

**UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA MARIA  
CENTRO DE TECNOLOGIA  
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL**

**Hevêncio Henrique Coelho Dias**

**AVALIAÇÃO DO SISTEMA ESTRUTURAL EM LAJE MACIÇA E SUA  
RELAÇÃO COM A ARQUITETURA – UM ESTUDO DE CASO –  
EDIFÍCIO ITROIAN**

Santa Maria, RS, Brasil

2022

**Hevêncio Henrique Coelho Dias**

**AVALIAÇÃO DO SISTEMA ESTRUTURAL EM LAJE MACIÇA E SUA  
RELAÇÃO COM A ARQUITETURA – UM ESTUDO DE CASO –  
EDIFÍCIO ITROIAN**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao curso de Engenharia Civil da Universidade Federal de Santa Maria (UFSM), como requisito parcial para obtenção do grau de **Engenheiro Civil**.

**Orientador: Prof. Dr. Gihad Mohamad**

**Santa Maria, RS, Brasil  
2022**

**Universidade Federal de Santa Maria  
Centro de Tecnologia  
Curso de Engenharia Civil**

**A comissão examinadora, abaixo assinada, aprova o Trabalho de  
Conclusão de Curso de Graduação**

**AVALIAÇÃO DO SISTEMA ESTRUTURAL EM LAJE MACIÇA E SUA  
RELAÇÃO COM A ARQUITETURA – UM ESTUDO DE CASO –  
EDIFÍCIO ITROIAN**

**Elaborado por  
Hevêncio Henrique Coelho Dias**

**Como requisito parcial para obtenção do grau de  
Engenheiro Civil**

**Comissão Examinadora**

**Gihad Mohamad, Dr. (UFSM)  
(Presidente/Orientador)**

**Almir Barros da Silva Santos Neto, Dr. (UFSM)**

**André Lübeck, Dr. (UFSM)**

**Santa Maria, 24 de fevereiro de 2022.**

## DEDICATÓRIA

*À minha mãe, Keilah Rita, por ter possibilitado que eu vivesse essa grande aventura de crescer e me formar tão distante de meus familiares, pelas noites sem dormir enquanto velava pelo meu bem-estar, e pela fé depositada em mim.*

*À minha companheira Susy Vicente, por ser quem permaneceu ao meu lado diante de todas as dificuldades, por todos os momentos felizes, e por ter me presenteado com a maior dádiva que um homem pode ter na vida, o nosso filho.*

*Ao meu filho Conrado, por ser uma criança tão dócil e generosa, ser seu pai é o melhor da minha identidade.*

*Ao Eng.º Civil José Luiz Coden, que infelizmente não está mais presente fisicamente, e família, por terem me motivado a ter um olhar mais generoso com o próximo, pelo amparo nos momentos de dificuldades e por terem me ensinado a estar sempre bem.*

## **AGRADECIMENTOS**

Meus sinceros agradecimentos aos meus irmãos, Helvécio de Paiva Horbylon e Samila Rita Coelho Dias, por terem sido sempre minha ponte e meu resgate às minhas origens, pelos conselhos e acolhimento.

À minha sogra Vera Lucia Melleu Vicente, pela confiança a mim depositada, por cuidar do meu filho para garantir que eu pudesse me dedicar a concluir meus estudos.

Ao meu orientador Prof. Dr. Gihad Mohamad pela confiança em meu potencial, e incentivo fraternal que tem me dedicado ao longo de minha formação.

Ao Prof. Eng.<sup>o</sup> Msc. Rangel Lage e equipe pela paciência, colaboração e troca de experiências por meio do curso Master em Concreto Armado.

À empresa TQS Informática, por me fornecer licença para utilização de seu programa TQS V22.11 – Licença UNIPRO 12 Estudantil, sem o qual não seria possível a realização deste trabalho.

Ao mestre de obras Arnildo Lanes e pedreiro Charles Gilmar pelos ensinamentos, troca de experiências e cordialidade profissional que me dedicaram.

Ao Eng.<sup>o</sup> Civil Diogo Dutra de Souza, pela colaboração e generosidade profissional.

À Construtora e Incorporadora Icosaedro por ter cedido os projetos arquitetônicos, estrutural e memorial descritivo para elaboração deste trabalho.

À UFSM e a todos os professores que me guiaram ao longo deste caminho, em um contexto que se é evidente que, ensinar é o mais nobre e necessário ato de amor.

“Não há nada mais prático do que uma boa teoria. “

(Ludwig Boltzmann)

## RESUMO

### AVALIAÇÃO DO SISTEMA ESTRUTURAL EM LAJE MACIÇA E SUA RELAÇÃO COM A ARQUITETURA – UM ESTUDO DE CASO – EDIFÍCIO ITROIAN

AUTOR: Hevêncio Henrique Coelho Dias

ORIENTADOR: Prof.º Dr. Gihad Mohamad

O projeto estrutural do Edifício Comercial Itroian apresenta desafios singulares para se atender a uma hierarquia de requisitos impostos pela arquitetura, tendo em vista a sua relação largura e profundidade estreita, e a sua redução brusca de rigidez e de vãos relativos ao longo de sua altura, modificando o método de análise dos efeitos de 2ª ordem, e tornando complexa a decisão do sistema de lajes a ser adotado. A estrutura é a essência irreduzível da forma arquitetônica, e que, portanto, é papel do Engenheiro Calculista a proposição de soluções que preservem a forma arquitetônica de maneira segura e economicamente viável. Neste estudo de caso foi realizado a comparação de um edifício projetado originalmente em concreto armado com lajes nervuradas unidirecionais com fôrmas ATEX com o sistema em laje maciça desenvolvido ao longo deste trabalho, onde se percebeu que a solução projetada originalmente foi economicamente mais viável do que o projeto desenvolvido neste trabalho, em que se fez necessário modificações pontuais no projeto arquitetônico, e correção de equívocos na premissa de projeto, sobretudo na continuidade das escadas e no posicionamento dos shaft's. Obteve-se um resultado de consumo de concreto cerca de 11,26% e de aço em torno de 44,77% maiores quando em comparação com a estrutura em sistema de lajes nervuradas.

**Palavras-chave:** Estruturas de Concreto Armado, Lajes Maciças, Lajes Nervuradas.

## ABSTRACT

## **AVALIATION IN THE STRUCTURAL SYSTEM IN SOLID SLAB AND YOUR RELATION WITH ARCHICTURE – A CASE STUDY – ITROIAN BUILDING**

**AUTHOR:** Hevêncio Henrique Coelho Dias

**ADVISOR:** Prof.º Dr. Gihad Mohamad

The structural design of the Itroian Commercial Building presents unique challenges to meet a hierarchy of requirements imposed by architecture, in view of its narrow width and depth ratio, and its sudden reduction in rigidity and relative spans along its height, modifying the method of analysis of 2nd order effects, and making the decision of the slab system to be adopted complex. The structure is the irreducible essence of the architectural form, and that, therefore, it is the role of the Calculating Engineer to propose solutions that preserve the architectural form in a safe and economically viable way. In this case study, a comparison of a building originally designed in reinforced concrete with unidirectional ribbed slabs with ATEX forms was carried out with the solid slab system where it was realized that the originally designed solution was more economically viable than the project developed in this work, in which it was necessary to make occasional changes to the architectural design, and to correct mistakes in the design premise, especially in the continuity of the stairs and in the positioning of the shafts. It was obtained a result of consumption of concrete around 11.26% and steel around 44.77% higher when compared to the structure in a system of ribbed slabs.

**Keywords:** Reinforced concrete structures ; rib slab; solid slab.

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Classes de Agressividade Ambiental (CAA) .....	17
Figura 2 – Correspondência entre a classe de agressividade e a qualidade do concreto .....	18
Figura 3 – Correspondência entre a classe de agressividade e o cobrimento nominal para $\Delta c = 10$ mm .....	18
Figura 4 – Isopletas da Velocidade Básica $V_0$ (m/s) .....	21
Figura 5 – Fator $S_2$ .....	22
Figura 6 – Valores mínimos do fator estatística $S_3$ .....	23
Figura 7 – Coeficiente de arrasto $C_a$ para edificações retangulares de seção constante em vento de baixa turbulência .....	23
Figura 8 – Imperfeições Geométricas Globais .....	24
Figura 9 – Ilustração da laje com fôrmas plásticas ATEX – 800U- 25.0 +5.0 .....	33
Figura 10 – Sobreposição entre lances da escadaria .....	35
Figura 11 – Dimensões escada pavimento tipo .....	35
Figura 12 – Disposição original do shaft .....	36
Figura 13 – Alteração banheiros .....	36
Figura 14 – Disposição escada primeiro pavimento duplex 501 .....	37
Figura 15 – Disposição escada segundo pavimento duplex .....	37
Figura 16 – Alteração disposição do banheiro sob escada .....	38
Figura 17 – Alteração disposição do banheiro no segundo pavimento do duplex ....	38
Figura 18 – Visualização 3D – De frente a fundo .....	39
Figura 19 – Visualização 3D – De fundo a frente .....	39
Figura 20 – Determinação da utilização do P- $\Delta$ .....	41
Figura 21 – Comparativo no consumo de concreto entre soluções e por pavimento...	44
Figura 22 – Consumo de aço (kgf) .....	45

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Quantitativo de aço global do projeto original .....	34
Tabela 2 – Consumo de Concreto em m <sup>3</sup> do projeto original .....	34
Tabela 3 – Avaliação Estabilidade Global e Deslocamentos .....	42
Tabela 4 – Consumo de concreto em m <sup>3</sup> do sistema em laje maciça .....	43
Tabela 5 – Diferença no Consumo de Concreto:(m <sup>3</sup> ) .....	44
Tabela 6 – Consumo de aço em kgf do sistema em laje maciça.....	45
Tabela 7 – Diferença do Consumo de aço em kgf.....	45

## SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO.....	12
1.1 JUSTIFICATIVA.....	13
1.2 OBJETIVOS.....	14
1.2.1 Geral.....	14
1.2.2 Específicos.....	14
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	15
2.1 ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO.....	15
2.2 – REQUISITOS DE QUALIDADE DA ESTRUTURA.....	16
2.2.1 – Classe de Agressividade Ambiental.....	17
2.3 - CONCEPÇÃO ESTRUTURAL.....	19
2.4 - AÇÕES.....	19
2.4.1 – Vento.....	21
2.5 - IMPERFEIÇÃO GLOBAL.....	24
2.6 – ESTABILIDADE GLOBAL.....	25
2.6.1 – Parâmetro de Instabilidade $\alpha$ .....	26
2.6.2 – Coeficiente $\gamma_z$ .....	26
2.6.3 - Coeficiente FAVt.....	29
2.6.4 – Processo P- $\Delta$ .....	29
2.7 – ANÁLISE ESTRUTURAL.....	29
2.7.1 – Análise Linear.....	30
2.7.2 – Análise Linear com redistribuição.....	30
3 METODOLOGIA.....	32
3.1 – CONSIDERAÇÕES PRELIMINARES.....	32
3.2 – METODOLOGIA DO TRABALHO.....	32
3.3 – O EDIFÍCIO.....	33
3.4 – QUANTITATIVO.....	34
3.5 – PROJETO ESTRUTURAL DESENVOLVIDO.....	35
3.5.1 – Alterações na arquitetura.....	35
3.5.2 – Projeto Estrutural.....	39
3.5.3 Premissas de Projeto.....	41
4 – ANÁLISE DOS RESULTADOS.....	43
5 – CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	47
REFERÊNCIAS.....	49
ANEXO A – PLANTAS BAIXAS.....	51
ANEXO B – FACHADA.....	53
ANEXO C – CORTE LONGITUDINAL.....	54

## 1 INTRODUÇÃO

A Engenharia Civil pode ser apreciada como uma área do conhecimento técnico-científico transdisciplinar e iterativo, devido a sua vasta relação com diversas áreas e a sua simultânea aplicação a projetos, processos e produtos, onde para um dado sistema apresenta-se uma série de soluções que podem ser validadas ou não conforme uma hierarquia de critérios adotados.

Em específico à engenharia estrutural e suas implicações na viabilização de um empreendimento, quanto a sua segurança e economia, e em sua relação com a arquitetura, por meio da tectonicidade, - isto é, o ajuste contínuo entre a estruturação física e visual da arquitetura, Mahfuz (2004 apud LAVALL, 2019, p.44), em que segundo Frampton (1999 apud LAVALL, 2019, p.49) a unidade estrutural é essência irreduzível da forma arquitetônica – é papel do engenheiro calculista a proposição de soluções, pré-concebidas pela arquitetura – visando a preservação dos interesses estéticos e funcionais do projeto.

Usualmente, devido ao próprio modelo de negócios da construção civil, o projeto arquitetônico é desenvolvido de maneira isolada aos demais projetos complementares, e balizado pelo atendimento à legislações diversas como, por exemplo, o código de obras e lei de uso e ocupação do solo do município, o que sem o acompanhamento dos demais projetistas, pode acarretar em soluções mais onerosas e retrabalho com modificações de projetos ou até mesmo maximizando erros no canteiro de obra, devido a incompatibilidade desses projetos.

Segundo Spohr (2008, p.14) os profissionais da engenharia de estruturas, diante de características arquitetônicas singulares que cada empreendimento possui, precisam avaliar o sistema estrutural mais adequado, o que torna inviável a utilização de uma regra geral na concepção estrutural.

Além disso, os insumos foram fortemente inflacionados desde o início da pandemia da COVID-19, o aço por exemplo, de acordo com Macedo (2021, apud Galhardi, 2021) aumentou 130% em um ano, e este aumento é repassado diretamente às construtoras e público em geral, portanto, é crucial que as incorporadoras desenvolvam produtos competitivos com projetos de qualidade e com soluções viáveis técnica e economicamente, pois como aponta Albuquerque (1999 apud SPOHR, 2008, p.14) uma economia da ordem de 10% na estrutura de um edifício pode acarretar uma redução de 2% no custo total de um empreendimento.

## 1.1 JUSTIFICATIVA

Como destaca Spohr (2008), a escolha de um sistema estrutural é alicerçada nas condicionantes arquitetônicas de um empreendimento, e que por isto não pode ser generalizado, contudo o conhecimento das características dos diferentes sistemas estruturais facilita essa avaliação, corroborando em otimização do consumo de insumos na estrutura e redução de custos.

Usualmente a definição do sistema estrutural é fortemente impactada pelos vãos propostos na arquitetura em sua definição dos ambientes, logo as características geométricas do edifício, assim como sua esbeltez, são relevantes nas decisões a serem tomadas pelo projetista estrutural, visto que este deve garantir estabilidade e a proposição de soluções economicamente viáveis e que minimizem o impacto ambiental característico da indústria da construção.

Segundo Rebello (2000, p.25), a melhor estrutura não existe, o que se pode obter é a partir de uma hierarquia de requisitos, atendê-los da forma mais eficiente possível, e o autor destaca a importância de se conhecer soluções utilizadas em projetos similares, pois como afirma Torroja (1960 apud REBELLO, 2000, p.26), “nenhuma solução é tão original que não tenha um precedente parecido”.

Um bom projeto estrutural deve levar em consideração a capacidade executiva da construtora assim bem como as lições adquiridas ao longo de sua experiência para se garantir maior adequação da inovação tecnológica (RAMOS, 2019).

De acordo com Lavall (2019, p.21), apesar de que a concepção da arquitetura esteja alicerçada ao atendimento de um programa de necessidades e ao contexto em que se está inserido, “ a construção é uma condição primordial, pois é o meio pelo qual a arquitetura se materializa e pode se expressar”, logo o sistema construtivo além de sustentar é vital na definição formal e na ordenação visual de uma obra, e verifica-se portanto que a estrutura portante resulta em um aspecto denominado tectonicidade.

Portanto, é imprescindível que as soluções estruturais adotadas sejam postas consonantemente com a arquitetura, atentando-se as legislações vigentes e às normas técnicas, contudo, diante do edifício objeto deste estudo, em especial a reduzida largura em função de seu comprimento, busca se compreender se o sistema estrutural em laje maciça melhor se adequaria ao projeto e avaliar seu impacto na arquitetura.

## 1.2 OBJETIVOS

### 1.2.1 Geral

O objetivo deste trabalho é avaliar se para as características arquitetônicas do Edifício Comercial Itoian, a utilização de sistema estrutural em lajes maciças seria mais adequada.

### 1.2.2 Específicos

Desenvolver a sensibilidade estrutural por meio análise comparativa entre os sistemas adotados em laje nervurada e o sistema proposto em laje maciça.

Avaliar as modificações necessárias à arquitetura para viabilização de um sistema estrutural diferente do utilizado.

## 2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

### 2.1 ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO

Para Rebello (2000, p. 22), estrutura, “é um conjunto de elementos que se inter-relacionam para desempenhar uma função”, “é tudo aquilo que sustenta”.

A estrutura de concreto armado é um sistema formado pelo material compósito que conforme Ambrozewics (2012, p.120) é resultado da mistura, em dosagens específicas, do aglomerante cimento, e dos agregados, brita e areia, com a água, que formam o concreto, e este em associação com o material aço, desempenham a função de garantir a resistência, a estabilidade e o desempenho de uma edificação e para isso ela deve ter capacidade de resistir e transferir adequadamente os esforços a que for submetida e também às intempéries do meio ao qual está inserida.

De acordo com Carvalho e Figueiredo (2017, p.19), o concreto, isoladamente, não é um bom material como elemento resistente, pois enquanto apresenta resistência à compressão elevada, tem baixa resistência à tração da ordem de 10% do equivalente à resistência à compressão, apesar de que essa solicitação esteja presente na maioria dos elementos estruturais, como por exemplo nas vigas que são submetidas a esforço de flexão, a qual em uma mesma seção há esforços de compressão e de tração.

Ainda segundo Carvalho e Figueiredo (2017, p.20), devido a essa característica do material concreto e das solicitações a qual uma estrutura é usualmente submetida, para aumentar a resistência das peças de concreto, associa-se a um material resistente a tração e que seja capaz de absorver as deformações impostas ao elemento, que comumente é utilizado o aço.

É a aderência entre estes dois materiais que o qualifica como material estrutural, pois quando o concreto sofre deformação devido ao esforço de tração, o aço aderido ao concreto começa a se alongar, e por este motivo que o concreto armado é também denominado de armadura passiva (Carvalho e Figueiredo, 2014, p.20).

Para se garantir a qualidade do concreto deve ser especificado pelo projetista estrutural em seus memoriais e pranchas o  $f_{ck}$  estabelecido de maneira a possibilitar a definição adequada do traço do concreto. Ressalta-se que o concreto deve ser transportado, lançado e adensado corretamente antes do início da pega do mesmo.

Após a concretagem o construtor deve realizar a cura cuidadosa do concreto que tem por finalidade evitar que a água empregada no traço, necessária a hidratação do cimento – o que por sua vez contribui com a obtenção de resistência mecânica esperada para o concreto -, evapore (Ambrozewics, 2012, p.123)

Outras características relevantes para o correto emprego do concreto e para a avaliação e dimensionamento de uma estrutura de concreto é a retração e a fluência que são respectivamente a deformação volumétrica independente do carregamento que ocorre após a cura até o estabelecimento de equilíbrio com as condições ambientes, e o aumento de deformação com o tempo sob ação de uma carga constante, esta é diretamente proporcional as tensões e inversamente proporcional à resistência do concreto (Ambrozewics, 2012, p.146).

Carvalho e Figueiredo (2017, p.21) ressaltam que concreto e aço possuem coeficientes de dilatação térmico próximos ( $\alpha_c = 1,0 \cdot 10^{-5} \text{ }^\circ\text{C}^{-1}$  e  $\alpha_a = 1,2 \cdot 10^{-5} \text{ }^\circ\text{C}^{-1}$ ), contudo a ABNT NBR 6118:2014, em seu item 8.3.4 admite que para intervalos de temperatura de  $-20^\circ\text{C}$  a  $150^\circ\text{C}$ , o coeficiente de dilatação do aço seja considerado  $10^{-5} \text{ }^\circ\text{C}^{-1}$ . (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014.)

## 2.2 – REQUISITOS DE QUALIDADE DA ESTRUTURA

A NBR 6118:2014, que define as premissas básicas necessárias ao projeto de estruturas de concreto armado, requer que elas atendam a capacidade resistente, desempenho em serviço e durabilidade.

A capacidade resistente é aquela que garante a segurança à ruptura, isto é, que atendem aos estados-limites últimos (ELU).

O desempenho em serviço, consiste em basicamente o atendimento dos estados-limites de serviço ou utilização (ELS), isto é, garantir que a estrutura mantenha condições do adequado uso ao longo de sua vida útil.

A Durabilidade de uma estrutura refere-se à capacidade da mesma resistir às intempéries previstas em fase de projeto, e o atendimento da durabilidade influencia varias premissas de cálculo, tais como a classificação do concreto, relação água-concreto e inclusive o cobrimento das peças estruturais.

### 2.2.1 – Classe de Agressividade Ambiental

A NBR 6118:2014 entende como agressividade do ambiente as ações que podem ser generalizadas como intempéries, isto é, mecanismos de degradação de uma estrutura frente à sua exposição a agentes naturais, haja vista que não se considera as ações mecânicas e ao comportamento intrínseco à estrutura que possam ser previstas no dimensionamento estrutural.

“A agressividade do meio ambiente está relacionada às ações físicas e químicas que atuam sobre as estruturas de concreto, independentemente das ações mecânicas, das variações volumétricas de origem térmica, de retração hidráulica e outras previstas do dimensionamento das estruturas” (ABNT NBR 6118 – item 6.4.1)

A NBR 6118:2014 em seu item 6.4.2 permite que a avaliação da CAA seja feita simplificada, conforme as condições de exposição da estrutura aos agentes agressivos do meio ambiente, classificando-a conforme a figura 1.

Figura 1 – Classes 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 <sup>a, b</sup>	Pequeno
III	Forte	Marinha <sup>a</sup>	Grande
		Industrial <sup>a, b</sup>	
IV	Muito forte	Industrial <sup>a, c</sup>	Elevado
		Respingos de maré	

<sup>a</sup> 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).

<sup>b</sup> 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.

<sup>c</sup> 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)

Em função da classe de agressividade ambiental, define-se a relação água-cimento, classe de resistência do concreto de acordo com a figura 2.

Figura 2 – Correspondência entre a classe de agressividade e a qualidade do concreto

Concreto <sup>a</sup>	Tipo <sup>b, c</sup>	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

<sup>a</sup> O concreto empregado na execução das estruturas deve cumprir com os requisitos estabelecidos na ABNT NBR 12655.

<sup>b</sup> CA corresponde a componentes e elementos estruturais de concreto armado.

<sup>c</sup> CP corresponde a componentes e elementos estruturais de concreto protendido.

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

Outra definição importante ao projeto estrutural que ocorre em função da classe de agressividade ambiental com o intuito de prover durabilidade à estrutura, é a respeito do cobrimento nominal - conforme figura 3 -, que é a camada de concreto da face da peça estrutural até a face mais externa da armadura, que tem o objetivo de proteger o aço das ações do ambiente.

Figura 3 – Correspondência entre a classe de agressividade e o cobrimento nominal para  $\Delta c = 10$  mm.

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

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

<sup>b</sup> 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  $\geq 15$  mm.

<sup>c</sup> 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.

<sup>d</sup> No trecho dos pilares em contato com o solo junto aos elementos de fundação, a armadura deve ter cobrimento nominal  $\geq 45$  mm.

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

### 2.3 - CONCEPÇÃO ESTRUTURAL

De acordo com Alva (2007), a concepção estrutural, consiste na disposição espacial dos elementos estruturais, de tal forma que o edifício possa atender as premissas para o qual foi projetado.

Rebello (2000) entende a concepção estrutural como resultado imposto pela arquitetura, sobre a qual cabe ao projeto estrutural locar as vigas e pilares. É na concepção estrutural que se define o caminhamento das cargas ao longo da estrutura. Ainda segundo Rebello (2000), iniciar o lançamento por pavimentos intermediários, fornece maior domínio de sua interferência nos demais pavimentos.

Entretanto, deve ser observado para o caso de edificações de múltiplos pavimentos, a disposição das vagas de estacionamento nos pavimentos garagem, ou pilotis, afim de proporcionar continuidade nos pilares e conseqüentemente no pórtico gerado, evitando-se o uso de transições e garantindo assim a funcionalidade adequada e maior número de vagas no pavimento garagem.

Rebello (2000) demonstra de maneira lúdica que a estrutura como sendo um caminho pelo o qual as forças atuantes transitam até seu destino final que é o solo, considerando-se as ações verticais, deverá ter maior acumulo de tensões, o que acarreta em peças mais robustas, quanto menor forem as opções de caminho, e maior será a fadiga quanto mais longo for o caminho, o que indica maior quantidade de elementos solicitados por uma mesma carga.

Ou seja, o projetista deve buscar conciliar diversos aspectos em uma concepção estrutural, visando atender os interesses do incorporador ao fornecer solução econômica, do construtor ao se projetar uma estrutura de fácil e rápida execução, e ao consumidor garantindo a segurança do edifício e garantindo harmonia e potencializando os aspectos estéticos e funcionais idealizados na arquitetura Ramos Neto (2002, apud Carvalho 2017) .

### 2.4 - AÇÕES

Kaminski-Jr (2019) define ações como o conjunto de causas capazes de provocar na estrutura, esforços e deformações, que conseqüentemente geram reações e deslocamentos.

No projeto estrutural essas causas externas, isto é, as ações que podem vir a ocorrer durante a vida útil de uma edificação, devem ser caracterizadas - com diferente grau de precisão, conforme modelo de cálculo - e ser comparada com a resistência

dos componentes e elementos. Desta forma, majorando-se as cargas e minorando as resistências características, garante-se a segurança estrutural. (Mohamad, 2015 e Kaminski-Jr 2019).

Os efeitos dessas ações devem ser identificados com diferentes graus de precisão, conforme modelo de cálculo, e comparado com os critérios de resistência definido assim o grau de segurança estrutural de uma estrutura.

Na análise estrutural deve ser considerada a influência de todas as ações que possam produzir efeitos significativos para a segurança da estrutura em exame, levando-se em conta os possíveis estados limites últimos e os de serviço. (Carvalho e Figueiredo, p.53, 2014)

As ações podem ser classificadas como permanentes, variáveis e excepcionais conforme a ABNT NBR 8681:2003, que indica a natureza do carregamento conforme a sua periodicidade e a ABNT NBR 6120:2019 estabelece as ações características mínimas a serem consideradas em um projeto estrutural.

As ações permanentes por sua vez são divididas entre diretas e indiretas, sendo as ações decorrentes do peso próprio da estrutura, de eventuais equipamentos fixos à estrutura e o empuxo devido ao peso de terras não removíveis, são ditas ações permanentes diretas.

As ações permanentes indiretas são aquelas resultantes das deformações que ocorrem numa estrutura em função da retração e fluência do concreto, assim como dos recalques de apoios, imperfeições geométricas e protensão. (Carvalho e Figueiredo, 2014)

As ações variáveis segundo Kaminski-Jr (2019) são as ações cujos valores nominais apresentam variações ao longo da vida útil de uma edificação, como por exemplo, a ação do vento, variações de temperatura e as cargas acidentais devido a ocupação.

### 2.4.1 – Vento

A ação do vento deve ser calculada conforme as premissas da ABNT NBR 6123:1988. Segundo Mohamad (2015), as forças atuantes na estrutura devido a ação do vento são dadas pela expressão:

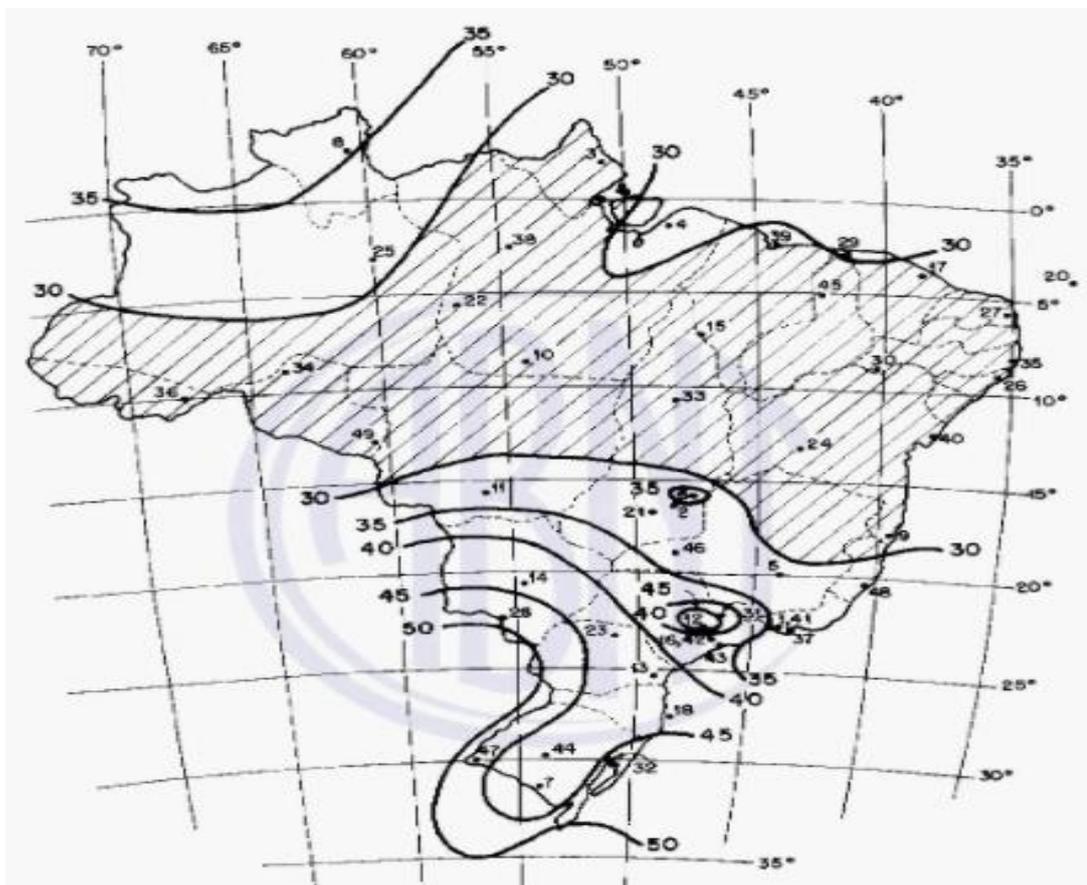
$$F = C_a \cdot q \cdot A_e$$

em que  $A_e$  (em m) corresponde a área frontal efetiva e a pressão dinâmica  $q$  (N/m<sup>2</sup>) é dada pela expressão:

$$q = 0,613 \cdot V_k^2$$

Em que  $V_k$  é a velocidade característica do vento (m/s) é obtido a partir da velocidade básica do vento ( $V_0$ ), fornecido pela figura 04

Figura 4: Isopletas da Velocidade Básica  $V_0$  (m/s)



Fonte: (ABNT NBR 6123, 1988 p. 6)

Definida a velocidade básica do vento conforme a região, calcula-se a velocidade característica ( $V_k$ ) do vento, dada pela expressão:

$$V_k = V_0 \times S_1 \times S_2 \times S_3$$

Onde:

$S_1$ : Fator Topográfico:

Leva em consideração as variações do relevo do terreno, sendo igual a 1,0 quando terreno plano ou fracamente acidentado.

$S_2$ : Rugosidade do Terreno, dimensões da edificação e altura sobre o terreno

Considera o efeito combinado da rugosidade do terreno, da variação da velocidade do vento com a altura e dimensões da edificação em consideração.

A NBR 6123:1988 estabelece 5 categorias para a determinação da rugosidade do terreno e 3 classes de edificações conforme suas dimensões, e os valores de  $S_2$  são tabelados pela referida norma (Figura 5).

Figura 5: Fator  $S_2$

z (m)	Categoria														
	I			II			III			IV			V		
	Classe			Classe			Classe			Classe			Classe		
	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	C
5	1,06	1,04	1,01	0,94	0,92	0,89	0,88	0,86	0,82	0,79	0,76	0,73	0,74	0,72	0,67
10	1,10	1,09	1,06	1,00	0,98	0,95	0,94	0,92	0,88	0,86	0,83	0,80	0,74	0,72	0,67
15	1,13	1,12	1,09	1,04	1,02	0,99	0,98	0,96	0,93	0,90	0,88	0,84	0,79	0,76	0,72
20	1,15	1,14	1,12	1,06	1,04	1,02	1,01	0,99	0,96	0,93	0,91	0,88	0,82	0,80	0,76
30	1,17	1,17	1,15	1,10	1,08	1,06	1,05	1,03	1,00	0,98	0,96	0,93	0,87	0,85	0,82
40	1,20	1,19	1,17	1,13	1,11	1,09	1,08	1,06	1,04	1,01	0,99	0,96	0,91	0,89	0,86
50	1,21	1,21	1,19	1,15	1,13	1,12	1,10	1,09	1,06	1,04	1,02	0,99	0,94	0,93	0,89
60	1,22	1,22	1,21	1,16	1,15	1,14	1,12	1,11	1,09	1,07	1,04	1,02	0,97	0,95	0,92
80	1,25	1,24	1,23	1,19	1,18	1,17	1,16	1,14	1,12	1,10	1,08	1,06	1,01	1,00	0,97
100	1,26	1,26	1,25	1,22	1,21	1,20	1,18	1,17	1,15	1,13	1,11	1,09	1,05	1,03	1,01
120	1,28	1,28	1,27	1,24	1,23	1,22	1,20	1,20	1,18	1,16	1,14	1,12	1,07	1,06	1,04
140	1,29	1,29	1,28	1,25	1,24	1,24	1,22	1,22	1,20	1,18	1,16	1,14	1,10	1,09	1,07
160	1,30	1,30	1,29	1,27	1,26	1,25	1,24	1,23	1,22	1,20	1,18	1,16	1,12	1,11	1,10
180	1,31	1,31	1,31	1,28	1,27	1,27	1,26	1,25	1,23	1,22	1,20	1,18	1,14	1,14	1,12
200	1,32	1,32	1,32	1,29	1,28	1,28	1,27	1,26	1,25	1,23	1,21	1,20	1,16	1,16	1,14
250	1,34	1,34	1,33	1,31	1,31	1,31	1,30	1,29	1,28	1,27	1,25	1,23	1,20	1,20	1,18
300	-	-	-	1,34	1,33	1,33	1,32	1,32	1,31	1,29	1,27	1,26	1,23	1,23	1,22
350	-	-	-	-	-	-	1,34	1,34	1,33	1,32	1,30	1,29	1,26	1,26	1,26
400	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,34	1,32	1,32	1,29	1,29	1,29
420	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,35	1,35	1,33	1,30	1,30	1,30
450	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,32	1,32	1,32
500	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,34	1,34	1,34

Fonte: (ABNT NBR 6123, 1988 p. 10)

$S_3$ : Fator estatístico:

Este fator leva em consideração a segurança requerida e a vida útil da edificação conforme seu uso. É baseada em conceitos estatísticos que indicam que a probabilidade de que a velocidade básica  $V_0$  do vento seja igualada ou excedida num período de 50 anos, é de 63%, o que é considerado adequado para garantir a segurança de edificações usuais. O fator  $S_3$  é dado na figura 06.

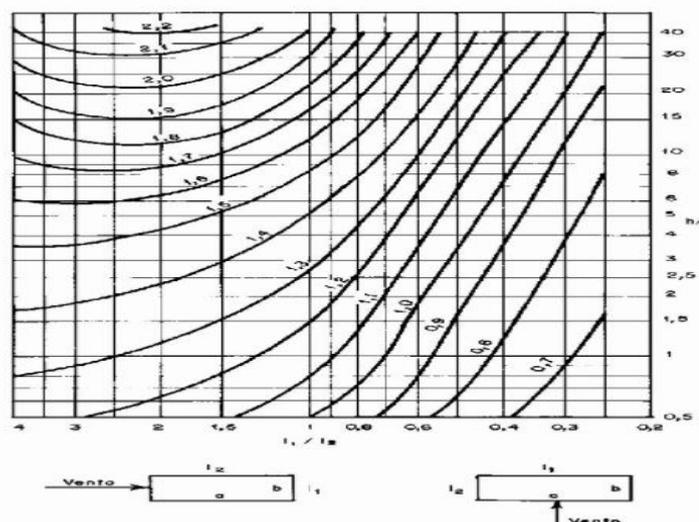
Figura 6: Valores mínimos do fator estatística  $S_3$

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

Fonte: (ABNT NBR 6123, 1988 p. 10)

Por fim, o coeficiente de arrasto  $C_a$  é obtido por meio da figura 07, para seções retangulares e constantes.

Figura 07: Coeficiente de arrasto  $C_a$  para edificações retangulares de seção constante em vento de baixa turbulência

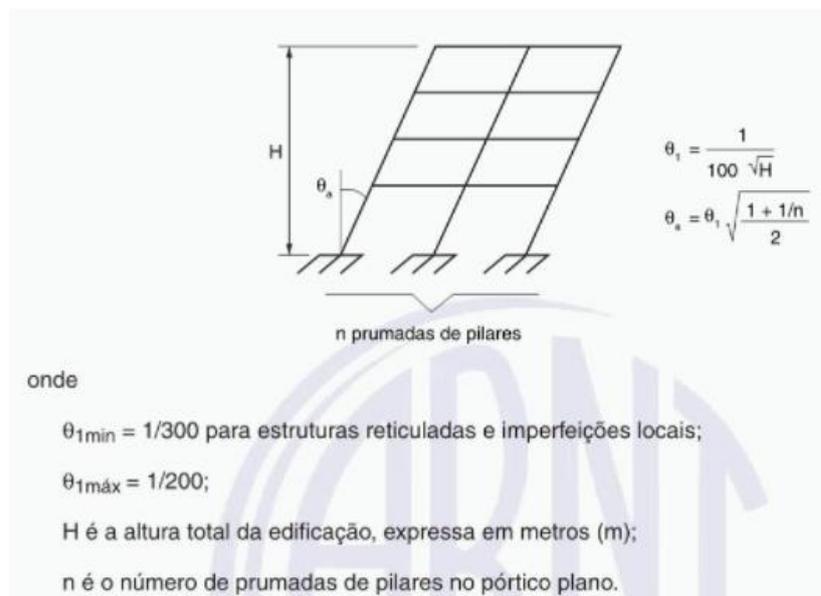


Fonte: (ABNT NBR 6123, 1988 p. 20)

## 2.5 - IMPERFEIÇÃO GLOBAL

A ABNT NBR 6118:2014 em seu item 11.3.3.4 determina que para o atendimento ao estado-limite último das estruturas reticuladas, seja levado em consideração as imperfeições geométricas. Na análise global dessas estruturas considera-se, portanto, o desaprumo dos elementos verticais (Figura 8)

Figura 8: Imperfeições Geométricas Globais



Fonte: (ABNT NBR 6118, 2014 p. 59)

A norma dita ainda que a consideração da ação do vento e desaprumo deve ser realizada da seguinte maneira:

- a) Quando 30% da ação do vento for maior que a ação do desaprumo, considera-se somente a ação do vento.
- b) Quando a ação do vento for inferior a 30% da ação do desaprumo, considera-se somente o desaprumo respeitando a consideração do  $\theta_{1\min}$ , conforme definido acima.
- c) Nos demais casos, combina-se a ação do vento e desaprumo, sem necessidade da consideração do  $\theta_{1\min}$ . Nessa combinação, admite-se considerar ambas as ações atuando na mesma direção e sentido como equivalentes a uma ação do vento, portanto, como carga variável, artificialmente amplificada para cobrir a superposição.

## 2.6 – ESTABILIDADE GLOBAL

De acordo com Zumaeta (2011), o material concreto armado não possui um comportamento linear, possuindo não linearidade física que decorre dos efeitos da fissuração e fluência do concreto e do escoamento do aço, e também a não linearidade geométrica que considera a mudança na geometria da estrutura frente às solicitações, ou de acordo com Pinto (1997 apud Zumaeta 2011), uma mudança da posição da estrutura no espaço. Estes efeitos podem ser considerados em uma análise de segunda ordem, isto é, uma análise na configuração deformada. Entende-se como uma análise de primeira ordem, a avaliação da estrutura em sua configuração indeformada.

A ABNT NBR 6118:2014, em seu item 15.4.2, definem que para efeito de cálculo, as estruturas devem ser classificadas como de nós fixos ou nós móveis. Uma estrutura de nós fixos apresenta deslocamentos horizontais pequenos e com isso os efeitos da configuração deformada, isto é, os efeitos da análise de 2ª ordem global, podem ser desprezados, isto se dá quando os esforços de 2ª ordem são inferiores a 10% dos respectivos esforços de 1ª ordem.

Diferente do exposto acima, as estruturas de nós móveis, os efeitos de 2ª ordem globais devem ser levados em consideração, pois os deslocamentos horizontais são significativos, e os esforços frutos da análise da configuração deformada são superiores a 10% dos esforços de 1ª ordem.

Portanto, para a avaliação da estabilidade global de uma edificação a ABNT NBR 6118:2014 apresenta os processos simplificados, parâmetro de instabilidade  $\alpha$  e o coeficiente  $\gamma_z$ , para indicar se a estrutura é de nós móveis ou fixos e conseqüentemente se poderá ser dispensada a análise dos esforços de 2ª ordem.

Segundo Zumaetta (2011), para avaliação da estabilidade, devem ser considerados os esforços horizontais de desaprumo, ou seja, das imperfeições globais, e da ação do vento.

Outros dois parâmetros que podem auxiliar na avaliação da estabilidade global de uma edificação, embora não esteja presente na ABNT NBR 6118:2014, são os coeficientes FAVt desenvolvido pela TQS Informática, e o Processo P- $\Delta$ .

### 2.6.1 – Parâmetro de Instabilidade $\alpha$ .

Conforme Zumaeta (2011), o parâmetro de instabilidade  $\alpha$ , é utilizado para aferição da estabilidade global de estruturas de concreto armado, embora não estime os esforços de segunda ordem.

Este não considera a fissuração do concreto, contudo outras características que refletem a não-linearidade física influenciam em sua dedução. Segundo Sgarbi (2008), neste método deve-se considerar a inércia da seção bruta dos elementos de contraventamento.

De acordo com a ABNT NBR 6118:2014, “uma estrutura reticulada simétrica pode ser considerada como sendo de nós fixos se seu parâmetro de instabilidade  $\alpha$  for menor que  $\alpha_1$ , conforme a expressão:”

$$\alpha = H_{tot} \cdot \sqrt{\frac{N_k}{0,7 \cdot E_{cs} \cdot I_c}}$$

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

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

onde:

$H_{tot}$  é a altura total da estrutura, medida a partir da fundação ou de um nível pouco deslocável do subsolo.

$N_k$  é a somatória dos carregamentos verticais que atuam na estrutura (contabilizado a partir do nível  $H_{tot}$ ) com seu valor característico.

$E_{cs} \cdot I_c$  é o somatório das rigidezes de todos os pilares na direção considerada.

$n$  é o número de níveis de barras horizontais (andares) acima da fundação ou de nível pouco deslocável.

### 2.6.2 – Coeficiente $\gamma_z$

De acordo com a ABNT NBR 6118:2014, o coeficiente  $\gamma_z$  pode ser utilizado para edificações a partir de quatro andares, e segundo Zumaeta (2011), trata-se de um parâmetro de simples aplicação e eficiência na avaliação da estabilidade global.

Conforme Sgarbi (2008), a vantagem da aplicação do coeficiente  $\gamma_z$ , está na necessidade de utilizar apenas uma análise linear de 1ª ordem, ou seja, da

configuração indeformada para se avaliar a importância dos efeitos de 2ª ordem que demandariam uma análise não-linear.

A ABNT NBR 6118:2014 em seu item 15.5.3 traz a seguinte expressão para o cálculo do  $\gamma_z$ , para cada combinação de carregamento:

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

onde:

$M_{1,tot,d}$  : é o momento de tombamento, ou seja, a soma dos momentos de todas as forças horizontais da combinação considerada, com seus valores de cálculo, em relação à base da estrutura.

$\Delta M_{tot,d}$  : é a soma do produto 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 na análise de 1ª ordem.

Sendo que:

$$M_{1,tot,d} = \gamma_{fh} \cdot \sum y_i \cdot H_i$$

e

$$\Delta M_{tot,d} = \gamma_{fv} \cdot \sum P_i \cdot a_i$$

em que:

$\gamma_{fh}$  é o coeficiente de majoração das cargas horizontais

$\gamma_{fv}$  é o coeficiente de majoração das cargas verticais

$y_i$  é a altura do pavimento  $i$  em relação à base da edificação.

$a_i$  é o deslocamento horizontal do pavimento  $i$  em relação à base.

$H_i$  é a força horizontal do vento no pavimento  $i$ .

$P_i$  é o somatório das cargas verticais atuantes no pavimento  $i$ .

Conforme Sgarbi (2008), este coeficiente é tido como um amplificador dos esforços de 1ª ordem, de acordo com a classificação da estrutura, que como determina a NBR 6118, para  $1,0 \leq \gamma_z \leq 1,10$  a estrutura é dita de nós fixos, o que dispensa a avaliação dos esforços de 2ª ordem global, e para  $1,1 < \gamma_z \leq 1,30$  é denominada de nós móveis e neste caso deverá ter os esforços de primeira ordem majorados por  $0,95 \cdot \gamma_z$  para obtenção dos esforços totais globais (1ª ordem + 2ª ordem).

Embora a NBR 6118:2014 no item 15.7.2, admita que os efeitos globais em estruturas de nós móveis devam ser obtidos por  $0,95 \cdot \gamma_z$  para a consideração aproximada dos efeitos de segunda ordem, Zumaeta (2011) relata que os estudos de Carmo (1995), Pinto (1997), Lima (2001), Pinto, Côrrea e Ramalho (2005), Campoó, Côrrea e Ramalho (2005) e Marin (2009) concluíram que a majoração apenas por  $\gamma_z$  gera melhores resultados, quando comparados com a majoração por  $0,95 \cdot \gamma_z$ .

A NBR 6118 destaca que para estruturas consideradas de nós móveis, deverá ser considerado de maneira aproximada os efeitos da não-linearidade física, tomando-se os seguintes valores de rigidez dos elementos estruturais:

- Lajes  $(EI)_{sec} = 0,3 E_{clc}$
- Vigas  $(EI)_{sec} = 0,4 E_{clc}$  para  $As' \neq As$  e  
 $(EI)_{sec} = 0,5 E_{clc}$  para  $As' = As$
- Pilares  $(EI)_{sec} = 0,8 E_{clc}$

Contudo, o coeficiente  $\gamma_z$ , baseia-se na hipótese de que a ação de um carregamento vertical nos nós deslocados de uma estrutura a cada incremento acarretam em uma sucessão de linhas elásticas em uma progressão geométrica, isto é, há uma relação constante entre os momentos fletores calculados a cada incremento, no entanto, há exceções em que tal hipótese não se aplica. (VASCONCELOS, 2000).

VASCONCELOS, 2000 indica que para os seguintes casos o coeficiente  $\gamma_z$ , não deve ser aplicado, ou aplicável com ressalvas.

- No topo do edifício alguns pilares sobem para apoiar lajes de tamanho reduzidos ou caixas d'água;
- Mudança brusca de inércia entre pavimentos;
- Variação do pé-direito entre os pavimentos;

- Transição de pilares em vigas;
- Estruturas que já possuem deslocabilidades com cargas verticais.

### 2.6.3 - Coeficiente FAVt

Segundo Zumaeta (2011), o coeficiente FAVt é um parâmetro exclusivo da TQS Informática para avaliação da estabilidade global das estruturas, possui a mesma formulação que o coeficiente  $\gamma_z$ , contudo o FAVt considera os deslocamentos horizontais provocados pelas cargas verticais, isto é, muda-se a forma que os efeitos de segunda ordem são calculados ( $\Delta M_{tot,d}$ ).

Zumaeta (2011) resume que quando se tratar de uma estrutura simétrica, os coeficientes FAVt e  $\gamma_z$  são numericamente iguais, na ocorrência de deslocamentos horizontais devido a ação vertical, coincidir com a direção da ação do vento, o coeficiente FAVt é maior do que  $\gamma_z$ , caso contrário,  $\gamma_z$  será maior do que FAVt.

### 2.6.4 – Processo P- $\Delta$ .

O processo P- $\Delta$ , não é considerado um parâmetro de estabilidade global, contudo é utilizado para análise da não-linearidade geométrica e obtenção dos esforços de 2ª ordem, por meio de métodos iterativos. Zumaeta (2011).

De acordo com Zumaeta (2011), é comum que o processo P- $\Delta$  seja utilizado quando se tem  $\gamma_z > 1,20$  ou em conjunto com o parâmetro  $\alpha$  quando se tratar de edificações abaixo de 4 andares.

## 2.7 – ANÁLISE ESTRUTURAL

A etapa de projeto onde se determina os deslocamentos e esforços atuantes, é a análise estrutural, realizada por meio de modelos matemáticos em que se idealizam as leis constitutivas dos materiais, o comportamento das ações e a ligação entre os diversos elementos. (Fontes, 2005).

Segundo a NBR 6118:2014, “a análise estrutural permite estabelecer as distribuições de esforços internos, tensões, deformações e deslocamentos, em uma parte ou em toda a estrutura”.

Para uma adequada análise estrutural deve se adotar um modelo estrutural condizente com os objetivos elencados. Na prática de projeto pode ser necessário a aplicação de mais de um modelo para se atender as verificações previstas em norma. (ABNT NBR 6118:2014).

A ABNT NBR 6118 reforça que o dimensionamento das armaduras não pode ser realizado apenas com os esforços extraídos das análises, mas deve contemplar a teoria de concreto estrutural respeitando-se as quantidades mínimas e máximas prescritas pela norma.

A NBR 6118:2014 permite cinco metodologias de análise estrutural, onde o projeto deve estar em conformidade com apenas um dos modelos, a seguir se apresenta a análise linear e a análise linear com redistribuição.

### **2.7.1 – Análise Linear**

Nesta admite-se que o material possua comportamento elástico-linear, isto é, as deformações são proporcionais às tensões, e cessando-se o carregamento o material retorna à sua configuração original, com isso considera-se as características geométricas da seção bruta de concreto dos elementos estruturais, considerando-se eventualmente a fissuração da peça

Geralmente os resultados da análise linear são aplicados na verificação de estados-limites de serviço, entretanto, os esforços obtidos nessa análise podem ser utilizados para o dimensionamento no estado-limite último, atentando-se a ductilidade mínima das peças.

### **2.7.2 – Análise Linear com redistribuição**

De acordo com Buchaim (2015), a análise linear seguida de uma limitada redistribuição das solicitações, busca reduzir nas seções críticas os momentos fletores elásticos, que ocorrem geralmente nos apoios de continuidade, multiplicando-os por um coeficiente de redistribuição  $\delta$ .

Conforme a NBR 6118:2014 a posição da linha neutra afeta a capacidade de rotação e a ductilidade dos elementos estruturais no estado-limite último, isto é a capacidade do material se deformar sem se romper, e para se obter o adequado comportamento de lajes e vigas, a norma define que.

$$\frac{x}{d} \leq 0,45 \text{ para } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa}$$

E para o coeficiente de redistribuição a norma define que:

$\delta \geq 0,90$  para estruturas de nós móveis

$\delta \geq 0,75$  para estruturas de nós fixos.

Contudo, utilizando-se a redistribuição, deve-se limitar a profundidade da linha neutra para o momento reduzido  $\delta M$  por:

$$\frac{x}{d} \leq (\delta - 0,44) \cdot 1,25 \text{ para } f_{ck} \leq 50\text{Mpa}$$

Segundo Fontes (2005), a redistribuição se dá pela variação da rigidez das peças estruturais e que se justifica pela entrada no estágio II ocasionando a fissuração da peça em uma determinada seção transversal, o que induz a um remanejamento dos esforços solicitantes, que partem da região de menor rigidez para a de maior rigidez.

Ainda de acordo com Fontes (2005), essa redistribuição promove a redução do momento elástico sobre os apoios de vigas contínuas, o que pelo equilíbrio, acarreta em aumento no momento fletor nos vãos. Park e Paulay (1975 apud Fontes 2005) indica como vantagem da redistribuição, a possibilidade de o projetista estabelecer um arranjo de momento nos apoios e nos vãos que permitam menor disparidade nos diagramas, evitando congestionamento de armadura e provendo maior economia.

### **3 METODOLOGIA**

#### **3.1 – CONSIDERAÇÕES PRELIMINARES**

Em uma primeira análise observou-se que a comparação direta entre o sistema estrutural adotado e as propostas neste trabalho, não seria possível, visto que, não foi fornecido o projeto de elevadores contendo os carregamentos a ser aplicado na estrutura conforme especificações do fabricante, o qual não consta no memorial descritivo disponibilizado, e também não foi obtido dados da sondagem SPT e portanto a fundação não foi incluída neste estudo.

Destaca-se que a ABNT NBR 6120 que estabelece as ações mínimas a serem consideradas no projeto estrutural foi revisada em 2019, e que, portanto, foi tida como referência para elaboração deste trabalho, enquanto que a proposta estrutural adotada foi projetada anteriormente a publicação da norma, contendo diferenças significativas nos valores e na tratativa das ações consideradas.

Além destes, não foi contemplado a avaliação das contenções, da fundação e do reservatório inferior em concreto armado que compõe o sistema de aproveitamento da água pluvial.

#### **3.2 – METODOLOGIA DO TRABALHO**

A partir do projeto arquitetônico se avaliou uma concepção estrutural que provesse maior continuidade dos pilares afim de evitar elementos de transição, nessa etapa foi possível identificar algumas inconsistências de projeto que foram modificadas para viabilização de nova proposta estrutural.

Foi elaborada uma proposta para estrutura em concreto armado com laje maciça e em seguida extraiu-se os quantitativos gerados pelo software e com o auxílio de planilha eletrônica foi feito o levantamento do quantitativo do projeto estrutural adotado na construção do empreendimento, apesar de haver diferenças sensíveis nos projetos arquitetônicos e considerações de carregamento, o quantitativo do empreendimento executado representa um bom índice de balizamento dos resultados adquiridos.

O projeto desenvolvido neste trabalho, em laje maciça foi elaborado utilizando o software TQS e atendendo aos requisitos preconizados pela NBR 6118:2014 e NBR 6120:2019. Sua comparação direta com o projeto estrutural adotado na execução do

edifício, é indevida, contudo para efeitos didáticos e de desenvolvimento de sensibilidade estrutural, utiliza-se a comparação dos resultados como balizador das decisões tomadas.

### 3.3 – O EDIFÍCIO.

Trata-se de um empreendimento comercial, com 2 pavimentos garagem no subsolo, 1 pavimento térreo com acesso para garagem e uma loja comercial, 3 pavimentos tipo com salas comerciais e 1 pavimento duplex. O edifício possui 32 vagas de garagem e 31 salas comerciais.

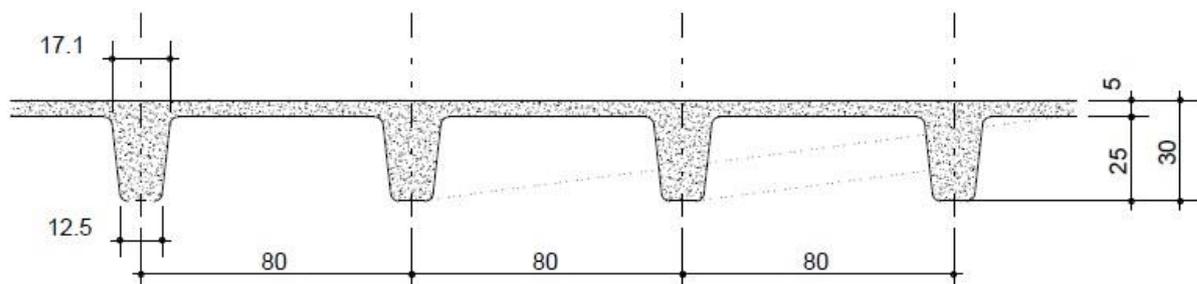
O projeto estrutural original, elaborado em 2018, adotou o sistema de laje nervurada unidirecional com sistemas de fôrmas plásticas ATEX – 800U 25.0 + 5.0, conforme indica a figura 9, em que as lajes eram apoiadas em vigas no seu contorno, e diretamente nos pilares em seus ambientes internos, houve também a presença de vigas protendidas para vencer vãos de 7,95m na região das sacadas, e vigas de transição para a passagem dos pavimentos subsolo para pavimento térreo, e do pavimento tipo para os pavimentos duplex.

O concreto especificado possui fck de 30 MPa para pilares, vigas e lajes, sendo que para os pilares mais carregados nos pavimentos inferiores foi utilizado concreto com fck de 40 MPa, e para as vigas de transição e as vigas protendidas foi utilizado concreto com fck de 50 MPa, a estrutura foi projetada em torre única, sem a realização de junta de dilatação.

Figura 9 – Ilustração da laje com fôrmas plásticas ATEX – 800U- 25.0 +5.0

SEÇÃO TÍPICA DAS NERVURAS - ATEX 800

ESCALA: 1:25



Fonte: Projeto Estrutural cedido pela construtora

O edifício no segundo subsolo apresenta as seguintes dimensões, 11,13 m de largura, e 47,85 m de frente a fundo. No primeiro subsolo, possui as dimensões 11,13 m de largura por 55,46m de frente a fundo. No pavimento térreo ocorre um recuo lateral para atendimento aos índices construtivos, resultando em um pavimento com 7,95m de testada, por 52,45m de frente a fundo, no pavimento tipo com 3 repetições, apresenta 7,95m de testada, por 53,65m de frente a fundo, enquanto que nos pavimentos duplex em virtude da altura atingida o edifício tem um novo recuo, configurando portanto em uma testada de 4,60m por 53,65 m de profundidade

As plantas baixas e a fachada do edifício constam nos anexos A e B, respectivamente, entretanto devido as suas dimensões não foi possível encontrar escala que tornassem suas cotas visíveis em uma folha A4.

### 3.4 – QUANTITATIVO

O quantitativo do projeto estrutural adotado, referente a consumo de aço e de concreto foi extraído do quadro de resumo de cada prancha e segue sua compilação com o auxílio de planilha eletrônica.

Tabela 01 – Quantitativo de aço global do projeto original.

Elemento	Aço (kgf)
Pilar	7745,58
Viga	8967,81
Laje	6174

Fonte: O autor.

Tabela 02 – Consumo de Concreto em m<sup>3</sup> do projeto original (continuação)

	PILAR	VIGA	LAJE	TOTAL
SS1	4,32	8,93	47,35	60,60
SS2	4,32	7,04	56,04	67,40
TÉRREO	8,40	17,4	52,4	78,20
2º PAV.	7,70	13,1	41,5	62,30

Fonte: O autor.

Tabela 02 – Consumo de Concreto em m<sup>3</sup> do projeto original (conclusão)

TIPO	7,2	13,3	41,1	61,60
DUPLEX 1	7,2	28,8	40	76,00
DUPLEX 2	8,3	15,5	23,4	47,20
COBERTURA	12,4	15,6	33,5	61,5
Total				514,80

Fonte: O autor.

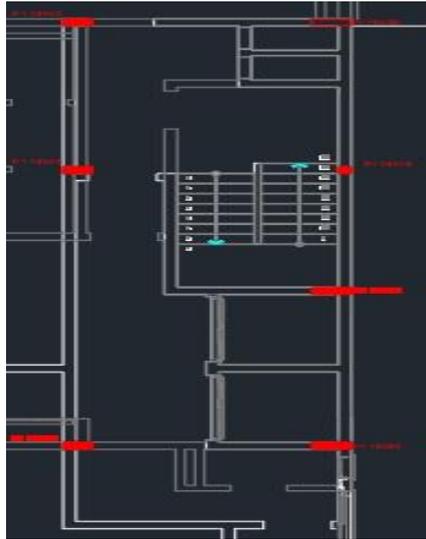
### 3.5 – PROJETO ESTRUTURAL DESENVOLVIDO

#### 3.5.1 – Alterações na arquitetura.

Para o desenvolvimento da solução estrutural em laje maciça foi avaliado o projeto arquitetônico no momento da concepção e identificou-se algumas inconsistências de projeto, fossem equívocos de modelagem, ou potenciais interferências entre outras disciplinas, que poderiam acarretar em dificuldades no momento da execução e que, portanto, foram modificadas afim de produzir um modelo mais eficiente.

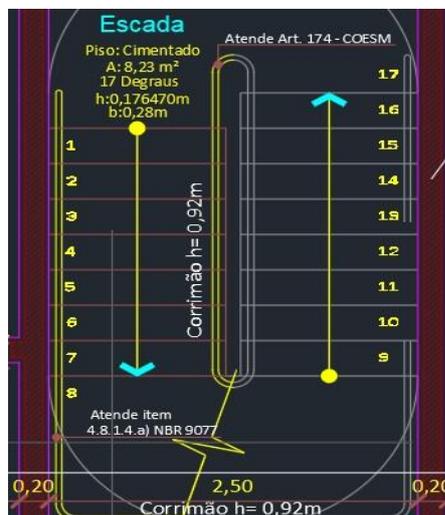
Observou-se na escadaria uma incompatibilidade entre lances, assim como, a proposta arquitetônica da escada de difícil execução, no modelo estrutural, observou-se que atendendo as medidas do projeto arquitetônico, não era possível atender simultaneamente a equação de Blondel, e as premissas da NBR 9050:2020. Sendo assim, fez-se a alteração para que houvesse a continuidade da escadaria ao longo do edifício, e modelou-se as escadas conforme sugestão automática do software. (Figuras 10 e 11).

Figura 10: Sobreposição entre lances da escadaria



Fonte: O autor.

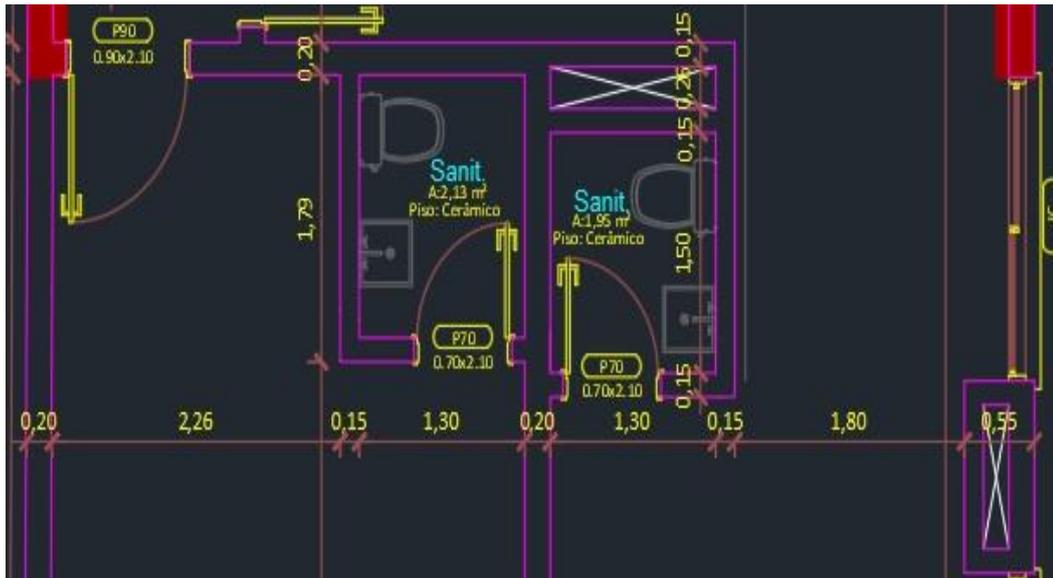
Figura 11: Dimensões escada pavimento tipo



Fonte: Projeto Arquitetônico cedido pela Construtora.

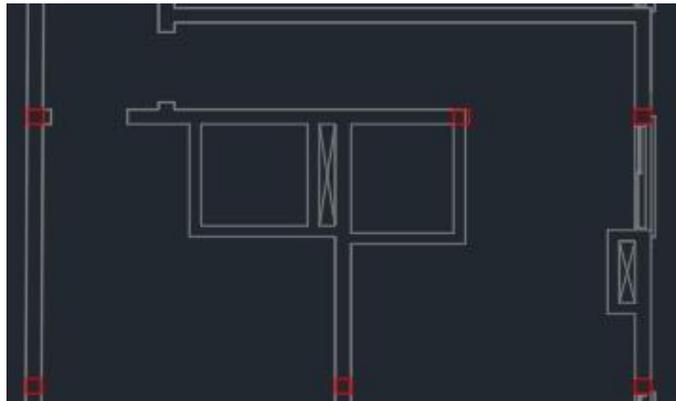
No pavimento tipo, para evitar que os shafts de abastecimento de água do banheiro nos escritórios 201 ao 401 e 202 ao 402 coincidisse com a circulação dos pavimentos duplex, foi modificado o posicionamento do shaft e dos banheiros, o mesmo se fez com os shafts dos banheiros de uso comum. (Figuras 12 e 13)

Figura 12: Disposição original do shaft



Fonte: Projeto Arquitetônico cedido pela Construtora

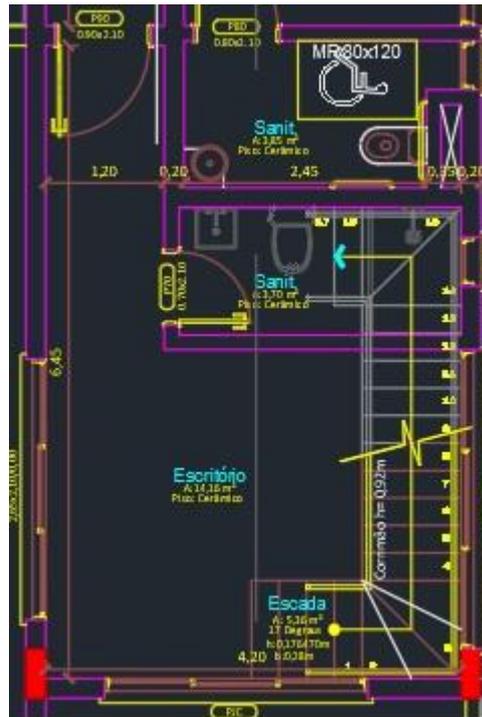
Figura 13: Alteração banheiros



Fonte: O autor.

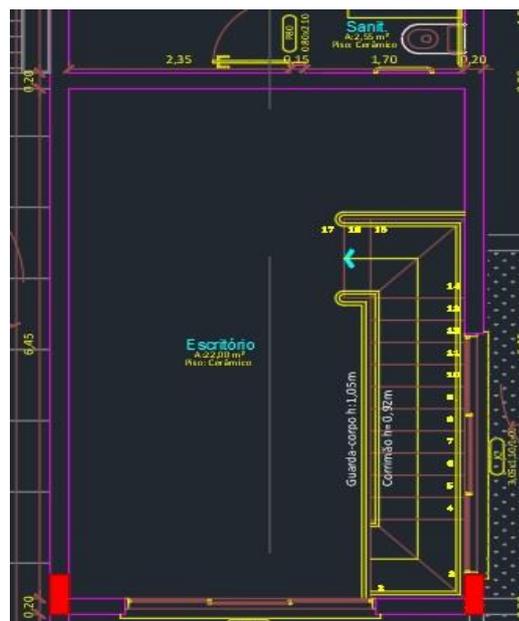
No pavimento Duplex Inferior o banheiro do escritório 501 foi realocado para o duplex superior, afim de propiciar espaço livre de circulação na saída da escada até o shaft que foi desconsiderada no projeto original. Observou-se que a modificação otimizou a distribuição do espaço assim como propôs uma solução mais ergonômica ao banheiro, evitando eventual também inconsistência na execução da obra. (Figuras 14 a 17).

Figura 14: Disposição escada primeiro pavimento duplex 501



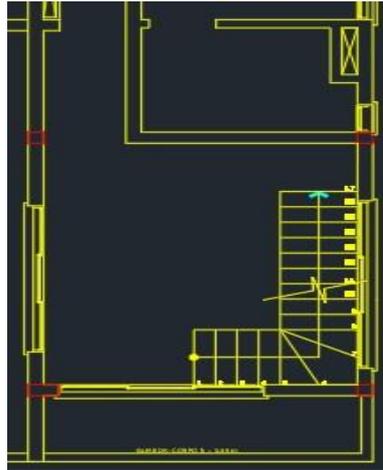
Fonte: Projeto Arquitetônico cedido pela Construtora

Figura 15: Disposição escada segundo pavimento duplex



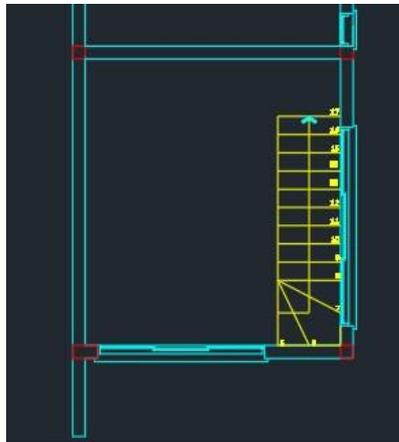
Fonte: Projeto Arquitetônico cedido pela Construtora

Figura 16: Alteração disposição do banheiro sob escada



Fonte: O autor.

Figura 17: Alteração disposição do banheiro no segundo pavimento do duplex.



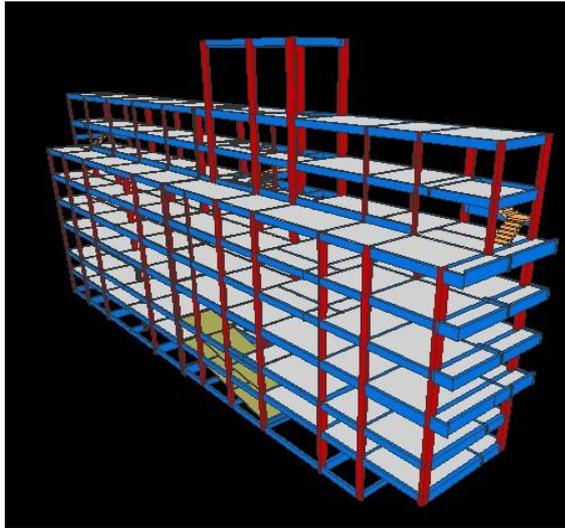
Fonte: O autor.

Ainda no pavimento Duplex, observou-se que a mesma inconsistência ocorria no escritório 505, logo, a mesma modificação foi realizada.

### 3.5.2 – Projeto Estrutural

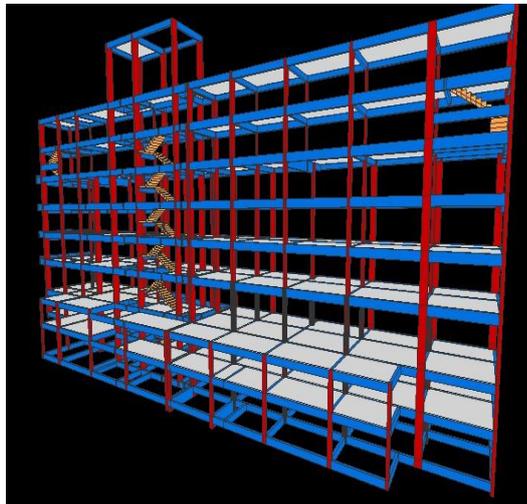
O projeto estrutural foi desenvolvido com o auxílio do programa TQS V22.11 gentilmente cedido pela empresa TQS Informática. A figura 18 e 19 apresentam visão tridimensional do modelo proposto.

Figura 18: Visualização 3D – De frente a fundo



Fonte: O autor.

Figura 19: Visualização 3D – De fundo a frente



Fonte: O autor.

A edificação está situada em um terreno estreito em uma região privilegiada com maiores índices construtivos de acordo com a Lei de Uso e Ocupação do Solo do município de Santa Maria, o que faz com que para se obter maior aproveitamento do potencial construtivo, seja necessário aumentar o recuo das divisas em função da altura do empreendimento.

O Edifício Comercial Itroian, apresenta o afastamento mínimo de 3m nos pavimentos térreo e tipo, e um novo recuo de 3m em uma das laterais para o pavimento duplex, sendo assim, tem-se a interrupção da continuidade dos pilares

projetados e a necessidade de elementos de transição nos pavimentos superiores, o que é uma situação necessária para o projeto estrutural, e estabelece grandes desafios ao projetista.

Destaca-se como dificuldade na modelagem de uma edificação com essas peculiaridades, a devida compatibilização das necessidades de vãos impostos pelos pavimentos garagens, que conforme a posição da vaga, demandam vão livre de 3 a 5m, com a existência de pavimentos recuados nos pavimentos superiores, a necessidade de transição e a interrupção dos pórticos, acarretam em estruturas mais onerosas.

### 3.5.3 Premissas de Projeto

Os carregamentos aplicados na modelagem da estrutura, se deu conforme a NBR 6120:2019, sendo, para as ações permanentes, considerado:

Bloco cerâmico vazado com paredes vazadas	2,5 kN/m <sup>2</sup>
Concreto Armado	25 kN/m <sup>3</sup>
Argamassa de cal, cimento e areia	19 kN/m <sup>3</sup>
Cargas de Revestimento	1,25 kN/m <sup>2</sup>

Para as ações variáveis foi utilizado as seguintes cargas acidentais

Pisos de escritórios (salas de uso geral e banheiros)	2,5 kN/m <sup>2</sup>
Piso de corredores e circulação	3,0 kN/m <sup>2</sup>
Escada sem acesso ao público	3,0 kN/m <sup>2</sup>

Foi considerado concreto com  $f_{ck}$  de 30 MPa e Módulo de Elasticidade (E) de 29,52 GPa.

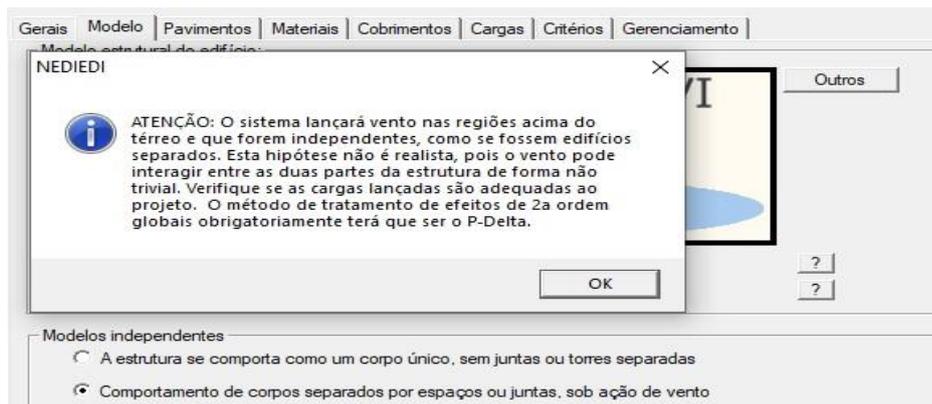
Para avaliação da estabilidade global, foi necessário para a devida consideração dos efeitos de segunda ordem, a utilização do parâmetro  $P-\Delta$ , em conjunto com o parâmetro de instabilidade  $\alpha$ . Pois o edifício em questão apresenta deslocabilidade devido a carga vertical, mudança brusca de rigidez entre pavimentos, pilares que sobem para apoiar caixa d'água e casos de transição de pilares em vigas.

Além destes, devido o comprimento de 53,65m da edificação, foi necessário a realização de uma junta de dilatação para que fosse dispensável a consideração dos esforços devido ao gradiente de temperatura.

Embora não haja prescrição na norma ABNT NBR 6118:2014 de um valor indicado para recomendação da junta de dilatação em estruturas de concreto armado, é tacitamente reconhecido como boa pratica a utilização dessas juntas em torno de a cada 25 m, além disso, a ABNT NBR 16868-1 que trata do projeto de alvenaria estrutural, em seu item 10.2.2 traz a recomendação de juntas de dilatação para no máximo a cada 24m, e determina que para ultrapassar este limite, deve ser avaliado efeitos de variação de temperatura e retração.

Sendo assim foi proposto uma junta de dilatação aos 27,50m partindo da fachada, buscando-se dividir o edifício ao meio – diferentemente do projeto original em lajes nervuradas unidirecionais que não contemplou a junta de dilatação e não continha nenhuma observação técnica sobre este quesito - , portanto, o programa indica que seja utilizado o parâmetro  $P-\Delta$ , neste caso. (Figura 19).

Figura 20 – Determinação da utilização do  $P-\Delta$ .



Fonte: O autor.

Vale ressaltar, que o TQS, apesar de analisar os efeitos de 2ª ordem global pelo método  $P-\Delta$ , ele fornece os valores de  $\gamma_z$  obtidos, como referência ao projetista para que seja possível comparar a majoração dos esforços entre métodos de análise linear e a análise não-linear.

Contudo, para o modelo em questão, obteve pelo parâmetro  $\alpha$  em variadas combinações de ações, que a estrutura deve ser considerada como de nós móveis, e não como de nós-fixos como se conclui da apreciação do coeficiente  $\gamma_z$ , que é aqui utilizado como mecanismo didático para indicar a estabilidade global do pórtico.

Após processamento do pórtico, tendo sido utilizado o modelo IV do TQS que considera um pórtico espacial composto por pilares e vigas, desconsiderando a ação da laje como elemento de contraventamento, obteve-se os valores de  $\gamma z$  e deslocamentos máximos (Tabela 3).

Tabela 3 – Avaliação Estabilidade Global e Deslocamentos

	Eixo X	Eixo Y
$\gamma z$	1,06	1,06
Deslocamento Horizontal	1,57 cm	0,31 cm

Fonte: O autor.

#### 4 – ANÁLISE DOS RESULTADOS.

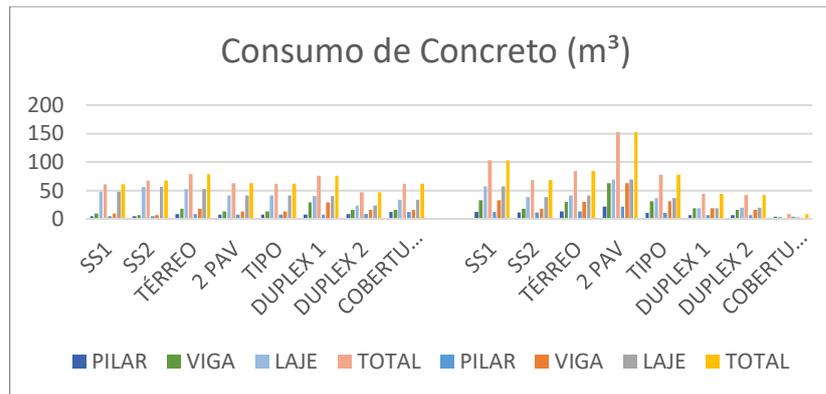
A estrutura de contraventamento do sistema estrutural em laje maciça projetado, pode ser denominado estrutura de nós móveis, conforme indicado pelo parâmetro  $\alpha$  apesar de que  $\gamma z$  ter sido menor do que 1,10, o parâmetro alfa indica a situação mais crítica que foi adotada para a avaliação da estrutura, e também em decorrência das características geométricas e intrínsecas da estrutura, o processo gama z que é por definição um processo simplificado, não foi considerado em sua análise.

O modelo em laje maciça apresentou maior consumo de materiais do que a solução originalmente proposta em laje nervurada unidirecional, tendo consumo de concreto elevado conforme se conclui da Tabela 4 e Figura 21.

Tabela 4 – Consumo de concreto em m<sup>3</sup> do sistema em laje maciça.

	PILAR	VIGA	LAJE	TOTAL
SS1	12,36	33,20	57,23	102,79
SS2	11,67	18,10	38,47	68,24
TÉRREO	13,57	29,80	40,78	84,15
TIPO 1 (2X)	21,12	62,70	69,14	152,96
TIPO 2 (1X)	10,56	31,20	36,37	78,13
DUPLEX 1	6,52	18,90	18,37	43,79
DUPLEX 2	6,52	16,10	19,42	42,04
COBERTURA	3,72	2,66	1,68	8,06
TOTAL		580,16		

Figura 21: Comparativo no consumo de concreto entre soluções e por pavimento.



Fonte: O autor.

O consumo de concreto entre as duas tipologias apresentou uma diferença de 11,26%, sendo o sistema de laje maciça com maior consumo, em sua avaliação global. Contudo, ao avaliar a diferença no consumo de concreto entre os dois sistemas, considerando-se o pavimento e o elemento estrutural, identifica-se que as vigas, exerceram grande influência para este resultado conforme, a tabela 5, o que se faz coerente, visto que no sistema original em laje nervurada as vigas foram lançadas preponderantemente no bordo da estrutura e no entorno da escadaria e poço de elevador.

Tabela 5 – Diferença no Consumo de Concreto:(m<sup>3</sup>)

	Pilar	Viga	Laje
SS1	8,04	24,27	9,88
SS2	7,35	11,06	-17,57
Térreo	5,17	12,40	-11,62
Tipo 1	13,42	49,60	27,64
Tipo 2	3,36	17,9	-4,73
Duplex 1	-0,68	-9,9	-21,63
Duplex 2	-1,78	0,6	-3,98
Cobertura	-8,68	-12,94	-31,82
Total	26,2	92,99	-53,93

Fonte: O autor.

Desta se exprime que a escolha da laje maciça, por vencer vãos menores, quando em comparação com a laje nervurada, que de acordo com SPOHR (2009), estas são economicamente viáveis para vãos da ordem de 8m enquanto que aquelas

para vãos de 3,5m a 5m, obtém menor consumo de concreto, contudo devido a sua distribuição de esforços se dar conforme suas condições de contorno, em todo seu perímetro, diferentemente da laje nervurada em que a sua distribuição de esforços se dá preponderantemente na direção das nervuras, todos os elementos no perímetro do pano de uma laje maciça são submetidos a distribuição de esforços, sendo necessário por vezes seções mais robustas dos elementos de apoio da laje. Ressalta-se que a solução em laje maciça demanda uma maior quantidade de pilares e vigas, o que justifica o maior consumo de concreto.

Em relação ao aço, a laje maciça apresentou maior consumo do que o projeto original em laje nervurada em todos os elementos estruturais analisados, com destaque para a utilização de aço na própria laje, conforme indica a Tabela 6 e 7 e a Figura 22.

Tabela 6: Consumo de aço em kgf do sistema em laje maciça.

Pilar	8043,00
Viga	12095
Laje	14565

Fonte: O autor.

Tabela 7: Diferença do Consumo de aço em kgf.

Pilar	297,42
Viga	3127,19
Laje	8391

Fonte: O autor.

Figura 22: Consumo de aço (kgf).



Fonte: O autor.

Observou-se um aumento do aço em todas as peças, sendo 3,7% nos pilares, e a situação mais crítica para as lajes que teve aumento de 44,77%. Vale ressaltar que para o caso das lajes nervuradas unidirecionais, a mesma é armada apenas na direção da nervura, contando com uma armadura de distribuição para solidarizar as nervuras e controlar a fissuração na capa em uma taxa significativamente menor do que a armação em laje maciça.

Outro aspecto que se mostrou relevante para o resultado apresentado, foi a consideração das cargas, que devido a atualização da ABNT NBR 6120:2019, houve um acréscimo da carga acidental considerada sobre as lajes que posteriormente são distribuídas a vigas e pilares, ou seja, devido a atualização da norma, tem-se uma estrutura mais pesada a ser avaliada, quando em comparação com o projeto do edifício em questão.

## 5 – CONSIDERAÇÕES FINAIS

A partir dos resultados colhidos neste trabalho, conclui-se que o sistema estrutural mais apropriado para a solução arquitetônica dada, é o de laje nervurada unidirecional, que devido aos vãos no eixo x da ordem de 7,5m, apresentou em alguns trechos vigas protendidas, reduzindo o consumo de concreto e de aço da estrutura, fazendo com que peças mais esbeltas atendessem os estados-limites de serviço.

A solução em laje maciça e vigas em concreto armado, apenas com armadura passiva, devido a imposições arquitetônicas, nos trechos das sacadas dos escritórios, precisavam vencer grandes vãos e por vezes receber cargas diretas de pilares de transição - devido ao afastamento de divisa da edificação para atender a legislação municipal -, fazendo com que fossem necessárias peças mais robustas aumentando o consumo de concreto.

Quanto ao consumo de aço, observou-se que em virtude da não existência de uma malha estrutural que permitisse o lançamento de pilares centrais, seja em virtude das vagas de estacionamento, ou da utilização do térreo como loja comercial, para se ter vãos médios de 3,8m, as vigas do pavimento tipo necessitavam vencer grandes vãos em uma posição desfavorável, devido ao balanço e as sacadas, estando essas submetidas a torção, aumentando seu consumo de aço, tanto pela necessidade de uma altura maior para se atender os estados limites de serviço, quanto pela armadura de pele para controlar a fissuração da peça e da armadura lateral para resistir a torção.

Contudo, apesar de que o comprimento do edifício de 53,65m o projeto arquitetônico não previa junta de dilatação, e a mesma também não foi avaliada no projeto estrutural em laje nervurada. Embora a ABNT NBR 6118:2014 não determine uma dimensão mínima requerida para que se haja a junta de dilatação em estruturas de concreto armado, - pois a norma refere-se apenas que estruturas de concreto simples devem possuir juntas de dilatação pelo menos a cada 16m -, ela indica que a não existência de juntas torna necessário a verificação da influência do carregamento térmico na estrutura, ressalta-se que a utilização de juntas de dilatação a cada 25m é tida como uma boa prática.

Acredita-se que a não utilização da junta de dilatação no projeto original em laje nervurada, também corroborou para um menor consumo de materiais, tanto em aço quanto em concreto.

Vale ressaltar que não tão somente devido a influência do carregamento térmico, a inexistência de uma junta de dilatação pode afetar a não-linearidade física em decorrência de uma maior fissuração o que por sua vez altera o módulo de elasticidade e suas deformações, em especial devido ao efeito da retração do concreto, o comportamento frente ao estado-limite de serviço pode ser diferente do que se prevê, haja visto que tem-se uma abertura de fissura que não é previsto conforme os limites estabelecidos na ABNT NBR 6118:2014 para abertura de fissura, que também se dá em decorrência da classe de agressividade ambiental, e que portanto afeta a durabilidade da estrutura, visto que torna o concreto armado mais suscetível a ação de agentes agressivos.

Outro critério que representa um grande desafio ao projeto estrutural, é a necessidade de compatibilizar os pilares do edifício, tendo-se em sua base pavimentos garagens, que demandam espaço de manobra livre com ao menos 3m quando as vagas forem perpendiculares ao tráfego da via em que se situa o imóvel, ou 5m quando a vaga for paralela ao tráfego, fazendo com que para um edifício estreito, torne inviável a locação dos pilares de maneira a obter vãos médios menores para viabilizar uma estrutura em laje maciças.

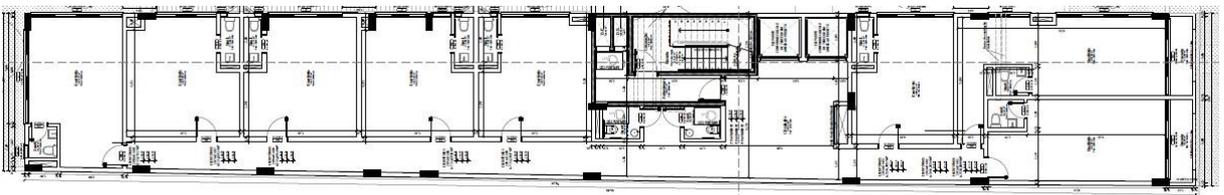
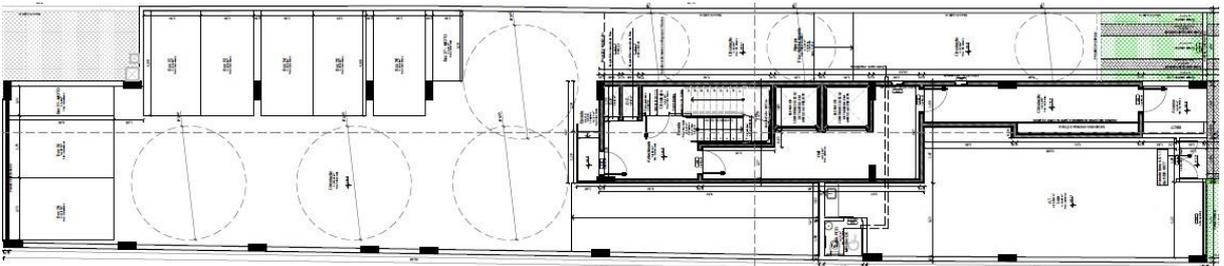
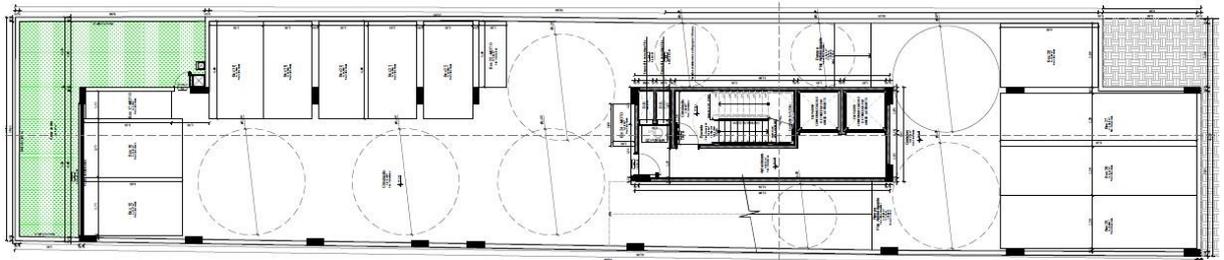
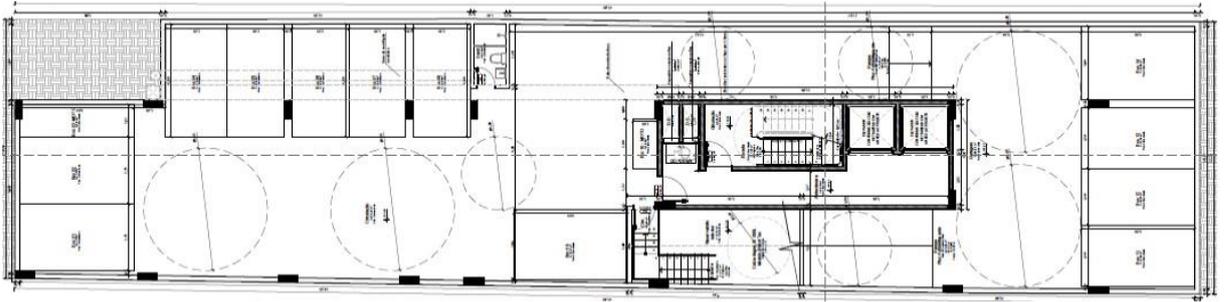
Por fim, relata-se que o projeto objeto deste estudo, apresenta grande complexidade em seu lançamento estrutural para sistemas alternativos ao adotado, visto que demandam atendimento de critérios distintos e divergentes, haja visto suas características geométricas, onde se tem na base necessidade de vãos maiores, e a impossibilidade de mantê-los continuamente ao longo da estrutura, visto que os vãos da estrutura reduzem drasticamente e de maneira que há vedações desalinhadas entre os pavimentos.

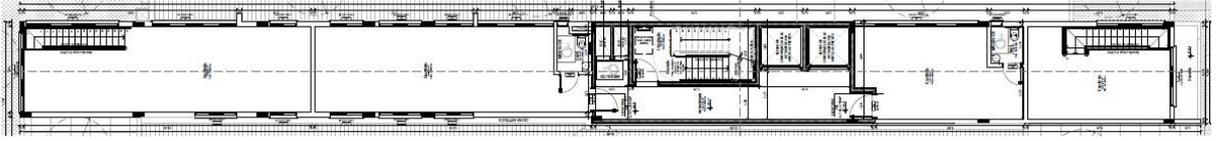
## REFERÊNCIAS

- ALVA. G.M.S. **Concepção Estrutural de Edifícios em Concreto Armado**. 2007. 24 f. Notas de aula.
- AMBROZEWICS. P.H.L. **Materiais de Construção – Normas, Especificações, Aplicação e Ensaio de Laboratório**. 1 ed. São Paulo: Ed. Pini, 2012. 457 p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118: Projeto de Estruturas de Concreto - Procedimento**. Rio de Janeiro, 2014.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6120: Ações Para o Cálculo de Estruturas de Edificações**. Rio de Janeiro, 2019.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6123: Forças Devidas ao Vento em Edificações**. Rio de Janeiro, 1988.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 9050: Acessibilidade a Edificações, Mobiliário, Espaços e Equipamentos Urbanos**. Rio de Janeiro, 2020.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 16686-1: Alvenaria Estrutural – Parte 1: Projeto**. Rio de Janeiro, 2020.
- BUCHAIM, R. **Análise Elástica com Redistribuição Limitada de Solicitações**. 2015. 13 p
- CARVALHO, R. C., FIGUEREDO J.R.F. **Cálculo e Detalhamento de estruturas usuais de concreto armado: segunda a NBR 6118:2014**. 4 ed. São Carlos: Ed. EdUFSCar, 2017. 415 p.
- FONTES, F.F. **Análise Estrutural de Elementos Lineares Segunda a NBR 6118:2013**. 2005. 137 p. Dissertação (Mestrado em Estruturas) – Universidade de São Paulo, São Carlos, SP, 2005
- GALHARDI, R. Preço do aço afeta retomada da construção civil. **Trendsce**. [S.l.], 30 ago. 2021. Disponível em: <<https://www.trendsce.com.br/2021/08/30/preco-do-aco-afeta-retomada-da-industria-e-construcao-civil/>> Acesso em 22 fev. 2022.
- JR.KAMINSKI. J. **Segurança Estrutural**. 2019. 67 f. Notas de aula.
- LAVALL, C. **A Tectonicidade na obra de Eduardo de Almeida**. 2019. 273 p. Dissertação (Mestrado em Arquitetura) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, RS, 2019.
- MOHAMAD, G. (Coord.). **Construções em alvenaria estrutural: materiais, projeto e desempenho**. 1 ed. São Paulo: Ed. Blucher, 2015. 355 p.

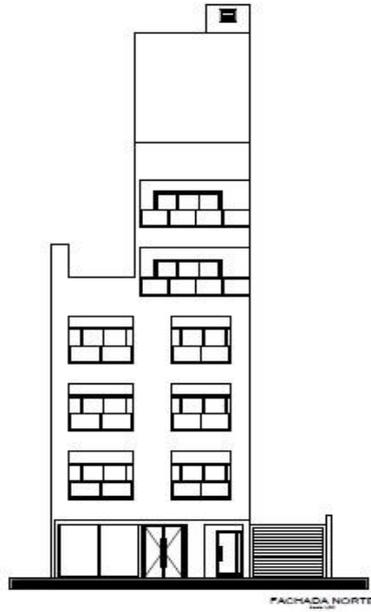
- RAMOS, F. G. **Análise da Viabilidade Técnica e Econômica do Pavimento de Transição, Considerando Concreto Armado Protendido e Alvenaria Estrutural.** 2009. 106 p. Dissertação (Mestrado em Construção Civil e Preservação Ambiental) – Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, RS, 2019.
- REBELLO, Y.C.P. **A Concepção Estrutural e a Arquitetura.** 1. ed. São Paulo: Ed. Ziguarte, 2000. 270 p.
- SGARBI, M. dos S. G. **Contribuição da Rigidez à Flexão das Lajes para a Estabilidade Global de Edifícios.** 2008. 115 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ, 2008.
- SPOHR, V.H. **Análise Comparativa: Sistemas Estruturais Convencionais e Estruturas de Lajes Nervuradas.** 2008. 108 p. Dissertação (Mestrado em Construção Civil e Preservação Ambiental) – Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, RS, 2008.
- VASCONCELOS, A.C. Em que casos não se deve aplicar o Gamaz? **TQS Docs:** São Paulo 5 jul. 2000 Acesso em: 05 jan.2022 Disponível em < <https://docs.tqs.com.br/Docs/Details?id=3300&language=pt-BR> >
- ZUMAETA, M.W.J. **Análise de segunda ordem global em edifícios com estrutura de concreto armado.** 2011. 221 p. Dissertação (Mestrado em Estruturas) – Universidade de São Paulo, São Carlos, SP, 2011.
- .

# ANEXO A – PLANTAS BAIXAS





# ANEXO B – FACHADA



## ANEXO C – CORTE LONGITUDINAL

