	lim = (1.50)		
S12	90052.26	103.48	118862.04	24.82	50.79	31.28		
	870.24	(lim = 1.50)	4788.73	(lim = 1.50)	1.62	lim = (1.50)		
S13	86860.86	103.74	99703.94	63.24	46.07	69.95		
	837.33	(lim = 1.50)	1576.67	(lim = 1.50)	0.66	lim = (1.50)		
S14	86164.61	109.82	95750.47	62.05	44.89	75.56		
	784.60	(lim = 1.50)	1543.19	(lim = 1.50)	0.59	lim = (1.50)		
S15	78051.56	75.74	88962.98	26.46	45.90	31.21		
	1030.51	(lim = 1.50)	3362.10	(lim = 1.50)	1.47	lim = (1.50)		
S16	139214.52	147.72	173381.04	26.38	67.80	23.89		
	942.41	(lim = 1.50)	6571.70	(lim = 1.50)	2.84	lim = (1.50)		
S17	224748.94	152.20	259982.56	19.11	86.57	20.16		
	1476.69	(lim = 1.50)	13603.61	(lim = 1.50)	4.29	lim = (1.50)		
S18	140616.11	150.11	172981.79	25.53	67.80	20.46		
	936.73	(lim = 1.50)	6775.31	(lim = 1.50)	3.31	lim = (1.50)		
S19	77666.47	75.53	88524.38	26.39	45.90	29.13		
	1028.26	(lim = 1.50)	3355.09	(lim = 1.50)	1.58	lim = (1.50)		
S20	53623.28	67.61	75135.49	14.91	38.48	20.66		
	793.09	(lim = 1.50)	5038.11	(lim = 1.50)	1.86	lim = (1.50)		
S21	148916.01	104.26	189926.66	23.19	70.57	26.36		
	1428.38	(lim = 1.50)	8191.59	(lim = 1.50)	2.68	lim = (1.50)		
S22	228640.36	152.44	312535.37	23.79	97.20	26.08		
	1499.86	(lim = 1.50)	13135.98	(lim = 1.50)	3.73	lim = (1.50)		
S23	131267.84	87.17	167788.16	20.51	64.50	23.58		
	1505.87	(lim = 1.50)	8179.48	(lim = 1.50)	2.74	lim = (1.50)		
S24	53544.00	65.67	74985.19	14.89	38.48	20.95		
	815.36	(lim = 1.50)	5036.30	(lim = 1.50)	1.84	lim = (1.50)		
S25	54580.05	49.54	70779.53	13.69	36.21	20.03		
	1101.67	(lim = 1.50)	5169.90	(lim = 1.50)	1.81	lim = (1.50)		

S26	128125.67 1178.15	108.75 (lim = 1.50)	170608.10 7949.77	21.46 (lim = 1.50)	61.56 2.13	28.94 lim = (1.50)		
S27	127558.21 1077.52	118.38 (lim = 1.50)	149706.49 5753.22	26.02 (lim = 1.50)	59.00 1.96	30.09 lim = (1.50)		
S28	126879.71 1108.32	114.48 (lim = 1.50)	168356.91 7915.71	21.27 (lim = 1.50)	61.56 2.10	29.35 lim = (1.50)		
S29	54726.52 1050.03	52.12 (lim = 1.50)	71148.80 5171.18	13.76 (lim = 1.50)	36.21 1.80	20.12 lim = (1.50)		

**APÊNDICE C – PLANTA DE FORMA PAVIMENTO TIPO
ESTRUTURA EM LAJE MACIÇA**



Lajes			
Nome	Tipo	Altura (cm)	Elevação (cm)
L1	Maciça	12	0
L2	Maciça	12	0
L3	Maciça	12	0
L4	Maciça	12	0
L5	Maciça	12	0
L6	Maciça	12	0
L7	Maciça	12	0
L8	Maciça	12	0
L9	Maciça	12	0
L10	Maciça	12	0
L11	Maciça	12	0
L12	Maciça	12	0
L13	Maciça	12	0
L14	Maciça	12	0
L15	Maciça	12	0
L16	Maciça	12	0
L17	Maciça	12	0
L18	Maciça	12	0
L19	Maciça	12	0
L20	Maciça	12	0

Pilares	
Nome	Seção (cm)
P1	20 x 60
P2	20 x 70
P3	20 x 60
P4	20 x 70
P5	20 x 60
P6	20 x 60
P7	20 x 70
P8	20 x 40
P10	20 x 40
P11	20 x 70
P12	20 x 60
P13	20 x 40
P14	20 x 40
P15	20 x 50
P16	20 x 60
P17	20 x 80
P18	20 x 60
P19	20 x 50
P20	20 x 60
P21	20 x 70
P22	20 x 80
P23	20 x 70
P24	20 x 60
P25	20 x 60
P26	20 x 70
P27	20 x 60
P28	20 x 70
P29	20 x 60

Vigas		
Nome	Seção (cm)	Elevação (cm)
V1	20x40	0
V2	20x35	0
V3	20x40	0
V4	20x35	0
V5	20x40	0
V6	20x35	0
V7	20x40	0
V8	20x20	0
V9	20x20	0
V10	20x45	0
V11	20x40	0
V12	20x25	0
V13	20x25	0
V14	15x20	0
V15	20x25	0
V16	20x40	0
V17	20x40	0

Forma do pavimento tipo
escala 1:50

- OBSERVAÇÕES:
- 1 - TODAS AS DIMENSÕES DESTA PRANCHA ESTÃO EM CENTÍMETROS
 - 2 - CARACTERÍSTICAS DO CONCRETO ESTRUTURAL:
RESISTÊNCIA (fck) = 30 MPa;
FATOR ÁGUA CIMENTO (a/c) ≤ 0,60;
DIÂMETRO MÁXIMO DO AGREGADO GRAUADO = 19 mm.
 - 3 - CARACTERÍSTICAS DO AÇO DAS ARMADURAS:
TIPO = CA-50;
RESISTÊNCIA (fyk) = 500 MPa.
 - 4 - COBRIMENTO DAS ARMADURAS:
LAJES = 2,5 cm;
PILARES E VIGAS = 3,0 cm.

- CONVENÇÕES:
- L - LAJE
 - P - PILAR
 - V - VIGA



AUTOR: JOELTON FELIPE OLIVEIRA SOARES	DATA: MAIO/2020
EDIFICAÇÃO: EDIFÍCIO COMERCIAL	ESCALA: INDICADA
PROJETO: ESTRUTURAL	DIMENSÕES DA FOLHA: A1 (841X594 mm)
FASE: PROJETO BÁSICO	FOLHA: 01/01
CONTEÚDO: PLANTA DE FORMAS DO PAVIMENTO TIPO	