



UNIVERSIDADE FEDERAL RURAL DO SEMI-ÁRIDO
PRÓ-REITORIA DE GRADUAÇÃO
CENTRO MULTIDISCIPLINAR DE PAU DOS FERROS
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL

SARA RÍZIA NUNES BEZERRA

**ESTUDO PARAMÉTRICO DO COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DE EDIFÍCIO
CONVENCIONAL A PARTIR DA CLASSE DE RESISTÊNCIA DO CONCRETO**

PAU DOS FERROS/RN

2024

SARA RÍZIA NUNES BEZERRA

**ESTUDO PARAMÉTRICO DO COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DE EDIFÍCIO
CONVENCIONAL A PARTIR DA CLASSE DE RESISTÊNCIA DO CONCRETO**

Monografia apresentada à Universidade
Federal Rural do Semi-Árido como requisito
para obtenção do título de Engenheira Civil.

Orientador: Prof. Dr. Leonardo Henrique
Borges de Oliveira.

PAU DOS FERROS/RN

2024

© Todos os direitos estão reservados a Universidade Federal Rural do Semi-Árido. O conteúdo desta obra é de inteira responsabilidade do (a) autor (a), sendo o mesmo, passível de sanções administrativas ou penais, caso sejam infringidas as leis que regulamentam a Propriedade Intelectual, respectivamente, Patentes: Lei nº 9.279/1996 e Direitos Autorais: Lei nº 9.610/1998. O conteúdo desta obra tomar-se-á de domínio público após a data de defesa e homologação da sua respectiva ata. A mesma poderá servir de base literária para novas pesquisas, desde que a obra e seu (a) respectivo (a) autor (a) sejam devidamente citados e mencionados os seus créditos bibliográficos.

B Bezerra, Sara Rízia Nunes.
574 e Estudo paramétrico do comportamento estrutural
 de edifício convencional a partir da classe de
 resistência do concreto / Sara Rízia Nunes
 Bezerra. – 2024.
 85 f. : il.

 Orientador: Leonardo Henrique Borges de
 Oliveira.
 Monografia (graduação) – Universidade Federal
 Rural do Semi-árido, Curso de Engenharia Civil,
 2024.

 1. Concreto Armado. 2. Resistência à
 compressão. 3. Comportamento estrutural. I.
 Oliveira, Leonardo Henrique Borges de , orient.
 II. Título.

Ficha catalográfica elaborada por sistema gerador automático em conformidade
com AACR2 e os dados fornecidos pelo(a) autor(a).

Biblioteca Campus Pau dos Ferros
Bibliotecária: Erlanda Maria Lopes da Silva
CRB: 15/966

O serviço de Geração Automática de Ficha Catalográfica para Trabalhos de Conclusão de Curso (TCC's) foi desenvolvido pelo Instituto de Ciências Matemáticas e de Computação da Universidade de São Paulo (USP) e gentilmente cedido para o Sistema de Bibliotecas da Universidade Federal Rural do Semi-Árido (SISBI-UFERSA), sendo customizado pela Superintendência de Tecnologia da Informação e Comunicação (SUTIC) sob orientação dos bibliotecários da instituição para ser adaptado às necessidades dos alunos dos Cursos de Graduação e Programas de Pós-Graduação da Universidade.

SARA RÍZIA NUNES BEZERRA

**ESTUDO PARAMÉTRICO DO COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DE EDIFÍCIO
CONVENCIONAL A PARTIR DA CLASSE DE RESISTÊNCIA DO CONCRETO**

Monografia apresentada à Universidade
Federal Rural do Semi-Árido como requisito
para obtenção do título de Engenharia Civil.

Defendido em: 22/10/2024

BANCA EXAMINADORA

Prof. Dr. Leonardo Henrique Borges de Oliveira (UFERSA)
Orientador

Prof. Dr. Gilvan Bezerra dos Santos Junior (UFERSA)
1ª Avaliador

Breno Eduardo Carlos (Eng. Civil)
2ª Avaliador

Para aqueles que saem à procura de portas, são corajosos o bastante para abrir as que encontram e, às vezes, ousados o bastante para criar suas próprias.

V. E. Schwab

AGRADECIMENTOS

Querido Deus, em primeiro lugar, agradeço profundamente por todas as bênçãos e pela força que me sustentou em cada etapa deste caminho. Agradeço por nunca me deixar sozinha e por me guiar em momentos de incerteza. Tudo o que conquistei foi graças à tua presença e ao teu cuidado constante em minha vida.

À minha mãe, Elizabete Nunes Holanda, minha gratidão eterna. Você foi a base de todo o meu percurso, me incentivando e acreditando em mim mesmo quando eu mesma duvidava. Obrigada por cada conselho, cada sacrifício e por todo o amor incondicional que me fortaleceu em momentos difíceis.

Ao meu noivo, José Antônio Eduardo de Holanda, meu companheiro fiel, agradeço imensamente por todo apoio e compreensão ao longo dessa jornada. Obrigada por acreditar em mim, me ajudar a manter o foco e ser um pilar fundamental no meu caminho.

Agradeço também ao meu orientador, Dr. Leonardo Henrique Borges de Oliveira, que com dedicação e paciência me guiou ao longo deste processo. Obrigada pelo comprometimento e por compartilhar seu conhecimento, ajudando-me a crescer não só academicamente, mas também como pessoa.

Aos docentes da Universidade Federal Rural do Semi-Árido (UFERSA), sou grata pela oportunidade de aprender e evoluir. Cada aula, cada discussão e cada troca de ideias foram essenciais para minha formação. Obrigada por dedicarem suas vidas à educação e ao ensino, proporcionando-nos sempre o melhor.

Por fim, às minhas amigas Elizabete, Agda e Aniele, minha eterna gratidão por estarem ao meu lado. Vocês foram muito mais do que colegas, foram irmãs de caminhada. Obrigada pela parceria, pelos momentos de apoio mútuo e pelas risadas que tornaram essa trajetória mais leve.

Muito obrigada!

E o Senhor te guiará continuamente, e fartará a tua alma em lugares secos, e fortificará teus ossos; e serás como um jardim regado, e como um manancial, cujas águas nunca faltam.

Isaías 58:11

RESUMO

O concreto armado é amplamente utilizado na construção civil devido à sua versatilidade e resistência, sendo a resistência à compressão um dos parâmetros mais importantes para a segurança estrutural. A não-conformidade da resistência à compressão pode comprometer a integridade das edificações, resultando em fissuras, deformações excessivas e até colapsos. Este trabalho tem como objetivo investigar a sensibilidade do comportamento estrutural de edificações de concreto armado frente à variação da resistência à compressão do concreto (f_{ck}). Foram analisadas cinco classes de resistência (20 MPa, 35 MPa, 50 MPa, 75 MPa e 90 MPa) utilizando o software TQS V24.3. O estudo analisou o consumo de aço em vigas e pilares, bem como a flecha máxima em relação a flecha limite em vigas e lajes, considerando também a taxa de trabalho e a taxa de armadura nos pilares. Para o desenvolvimento do trabalho foi realizado o lançamento dos elementos estruturais, inserção de cargas permanentes e acidentais, e a aplicação das cargas de vento conforme a NBR 6123:2023. Os resultados indicaram uma redução máxima no consumo de aço nas vigas simétricas V6 e V9 de 14,90% para um f_{ck} de 35 MPa. As flechas nas vigas e lajes mostraram reduções de até 53,57% e 54,81%, respectivamente, para uma resistência de 90 Mpa. Em relação à taxa de trabalho dos pilares, foi verificada uma redução contínua com o aumento do f_{ck} . Nos pilares de canto, a taxa de trabalho diminuiu de 0,71 para 0,27 entre 20 MPa e 90 Mpa. Conclui-se que o controle rigoroso da resistência à compressão do concreto é essencial para otimizar o desempenho estrutural e garantir a segurança das construções.

Palavras-chave: Concreto Armado. Resistência à compressão. Comportamento estrutural.

ABSTRACT

Reinforced concrete is widely used in civil construction due to its versatility and strength, with compressive strength being one of the most critical parameters for structural safety. Non-compliance with compressive strength can compromise building integrity, resulting in cracks, excessive deformations, and even collapse. This study aims to investigate the sensitivity of structural behavior in reinforced concrete buildings to variations in concrete compressive strength (f_{ck}). Five strength classes (20 MPa, 35 MPa, 50 MPa, 75 MPa, and 90 MPa) were analyzed using TQS V24.3 software. The study examined steel consumption in beams and columns, as well as maximum deflection in relation to the limit deflection in beams and slabs, also considering the working ratio and reinforcement ratio in columns. Structural elements were modeled, with the application of permanent, live, and wind loads according to NBR 6123:2023. Results indicated a maximum steel consumption reduction in symmetrical beams V6 and V9 of 14.90% for an f_{ck} of 35 MPa. Deflections in beams and slabs showed reductions of up to 53.57% and 54.81%, respectively, for a strength of 90 MPa. Regarding the columns' working ratio, a continuous reduction was observed with increasing f_{ck} , with corner column ratios decreasing from 0.71 to 0.27 between 20 MPa and 90 MPa. It is concluded that rigorous control of concrete compressive strength is essential to optimize structural performance and ensure construction safety.

Keywords: Reinforced concrete. Compressive strength. Structural behavior.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Viga de concreto (a) sem armadura e b) com armadura	21
Figura 2 - Diagrama tensão-deformação idealizado.....	25
Figura 3 – Eixos de viga.....	26
Figura 4 – Pilar intermediário.....	29
Figura 5 – Pilar de extremidade.....	30
Figura 6 – Pilar de canto.....	30
Figura 7 – Laje maciça	31
Figura 8 – Laje nervurada.....	32
Figura 9 – Laje cogumelo.....	32
Figura 10 – Laje treliçada.....	33
Figura 11 - Etapas de um projeto estrutural	33
Figura 12 - Planta baixa.....	40
Figura 13 – Visualização 3D do edifício	41
Figura 14 – Corte esquemático do edifício.....	42
Figura 15 - Planta de forma do pavimento tipo	44
Figura 16 - Isopletas de velocidade básica V_0 (m/s)	45
Figura 17 – Fluxograma da metodologia adotada para a análise das vigas.....	47
Figura 18 - Fluxograma da metodologia adotada para a análise das lajes	48
Figura 19 – Tipos de apoio em uma laje	49
Figura 20 - Laje de borda, laje de extremidade e laje intermediária	49
Figura 21 – Fluxograma da metodologia adotada para a análise dos pilares	51
Figura 22 – Comparação do consumo de aço nas vigas horizontais com o F_{ck}	54
Figura 23 - Comparação do consumo de aço nas vigas verticais com o F_{ck}	56
Figura 24 - Flechas nas vigas horizontais.....	59
Figura 25 – Flechas nas vigas verticais	60
Figura 26 – Flechas nas lajes de borda	63
Figura 27 – Flechas nas lajes de extremidade	64
Figura 28 – Flechas nas lajes intermediárias	64
Figura 29 – Taxa de aço em porcentagem dos pilares de canto	65
Figura 30 - Taxa de aço em porcentagem dos pilares de extremidade.....	66
Figura 31 - Taxa de aço em porcentagem dos pilares intermediários	66
Figura 32 – Taxa de trabalho nos pilares de canto	68

Figura 33 – Taxa de trabalho nos pilares de extremidade	69
Figura 34 – Taxa de trabalho nos pilares intermediários.....	69

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Classes de resistência dos concretos estruturais.....	22
Tabela 2 - Valores do módulo de elasticidade em relação ao f_{ck}	24
Tabela 3 – Taxas mínimas de armadura de flexão para vigas com seção retangular	27
Tabela 4 – Limites de deslocamentos.....	37
Tabela 5 - Cobrimentos nominais de projeto.....	43
Tabela 6 - Classificação das vigas adotadas no trabalho	47
Tabela 7 – Classificação das lajes adotadas no trabalho	49
Tabela 8 – Classificação dos pilares adotadas no trabalho.....	52
Tabela 9 – Consumo de aço nas vigas horizontais	53
Tabela 10 – Aumento de consumo nas vigas horizontais.....	55
Tabela 11 – Consumo de aço nas vigas verticais	55
Tabela 12 - Aumento de consumo nas vigas verticais V5 e V10	57
Tabela 13 – Flechas das vigas horizontais.....	58
Tabela 14 - Flechas das vigas verticais	59
Tabela 15 – Flechas das lajes de borda.....	62
Tabela 16 – Flechas nas lajes de extremidade	62
Tabela 17 – Flechas das lajes de intermediárias.....	62
Tabela 18 – Flechas das vigas horizontais.....	77
Tabela 19 – Flechas das vigas verticais.....	78
Tabela 20 – Flechas das lajes de borda.....	79
Tabela 21 – Flechas das lajes de extremidade	80
Tabela 22 – Flechas das lajes intermediárias.....	81
Tabela 23 – Taxa de aço nos pilares de canto	82
Tabela 24 – Taxa de aço nos pilares de extremidade	82
Tabela 25 – Taxa de aço nos pilares intermediários.....	83
Tabela 26 – Taxa de trabalho nos pilares de canto.....	84
Tabela 27 – Taxa de trabalho nos pilares de extremidade.....	84
Tabela 28 – Taxa de trabalho nos pilares intermediários	85

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
CA	Concreto Armado
CAA	Classes de agressividade ambiental
NBR	Norma Brasileira
MPa	Megapascal

LISTA DE SÍMBOLOS

A_s	Área de aço
A_c	Área de concreto
$A_{c, alma}$	Área de concreto da alma
$A_{s, mín}$	Armadura longitudinal mínima
$A_{s, máx}$	Armadura longitudinal máxima
$A_{s, adot}$	Área de aço adotada
E_{ci}	Módulo de elasticidade do concreto
E_{cs}	Módulo de elasticidade secante do concreto
f_{ck}	Resistência característica do concreto à compressão
f_{yd}	Tensão de escoamento de cálculo do aço
$f_{ctk, inf}$	Resistência característica inferior à tração do concreto
$f_{ctk, sup}$	Resistência característica superior à tração do concreto
$f_{ct, m}$	Resistência média à tração do concreto
$\ln$	Logaritmo neperiano
$M_{d, mín}$	Momento mínimo
N_d	Força normal solicitante de cálculo
ρ_c	Massa específica do concreto
ρ	Taxa de aço
W_0	Módulo de resistência da seção transversal bruta de concreto

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	16
2	PROBLEMATIZAÇÃO	18
3	OBJETIVOS	19
3.1	Geral	19
3.2	Específicos	19
4	JUSTIFICATIVA	20
5	REVISÃO TEÓRICA	21
5.1	Concreto Armado	21
5.2	Características do concreto.....	22
5.2.1	Massa específica.....	22
5.2.2	Resistência à compressão	22
5.2.3	Resistência à tração	23
5.2.4	Módulo de elasticidade.....	23
5.2.5	Coeficiente de Poisson e módulo de elasticidade transversal	25
5.2.6	Diagrama tensão-deformação na compressão	25
5.3	Vigas.....	26
5.3.1	Valores limites para armaduras longitudinais	26
5.4	Pilares	27
5.4.1	Valores limites para armaduras longitudinais	27
5.4.2	Classificação dos pilares	29
5.5	Lajes.....	31
5.6	Etapas de um projeto estrutural	33
5.7	Estados Limites de Serviço	35
5.8	Estados Limites Último	36
5.9	Deslocamentos máximos.....	36
5.10	Fatores que afetam a variabilidade da qualidade do concreto.....	37
5.10.1	Influência dos materiais	38
5.10.2	Influência dos processos produtivos	38
5.10.3	Influência dos processos de ensaio.....	38
6	METODOLOGIA.....	40
6.1	Considerações iniciais do projeto estrutural.....	40
6.1.1	Critérios de projeto.....	42

6.2	Lançamento dos elementos estruturais.....	43
6.3	Cargas inseridas na estrutura	44
6.4	Cargas de vento.....	45
6.5	Análise das vigas	46
6.6	Análise das lajes	48
6.7	Análise dos pilares	50
7	RESULTADOS E DISCUSSÕES.....	53
7.1	Consumo de aço nas vigas.....	53
7.2	Flechas nas vigas.....	58
7.3	Flechas nas lajes.....	61
7.4	Taxa de aço nos pilares	65
7.5	Taxa de trabalho nos pilares.....	68
8	CONCLUSÃO.....	71
8.1	Sugestões para trabalhos futuros	72
	REFERÊNCIAS.....	73
	APÊNDICE A – FLECHAS MÁXIMAS E LIMITES PARA AS VIGAS DO PAVIMENTO TIPO.....	77
	APÊNDICE B – FLECHAS MÁXIMAS E LIMITES PARA AS LAJES DO PAVIMENTO TIPO.....	79
	APÊNDICE C – TAXA DE AÇO (%) REFERENTE AOS PILARES DO PAVIMENTO FUNDAÇÃO	82
	APÊNDICE D – TAXA DE TRABALHO REFERENTE AOS PILARES DO PAVIMENTO FUNDAÇÃO	84

1 INTRODUÇÃO

O concreto armado se consolidou como um dos materiais mais utilizados na construção civil, sendo essencial para a realização de estruturas seguras e duráveis. No Brasil, esse material se destaca pela sua ampla aplicação em diversas edificações, desde residências até grandes obras de infraestrutura, como pontes e barragens (Magalhães, 2014; Porto; Fernandes, 2015). O seu uso intensivo é justificado pela combinação de características como resistência, versatilidade e a facilidade de execução, que permitem a elaboração de projetos com vãos longos e formas complexas (Porto; Fernandes, 2015).

A resistência à compressão do concreto é um dos parâmetros mais críticos para a avaliação de sua qualidade e desempenho. Essa propriedade está diretamente relacionada à mistura dos componentes – cimento, água, agregados e, em alguns casos, aditivos – e à metodologia empregada durante a sua execução (Mehta; Monteiro, 2014). É fundamental que essa resistência atenda às especificações técnicas estabelecidas pelas normas brasileiras, como a NBR 8953 (ABNT, 2015), que regulamenta as classes de resistência do concreto. A não-conformidade na resistência à compressão pode originar-se de uma série de fatores, incluindo a variação na qualidade dos materiais, erros de dosagem, inadequações nos processos de mistura e cura, além de falhas na execução da obra. Tais inconsistências podem levar a consequências, como fissuras, colapsos e custos elevados de manutenção e reparo, comprometendo a segurança das edificações (Weimer *et al.*, 2018).

O presente trabalho visa investigar a problemática da não-conformidade da resistência à compressão em estruturas de concreto armado, buscando entender as causas subjacentes e as implicações para a integridade estrutural e a sensibilidade no comportamento estrutural global.

A pesquisa se fundamenta em um estudo de caso relacionado a um projeto arquitetônico. Foram realizadas simulações na resistência à compressão do concreto com a variação dos seus valores, com o objetivo de analisar o impacto dessa variável sobre parâmetros estruturais, tais como consumo de aço, flechas máximas, taxa de trabalho e taxa de armadura. As simulações foram desenvolvidas no software TQS V24.3. Com essa abordagem, foi possível investigar a relação direta entre a resistência à compressão do concreto e o desempenho dos elementos estruturais, contribuindo para uma avaliação detalhada do comportamento e da eficiência dos materiais empregados.

A relevância deste estudo se dá não apenas pela necessidade de garantir a conformidade com normas técnicas, mas também pela busca por inovações que elevem os

padrões de segurança na construção civil. Ao final, as conclusões apresentadas visam fortalecer o conhecimento sobre a resistência do concreto e promover práticas que assegurem a qualidade das obras, minimizando as chances de falhas.

Dessa forma, a análise da resistência à compressão torna-se não apenas um tema técnico, mas uma questão de responsabilidade social e ética profissional, vital no estudo da sensibilidade frente ao comportamento estrutural de uma edificação.

2 PROBLEMATIZAÇÃO

A resistência à compressão do concreto armado é um parâmetro importante que influencia diretamente a segurança e a integridade das construções. Quando o concreto não atinge os níveis de resistência previstos no projeto, várias consequências graves podem surgir, incluindo o comprometimento da capacidade de suporte da estrutura, surgimento de fissuras e, em casos extremos, colapso parcial ou total. A inadequação na resistência à compressão pode resultar de diversas falhas, tais como variações na qualidade dos materiais utilizados, procedimentos inadequados de mistura, transporte e cura, além de deficiências na execução da obra. A falta de conformidade com as normas técnicas estabelecidas, como a NBR 6118 (ABNT, 2023), agrava esses problemas, aumentando a probabilidade de falhas estruturais e comprometendo a segurança dos usuários.

Portanto, investigar e compreender o comportamento estrutural em função da resistência à compressão do concreto é essencial para promover práticas construtivas mais seguras e eficientes. Esse estudo contribui para aprimorar o controle da qualidade em todas as etapas de produção e aplicação do concreto, estabelecendo parâmetros que minimizam os riscos associados à inadequação da resistência e, conseqüentemente, asseguram a durabilidade e segurança das estruturas. Essa abordagem não apenas visa atender às normas técnicas, mas também atua como um pilar para a evolução contínua do setor, mitigando falhas estruturais e reforçando a confiabilidade das edificações.

3 OBJETIVOS

3.1 Geral

Analisar de forma paramétrica, a influência da resistência à compressão do concreto no comportamento estrutural de um edifício convencional, investigando o consumo de aço em vigas, bem como as deformações (flechas) observadas nas vigas e lajes do pavimento tipo. Nos pilares, avaliar a taxa de aço em porcentagem e a taxa de trabalho correspondente ao primeiro lance da estrutura.

3.2 Específicos

- Desenvolver um modelo estrutural de uma edificação;
- Avaliar o comportamento estrutural da edificação estudada em função da variação na resistência à compressão do concreto;
- Realizar uma análise paramétrica do desempenho das estruturas em casos de não conformidade com a resistência à compressão.

4 JUSTIFICATIVA

A análise da resistência à compressão do concreto armado é de suma importância para assegurar a durabilidade e a segurança das construções. Quando a resistência especificada não é atingida, a estrutura fica vulnerável a falhas que podem ter consequências devastadoras, como colapsos que resultam em perdas de vidas e danos materiais significativos. Além disso, a inadequação na resistência à compressão acarreta custos adicionais consideráveis, devido à necessidade de intervenções corretivas, reforços estruturais e, em casos mais graves, demolições e reconstruções. Atrasos no cronograma da obra também são uma consequência comum, impactando negativamente o orçamento e a viabilidade do projeto. A responsabilidade legal recai sobre engenheiros, construtoras e fornecedores de materiais, que podem enfrentar implicações jurídicas e financeiras severas. Portanto, é imperativo realizar uma avaliação minuciosa das causas da inadequação na resistência à compressão e adotar práticas rigorosas de controle de qualidade e técnicas de mitigação para garantir a integridade e a segurança das estruturas de concreto armado.

5 REVISÃO TEÓRICA

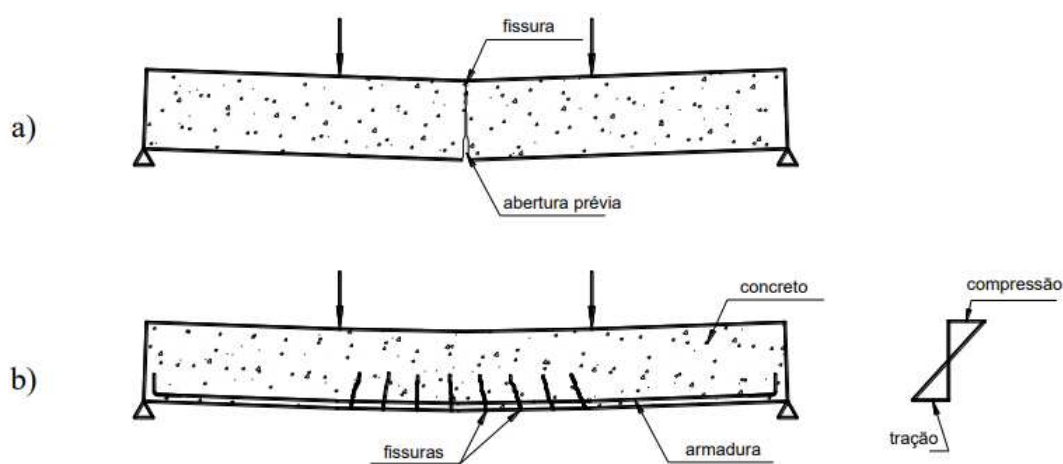
5.1 Concreto Armado

A NBR 6118 (ABNT, 2023) define elementos de concreto armado, no item 3.1.3, como "aqueles cujo comportamento estrutural depende da aderência entre o concreto e a armadura, e nos quais não se aplicam alongamentos iniciais das armaduras antes da materialização dessa aderência".

No Brasil, as estruturas de concreto armado são atualmente as mais comuns. Os avanços tecnológicos têm contribuído para o aumento significativo do uso do concreto. De acordo com Helene (2010), após a descoberta do concreto de cimento Portland no final do século XIX e seu uso intensivo no século XX, o concreto se tornou o material mais consumido pelo homem depois da água, revolucionando a concepção e a construção de estruturas, cujo desenvolvimento sempre esteve ligado ao progresso das civilizações ao longo da história.

O concreto é formado pela mistura adequada de cimento, água, agregados, tanto miúdos quanto graúdos e aditivos (Botelho; Marchetti, 2019). Carvalho e Figueiredo Filho (2016) destacam que o concreto possui uma resistência satisfatória à compressão, mas baixa resistência à tração, tornando seu uso isolado inadequado, já que os elementos estruturais geralmente apresentam tanto tensões de compressão quanto de tração na mesma seção. Para corrigir essa limitação, é adicionado o aço, um material com boa resistência à tração, criando assim o concreto armado. A Figura 1, ilustra o comportamento de um elemento de viga com a adição de aço na seção transversal.

Figura 1 – Viga de concreto (a) sem armadura e b) com armadura



Fonte: Bastos (2019)

5.2 Características do concreto

5.2.1 Massa específica

Conforme o item 8.2.2 da NBR 6118 (ABNT, 2023), a massa específica (ρ_c) do concreto, após secagem em estufa, varia entre 2000 kg/m³ e 2800 kg/m³. Se a massa específica não for conhecida, é considerado um valor de 2400 kg/m³ para o concreto simples e 2500 kg/m³ para o concreto armado.

5.2.2 Resistência à compressão

Segundo Recena (2015), a resistência à compressão é a característica mais importante do concreto e pode ser avaliada por meio de ensaios em corpos de prova cilíndricos com diâmetros variados, que vão de 100 mm a 450 mm. A altura desses corpos de prova deve ser o dobro do diâmetro. Esses corpos de prova devem ser moldados e testados de acordo com as normas NBR 5738 (ABNT, 2015) e NBR 5739 (ABNT, 2018), respectivamente.

No Brasil, de acordo com a NBR 8953 (ABNT, 2015), a classificação dos concretos (Tabela 1) em dois grupos de resistência é baseada na resistência característica à compressão (f_{ck}), obtida por meio de ensaios realizados em corpos de prova.

Tabela 1 - Classes de resistência dos concretos estruturais

Classe de resistência Grupo I	Resistência característica à compressão	Classe de resistência Grupo II	Resistência característica à compressão
C20	20	C55	55
C25	25	C60	60
C30	30	C70	70
C35	35	C80	80
C40	40	C90	90
C45	45		
C50	50	C100	100

Fonte: Adaptada da ABNT NBR 8953 (2015)

5.2.3 Resistência à tração

A resistência à tração depende principalmente da aderência entre a massa de cimento e os grãos dos agregados utilizados (Leonhardt; Monning, 2008). De acordo com Araújo (2014), a resistência à tração do concreto equivale a cerca de 10% da resistência à compressão e deve ser desconsiderada no cálculo estrutural devido à sua baixa influência na carga total da estrutura. O autor também menciona que essa resistência pode ser determinada por meio de ensaios de compressão diametral, tração axial e flexão. Contudo, na ausência desses ensaios, a NBR 6118 (ABNT, 2023) permite que a resistência à tração seja aproximadamente calculada conforme as Equações 1 a 4.

$$f_{ctk,inf} = 0,7 \cdot f_{ct,m} \quad (1)$$

$$f_{ctk,sup} = 1,3 \cdot f_{ct,m} \quad (2)$$

$$f_{ct,m} = 0,3 \cdot f_{ck}^{\frac{2}{3}} \quad (3)$$

$$f_{ct,m} = 2,12 \cdot \ln \cdot [1 + 0,1 \cdot (f_{ck} + 8)] \quad (4)$$

Onde:

$f_{ct,m}$: Resistência média à tração do concreto;

f_{ck} : Resistência característica à compressão do concreto;

$f_{ctk,inf}$: Resistência característica inferior à tração do concreto;

$f_{ctk,sup}$: Resistência característica superior à tração do concreto.

5.2.4 Módulo de elasticidade

O módulo de elasticidade é um parâmetro numérico que indica a deformação do concreto sob tensões, estando diretamente ligado às características e aos materiais componentes. Isso inclui a pasta de cimento, a zona de transição entre a argamassa e os agregados, e o tipo de agregado utilizado (Rodrigues, 2017).

A NBR 6118 (ABNT, 2023) estabelece que o módulo de elasticidade inicial (E_{ci}) deve ser determinado conforme o método de ensaio descrito na NBR 8522 (ABNT, 2017). No

entanto, se os ensaios não forem realizados, o valor do módulo de elasticidade inicial pode ser estimado pelas Equações 5 e 6.

$$E_{ci} = \alpha_E \cdot 5600 \cdot \sqrt[2]{f_{ck}} \quad (5)$$

$$E_{ci} = 21,5 \cdot 10^3 \cdot \alpha_E \cdot \left(\frac{f_{ck}}{10} + 1,25 \right)^{\frac{1}{3}} \quad (6)$$

Além disso, conforme a NBR 6118 (ABNT, 2023), o módulo de elasticidade secante (E_{cs}), utilizado nas análises elásticas do projeto, pode ser obtido pelo método de ensaio descrito na NBR 8522 (ABNT, 2017) ou calculado através da Equação 7.

$$E_{cs} = \alpha_i \cdot E_{ci} = \left(0,8 + 0,2 \cdot \frac{f_{ck}}{80} \right) \cdot E_{ci} \leq E_{ci} \quad (7)$$

Onde:

E_{cs} : módulo de elasticidade secante;

E_{ci} : módulo de elasticidade inicial;

f_{ck} : Resistência característica à compressão do concreto;

α_i : parâmetro em função na natureza do agregado que influencia o módulo de elasticidade.

Conforme Oliveira (2022), para simplificar, a NBR 6118 (ABNT, 2014) apresenta na Tabela 8.1 valores aproximados do módulo de elasticidade em função da resistência característica à compressão do concreto. Esses valores, que podem ser encontrados na Tabela 2, são baseados no uso de granito como agregado graúdo.

Tabela 2 - Valores do módulo de elasticidade em relação ao f_{ck}

Classes de Resistência	C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50	C60	C70	C80	C90
E_{ci} (GPa)	25	28	31	33	35	38	40	42	43	45	47
E_{cs} (GPa)	21	24	27	29	32	34	37	40	42	45	47
α_i	0,85	0,86	0,88	0,89	0,90	0,91	0,93	0,95	0,98	1,00	1,00

Fonte: Adaptada da ABNT NBR 6118 (2014)

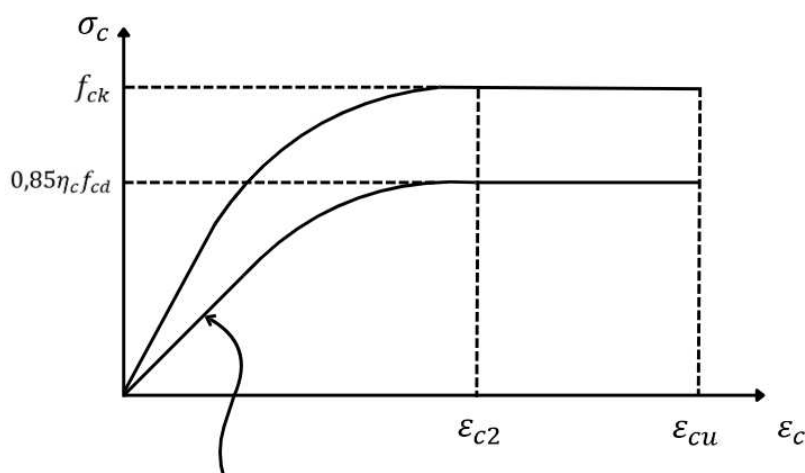
5.2.5 Coeficiente de Poisson e módulo de elasticidade transversal

Quando uma peça de concreto é submetida a uma força, ocorrem deformações em duas direções: na direção da aplicação da força e na direção transversal a ela. A relação entre essas deformações é conhecida como coeficiente de Poisson. A NBR 6118 (ABNT, 2023), no item 8.2.9, estabelece que "para tensões de compressão menores que $0,5f_c$ e tensões de tração menores que f_{ct} , o coeficiente de Poisson ν pode ser considerado como 0,2 e o módulo de elasticidade transversal G_s pode ser tomado como $0,4E_{cs}$ ".

5.2.6 Diagrama tensão-deformação na compressão

Em análises de estado-limite último, o diagrama de tensão-deformação para compressão pode ser utilizado para todas as classes de resistência, conforme ilustrado na Figura 2, de acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2023).

Figura 2 - Diagrama tensão-deformação idealizado



$$\sigma_c = 0,85\eta_c f_{cd} \left[1 - \left(1 - \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{c2}} \right)^n \right] \quad \left. \begin{array}{l} \text{Para } f_{ck} \leq 40 \text{ MPa: } \eta_c = 1,0 \\ \text{Para } f_{ck} > 40 \text{ MPa: } \eta_c = (40/f_{ck})^{1/3} \\ \text{Para } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa: } n = 2 \\ \text{Para } f_{ck} > 50 \text{ MPa: } n = 1,4 + 23,4[(90-f_{ck})/100]^4 \end{array} \right\}$$

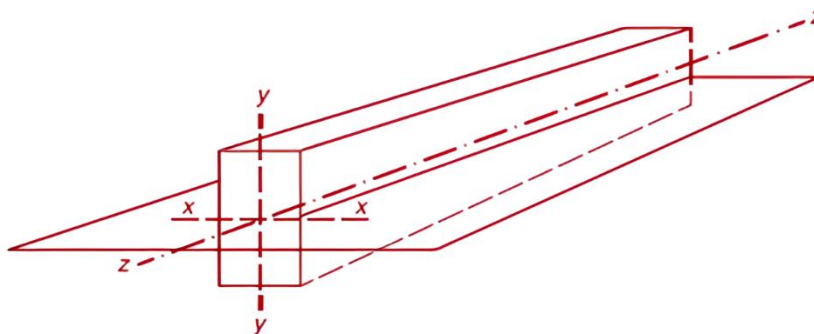
Fonte: Adaptada da ABNT NBR 6118 (2023)

O concreto é utilizado em elementos estruturais, como vigas, pilares e lajes. Em uma estrutura de concreto armado, esses elementos desempenham papéis fundamentais na distribuição de cargas e na estabilidade da edificação.

5.3 Vigas

De acordo com Neto (2018), as vigas são elementos lineares que se apoiam em estruturas e são submetidas a esforços cujas direções são perpendiculares ao seu eixo longitudinal. Sendo um corpo tridimensional, uma viga apresenta três eixos (Figura 3): dois deles (xx e yy) situados na seção transversal e um terceiro (zz) no plano que atravessa o centro de gravidade da viga, se estendendo ao longo de seu comprimento.

Figura 3 – Eixos de viga



Fonte: Neto (2018)

5.3.1 Valores limites para armaduras longitudinais

Conforme o item 17.3.5.2.1 da NBR 6118 (ABNT, 2023), a armadura mínima de tração para elementos estruturais armados ou protendidos deve ser determinada com base no dimensionamento da seção sujeita a um momento fletor mínimo, utilizando-se a Equação 8 e considerando uma taxa mínima de 0,15%.

$$M_{d,mín} = 0,8 \cdot W_0 \cdot f_{ctk,sup} \quad (8)$$

Onde:

$M_{d,mín}$: momento mínimo;

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

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

Outra abordagem possível é garantir que as taxas mínimas de armadura estejam de acordo com os valores apresentados na Tabela 3. Além disso, a norma estipula que a soma das

áreas das armaduras de tração e compressão ($A_s + A_s'$) não deve ultrapassar 4% da área da seção de concreto (A_c), calculada fora das regiões de emendas, devendo-se também assegurar as condições de ductilidade.

Tabela 3 – Taxas mínimas de armadura de flexão para vigas com seção retangular

f_{ck} MPa	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80	85	90
$\rho_{min} = A_{s,min}/A_c$ ^a %	0,150	0,150	0,150	0,164	0,179	0,194	0,208	0,211	0,219	0,226	0,233	0,239	0,245	0,251	0,256

a Os valores de ρ_{min} estabelecidos nesta Tabela pressupõem o uso de aço CA-50, $d/h = 0,8$ e $\gamma_c = 1,4$ e $\gamma_s = 1,15$. Caso esses fatores sejam diferentes, ρ_{min} deve ser recalculado.

Fonte: Adaptada da ABNT NBR 6118 (2023)

5.4 Pilares

Pilares são elementos estruturais lineares de eixo reto, predominantemente verticais, onde as forças de compressão são as mais significativas. Esses elementos, também conhecidos como reticulados, unidimensionais ou prismáticos, apresentam uma dimensão — o comprimento — que se sobressai em relação às demais (largura e altura). Dependendo dos esforços atuantes, os pilares podem estar submetidos à compressão normal centrada, flexão composta normal ou flexão composta oblíqua (Porto; Fernandes, 2015).

Conforme o item 13.2.3 da NBR 6118 (ABNT, 2023), a área da seção transversal de pilares e pilares-parede maciços não deve ser inferior a 360 cm², nem ter dimensão menor que 19 cm. Em situações excepcionais, admite-se o uso de seções com dimensões entre 14 cm e 19 cm, desde que os esforços solicitantes sejam devidamente majorados.

5.4.1 Valores limites para armaduras longitudinais

As taxas de armadura para pilares devem seguir as recomendações do item 17.3.5.3.1 da NBR 6118 (ABNT, 2023), com valores mínimos definidos pela Equação 9, assegurando que a armadura atenda aos requisitos de segurança, resistência e ductilidade.

$$A_{s,min} = \frac{0,15 \cdot N_d}{f_{yd}} \geq 0,004 \cdot A_c \quad (9)$$

Onde:

$A_{s,mín}$: armadura longitudinal mínima;

N_d : força normal solicitante de cálculo;

f_{yd} : tensão de escoamento de cálculo do aço;

A_c : área da seção transversal do pilar.

Em relação aos valores máximos da taxa de aço podem ser calculados pela Equação 10.

$$A_{s,máx} = A_c \cdot 0,08 \quad (10)$$

Onde:

$A_{s,máx}$: armadura longitudinal máxima;

A_c : área de concreto.

A máxima taxa de armadura em pilares deve considerar a sobreposição de armaduras em regiões de emendas.

O cálculo da taxa de aço pode ser realizado dividindo-se a área de aço pela área de concreto, conforme indicado na Equação 11.

$$\rho = \frac{A_{s,adot}}{A_c} \quad (11)$$

Onde:

ρ : taxa de aço;

$A_{s,adot}$: armadura adotada;

A_c : área de concreto.

Entretanto, em projetos profissionais, o que se faz é dimensionar a seção de concreto do pilar com taxas limites máximas de 4%, por conta do transpasse das barras (Oliveira, 2024). Além disso, a NBR 6118 (ABNT, 2023) em seu item 18.4.2.1 exige que o diâmetro das barras longitudinais não pode ser inferior a 10 mm nem superior a 1/8 da menor dimensão transversal.

5.4.2 Classificação dos pilares

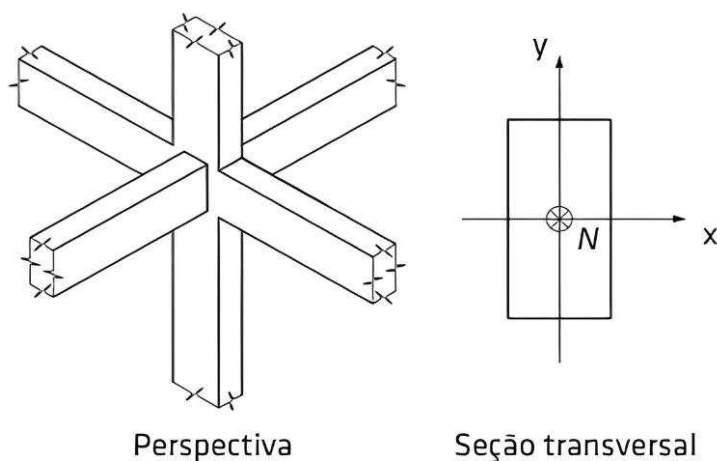
A classificação dos pilares, com base em sua posição na planta, é fundamental para o cálculo estrutural, uma vez que resulta em diferentes esforços solicitantes e, consequentemente, em distintas condições de projeto e cálculo para cada categoria.

As possíveis classificações dos pilares quanto à posição são três: pilares intermediários, pilares de extremidade e pilares de canto.

5.4.2.1 Pilar intermediário

Os pilares intermediários (Figura 4) são predominantemente submetidos a esforços axiais de compressão. No projeto estrutural, considera-se que esses pilares estão sujeitos a uma compressão normal centrada, isto é, com excentricidade inicial igual a zero (Grabask *et al.*, 2021).

Figura 4 – Pilar intermediário



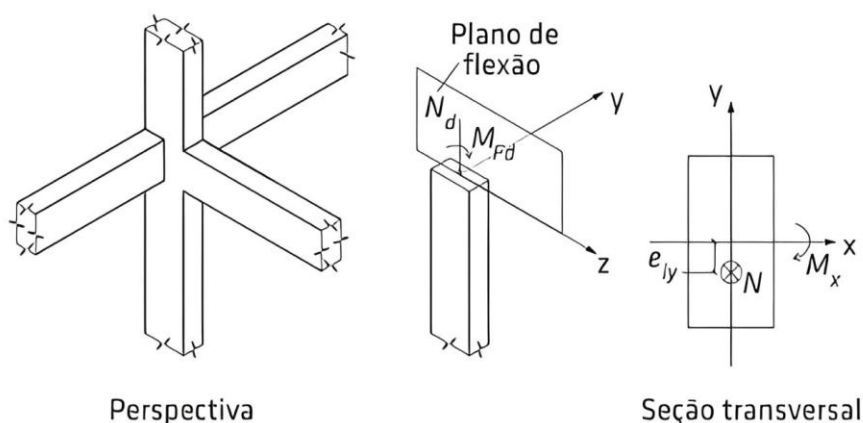
Fonte: Porto e Fernandes (2015)

5.4.2.2 Pilar de extremidade

Segundo Porto e Fernandes (2015), os pilares de extremidade, também denominados pilares de borda (Figura 5), localizam-se nas extremidades dos edifícios. Estes elementos estruturais estão submetidos tanto às forças normais de compressão quanto aos momentos transmitidos pelas vigas que se conectam a eles, as quais possuem extremidades externas nesses pilares. No dimensionamento, os pilares de extremidade são considerados como

sujeitos à flexão normal composta (flexocompressão), apresentando uma excentricidade inicial em uma das ordenadas da seção transversal.

Figura 5 – Pilar de extremidade

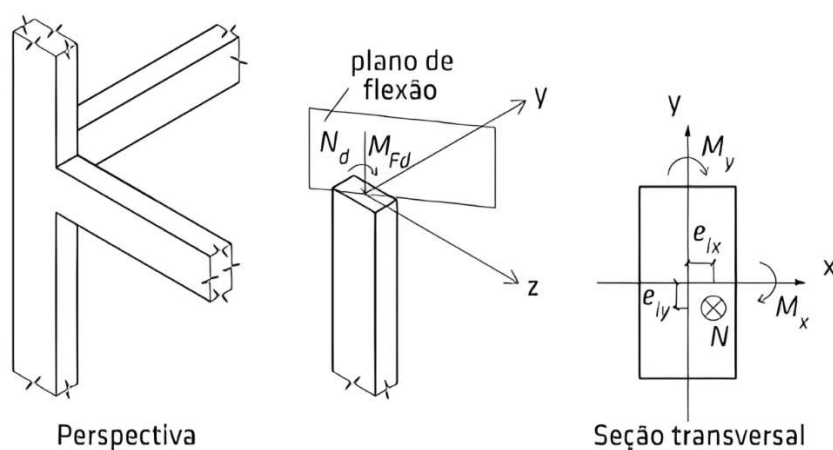


Fonte: Porto e Fernandes (2015)

5.4.2.3 Pilar de canto

Os pilares de canto (Figura 6), localizados nos vértices dos edifícios, são solicitados por forças normais de compressão e por momentos provenientes das vigas cujos planos médios são perpendiculares às faces desses pilares, sendo interrompidas nas suas extremidades. Para o cálculo estrutural, considera-se que esses pilares estão sujeitos à flexão oblíqua composta, com excentricidades iniciais presentes nos dois eixos das coordenadas da seção transversal do pilar (Porto; Fernandes, 2015).

Figura 6 – Pilar de canto



Fonte: Porto e Fernandes (2015)

5.5 Lajes

As lajes constituem elementos estruturais planos que podem se apoiar diretamente sobre as vigas, as quais, por sua vez, são sustentadas pelos pilares. Essas lajes são predominantemente solicitadas por forças perpendiculares ao seu plano, compostas por cargas acidentais e permanentes. A principal função das lajes é receber esses esforços e transferi-los para os apoios adequados (Souza, 2020).

Segundo Queiroz (2018), entre os principais tipos de laje estão:

a) Laje Maciça: Apresenta espessura uniforme e ausência de nervuras, sendo adequada para pequenos vãos e locais que requerem alta resistência ao impacto. Embora sua execução seja simples, esse tipo de laje pode demandar uma maior mão de obra e gerar um volume maior de entulho. A Figura 7 ilustra umas das etapas de execução de uma laje maciça.

Figura 7 – Laje maciça



Fonte: GALVAMINAS (2024)

b) Laje Nervurada: Composta por nervuras que se destacam da laje, essa configuração é ideal para vencer vãos maiores, proporcionando maior flexibilidade no projeto arquitetônico. A laje nervurada (Figura 8) é mais leve quando comparada com a laje maciça e permite diversas opções de formas estruturais.

Figura 8 – Laje nervurada



Fonte: VIVADECOR (2019)

c) Laje Cogumelo: esse tipo de laje apresenta um capitel no topo do pilar, conforme pode ser observado na Figura 9, combatendo os esforços de punção e permitindo a execução de vãos maiores. É uma opção estética e versátil, porém requer precisão adicional na execução do capitel.

Figura 9 – Laje cogumelo



Fonte: VIVADECOR (2019)

d) Laje treliçada: As lajes treliçadas (Figura 10) apresentam menor peso próprio em comparação às lajes maciças, e sua configuração construtiva reduz significativamente a demanda por formas, contribuindo para a diminuição da geração de resíduos no canteiro de obras.

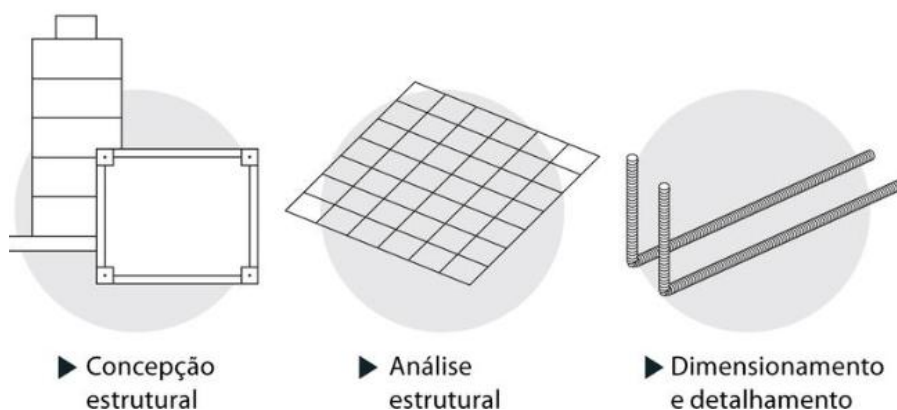
Figura 10 – Laje treliçada

Fonte: Pereira (2019)

A utilização de tecnologias avançadas no desenvolvimento de projetos estruturais tem sido cada vez mais recorrente na construção civil. O Building Information Modeling (BIM) é uma dessas tecnologias que vem facilitando a compatibilização e o detalhamento dos elementos estruturais, como lajes, vigas e pilares, descritos anteriormente. Por meio do BIM, é possível integrar e organizar informações que auxiliam desde a concepção e análise estrutural até o dimensionamento e detalhamento, garantindo maior precisão e eficiência em cada etapa do projeto.

5.6 Etapas de um projeto estrutural

A execução de um projeto estrutural eficiente requer que cada etapa seja realizada com um elevado nível de competência. De forma simplificada, esse processo pode ser dividido em quatro fases principais: concepção estrutural, análise estrutural, dimensionamento e detalhamento, conforme ilustra a Figura 11.

Figura 11 - Etapas de um projeto estrutural

Fonte: Kimura (2018)

5.6.1.1 Concepção Estrutural

O desenvolvimento de um projeto estrutural tem início a partir da demanda apresentada pelo cliente, sendo responsabilidade do engenheiro selecionar a tipologia estrutural que melhor atenda a essa necessidade. Segundo Kimura (2018), a concepção estrutural é uma etapa inicial que envolve a definição dos dados relativos aos materiais a serem utilizados, o pré-dimensionamento dos elementos estruturais, além da determinação das ações que incidirão sobre a estrutura.

A utilização de softwares de cálculo permite realizar diversas simulações, possibilitando a avaliação de múltiplas alternativas de modelos estruturais para fundamentar a decisão acerca do sistema a ser adotado. Conforme destacado por Rebello (2017) é de suma importância evitar a influência de tendências passageiras e modismos, priorizando, em vez disso, o desempenho superior da solução escolhida. Deve-se empregar critérios que assegurem a consistência da proposta, de modo que ela possa ser fundamentada e defendida em comparação as alternativas disponíveis.

5.6.1.2 Análise estrutural

A análise estrutural constitui a etapa central do projeto, sendo conduzida por meio de ferramentas, com a responsabilidade do engenheiro de validar a coerência dos resultados obtidos. Kimura (2018) descreve que a análise estrutural refere-se ao processo de obtenção e avaliação da resposta da estrutura sob a influência das ações aplicadas. Em outras palavras, trata-se do cálculo e exame dos deslocamentos e dos esforços solicitantes que ocorrem em pilares, vigas e lajes, componentes de um edifício.

Os dados resultantes dessa etapa são essenciais para o dimensionamento e posterior detalhamento dos componentes estruturais. Kimura (2018) também enfatiza que:

“Muito embora o produto final do projeto de uma estrutura seja composto somente por desenhos das armações nos elementos (o cliente não está interessado nos diagramas de esforços e deslocamentos), a análise estrutural de um edifício deve ser realizada sempre de forma muito cuidadosa e criteriosa. É necessário ter ciência que essa etapa é fundamental na qualidade final do produto” (Kimura, 2018, p. 13).

Além de influenciar diretamente a qualidade da estrutura, a análise estrutural impacta significativamente o custo-benefício da obra. Uma análise inadequada ou a seleção errônea do

modelo estrutural pode resultar no superdimensionamento dos elementos, acarretando gastos adicionais para o cliente.

5.6.1.3 Dimensionamento

O dimensionamento, conforme a NBR 6118 (ABNT, 2023), refere-se ao processo de determinar as dimensões e a quantidade de armaduras necessárias para garantir que os elementos estruturais suportem as solicitações a que estão submetidos, respeitando os estados-limite de segurança e de serviço. O dimensionamento deve ser realizado com base nos esforços solicitantes obtidos na análise estrutural, garantindo que as resistências de cálculo sejam superiores às solicitações.

Além disso, o dimensionamento deve considerar as condições de equilíbrio e compatibilidade, e as armaduras devem respeitar as quantidades mínimas e máximas exigidas pela norma.

5.6.1.4 Detalhamento

Nesta fase, são elaborados os desenhos técnicos, contendo todas as especificações e características dos elementos estruturais dimensionados na etapa anterior. É imprescindível que essas informações sejam transmitidas para o campo de obra com clareza e precisão, evitando possíveis interpretações equivocadas durante a execução, o que poderia comprometer os esforços realizados nas etapas anteriores (Armiche, 2017).

Parte do detalhamento é automatizada pelos softwares de projeto, sendo necessário complementar e finalizar os detalhamentos em programas específicos de desenho, como os de CAD. Um detalhamento bem executado favorece uma melhor integração entre o projeto estrutural e as demais disciplinas envolvidas, contribuindo para uma execução precisa e de alta qualidade.

5.7 Estados Limites de Serviço

Os Estados Limites de Serviço (ELS) ocorrem quando a estrutura ou os usuários são afetados, gerando desconforto durante o uso comum da edificação e podendo reduzir a vida útil da estrutura. Esses efeitos indesejáveis incluem: comprometimento estético ou da durabilidade devido a danos localizados, deformações excessivas que afetam a funcionalidade

e a aparência da construção, além de vibrações que podem causar desconforto aos ocupantes e danos a equipamentos sensíveis (Souto, 2021).

5.8 Estados Limites Último

Segundo a NBR 6118 (ABNT, 2023), item 3.2.1, o Estado Limite Último (ELU) está relacionado ao colapso ou qualquer outra forma de falha estrutural que resulte na interrupção do uso da estrutura. Esse estado indica o limite máximo da capacidade de carga, podendo surgir de perda de estabilidade, falha em seções críticas ou transformação da estrutura em um sistema hipostático (ruptura após plastificação) (Matias, 2019). Exemplos de ELU incluem situações como o colapso de um edifício devido a um pilar mal dimensionado ou a queda de uma laje logo após a remoção do escoramento inadequado (Kimura, 2018).

5.9 Deslocamentos máximos

A verificação dos estados limites de deformações excessivas em serviço é realizada através dos deslocamentos-limites, cujos valores são apresentados na Tabela 4, com a finalidade de assegurar um comportamento adequado da estrutura em serviço.

A NBR 6118 (ABNT, 2023) classifica os deslocamentos limite em quatro grupos básicos:

I. Aceitabilidade sensorial: visa limitar as flechas para prevenir desconfortos aos usuários, evitando, por exemplo, lajes com deformações excessivas ou vibrações excessivas.

II. Efeitos estruturais em serviço: limita os valores das flechas em situações que exigem controle de deformações, como superfícies que não podem acumular água, ginásios esportivos, pistas de boliche e laboratórios.

III. Efeitos em elementos não estruturais: busca limitar as flechas para prevenir danos em elementos construtivos, tais como paredes, pisos e forros.

IV. Efeitos em elementos estruturais: destina-se a evitar danos que possam comprometer a integridade dos componentes principais da estrutura, garantindo seu desempenho adequado ao longo de sua vida útil.

Tabela 4 – Limites de deslocamentos

Tipo de efeito	Razão da limitação	Exemplo	Deslocamento a considerar	Deslocamento - limite
Aceitabilidade sensorial	Visual	Deslocamentos visíveis em elementos estruturais	Total	$l/250$
	Outro	Vibrações sentidas no piso	Devido a cargas variáveis de utilização	$l/350$
Efeitos estruturais em serviço	Superfícies que devem drenar água	Coberturas e varandas	Total	$l/250^a$
	Pavimentos que devem permanecer planos	Ginásios e pistas de boliche	Total	$l/350 + \text{contraflecha}^b$
			Ocorrido após a construção do piso	$l/600$
	Elementos que suportam equipamentos sensíveis	Laboratórios	Ocorrido após nivelamento do equipamento	De acordo com recomendação do fabricante do equipamento

Fonte: Adaptada da ABNT NBR 6118 (2023)

5.10 Fatores que afetam a variabilidade da qualidade do concreto

O processo de produção do concreto estrutural abrange diversos aspectos, incluindo a obtenção ou extração das matérias-primas, a dosagem, o transporte, a execução e o controle tecnológico do material final. A multiplicidade de fatores envolvidos em cada uma dessas etapas contribui para uma significativa dispersão nos resultados obtidos durante o controle tecnológico. Essa variabilidade é um dos principais fatores responsáveis pelas diferenças observadas nas propriedades de concretos com características semelhantes, mas provenientes de diferentes amostras (Magalhães, 2014).

5.10.1 Influência dos materiais

A variabilidade nos materiais de construção pode manifestar-se de diferentes formas. No cimento, apesar de um processo produtivo controlado, as propriedades mecânicas podem apresentar variações significativas devido às características da matéria-prima, sendo essas variações frequentemente detectadas apenas após a aplicação do produto. No caso dos agregados, tanto miúdos quanto graúdos, a variabilidade tende a ser ainda mais pronunciada.

Agregados miúdos podem sofrer variações em função de processos naturais que afetam a qualidade do material, como alterações nas condições de extração. Agregados graúdos são suscetíveis a variações devido a práticas inadequadas de britagem, como a umidade das rochas. Essas variações impactam diretamente as propriedades do concreto, tanto em seu estado fresco quanto endurecido. Apesar da dificuldade em quantificar esses efeitos, é essencial que empresas de concretagem considerem essas variabilidades ao dosar o concreto para assegurar a conformidade das propriedades mecânicas e garantir a qualidade estrutural (Magalhães, 2014).

5.10.2 Influência dos processos produtivos

As variações na produção de concreto afetam diretamente os resultados dos testes de resistência à compressão. Fatores que podem impactar negativamente o produto incluem falhas nos equipamentos de mistura e a intervenção humana. Conforme observado por Magalhães (2014), as variações sistemáticas no processo produtivo tendem a ser mais difíceis de identificar e corrigir. O processo de produção do concreto abrange diversas fases críticas, como dosagem e mistura dos materiais, transporte e lançamento, colocação e compactação, cura, controle de qualidade e o ambiente de produção. A conformidade com todos esses aspectos é fundamental para garantir que o concreto atenda aos padrões necessários de resistência, durabilidade e desempenho para suas aplicações estruturais.

5.10.3 Influência dos processos de ensaio

Para garantir a precisão e confiabilidade na avaliação das propriedades do concreto, o processo de ensaio é fundamental. Este processo envolve um conjunto de técnicas e procedimentos destinados a verificar se o concreto atende aos requisitos do projeto e às normas técnicas. Gondim (2024) destaca que "a falta de qualidade nos procedimentos de ensaio pode gerar uma variação significativa nos resultados do controle tecnológico", muitas

vezes ignorada em casos de não conformidade. Essas variações são distintas das variações intrínsecas do concreto e contribuem para a dispersão final.

Portanto, ajustes no processo produtivo ou reavaliações das estruturas devem ser evitados sem evidências reais de problemas no material. A realização de contraprovas em laboratórios independentes é crucial para reduzir disputas entre fornecedores e consumidores.

6 METODOLOGIA

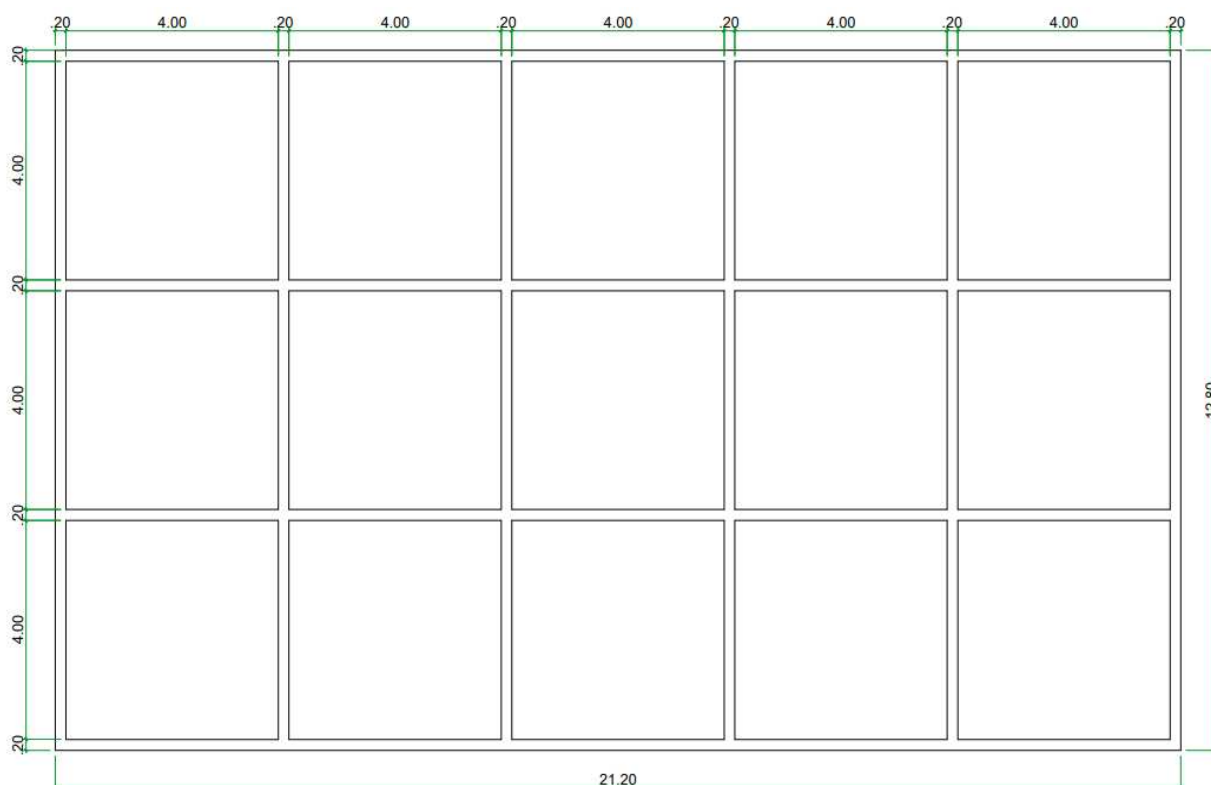
Esta seção tem como objetivo descrever os processos metodológicos utilizados para o desenvolvimento e concepção do trabalho.

6.1 Considerações iniciais do projeto estrutural

Inicialmente diversas pesquisas e estudos bibliográficos foram realizados para fundamentar teoricamente o tema em questão, fornecendo a base necessária para o dimensionamento e a análise dos resultados obtidos. Todo o projeto foi desenvolvido seguindo os critérios estabelecidos pela NBR 6118 (ABNT, 2023).

Foi utilizado o software TQS, versão 24.3, licença plena com trava educacional, para a concepção, análise, dimensionamento e detalhamento. A edificação em estudo trata-se de um projeto de cinco pavimentos, com finalidade de edifício garagem, com dimensões de 12,80 x 20,80 m. A Figura 12 ilustra uma esquematização elaborada no AutoCAD versão 2022 da edificação estudada.

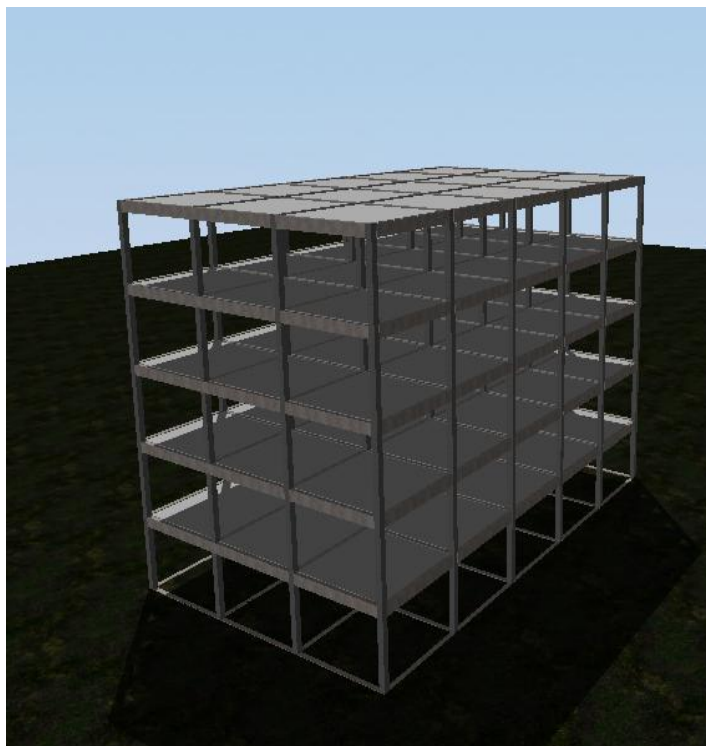
Figura 12 - Planta baixa



Fonte: Autor (2024)

A arquitetura foi idealizada levando em consideração a geometria das vigas e pilares com o intuito de criar pórticos ortogonais entre si. No pré-dimensionamento inicial, foram definidos quatro pórticos horizontais, espaçados a cada quatro metros, e seis pórticos verticais, com a mesma configuração de espaçamento. Este procedimento foi repetido nos cinco pavimentos. Na Figura 13 pode ser observado o modelo em 3D do edifício.

Figura 13 – Visualização 3D do edifício



Fonte: Autor (2024)

Com o objetivo de avaliar o comportamento da estrutura em resposta as variações de resistência a compressão do concreto (f_{ck}), foram investigadas cinco classes de resistência – 20 MPa, 35 MPa, 50 MPa, 75 MPa e 90 MPa. É importante ressaltar que nas resistências acima de 50MPa o TQS exibiu um aviso afirmando que somente o sistema de pilares está preparado para dimensionar, detalhar e desenhar elementos de concreto com f_{ck} acima de 50 MPa, onde nos demais sistemas são usados concretos de menor resistência, contra a segurança. Para solucionar esse aviso, foi necessário ir na aba gerais e desmarcar a opção “forçar critérios de norma”.

Foi feito um processamento global dos esforços e armaduras do edifício para cada mudança na classe de resistência, onde foi extraído os dados referentes ao consumo de

armaduras para as vigas e pilares, flechas limites para as vigas e lajes e taxa de trabalho para os pilares, tanto para efeito de comparação como para análise dos resultados obtidos.

6.1.1 Critérios de projeto

Ao realizar o lançamento da estrutura no TQS, o primeiro passo para gerar o modelo é a definição dos níveis da edificação. O edifício residencial em análise é composto pelo nível de fundação, com pé direito de 0 m, um pavimento térreo com pé direito de 2,90 m e quatro pavimentos tipo, todos com o mesmo pé direito de 2,90 m. A Figura 14 apresenta um corte esquemático da edificação, definindo os níveis, suas respectivas cotas e pé direito

A escolha por uma edificação de cinco pavimentos foi estratégica, uma vez que, segundo as recomendações práticas do IBRACON, em construções com menos de quatro pavimentos, pode-se dispensar o cálculo das ações do vento (Amorim, 2017).

Ao inserir o nível do térreo, foi necessário tomar cuidado para escolher a classe apropriada do pavimento. A classe térreo refere-se ao piso a partir do qual se aplica a ação do vento, sendo que todos os níveis abaixo deste são considerados subsolo. Por outro lado, a classe primeiro é um nível cuja altura do pé direito difere do padrão. No projeto em questão, não há a presença de um subsolo, portanto, a ação do vento deve ser aplicada no primeiro pavimento, adequando-se à classe primeiro.

Figura 14 – Corte esquemático do edifício



Fonte: TQS V24.3 (2024)

Com relação a classe de agressividade ambiental, foi estabelecido que a edificação está inserida em um ambiente urbano com pequeno risco de deterioração e com uma

resistência característica a compressão do concreto inicialmente de 50 MPa, estando dentro da classe II – Moderada.

Determinada a classe de agressividade ambiental foram utilizados os valores de cobrimento nominal mínimos em centímetros das vigas, pilares e lajes dispostos na Tabela 7.2 da NBR 6118 (ABNT, 2023). Assim, os valores adotados para o projeto são apresentados na Tabela 5.

Tabela 5 - Cobrimentos nominais de projeto

Elemento Estrutural	Cobrimento (cm)
Lajes em geral (Superior/Inferior)	2,5/2,5
Vigas	3,00
Pilares	3,00
Fundações	3,00

Fonte: Adaptada da ABNT NBR 6118 (2023)

O aço utilizado foi o aço CA-50, com coeficiente de segurança de 1,15; a taxa mínima de armadura conforme cada elemento estrutural (viga, laje ou pilar) e máxima de 8%, com módulo de elasticidade secante de 210.000 MPa, resistência característica do aço de 500 MPa e massa específica 7850 kg/m³.

6.2 Lançamento dos elementos estruturais

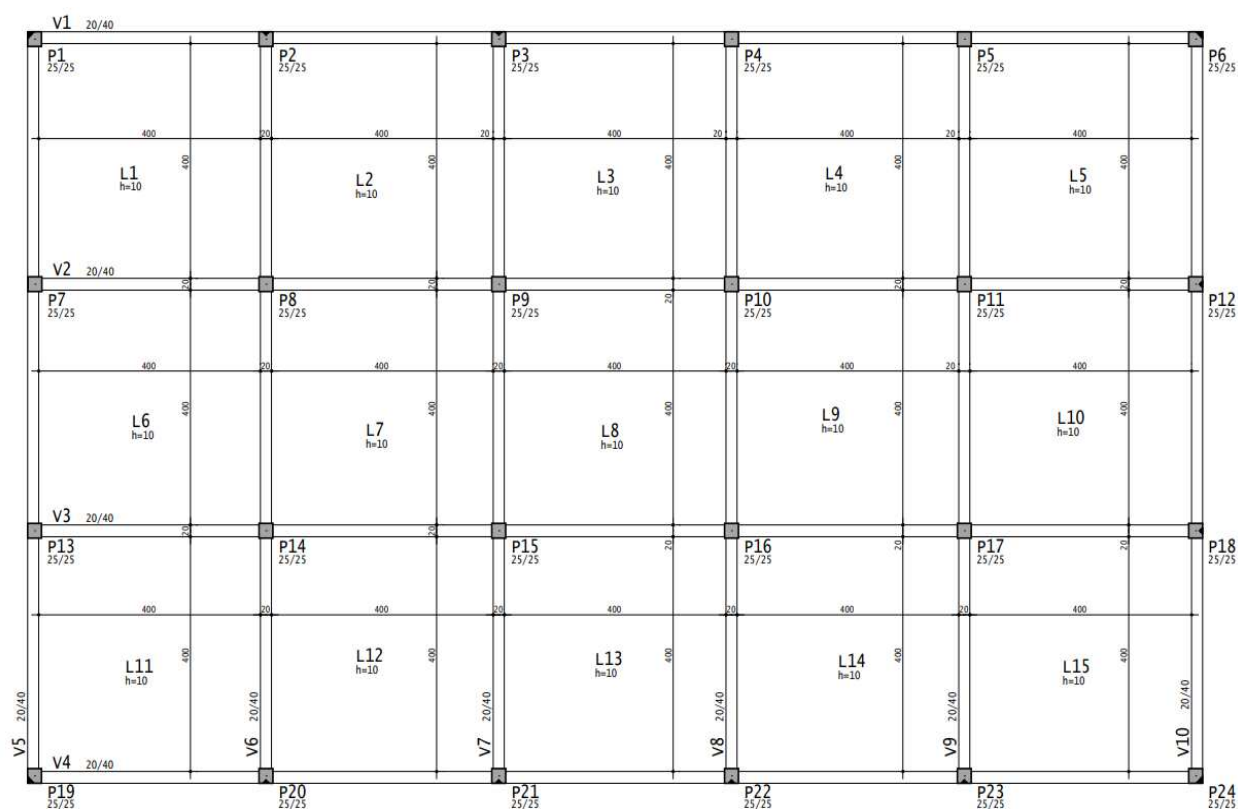
Para o lançamento da estrutura já com a referência externa da planta baixa inserida na interface do modelador estrutural, foi adotado a dimensão dos pilares de 25 cm x 25 cm com um espaçamento de 4 m entre cada uma, tanto na vertical como na horizontal, buscando dispor os mesmos para a formação de pórticos espaciais, já que este é responsável pela estabilidade global da estrutura. As dimensões dos pilares foram adotadas visando obedecer a normativa em que a dimensão mínima deve ser de 14 cm e área de seção transversal maior que 360 cm², conforme NBR 6118 (ABNT, 2023).

Após o posicionamento dos pilares, fez-se a inserção das vigas com seção de 20 cm por 40 cm, respeitando a relação L/10 na NBR 6118 (ABNT, 2023), para o travamento dos pilares nas duas direções, reduzindo os efeitos de excentricidade. Foi inserido também vigas baldrame na fundação que tem como principal função, receber o carregamento da estrutura e transmitir estes esforços aos elementos de fundação.

Após os contornos terem sido definidos, foi possível realizar o fechamento das lajes respeitando os valores mínimos exigidos pela NBR 6118 (ABNT, 2023). A laje utilizada no presente estudo foi do tipo maciça e com uma espessura de 10 cm.

Após o lançamento de toda a estrutura o número total de vigas, pilares e lajes em toda a edificação foi de: 24 pilares, 60 vigas e 75 lajes. Além disso, é importante ressaltar que para efeito de dimensionamento não foi inserido as escadas ou rampas nos pavimentos. Na Figura 15, pode ser verificado a planta de forma e a composição estrutural do pavimento tipo, que se repete para os outros níveis, excluindo da fundação somente as lajes.

Figura 15 - Planta de forma do pavimento tipo



Fonte: Autor (2024)

6.3 Cargas inseridas na estrutura

Para determinação das cargas lineares nas vigas foram consideradas paredes de alvenaria com tijolo furado de 15 cm de espessura, com carga permanente de $0,180 \text{ tf/m}^2$. A carga distribuída linear pode ser feita no TQS V24.3 por unidade de comprimento ou por unidade de área mais altura da parede, sendo está última a distribuição escolhida, onde foi lançada nas vigas como a altura do pé direito menos a altura da viga.

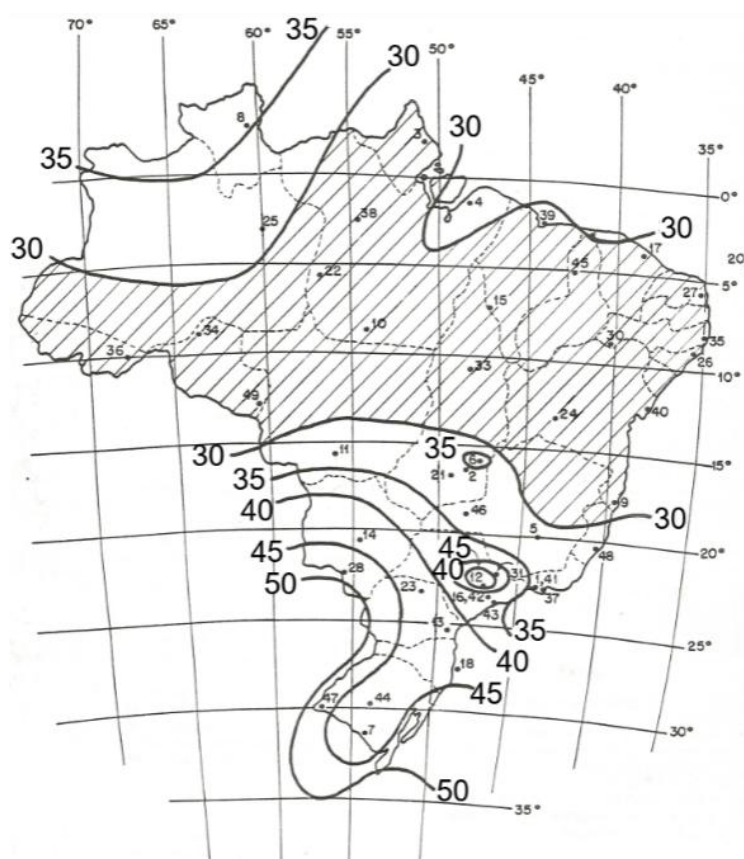
Para inserir as cargas uniformemente distribuídas na laje foi primeiramente verificado a NBR 6120 (ABNT, 2019) para título de informação, que estabelece na Tabela 10 os valores característicos nominais das cargas variáveis de acordo com a categoria de utilização. No presente estudo na aba numérica foi definido uma carga permanente de $0,1 \text{ tf/m}^2$ e carga accidental de $0,3 \text{ tf/m}^2$, considerando uma categoria de utilização para garagem.

As cargas apresentadas em tf/m^2 incluem apenas aquelas referentes à utilização, pois o peso próprio das lajes é adicionado automaticamente pelo software no dimensionamento estrutural, considerando o peso específico do concreto de 25 kN/m^3 .

6.4 Cargas de vento

Para o cálculo dos esforços devido ao vento, a velocidade básica do vento (V_0) foi o primeiro parâmetro a ser inserido, que é retirado do mapa de isopletas, conforme Figura 16 da NBR 6123 (ABNT, 2023), que depende diretamente da região do Brasil onde a edificação será construída. Considerando que o edifício será construído na cidade de Pau dos Ferros/RN, a velocidade básica do vento adotada foi de 30 m/s .

Figura 16 - Isopletas de velocidade básica V_0 (m/s)



Fonte: ABNT NBR 6123 (2023)

No item 5.2 da norma NBR 6123 (ABNT, 2023), o coeficiente S1 denominado fator topográfico, considera as variações do terreno sendo classificado em: a) terreno plano ou fracamente acidentado; b) talude e morro; c) vales profundos, protegidos de ventos de qualquer direção. Considerando que o edifício está localizado na cidade de Pau dos Ferros/RN foi adotado o primeiro caso, cujo valor de S1 é igual a 1,00.

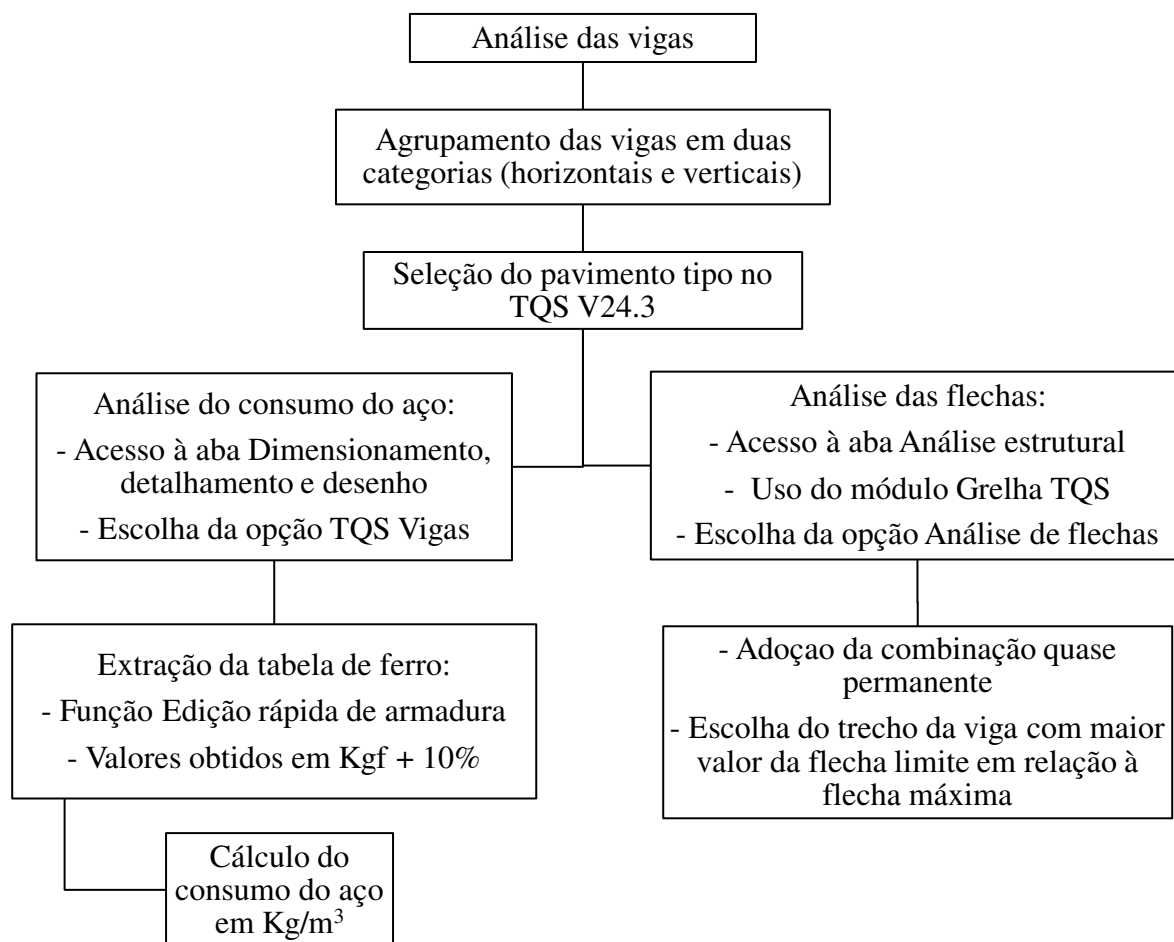
Em relação ao fator S2, que segundo o item 5.3 da norma é responsável por analisar o efeito combinado da rugosidade do terreno, da variação da velocidade do vento com a altura acima do terreno e das dimensões da edificação, estrutura, parte da estrutura ou componente em consideração. Para a rugosidade do terreno foi utilizado a categoria III: “Terrenos planos ou ondulados com obstáculos, como sebes e muros, poucos quebra-ventos de árvores, edificação baixas e esparsas”. Já em relação a dimensão da estrutura considerou-se a classe B: “Toda edificação, estrutura ou parte de edificação e estrutura, cuja maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal seja maior do que 20 m e menor ou igual a 50 m.

O fator estatístico S3 é baseado em conceitos estatísticos e considera o grau de segurança requerido e a vida útil da edificação, estrutura ou componente. A partir da Tabela 4 da NBR 6123 (ABNT, 2023), o grupo a qual a edificação se encaixa é o três, utilizado para edificações residenciais, hotéis, comércio e indústrias, com fator S3 igual a 1,00 para uma vida útil de 50 anos.

O coeficiente de arrasto calculado pelo próprio software, com base nesses parâmetros, na direção X foi de 1,18 e na direção Y foi de 0,95. As combinações foram realizadas para ventos a 0°, 90°, 180° e 270°.

6.5 Análise das vigas

Na Figura 17 pode ser observado um fluxograma que descreve as etapas metodológicas que foram realizadas para a análise das vigas.

Figura 17 – Fluxograma da metodologia adotada para a análise das vigas

Fonte: Autor (2024)

Para compreender o comportamento estrutural das vigas, estas foram agrupadas em duas categorias, conforme sua posição na planta arquitetônica (Figura 15): vigas horizontais e vigas verticais. A Tabela 6 apresenta a classificação das vigas utilizadas no estudo.

Tabela 6 - Classificação das vigas adotadas no trabalho

CLASSIFICAÇÃO DAS VIGAS	
Vigas Horizontais	V1, V2, V3 e V4
Vigas Verticais	V5, V6, V7, V8, V9 e V10

Fonte: Autor (2024)

Para a análise das vigas, foi escolhido o pavimento tipo, uma vez que as combinações de esforços neste nível são mais representativas. Inicialmente, realizou-se a análise do consumo de aço em kg/m³. Na aba de dimensionamento, detalhamento e desenho, escolheu-se a opção "TQS Vigas". Em seguida, no menu de visualização, acessou-se a função

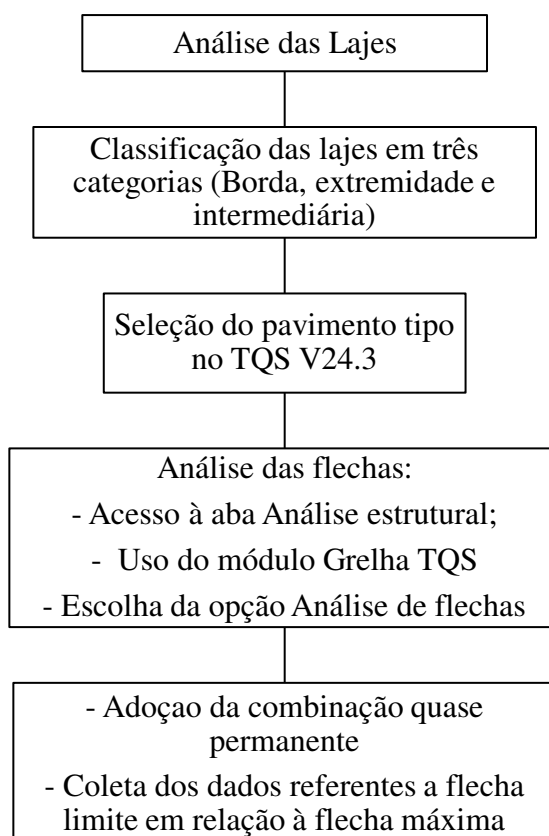
"Edição Rápida de Armadura". A partir dessa ferramenta, extraiu-se a tabela de ferragem para cada viga, contendo os valores em kgf ou Kgf + 10%. Para a presente pesquisa, adotou-se o valor de Kgf + 10%. Posteriormente, o valor obtido foi dividido pelo volume de cada viga para determinar o consumo de aço.

Na análise das flechas, o pavimento tipo também foi selecionado, e no módulo de análise estrutural do TQS V24.3, optou-se pela "Análise de Grelha". No menu de visualização, escolheu-se a opção "Análise de Flechas". No visualizador de flechas, foi adotada a combinação quase permanente. Durante a análise de grelhas, as vigas foram subdivididas em trechos, sendo selecionado aquele com o maior valor de flecha limite em relação à flecha máxima.

6.6 Análise das lajes

Na Figura 18, é apresentada um fluxograma que delinea as etapas metodológicas empregadas na análise das lajes.

Figura 18 - Fluxograma da metodologia adotada para a análise das lajes



As lajes foram classificadas de acordo com o tipo de vinculação de suas bordas. Segundo Campos Filho (2014), a vinculação pode ser do tipo apoiada, quando as bordas se encontram sobre uma viga ou alvenaria; engastada, quando há continuidade da laje; ou livre, caracterizada pela ausência de apoio.

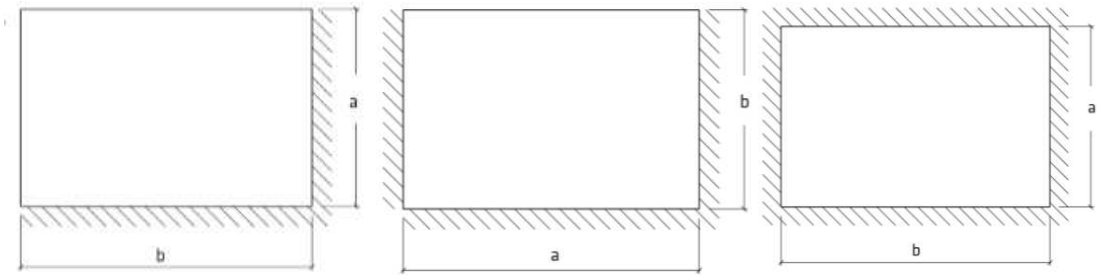
Figura 19 – Tipos de apoio em uma laje

Borda livre	Borda simplesmente apoiada	Borda engastada
		

Fonte: Queiroz (2018)

O estudo foi segmentado em três tipos de lajes: laje de borda, engastada em um dos lados no sentido horizontal e em outro no sentido vertical; laje de extremidade, com engaste em ambos os lados no sentido horizontal ou vertical e com um lado engastado e o outro apoiado no outro sentido; e laje intermediária, engastada nos quatro lados.

Figura 20 - Laje de borda, laje de extremidade e laje intermediária



Fonte: Porto e Fernandes (2015)

A Tabela 7 apresenta a classificação das lajes utilizadas no estudo.

Tabela 7 – Classificação das lajes adotadas no trabalho

CLASSIFICAÇÃO DAS LAJES	
Lajes de borda	L1, L5, L11 e L15
Lajes de extremidade	L2, L3, L4, L6, L10, L12, L13 e L14
Lajes intermediárias	L4, L8 e L9

Fonte: Autor (2024)

Para a análise das lajes, selecionou-se o pavimento tipo. Para cada tipo de laje mencionado, foram extraídos os dados relativos às flechas limites em comparação com as flechas máximas. No TQS V24.3, escolheu-se o pavimento tipo e, na análise estrutural, foi realizada a "Análise de Grelha". A visualização das flechas foi conduzida utilizando a combinação quase permanente e os dados pertinentes foram coletados.

A flecha máxima representada por f é o deslocamento resultante das cargas aplicadas, que incluem o peso próprio, cargas permanentes e variáveis, entre outras.

A flecha limite representada por f_{lim} é o valor máximo permitido de deslocamento vertical que uma laje ou viga pode apresentar sem comprometer sua integridade estrutural, segurança ou funcionalidade. Esse valor é definido pela NBR 6118 (ABNT, 2023) (Tabela 4).

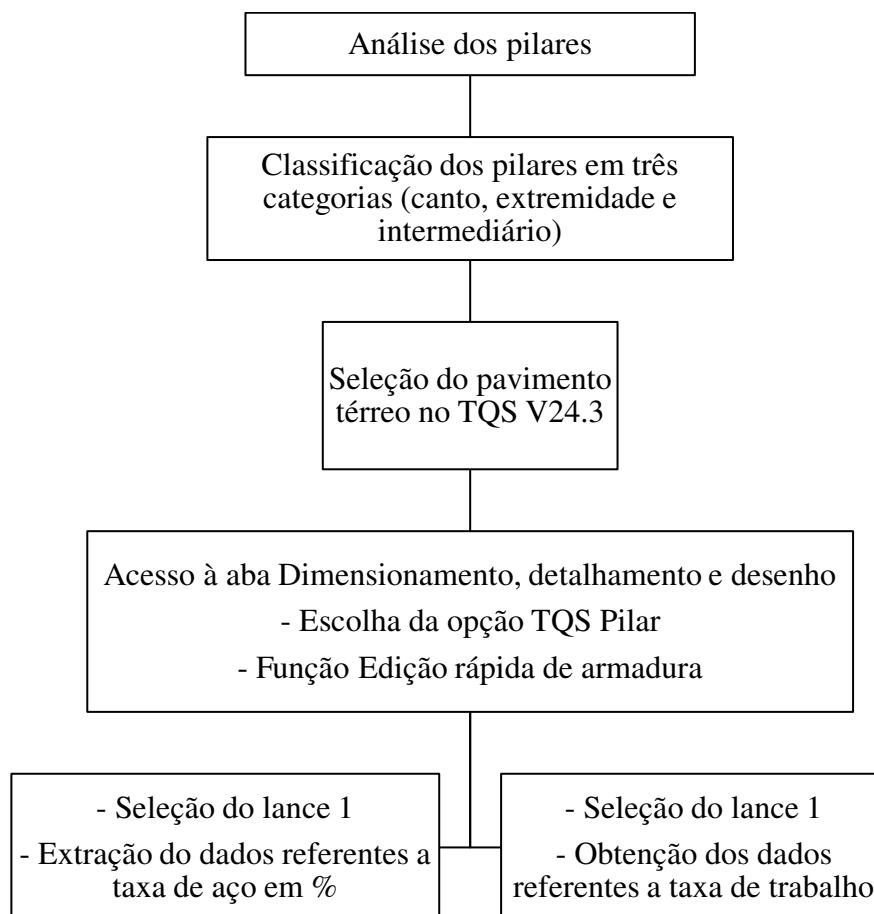
Os valores interpretados nos resultados são referentes a relação entre a flecha máxima e a flecha limite que é um indicador importante a avaliar a adequação do comportamento deformacional de uma estrutura.

A partir da relação entre f/f_{lim} tem-se a seguinte interpretação:

- ✓ Menor que 1, significa que a deformação real da laje está dentro dos limites permitidos pela norma. Em outras palavras, a estrutura está se comportando especificamente sob as cargas, sem comprometer a segurança ou a funcionalidade;
- ✓ Igual a 1, a deformação da laje atinge exatamente o valor limite permitido. Essa situação é aceitável do ponto de vista normativo, mas não é ideal, pois não deixa margem para variações nas condições de carga ou eventuais imprevistos.
- ✓ Maior que 1, isso indica que a flecha máxima ultrapassou o limite de flecha especificado pela NBR 6118 (ABNT, 2023). Nesse caso, a laje apresenta um comportamento inadequado, o que pode comprometer a integridade estrutural.

6.7 Análise dos pilares

Para uma melhor compreensão da pesquisa, da mesma forma que nas vigas e lajes, foi desenvolvido um fluxograma que indica as etapas metodológicas empregadas na análise dos pilares, conforme pode ser observado na Figura 21, abaixo.

Figura 21 – Fluxograma da metodologia adotada para a análise dos pilares

Fonte: Autor (2024)

Os pilares foram classificados de maneira semelhante às lajes. Conforme revisado na bibliografia deste estudo, os pilares podem ser categorizados como: pilares de borda, apresentam tendência de estarem submetidos à flexão composta oblíqua; pilares de extremidade, sujeitos à flexão normal composta; e pilares intermediários, que suportam predominantemente forças axiais de compressão. A Tabela 8 apresenta a classificação dos pilares estudados.

Tabela 8 – Classificação dos pilares adotadas no trabalho

CLASSIFICAÇÃO DOS PILARES	
Pilares de canto	P1, P6, P19 e P24
Pilares de extremidade	P2, P3, P4, P5, P7, P12, P13, P18, P20, P21, P22 e P23
Pilares intermediários	P8, P9, P10, P11, P14, P15, P16 e P17

Fonte: Autor (2024)

Para a avaliação do consumo de aço nos pilares, considerou-se o lance 1, que vai da fundação ao térreo, uma vez que o pilar apoiado na fundação é o responsável por suportar as maiores cargas axiais (Grabasck *et al.*, 2021). Os dados sobre a área de aço, expressos em porcentagem para cada tipo de pilar (canto, extremidade e intermediário), foram extraídos por meio do software TQS V24.3, selecionando-se a aba de dimensionamento, detalhamento e desenho e, em seguida, a opção "TQS Pilar". No menu de visualização, optou-se pela "Edição Rápida de Armadura". No lance 1, a seção de cada pilar foi verificada para todos os carregamentos, sendo então extraídos os dados relativos à taxa de aço (%).

Para a análise da taxa de trabalho, seguiu-se o mesmo procedimento, selecionando-se o caso ou combinação com o maior valor, mais próximo de 1.

Os valores referentes à taxa de trabalho foram expressos em função da solicitação de cálculo e da resistência de cálculo do pilar (S_d/R_d). Ela indica quanto o pilar está sendo utilizado em relação à sua capacidade total. Quando uma taxa de trabalho é alta, significa que o pilar está sendo solicitado próximo ao seu limite de resistência.

O valor referente a taxa de trabalho deve ser menor ou igual a 1. Quando o valor é igual a 1, significa que o pilar está sendo utilizado em sua capacidade máxima, caso contrário se a taxa de trabalho exceder 1, o pilar falhará, pois será solicitado além de sua capacidade de resistência, o que pode levar ao colapso da estrutura.

7 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Nesta seção são apresentados os resultados relativos à influência do aumento da resistência característica à compressão do concreto no consumo de aço das vigas, bem como nas deformações (flechas) das vigas e lajes dos pavimentos tipo. Nos pilares serão analisados a taxa de aço em porcentagem e a taxa de trabalho referente ao primeiro lance da estrutura.

7.1 Consumo de aço nas vigas

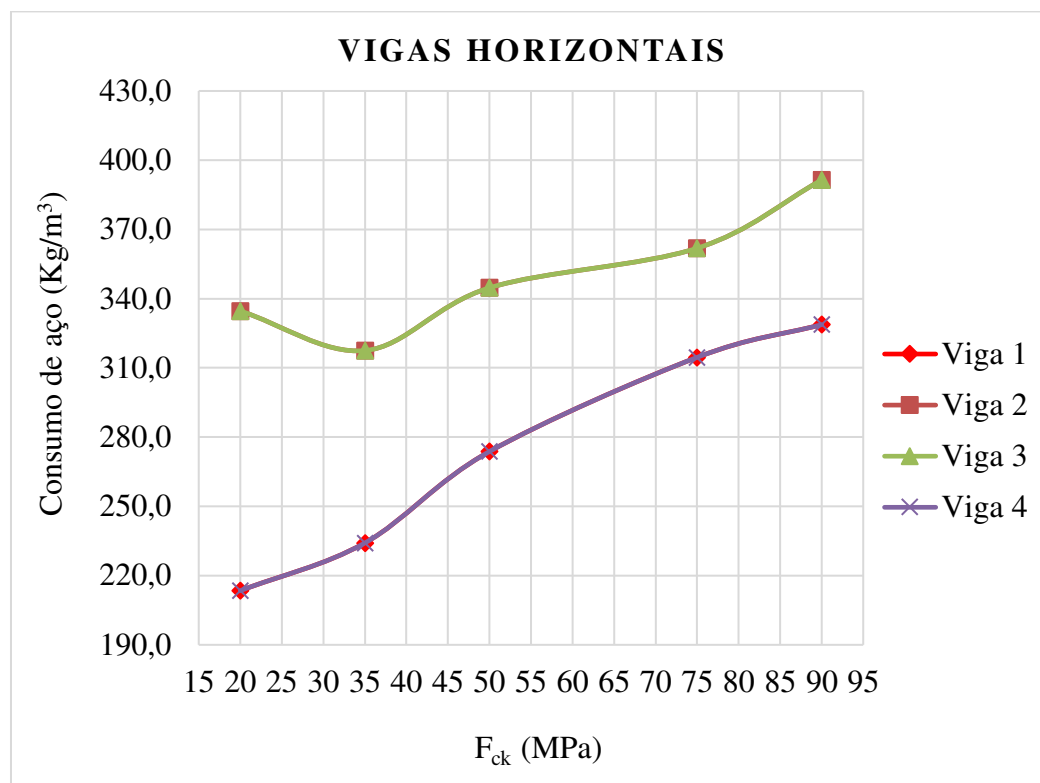
A análise do consumo de aço foi realizada considerando a variação da resistência característica à compressão do concreto (f_{ck}) para valores de 20, 35, 50, 75 e 90 MPa, mantendo-se inalteradas as seções transversais das vigas. O f_{ck} de 20 MPa foi adotado como referência para comparação com os demais valores. A Tabela 9 a Tabela 11 mostram o consumo de aço em kg/m^3 para todas as vigas horizontais e verticais.

As informações referentes ao consumo de aço foram obtidas a partir dos quadros de resumo do aço, que apresentam um relatório sintetizado do uso de aço por elemento estrutural. Esse procedimento foi realizado para as cinco classes de concreto analisadas.

Tabela 9 – Consumo de aço nas vigas horizontais

CONSUMO DE AÇO (Kg/m^3)					
F_{ck}	20 MPa	35 MPa	50 MPa	75 MPa	90 MPa
VIGA 1	213,46	234,15	273,77	314,57	328,76
VIGA 2	334,67	317,53	344,73	361,87	391,44
VIGA 3	334,67	317,53	344,73	361,87	391,44
VIGA 4	213,46	234,15	273,77	314,57	328,76

Fonte: Autor (2024)

Figura 22 – Comparação do consumo de aço nas vigas horizontais com o F_{ck} 

Fonte: Autor (2024)

O edifício em estudo apresenta uma simetria bem definida, resultando em um consumo de armadura equivalente nas vigas de canto V1 e V4, o que se deve à proporcionalidade entre as seções e os esforços que essas vigas suportam. Esses resultados foram corroborados pelos valores obtidos nas análises de flexão simples realizadas por meio do software TQS V24.3. A mesma observação pode ser feita para as vigas V2 e V3. Como indicado na Tabela 9 e na Figura 22, observa-se que as vigas V2 e V3 apresentaram um consumo de aço superior, o que foi verificado nos diagramas de flexão, onde os esforços solicitantes foram maiores, especialmente por serem vigas centrais com áreas de influência mais amplas.

Na Figura 22, a sobreposição dos valores de consumo de aço entre as vigas é evidente. A análise dos dados mostra que, para resistências características do concreto variando entre 20 MPa e 35 MPa, houve uma redução de 5,12% no consumo de aço nas vigas V2 e V3. Conforme indicado por Gratschi (2019), esse comportamento de redução pode ser atribuído ao aumento do módulo de elasticidade do concreto com o incremento da resistência, o que proporciona maior capacidade de suportar esforços compressivos na zona comprimida da viga, diminuindo a necessidade de armadura na zona tracionada.

Por outro lado, as vigas V1 e V4 não apresentaram redução no consumo de aço em nenhuma das faixas de f_{ck} analisadas. Isso ocorre porque estão localizadas em áreas de menor influência, porém sujeitas a maiores esforços provenientes do vento, o que demanda a manutenção de uma quantidade adequada de armadura para garantir a segurança da estrutura.

A partir de resistências superiores a 50 MPa, verificaram-se aumentos no consumo de aço em todas as vigas, como demonstrado na Tabela 10.

Tabela 10 – Aumento de consumo nas vigas horizontais

F_{ck}	V1	V2	V3	V4
35 MPa	9,70%	-	-	9,70%
50 MPa	28,25%	3,00%	3,00%	28,25%
75 MPa	47,37%	8,13%	8,13%	47,37%
90 MPa	54,02%	16,96%	16,96%	54,02%

Fonte: Autor (2024)

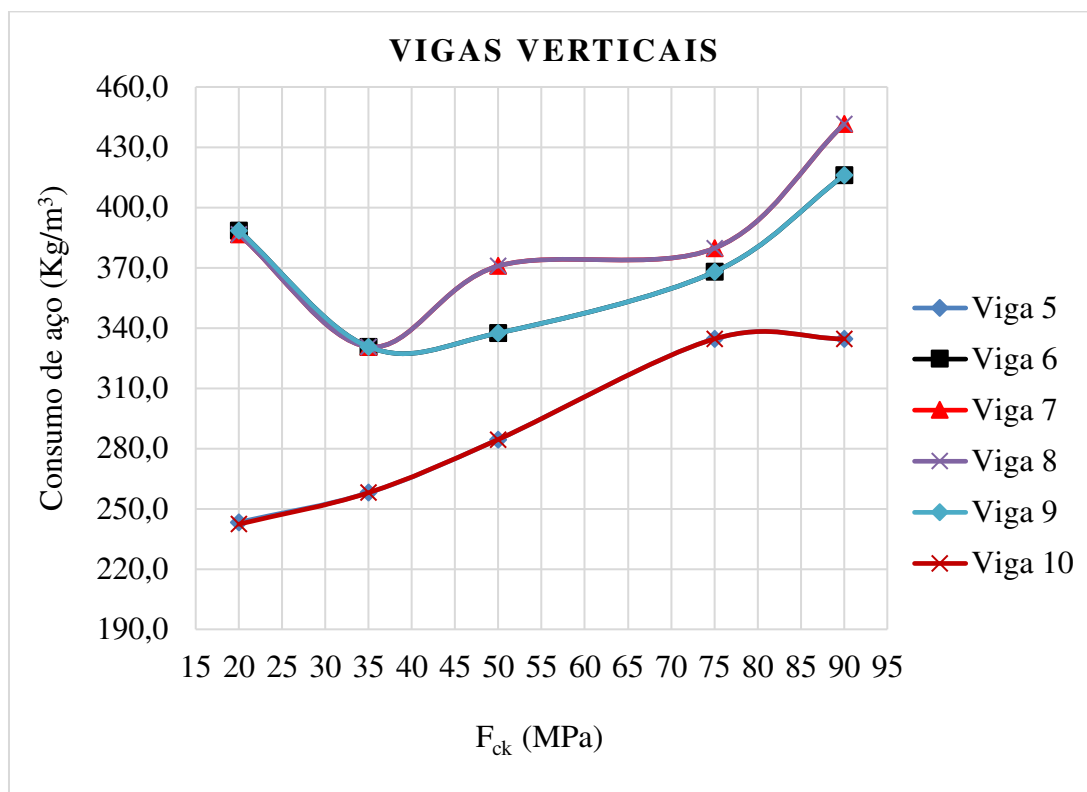
O aumento observado na Figura 22, para valores de resistência superiores a 50 MPa, está de acordo com o item 17.3.5.2 da NBR 6118 (ABNT,2023) que estabelece que o aumento da resistência à compressão do concreto exige também um incremento na taxa mínima de armadura, como pode ser verificado na Tabela 3 deste trabalho.

Além disso, conforme a norma mencionada, em situações em que o concreto apresenta resistências muito elevadas, a redistribuição de tensões pode gerar estados de tensões que demandam o aumento da armadura para prevenir falhas estruturais, como fissuras ou colapso em situações de sobrecarga.

Tabela 11 – Consumo de aço nas vigas verticais

CONSUMO DE AÇO (Kg/m³)					
F_{ck}	20 MPa	35 MPa	50 MPa	75 MPa	90 MPa
VIGA 5	243,33	258,05	284,54	334,58	334,58
VIGA 6	388,54	330,65	337,52	367,94	416,01
VIGA 7	386,58	330,65	370,88	379,71	441,52
VIGA 8	386,58	330,65	370,88	379,71	441,52
VIGA 9	388,54	330,65	337,52	367,94	416,01
VIGA 10	242,35	258,05	284,54	334,58	334,58

Fonte: Autor (2024)

Figura 23 - Comparação do consumo de aço nas vigas verticais com o F_{ck} 

Fonte: Autor (2024)

Diferentemente das vigas horizontais, as vigas verticais V6, V7, V8 e V9 apresentaram uma redução no consumo de aço para resistências à compressão de 35, 50 e 75 MPa, com um aumento observado apenas no f_{ck} de 90 MPa, conforme ilustrado na Figura 23 e na Tabela 11.

Tomando como referência os valores dimensionados para o f_{ck} de 20 MPa, verificou-se um aumento de 7,07% no consumo de aço para as vigas V6 e V9, e de 14,21% para as vigas V7 e V8, quando o concreto alcançou uma resistência de 90 MPa. A partir de 20 MPa, foi registrada uma diminuição no consumo de aço nas vigas simétricas V6 e V9, com reduções de 14,90%, 13,13% e 5,30% para f_{ck} de 35, 50 e 75 MPa, respectivamente. De forma semelhante, as vigas simétricas V7 e V8 também reduziram o consumo de aço, com decréscimos de 14,47%, 4,06% e 1,78% para os mesmos valores de resistência.

A redução observada na taxa de aço para resistências mais baixas indica que essas vigas possuíam uma taxa de armadura necessária superior à armadura mínima exigida. À medida que a resistência característica do concreto (f_{ck}) aumenta, a armadura necessária tende a diminuir, enquanto a armadura mínima tende a aumentar, conforme pode ser observado na

Tabela 3. A partir de um determinado valor de resistência, a armadura mínima ultrapassa a armadura necessária para a viga, o que resulta no aumento do consumo de aço.

Essa observação é particularmente relevante, pois sugere a existência de um valor ótimo de f_{ck} , equilibrado pela relação entre a armadura mínima e a armadura necessária.

No que diz respeito às vigas V5 e V10, cujos valores resultantes foram idênticos, observou-se um aumento contínuo no consumo de aço para todas as faixas de resistência à compressão analisadas. A Tabela 12 ilustra o percentual de aumento do consumo de aço à medida que a resistência do concreto varia.

Assim como nas vigas V2 e V3, as vigas verticais V6, V7, V8 e V9 também apresentaram maiores consumos de aço, devido aos elevados esforços de flexão gerados por suas posições centrais e suas maiores áreas de influência.

Tabela 12 - Aumento de consumo nas vigas verticais V5 e V10

F_{ck}	V5	V10
35 MPa	6,05%	6,48%
50 MPa	16,94%	17,41%
75 MPa	37,50%	38,06%
90 MPa	37,50%	38,06%

Fonte: Autor (2024)

Conforme ilustrado na Figura 23, a redução no consumo de aço foi mais acentuada nas vigas verticais em comparação às horizontais. Essa diferença se deve ao menor comprimento das vigas verticais, que resulta em uma concentração de esforços em uma faixa de influência reduzida. Essa concentração leva ao acúmulo de tensões, especialmente o momento fletor, em um pequeno volume de concreto, exigindo uma alta densidade de armadura por metro cúbico. Com o aumento da resistência à compressão do concreto (f_{ck}), o material passa a resistir de forma mais eficiente às solicitações, o que diminui a quantidade de armadura necessária para suportar os mesmos esforços, uma vez que o concreto absorve mais tensões, reduzindo a demanda por aço para resistir à flexão.

Por outro lado, nas vigas horizontais, que possuem comprimentos maiores, os esforços, embora de magnitude semelhante às vigas verticais, distribuem-se ao longo de uma extensão maior. Isso faz com que a densidade de armadura por metro cúbico seja menor, já que os momentos fletores e forças cortantes se propagam ao longo da viga. Ainda que o

volume total de aço utilizado possa ser elevado, a quantidade de armadura por unidade de volume de concreto tende a ser relativamente menor em comparação com as vigas verticais.

Segundo Kimura (2018), os esforços solicitantes resultantes da aplicação de ações em uma edificação são distribuídos de acordo com a rigidez relativa dos elementos que compõem sua estrutura. Assim, os esforços tendem a concentrar-se nas regiões de maior rigidez. No caso da edificação em estudo, observa-se uma menor rigidez na direção vertical, o que demanda uma maior taxa de armadura para suportar os esforços solicitantes, além de garantir menores deformações.

No caso das vigas V5 e V10, o comportamento é análogo ao das vigas V1 e V4. Essas vigas, localizadas em áreas de menor influência e sujeitas a maiores esforços de vento, demandam uma quantidade adequada de armadura para garantir a segurança estrutural.

7.2 Flechas nas vigas

A análise dos deslocamentos verticais (flechas) obtida a partir do resumo estrutural do software TQS, utilizando o método linear, abrangeu a verificação de dez vigas do pavimento tipo. Os resultados apresentados nas Tabelas 13 e 14 indicam a relação entre a flecha máxima e a flecha limite, sendo possível consultar, no APÊNDICE A, os valores individuais de cada viga.

De acordo com a norma, essa relação entre a flecha máxima e a flecha limite não deve exceder o valor de 1, pois, nesse caso, a flecha máxima ultrapassaria a condição crítica determinada pela flecha limite.

Tabela 13 – Flechas das vigas horizontais

VIGAS HORIZONTAIS DO PAVIMENTO TIPO - f/f_{lim}					
F_{ck}	20	35	50	75	90
VIGA 1	0,115	0,085	0,067	0,055	0,055
VIGA 2	0,170	0,121	0,097	0,079	0,079
VIGA 3	0,170	0,121	0,097	0,079	0,079
VIGA 4	0,115	0,085	0,067	0,055	0,055

Fonte: Autor (2024)

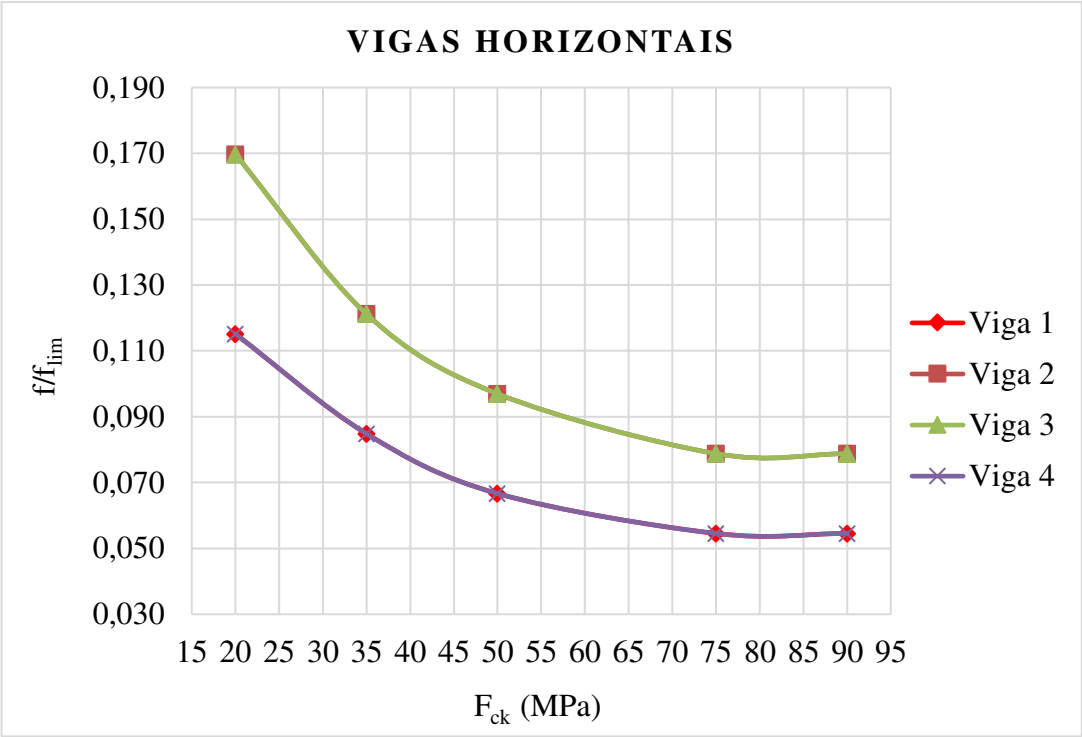
Tabela 14 - Flechas das vigas verticais

VIGAS VERTICAIS DO PAVIMENTO TIPO - f/f_{lim}					
F_{ck}	20	35	50	75	90
VIGA 5	0,121	0,088	0,067	0,061	0,055
VIGA 6	0,176	0,127	0,103	0,085	0,079
VIGA 7	0,170	0,121	0,097	0,079	0,079
VIGA 8	0,170	0,121	0,097	0,079	0,079
VIGA 9	0,176	0,127	0,103	0,085	0,079
VIGA 10	0,115	0,085	0,067	0,055	0,055

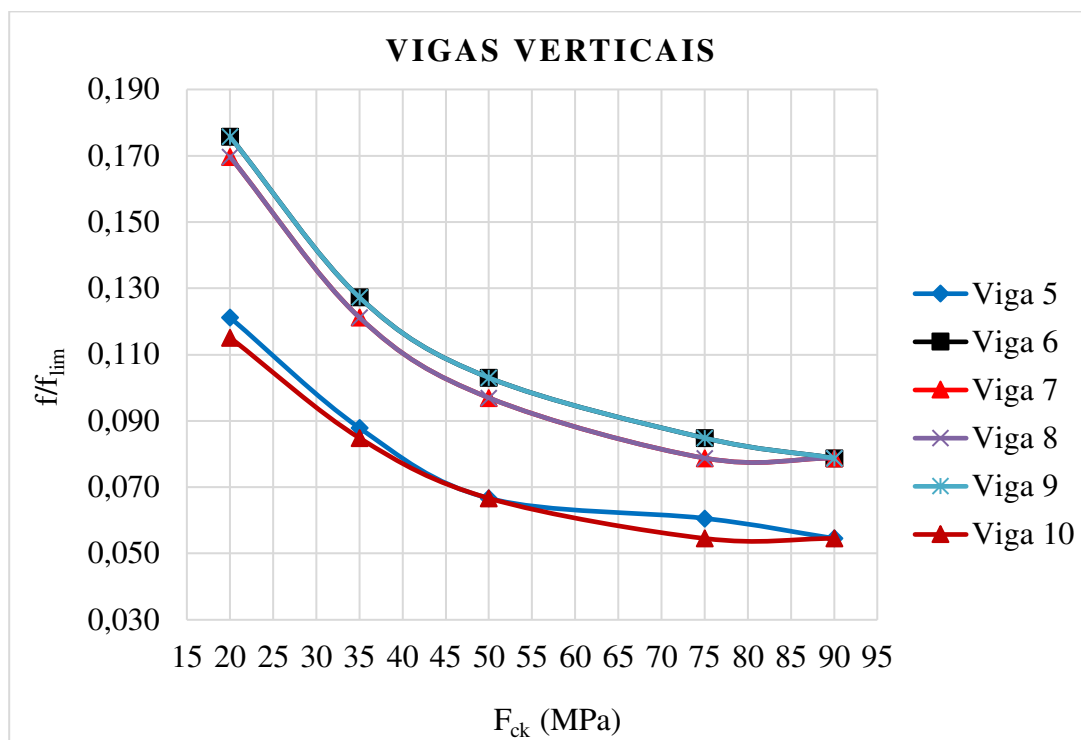
Fonte: Autor (2024)

Para uma análise comparativa mais clara, foram elaborados as Figuras 24 e 25, que facilitam a visualização dos resultados.

Figura 24 - Flechas nas vigas horizontais



Fonte: Autor (2024)

Figura 25 – Flechas nas vigas verticais

Fonte: Autor (2024)

As flechas limites, calculadas pela fórmula do deslocamento limite, ilustrado na Tabela 4, para o efeito de aceitabilidade sensorial, apresentaram os mesmos valores para todas as vigas, devido à igualdade dos vãos. Consequentemente, as flechas máximas também tiveram valores bastante próximos entre si, uma vez que as condições geométricas e de carregamento eram similares.

Os dados das tabelas indicam que, à medida que a resistência à compressão do concreto aumenta, os deslocamentos das vigas diminuem. Isso se explica pela relação direta entre a resistência à compressão e o módulo de elasticidade, como demonstrado pela Equação 7. Um concreto com maior resistência apresenta um módulo de elasticidade mais elevado, o que resulta em uma maior rigidez da viga e, consequentemente, menores deslocamentos.

A diminuição das flechas com o aumento do f_{ck} também pode ser justificada pela expressão do trabalho e deformação de uma peça estrutural. Conforme a Equação 12, a deformação é inversamente proporcional ao módulo de elasticidade, e, portanto, quanto maior a resistência à compressão do concreto, menores serão os deslocamentos.

$$1 \cdot \delta = \frac{1}{2E} \int_0^1 \frac{N^2}{A} \cdot dx + \frac{1}{2G} \int_0^1 \chi \cdot \frac{Q^2}{A} \cdot dx + \frac{1}{2E} \int_0^1 \frac{M^2}{I} \cdot dx + \frac{1}{2G} \int_0^1 \frac{M_t^2}{I_t} \cdot dx \quad (12)$$

Onde:

δ : Deformação;

E : Módulo de elasticidade;

N : Esforço normal atuante;

A : Área da seção transversal;

Q : Esforço cortante atuante;

χ : Fator de forma para cisalhamento;

M : Momento fletor na seção;

I : Momento de inércia da seção.

Além disso, a adoção de uma seção transversal constante ao longo das vigas contribuiu para a redução dos deslocamentos, mantendo o momento de inércia constante e, com isso, uma rigidez uniforme nos elementos estruturais.

Com base nos dados das dez vigas analisadas, e considerando os valores de flecha para um f_{ck} de 20 MPa como referência, verificou-se uma redução de aproximadamente 28,57% nos deslocamentos para um f_{ck} de 35 MPa, 42,86% para um f_{ck} de 50 MPa, e 53,57% para resistências de 75 e 90 MPa.

7.3 Flechas nas lajes

O mesmo procedimento utilizado para a análise das vigas foi aplicado às lajes, avaliando-se os deslocamentos verticais (flechas) por meio do resumo estrutural gerado pelo software TQS, utilizando o método linear. Nessa abordagem, foram consideradas quinze lajes localizadas no pavimento tipo. Os resultados, apresentados nas Tabelas 15, 16 e 17, indicam os valores obtidos a partir da relação entre a flecha máxima calculada e a flecha limite permitida. Os valores individuais de cada laje estão disponíveis no APÊNDICE B.

Ressalta-se que a razão entre a flecha máxima e a flecha limite deve ser inferior a um. Caso essa relação ultrapasse a unidade, a flecha máxima supera o limite admissível, caracterizando uma situação crítica para a estrutura.

Com o intuito de facilitar a análise comparativa dos dados obtidos, foi elaborado as Figuras 26, 27 e 28, que ilustram de maneira clara as variações nos resultados.

Tabela 15 – Flechas das lajes de borda

LAJES DE BORDA DO PAVIMENTO TIPO - f/f_{lim}					
F_{ck}	20	35	50	75	90
LAJE 1	0,821	0,593	0,479	0,400	0,371
LAJE 5	0,814	0,593	0,471	0,400	0,371
LAJE 11	0,757	0,546	0,441	0,368	0,342
LAJE 15	0,821	0,593	0,479	0,400	0,371

Fonte: Autor (2024)

Tabela 16 – Flechas nas lajes de extremidade

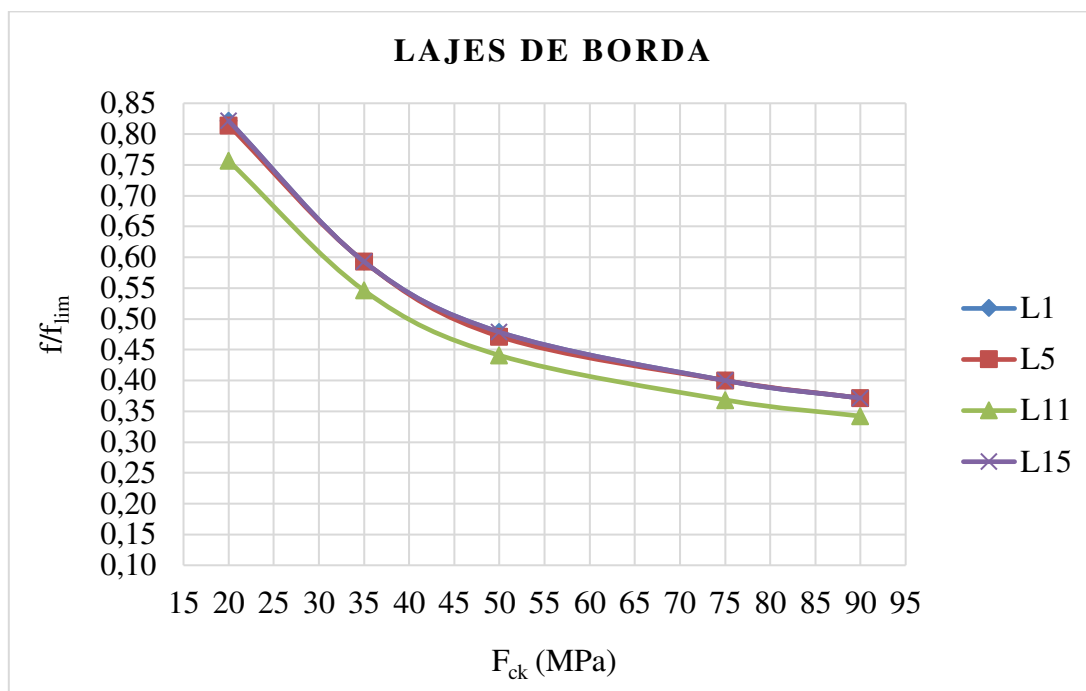
LAJES DE EXTREMIDADE DO PAVIMENTO TIPO - f/f_{lim}					
F_{ck}	20	35	50	75	90
LAJE 2	0,614	0,443	0,357	0,300	0,279
LAJE 3	0,650	0,471	0,379	0,314	0,293
LAJE 4	0,614	0,450	0,357	0,300	0,279
LAJE 6	0,539	0,395	0,316	0,263	0,250
LAJE 10	0,586	0,429	0,343	0,286	0,271
LAJE 12	0,566	0,414	0,329	0,276	0,257
LAJE 13	0,599	0,434	0,349	0,289	0,270
LAJE 14	0,572	0,414	0,329	0,276	0,257

Fonte: Autor (2024)

Tabela 17 – Flechas das lajes de intermediárias

LAJES INTERMEDIÁRIAS DO PAVIMENTO TIPO - f/f_{lim}					
F_{ck}	20	35	50	75	90
LAJE 7	0,382	0,276	0,224	0,184	0,178
LAJE 8	0,414	0,303	0,243	0,204	0,191
LAJE 9	0,382	0,276	0,224	0,184	0,178

Fonte: Autor (2024)

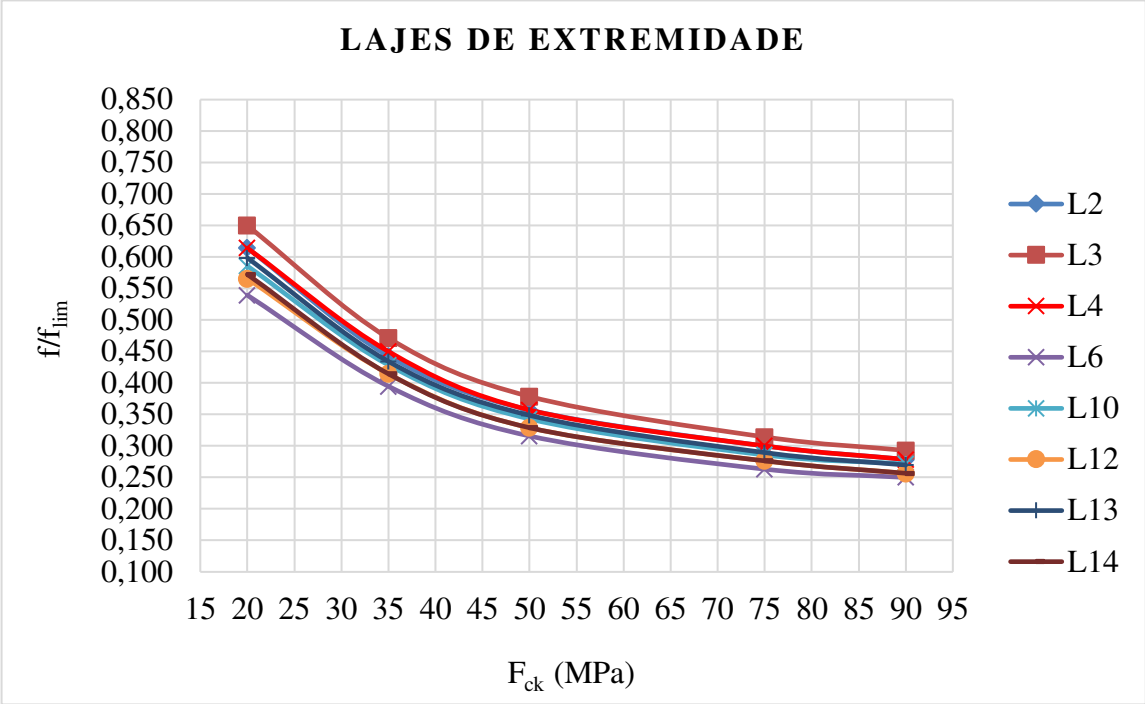
Figura 26 – Flechas nas lajes de borda

Fonte: Autor (2024)

As lajes L1 e L15 apresentaram valores de deformação semelhantes, uma vez que são simétricas em relação à geometria do edifício, o que resulta em uma distribuição de esforços semelhante para ambas. A laje L5 apresentou deslocamentos equivalentes aos das lajes mencionadas anteriormente para valores de f_{ck} entre 35 MPa e 90 MPa; entretanto, para um f_{ck} de 20 MPa, o valor foi distinto.

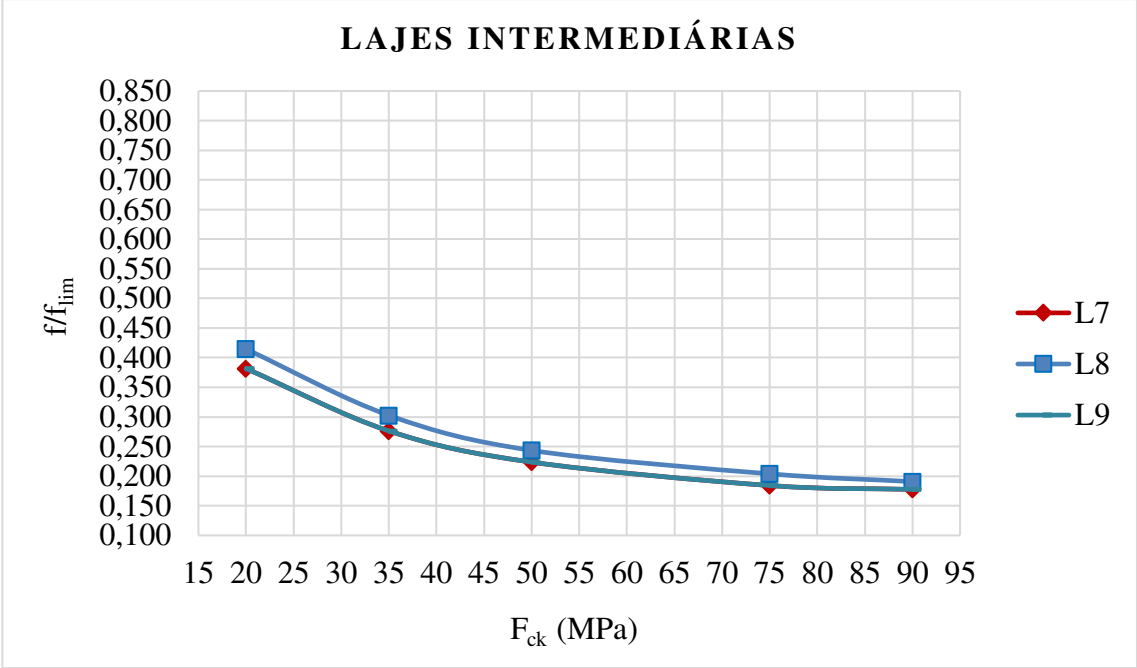
Os dados revelam que as maiores deformações ocorreram nas lajes de borda. Para investigar essa diferença de comportamento, foi analisado o modelo de grelha gerado durante o processamento, avaliando-se as cargas atuantes na estrutura. Além disso, por natureza, existe uma quantidade menor de engastes nas lajes de borda quando se comparada com a analogia de placas (Figura 20).

Figura 27 – Flechas nas lajes de extremidade



Fonte: Autor (2024)

Figura 28 – Flechas nas lajes intermediárias



Fonte: Autor (2024)

Observou-se que, com o aumento da resistência à compressão do concreto, as deformações das lajes reduziram-se de forma significativa, comportamento previamente discutido na análise das flechas nas vigas.

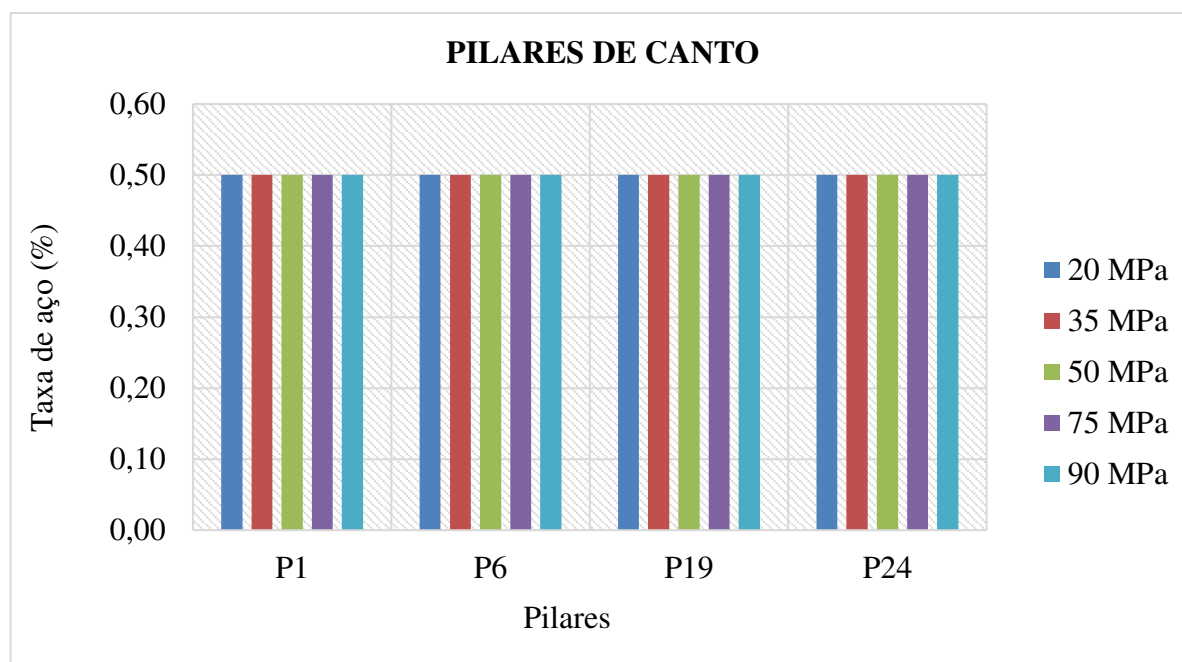
Ao se analisar os dados das quinze lajes com base nos deslocamentos obtidos para um f_{ck} de 20 MPa, constatou-se que as maiores reduções ocorreram nas lajes de borda L1 e L15, com uma diminuição aproximada de 27,77% nos deslocamentos para um f_{ck} de 35 MPa, de 41,65% para um f_{ck} de 50 MPa, de 51,27% para um f_{ck} de 75 MPa e de 54,81% para um f_{ck} de 90 MPa. Esses resultados confirmam a tendência esperada de redução das flechas à medida que se incrementa a resistência à compressão do concreto.

7.4 Taxa de aço nos pilares

A análise da taxa de aço foi conduzida considerando a variação da resistência característica à compressão do concreto (f_{ck}), com valores de 20, 35, 50, 75 e 90 MPa, mantendo-se inalteradas as seções transversais dos pilares. O f_{ck} de 20 MPa foi adotado como referência para comparação com os demais valores. As tabelas com os resultados obtidos encontram-se no APÊNDICE C.

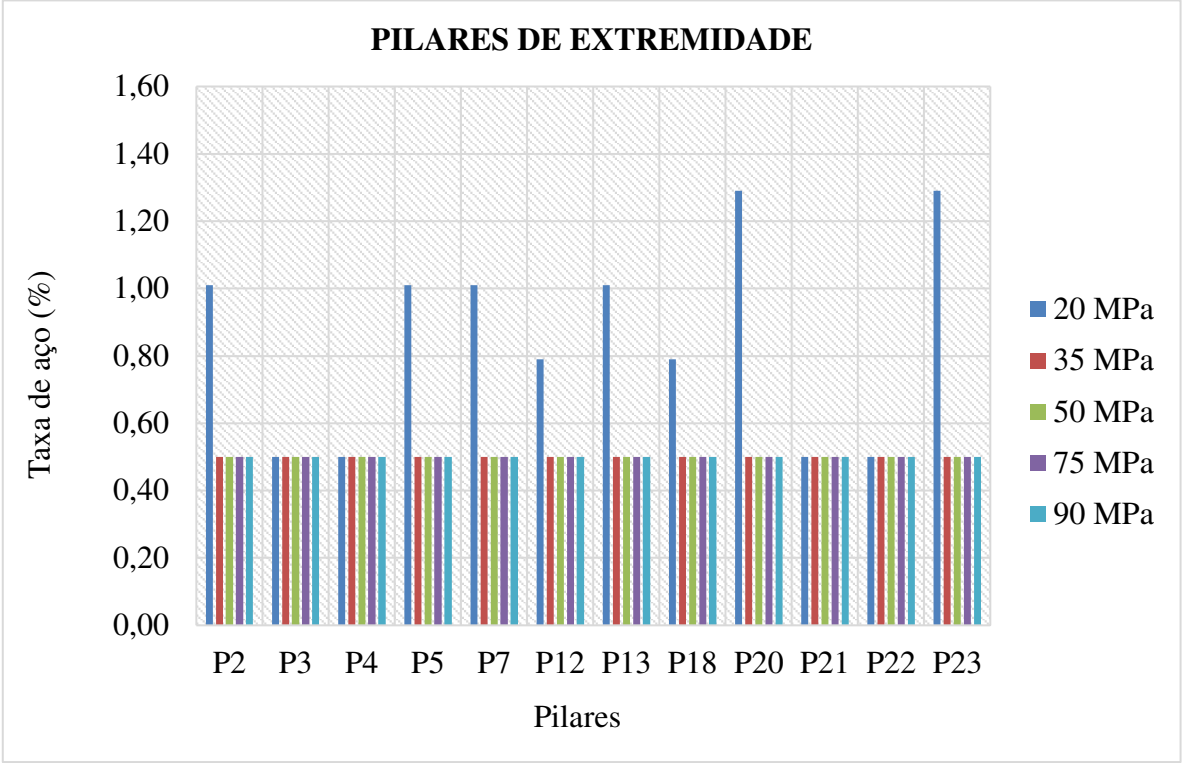
Nas Figuras 29 a 31, são apresentados os consumos de aço para cada classe de pilares.

Figura 29 – Taxa de aço em porcentagem dos pilares de canto



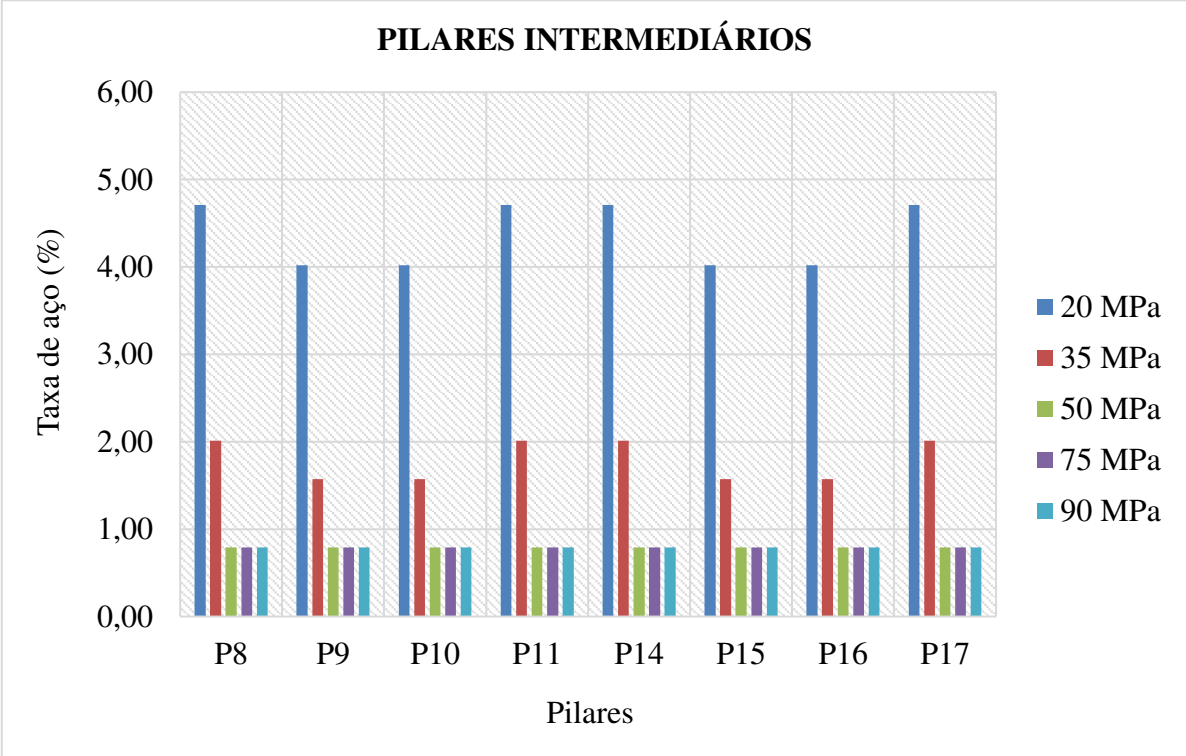
Fonte: Autor (2024)

Figura 30 - Taxa de aço em porcentagem dos pilares de extremidade



Fonte: Autor (2024)

Figura 31 - Taxa de aço em porcentagem dos pilares intermediários



Fonte: Autor (2024)

Os resultados indicam que os pilares de canto apresentaram os menores consumos de aço, seguidos pelos pilares de extremidade, enquanto os pilares intermediários registraram os maiores valores de consumo. Para compreender essa distribuição, foi realizada uma análise do pórtico no Estado Limite Último (ELU), considerando as barras correspondentes aos pilares para todas as classes de resistência do concreto. Verificou-se que os pilares intermediários estavam sujeitos a maiores solicitações, o que resultou em taxas de armadura mais elevadas, que diminuíram gradualmente nos pilares de extremidade e de canto.

Nos pilares de canto, a análise indicou que as forças de compressão e flexão foram relativamente de mesmas magnitudes entre os quatro pilares, com valores reduzidos, permitindo o dimensionamento com uma armadura mínima de $3,14 \text{ cm}^2$, correspondente a 0,50%.

Para os pilares de extremidade, na faixa de resistência compreendida entre 35 e 90 MPa, todos foram dimensionados com uma armadura mínima de 0,50%, apresentando momentos fletores em torno de 0,01 tf.m. Contudo, os pilares projetados com concreto de classe C20 demonstraram um comportamento singular: exceto os pilares P3, P4, P21 e P22, observou-se um aumento significativo tanto nos momentos fletores quanto na força normal. Conforme ilustrado na Figura 30, os pilares P20 e P23 destacaram-se pelo maior consumo de aço, com aproximadamente $8,04 \text{ cm}^2$ (1,29%), para um momento fletor de 1,53 tf.m e uma força normal de 67,97 tf. Outros pilares, como P2, P5, P7 e P13, apresentaram um consumo de $6,28 \text{ cm}^2$ (1,01%) para uma resistência à compressão de 66,96 tf e um momento fletor de 1,77 tf.m. Em contrapartida, os pilares P12 e P18 registraram o menor consumo de aço, com $4,91 \text{ cm}^2$ (0,79%), para esforços de compressão e flexão de 65,05 tf e 1,76 tf.m, respectivamente.

No que se refere aos pilares intermediários, com resistências variando entre 50 e 90 MPa, todos foram dimensionados com armadura mínima de 0,79%, apresentando momentos fletores próximos a 2,88 tf.m. A análise evidenciou maior consumo de aço nesses pilares, tanto na classe C20 quanto na C35, como demonstrado na Figura 31. Na classe C20, para uma resistência de 20 MPa, os pilares P8, P11, P14 e P17 exibiram o maior consumo de aço, aproximadamente $29,45 \text{ cm}^2$ (4,71%), para um momento fletor de 2,88 tf.m e uma força normal de 128,10 tf. Por outro lado, os pilares P9, P10, P15 e P16 apresentaram um consumo de $25,13 \text{ cm}^2$ (4,02%) para uma força normal de 119,20 tf e um momento fletor de 2,68 tf.m.

Na classe C35, os pilares intermediários P8, P11, P14 e P17 destacaram-se com um consumo de aço de $12,57 \text{ cm}^2$ (2,01%), para um momento fletor de 2,88 tf.m e uma força de

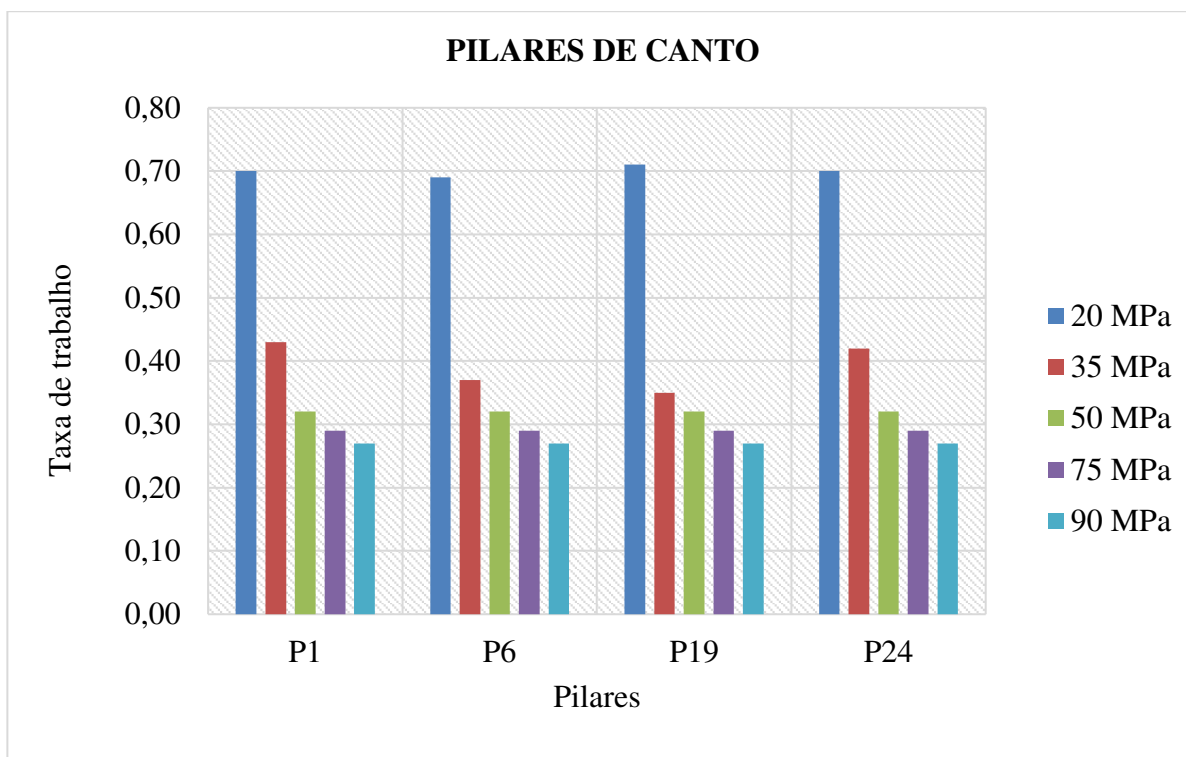
compressão de 128,07 tf. Já os pilares P9 e P10 apresentaram um consumo de 9,82 cm² (1,57%), para resistirem a um momento fletor de 2,68 tf.m e uma compressão de 119,17 tf.

7.5 Taxa de trabalho nos pilares

A análise da taxa de trabalho foi conduzida considerando variações da resistência característica à compressão do concreto (f_{ck}), com valores de 20, 35, 50, 75 e 90 MPa, mantendo-se constantes as seções transversais dos pilares. O f_{ck} de 20 MPa foi adotado como referência para comparação. As tabelas contendo os valores obtidos encontram-se no APÊNDICE D.

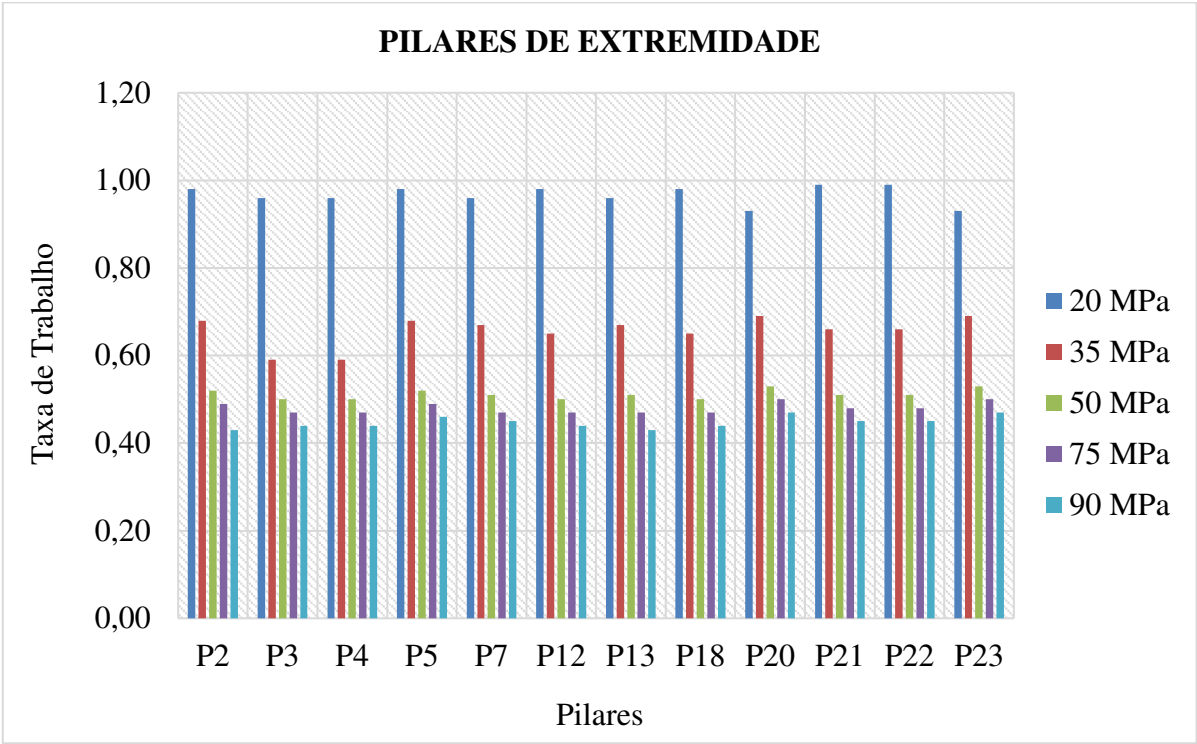
Nas figuras a seguir, é possível observar o consumo de aço para cada classe de pilares.

Figura 32 – Taxa de trabalho nos pilares de canto



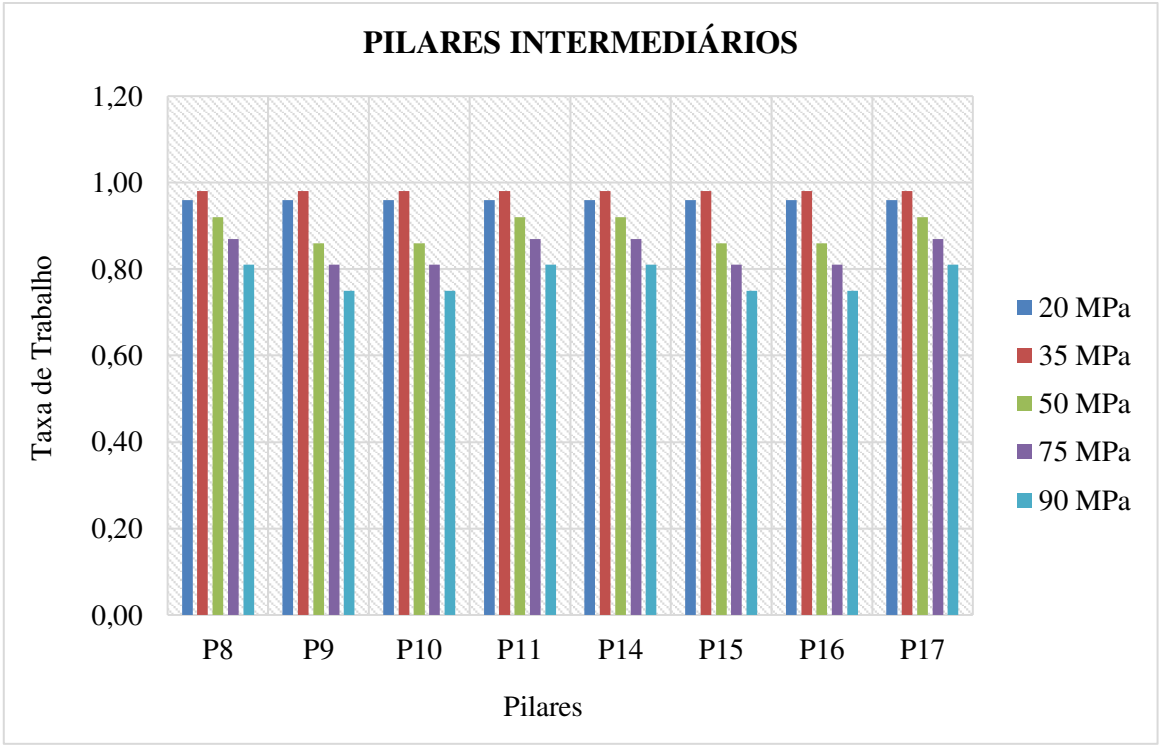
Fonte: Autor (2024)

Figura 33 – Taxa de trabalho nos pilares de extremidade



Fonte: Autor (2024)

Figura 34 – Taxa de trabalho nos pilares intermediários



Fonte: Autor (2024)

De acordo com os dados da Figura 32, verificou-se uma redução na taxa de trabalho nos pilares de canto com o aumento da resistência à compressão do concreto. Inicialmente, com f_{ck} de 20 MPa, a maior taxa de trabalho foi de 0,71 no pilar P19. Com o aumento da resistência, as reduções nas taxas de trabalho foram de 0,36, 0,39, 0,42 e 0,44 para f_{ck} de 35, 50, 75 e 90 MPa, respectivamente.

Para os pilares de extremidade (Figura 33), observou-se comportamento semelhante em todos os doze pilares. O maior valor de taxa de trabalho na resistência inicial de 20 MPa foi de 0,99 nos pilares P21 e P22, indicando que estes estão trabalhando em sua capacidade máxima, visto que o valor da taxa de trabalho não pode exceder 1. As reduções foram de 0,24, 0,40, 0,43 e 0,46 para resistências de 35, 50, 75 e 90 MPa, respectivamente.

No caso dos pilares intermediários (Figura 34), verificou-se um comportamento distinto em comparação aos pilares de canto e de extremidade. Entre f_{ck} de 20 e 35 MPa, observou-se um aumento de 0,02 na taxa de trabalho, ou seja, com o aumento da resistência, o pilar não suportou os esforços solicitantes de maneira tão eficiente quanto as outras classes de pilares. No entanto, entre 50 e 90 MPa, os valores reduziram-se em 0,10, 0,15 e 0,21, sendo o pilar P9 o que apresentou as maiores reduções.

8 CONCLUSÃO

Este estudo analisou o comportamento estrutural de edifícios em concreto armado com foco na influência da resistência característica à compressão do concreto (f_{ck}) sobre o consumo de aço, flechas em vigas e lajes, e taxas de aço e de trabalho nos pilares. Utilizando o software TQS, foi avaliado um edifício de cinco pavimentos com variação na resistência do concreto (20, 35, 50, 75 e 90 MPa) com resultados que evidenciaram os benefícios da utilização de concreto de maior resistência para otimização de materiais e desempenho estrutural.

No que se refere ao consumo de aço nas vigas, observou-se uma redução à medida que o f_{ck} aumentou. As vigas verticais V6 e V9 registraram as maiores economias, com uma redução de até 14,90% e 13,13% no consumo de aço, especialmente para as resistências de 50 MPa e 75 MPa.

As flechas nas vigas e lajes também apresentaram uma diminuição significativa com o aumento do f_{ck} . Para vigas, as flechas reduziram até 53,57% para resistências de 75 e 90 MPa, enquanto nas lajes, essa redução chegou a 54,81% para um f_{ck} de 90 MPa, destacando a melhoria na rigidez estrutural com o uso de concreto de maior resistência, o que contribui para a segurança e a durabilidade das estruturas.

Em relação à taxa de aço nos pilares, os resultados indicaram que os pilares intermediários registraram os maiores consumos de aço, especialmente para f_{ck} de 20 MPa. Nessa classe de resistência, os pilares P8, P11, P14 e P17 exibiram um consumo de até 4,71% de aço, enquanto os pilares de canto e de extremidade apresentaram taxas mais baixas, com uma armadura mínima de 0,50% para resistências acima de 35 MPa.

Quanto à taxa de trabalho nos pilares, verificou-se uma redução contínua com o aumento do f_{ck} . Nos pilares de canto, a taxa de trabalho caiu de 0,71 para 0,27 entre f_{ck} de 20 MPa e 90 MPa, indicando uma maior eficiência estrutural. Nos pilares intermediários, houve uma leve elevação da taxa de trabalho ao passar de 20 MPa para 35 MPa, mas a partir de 50 MPa, as reduções foram substanciais.

Dessa forma, o aumento da resistência à compressão do concreto resulta em maior eficiência no uso de materiais e melhora do desempenho estrutural, reduzindo significativamente o consumo de aço e as deformações. No entanto, em algumas situações, especialmente no caso das vigas, o aumento do f_{ck} acabou aumentando o consumo de aço ao invés de diminuí-lo, o que não é interessante do ponto de vista econômico. Vale ressaltar também, que elevar a resistência à compressão (f_{ck}) pode aumentar a eficiência estrutural, mas

não é economicamente viável, já que tende a elevar os custos do projeto. Contudo, futuras pesquisas podem explorar condições mais severas e variabilidades dos materiais, visando refinar ainda mais as práticas de projeto e otimização estrutural.

8.1 Sugestões para trabalhos futuros

Um ponto de grande relevância que poderia ser abordado em estudos futuros é a variação da resistência à compressão do concreto com a alteração das seções dos elementos estruturais, como vigas, pilares e lajes. Até o momento, o foco foi na análise da resistência à compressão com seções fixas, porém, modificar as dimensões desses elementos pode proporcionar um entendimento ainda mais profundo do comportamento estrutural.

Ao alterar as seções transversais, é possível identificar como diferentes dimensões dos elementos afetam a redistribuição dos esforços e a eficiência do material. Por exemplo, aumentar a altura de uma viga pode reduzir o momento fletor, o que leva a uma menor necessidade de armaduras, enquanto a redução da largura pode comprometer a estabilidade, sobretudo em pilares esbeltos. A interação entre a resistência do concreto e a geometria dos elementos é complexa e merece uma investigação detalhada para otimizar o uso de materiais e garantir segurança estrutural.

Ao equilibrar a relação entre as dimensões dos elementos e a resistência do concreto, seria possível alcançar soluções inovadoras para a construção civil, com uma melhor relação custo-benefício e uma redução no impacto ambiental devido ao menor consumo de materiais.

REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 5738:** Concreto – Procedimento para moldagem e cura de corpos de prova. Rio de Janeiro, 2015.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 5739:** Concreto – Ensaio de compressão de corpos de prova cilíndricos. Rio de Janeiro, 2018.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 6118:** Projeto de estruturas de concreto. Rio de Janeiro, 2023.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 6118:** Projeto de estruturas de concreto. Rio de Janeiro, 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 6120:** Ações para o cálculo de estruturas de edificações. Rio de Janeiro, 2019.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 6123:** Forças devidas ao vento em edificações. Rio de Janeiro, 2023.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 8522:** Concreto endurecido – Determinação dos módulos de elasticidade e de deformação – Parte 1- Módulos estáticos à compressão. Rio de Janeiro, 2017.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 8953:** Concretos para fins estruturais - Classificação pela massa específica, por grupos de resistência e consistência. Rio de Janeiro, 2015.

ARMICHE, Henrique Trespach. **A INFLUÊNCIA DA TECNOLOGIA BIM NO DESENVOLVIMENTO DO PROJETO ESTRUTURAL.** 2017. 68 f. Trabalho de conclusão de curso (Bacharelado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Escola de Engenharia, Porto Alegre, 2017.

AMORIM, Mariana Mendes. **ANÁLISE DA INFLUÊNCIA DO VENTO EM EDIFICAÇÕES DE PEQUENO PORTE.** 2017. 75 f. Trabalho de conclusão de curso (Bacharelado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Pernambuco, Caruaru, 2017.

ARAÚJO, José Milton de. **Projeto estrutural de edifícios de concreto armado.** 3. ed. Rio Grande: Dunas, 2014.

BUSKE, Lucas Rotili. **ANÁLISE DA INFLUÊNCIA DA RESISTÊNCIA CARACTERÍSTICA À COMPRESSÃO DO CONCRETO NO DIMENSIONAMENTO DE VIGAS DE CONCRETO ARMADO.** 2019. 80 f. Trabalho de conclusão de curso (Bacharelado em Engenharia Civil) – Universidade Regional do Noroeste do Estado do Rio Grande do Sul, Ijuí, 2019.

BOTELHO, Manoel Henrique Campos; MARCHETTI, Osvaldemar. **Concreto armado eu te amo:** volume I. 10. ed. São Paulo: Blucher, 2019.

BASTOS, Paulo Sérgio. **Fundamentos do Concreto Armado**. Bauru: UNESP, 2019, 92p. Disponível em: [http://wwwp.feb.unesp.br/pbastos/concreto1/Fundamentos%20 CA.pdf](http://wwwp.feb.unesp.br/pbastos/concreto1/Fundamentos%20CA.pdf). Acesso em: 21 ago. 2024.

CAMACHO, Jefferson Sidney. **Estados limites de serviço: Fissuração – Deformação**. Apostila. Universidade Estadual Paulista. Faculdade de engenharia de Ilha Solteira, São Paulo, 2009.

CARVALHO, Roberto Chust; FIGUEIREDO FILHO, Jasson Rodrigues. **Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado**: segundo a NBR 6118:2014. 4. ed. São Carlos: EdUFSCar, 2016.

CAMPOS FILHO, Américo. **Projeto de lajes maciças de concreto armado**. Apostila. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Escola de Engenharia, Rio Grande do Sul, 2014.

GRABASCK, Jaqueline Ramos *et al.* **CONCRETO ARMADO APLICADO EM PILARES, VIGAS – PAREDE E RESERVATÓRIOS**. 1. ed. Porto Alegre: SAGAH, 2021.

GRATSCH, Henrique Kriesel. **ANÁLISE DA INFLUÊNCIA DA RESISTÊNCIA CARACTERÍSTICA À COMPRESSÃO DO CONCRETO NOS PILARES DE UM EDIFÍCIO RESIDENCIAL EM CONCRETO ARMADO**. 2019. 83 f. Trabalho de conclusão de curso (Bacharelado em Engenharia Civil) – Universidade Regional do Noroeste do Estado do Rio Grande do Sul, Ijuí, 2019.

GONDIM, Antonio Juscelino de Oliveira. **ANÁLISE DA NÃO-CONFORMIDADE DA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO EM ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO**. 2024. 61 f. Trabalho de conclusão de curso (Bacharelado em Engenharia Civil) – Universidade Federal Rural do Semi-Árido, Caraúbas, 2024.

GALVAMINAS. Tipos de lajes e suas vantagens. 2024. Disponível em: <https://galvaminas.com.br/tipos-de-laje-e-suas-vantagens/>. Acesso em: 11 set. 2024.

HELENE, Paulo. Concreto de Cimento Portland. **IBRACON**, Fortaleza, Ceará, 2010.

KIMURA, Alio. **Informática aplicada a estruturas de concreto armado**. 2. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2018.

LEONHARDT, Fritz; MONNIG, Eduard. **Construções de concreto, vol.1: princípios básicos de dimensionamento de estruturas de concreto armado**. 2. ed. Rio de Janeiro: Interciência, 2008.

MEHTA, Povindar Kumar; MONTEIRO, Paulo Jose Melaragno. **Concreto: microestrutura, propriedades e materiais**. 3. ed. São Paulo: IBRACON, 2014.

MAGALHÃES, Fábio Costa. **A problemática dos concretos não conformes e sua influência na confiabilidade de pilares de concreto armado**. 2005. 292 f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2014.

MATIAS, Fernanda. **AVALIAÇÃO DA INFLUÊNCIA DA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DO CONCRETO NO CUSTO DO SISTEMA ESTRUTURAL DE UM**

EDIFÍCIO DE CINCO PAVIMENTOS. 2019. 95 f. Trabalho de conclusão de curso (Bacharelado em Engenharia Civil) – Escola de Engenharia da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2019.

NETO, Egidio Pilotto. **Caderno de receitas de concreto armado: vigas.** 1. ed. Rio de Janeiro: LTC, 2018.

OLIVEIRA, Guilherme Costa de. **ANÁLISE COMPARATIVA NO DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL DE UM EDIFÍCIO EM CONCRETO ARMADO VARIANDO A RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DO CONCRETO.** 2022. 200 f. Trabalho de conclusão de curso (Bacharelado em Engenharia Civil) – Instituto Federal de Ciência e Tecnologia, Piumhi, 2022.

OLIVEIRA, Leonardo H. B. **Pilares: Parte 02.** Notas de aula. Universidade Federal Rural do Semi-Árido. Faculdade de engenharia, Campus de Pau dos Ferros. Pau dos Ferros, 2024.

PEREIRA, Caio. Laje: O que é e principais tipos. Escola Engenharia, 11 abr. 2019. Disponível em: <https://www.escolaengenharia.com.br/laje>. Acesso em: 11 set. 2024.

PEDROSO, Fábio Luís. Concreto. Concreto: Material construtivo mais consumido no mundo. **Concreto e construções**, São Pauli, n. 53, p. 14-19, 2009.

PORTO, Thiago Bomjardim; FERNANDES, Danielle Stefane Gualberto. **Curso básico de concreto armado.** 1. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2015.

QUEIROZ, Juliana Noberto. **ANÁLISE DA INFLUÊNCIA DA RESISTÊNCIA CARACTERÍSTICA À COMPRESSÃO DO CONCRETO NO DIMENSIONAMENTO DE UM EDIFÍCIO EM CONCRETO ARMADO.** 2018. 82 f. Trabalho de conclusão de curso (Bacharelado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Alagoas, Delmiro Gouveia, 2018.

REBELLO, Yopanan Conrado Pereira. **Bases para projeto estrutural na arquitetura.** 6. ed. São Paulo: Zigurate, 2017.

RODRIGUES, Paulo Cesar. **Estruturas de Concreto Armado I.** 6. ed. Ijuí: UNIJUÍ, Universidade Regional do Noroeste do Estado do Rio Grande do Sul, 2017.

RECENA, Fernando Antonio Piazza. **Dosagem e controle da qualidade de concretos convencionais de cimento Portland.** 3. ed. ediPUCRS: Porto Alegre, 2015.

SOUZA, Paula Giovanna Pimenta. **INFLUÊNCIA DA RESISTÊNCIA DO CONCRETO NO IMPACTO DO CUSTO EM ESTRUTURAS DE PEQUENO PORTE – ESTUDO DE CASO.** 2020. 42 f. Trabalho de conclusão de curso (Bacharelado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Uberlândia, Uberlândia, 2020.

SOUTO, Wallace Oliveira. **INFLUÊNCIA DA VARIAÇÃO DA RESISTÊNCIA DO CONCRETO NO COMPORTAMENTO ESTRUTURAL E NOS CUSTOS DE UM EDIFÍCIO NO EXTREMO SUL DA BAHIA.** 2021. 94 f. Trabalho de conclusão de curso (Bacharelado em Engenharia Civil) – Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia da Bahia, Eunápolis, 2021.

VIVADecora. Confira 7 tipos de laje de concreto e como escolher a melhor. 28 fev. 2019. Disponível em: <https://www.vivadecora.com.br/pro/laje-de-concreto/>. Acesso em: 11 set. 2024.

WEIMER, Bianca Funk *et al.* **Patologia das estruturas**. 1. ed. Porto Alegre: SAGAH, 2018.

**APÊNDICE A – FLECHAS MÁXIMAS E LIMITES PARA AS VIGAS DO
PAVIMENTO TIPO**

Tabela 18 – Flechas das vigas horizontais

VIGAS HORIZONTAIS DO PAVIMENTO TIPO - f/f_{lim}				
F_{ck} (MPa)	VIGA	f. (cm)	f._{lim} (cm)	f/f_{lim}
20	1	0,19	1,65	0,115
	2	0,28	1,65	0,170
	3	0,28	1,65	0,170
	4	0,19	1,65	0,115
35	1	0,14	1,65	0,085
	2	0,2	1,65	0,121
	3	0,2	1,65	0,121
	4	0,14	1,65	0,085
50	1	0,11	1,65	0,067
	2	0,16	1,65	0,097
	3	0,16	1,65	0,097
	4	0,11	1,65	0,067
75	1	0,09	1,65	0,055
	2	0,13	1,65	0,079
	3	0,13	1,65	0,079
	4	0,09	1,65	0,055
90	1	0,09	1,65	0,055
	2	0,13	1,65	0,079
	3	0,13	1,65	0,079
	4	0,09	1,65	0,055

Fonte: Autor (2024)

Tabela 19 – Flechas das vigas verticais

VIGAS VERTICAIS DO PAVIMENTO TIPO - f/f_{lim}				
F_{ck} (MPa)	VIGA	f. (cm)	f_{lim} (cm)	f/f_{lim}
20	5	0,200	1,65	0,121
	6	0,290	1,65	0,176
	7	0,280	1,65	0,170
	8	0,280	1,65	0,170
	9	0,290	1,65	0,176
	10	0,190	1,65	0,115
35	5	0,145	1,65	0,088
	6	0,210	1,65	0,127
	7	0,200	1,65	0,121
	8	0,200	1,65	0,121
	9	0,210	1,65	0,127
	10	0,140	1,65	0,085
50	5	0,11	1,65	0,067
	6	0,17	1,65	0,103
	7	0,16	1,65	0,097
	8	0,16	1,65	0,097
	9	0,17	1,65	0,103
	10	0,11	1,65	0,067
75	5	0,10	1,65	0,061
	6	0,14	1,65	0,085
	7	0,13	1,65	0,079
	8	0,13	1,65	0,079
	9	0,14	1,65	0,085
	10	0,09	1,65	0,055
90	5	0,09	1,65	0,055
	6	0,13	1,65	0,079
	7	0,13	1,65	0,079
	8	0,13	1,65	0,079
	9	0,13	1,65	0,079
	10	0,09	1,65	0,055

Fonte: Autor (2024)

**APÊNDICE B – FLECHAS MÁXIMAS E LIMITES PARA AS LAJES DO
PAVIMENTO TIPO**

Tabela 20 – Flechas das lajes de borda

LAJES DE BORDA DO PAVIMENTO TIPO - f/f_{lim}				
F_{ck} (MPa)	LAJE	f. (cm)	f_{lim} (cm)	f/f_{lim}
20	1	1,150	1,400	0,821
	5	1,140	1,400	0,814
	11	1,150	1,520	0,757
	15	1,150	1,400	0,821
35	1	0,830	1,400	0,593
	5	0,830	1,400	0,593
	11	0,830	1,520	0,546
	15	0,830	1,400	0,593
50	1	0,670	1,400	0,479
	5	0,660	1,400	0,471
	11	0,670	1,520	0,441
	15	0,670	1,400	0,479
75	1	0,560	1,400	0,400
	5	0,560	1,400	0,400
	11	0,560	1,520	0,368
	15	0,560	1,400	0,400
90	1	0,520	1,400	0,371
	5	0,520	1,400	0,371
	11	0,520	1,520	0,342
	15	0,520	1,400	0,371

Fonte: Autor (2024)

Tabela 21 – Flechas das lajes de extremidade

LAJES DE EXTREMIDADE DO PAVIMENTO TIPO - f/flim				
F_{ck} (MPa)	LAJE	f. (cm)	f.lim (cm)	f/f_{lim}
20	2	0,86	1,4	0,614
	3	0,91	1,4	0,650
	4	0,86	1,4	0,614
	6	0,82	1,52	0,539
	10	0,82	1,4	0,586
	12	0,86	1,52	0,566
	13	0,91	1,52	0,599
	14	0,87	1,52	0,572
35	2	0,62	1,4	0,443
	3	0,66	1,4	0,471
	4	0,63	1,4	0,450
	6	0,60	1,52	0,395
	10	0,60	1,4	0,429
	12	0,63	1,52	0,414
	13	0,66	1,52	0,434
	14	0,63	1,52	0,414
50	2	0,50	1,4	0,357
	3	0,53	1,4	0,379
	4	0,50	1,4	0,357
	6	0,48	1,52	0,316
	10	0,48	1,4	0,343
	12	0,50	1,52	0,329
	13	0,53	1,52	0,349
	14	0,50	1,52	0,329
75	2	0,42	1,4	0,300
	3	0,44	1,4	0,314
	4	0,42	1,4	0,300
	6	0,40	1,52	0,263
	10	0,40	1,4	0,286
	12	0,42	1,52	0,276

90	13	0,44	1,52	0,289
	14	0,42	1,52	0,276
	2	0,39	1,4	0,279
	3	0,41	1,4	0,293
	4	0,39	1,4	0,279
	6	0,38	1,52	0,250
	10	0,38	1,4	0,271
	12	0,39	1,52	0,257
	13	0,41	1,52	0,270
	14	0,39	1,52	0,257

Fonte: Autor (2024)

Tabela 22 – Flechas das lajes intermediárias

LAJES INTERMEDIÁRIAS DO PAVIMENTO TIPO - f/flim				
F _{ck} (MPa)	LAJE	f. (cm)	f _{lim} (cm)	f/flim
20	7	0,58	1,52	0,382
	8	0,63	1,52	0,414
	9	0,58	1,52	0,382
35	7	0,42	1,52	0,276
	8	0,46	1,52	0,303
	9	0,42	1,52	0,276
50	7	0,34	1,52	0,224
	8	0,37	1,52	0,243
	9	0,34	1,52	0,224
75	7	0,28	1,52	0,184
	8	0,31	1,52	0,204
	9	0,28	1,52	0,184
90	7	0,27	1,52	0,178
	8	0,29	1,52	0,191
	9	0,27	1,52	0,178

Fonte: Autor (2024)

APÊNDICE C – TAXA DE AÇO (%) REFERENTE AOS PILARES DO PAVIMENTO

FUNDAÇÃO

Tabela 23 – Taxa de aço nos pilares de canto

PILARES DE CANTO – TAXA DE AÇO (%)					
F_{ck} (MPa)	20	35	50	75	90
P1	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50
P6	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50
P19	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50
P24	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50

Fonte: Autor (2024)

Tabela 24 – Taxa de aço nos pilares de extremidade

PILARES DE EXTREMIDADE – TAXA DE AÇO (%)					
F_{ck} (MPa)	20	35	50	75	90
P2	1,01	0,50	0,50	0,50	0,50
P3	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50
P4	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50
P5	1,01	0,50	0,50	0,50	0,50
P7	1,01	0,50	0,50	0,50	0,50
P12	0,79	0,50	0,50	0,50	0,50
P13	1,01	0,50	0,50	0,50	0,50
P18	0,79	0,50	0,50	0,50	0,50
P20	1,29	0,50	0,50	0,50	0,50
P21	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50
P22	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50
P23	1,29	0,50	0,50	0,50	0,50

Fonte: Autor (2024)

Tabela 25 – Taxa de aço nos pilares intermediários

PILARES INTERMEDIÁRIOS – TAXA DE AÇO (%)					
F _{ck} (MPa)	20	35	50	75	90
P8	4,71	2,01	0,79	0,79	0,79
P9	4,02	1,57	0,79	0,79	0,79
P10	4,02	1,57	0,79	0,79	0,79
P11	4,71	2,01	0,79	0,79	0,79
P14	4,71	2,01	0,79	0,79	0,79
P15	4,02	1,57	0,79	0,79	0,79
P16	4,02	1,57	0,79	0,79	0,79
P17	4,71	2,01	0,79	0,79	0,79

Fonte: Autor (2024)

**APÊNDICE D – TAXA DE TRABALHO REFERENTE AOS PILARES DO
PAVIMENTO FUNDAÇÃO**

Tabela 26 – Taxa de trabalho nos pilares de canto

PILARES DE CANTO – Sd/Rd					
F_{ck} (MPa)	20	35	50	75	90
P1	0,70	0,43	0,32	0,29	0,27
P6	0,69	0,37	0,32	0,29	0,27
P19	0,71	0,35	0,32	0,29	0,27
P24	0,70	0,42	0,32	0,29	0,27

Fonte: Autor (2024)

Tabela 27 – Taxa de trabalho nos pilares de extremidade

PILARES DE EXTREMIDADE – Sd/Rd					
F_{ck} (MPa)	20	35	50	75	90
P2	0,98	0,68	0,52	0,49	0,43
P3	0,96	0,59	0,50	0,47	0,44
P4	0,96	0,59	0,50	0,47	0,44
P5	0,98	0,68	0,52	0,49	0,46
P7	0,96	0,67	0,51	0,47	0,45
P12	0,98	0,65	0,50	0,47	0,44
P13	0,96	0,67	0,51	0,47	0,43
P18	0,98	0,65	0,50	0,47	0,44
P20	0,93	0,69	0,53	0,50	0,47
P21	0,99	0,66	0,51	0,48	0,45
P22	0,99	0,66	0,51	0,48	0,45
P23	0,93	0,69	0,53	0,50	0,47

Fonte: Autor (2024)

Tabela 28 – Taxa de trabalho nos pilares intermediários

PILARES INTERMEDIÁRIOS – Sd/Rd					
F _{ck} (MPa)	20	35	50	75	90
P8	0,96	0,98	0,92	0,87	0,81
P9	0,96	0,98	0,86	0,81	0,75
P10	0,96	0,98	0,86	0,81	0,75
P11	0,96	0,98	0,92	0,87	0,81
P14	0,96	0,98	0,92	0,87	0,81
P15	0,96	0,98	0,86	0,81	0,75
P16	0,96	0,98	0,86	0,81	0,75
P17	0,96	0,98	0,92	0,87	0,81

Fonte: Autor (2024)