

**UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO**

Escola de Engenharia de São Carlos

**Redução da emissão de gases de efeito estufa do ambiente  
construído a partir da calibração baseada em confiabilidade  
dos coeficientes parciais de segurança em estruturas de  
concreto armado**

**Gustavo Kenzo Tamura**

Dissertação de Mestrado do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil  
(Engenharia de Estruturas) da Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade  
de São Paulo.



**Gustavo Kenzo Tamura**

**Redução das emissões de gases de efeito estufa pelo ambiente  
construído a partir da calibração baseada em confiabilidade dos  
coeficientes parciais de segurança em estruturas de concreto  
armado**

VERSÃO CORRIGIDA

Dissertação apresentada ao Programa de  
Pós-graduação em Engenharia Civil  
(Engenharia de Estruturas) da Escola de  
Engenharia de São Carlos da Universidade  
de São Paulo para a obtenção do título de  
Mestre em Ciências.

Área de concentração: Estruturas

Orientador: André Teófilo Beck

**São Carlos  
2025**

AUTORIZO A REPRODUÇÃO TOTAL OU PARCIAL DESTE TRABALHO,  
POR QUALQUER MEIO CONVENCIONAL OU ELETRÔNICO, PARA FINS  
DE ESTUDO E PESQUISA, DESDE QUE CITADA A FONTE.

Ficha catalográfica elaborada pela Biblioteca Prof. Dr. Sérgio Rodrigues Fontes da  
EESC/USP com os dados inseridos pelo(a) autor(a).

T153r      Tamura, Gustavo Kenzo  
              Redução das emissões de gases de efeito estufa  
              pelo ambiente construído a partir da calibração baseada  
              em confiabilidade dos coeficientes parciais de  
              segurança em estruturas de concreto armado / Gustavo  
              Kenzo Tamura; orientador André Teófilo Beck. São  
              Carlos, 2025.

              Dissertação (Mestrado) - Programa de  
              Pós-Graduação em Engenharia Civil (Engenharia de  
              Estruturas) e Área de Concentração em Estruturas --  
              Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de  
              São Paulo, 2025.

              1. Confiabilidade. 2. Coeficientes parciais de  
              segurança. 3. Emissão de gases de efeito estufa. 4.  
              Concreto armado. 5. Sustentabilidade. I. Título.

## FOLHA DE JULGAMENTO

Candidato: Engenheiro **GUSTAVO KENZO TAMURA.**

Título da dissertação: "Redução da emissão de gases de efeito estufa do ambiente construído a partir da calibração baseada em confiabilidade dos coeficientes parciais de segurança em estruturas de concreto armado".

Data da defesa: 23/04/2025.

### Comissão Julgadora

**Prof. Associado André Teófilo Beck**  
(Orientador)

(Escola de Engenharia de São Carlos/EESC-USP)

**Prof. Dr. Fernando Menezes de Almeida Filho**  
(Universidade Federal de São Carlos/UFSCar)

**Prof. Titular Vanderley Moacyr John**  
(Escola Politécnica/EP-USP)

### Resultado

APROVADO

APROVADO

APROVADO

Presidente da Comissão de Pós-Graduação:  
Prof. Titular **Carlos De Marqui Junior**



*Ao meu padrinho e à minha avó, a saudade que  
deixaram são eternas.*





## **AGRADECIMENTOS**

Primeiramente, agradeço aos meus pais, José Luiz e Liyoko, e a minha irmã, Mie, por todo apoio que me deram ao longo da vida, sempre me aconselhando a seguir em frente. Agradeço também à minha família, em especial, aos meus padrinhos, Yumi e Akira, que sempre estiveram comigo e sempre estarão torcendo por mim.

Agradeço ao meu orientador, professor André Teófilo Beck, por toda a orientação e ajuda em momentos de necessidade e por ter embarcado nessa jornada da sustentabilidade em estruturas. Agradeço também aos professores Ricardo Carrazedo e Alessandra Lorenzetti de Castro por me incentivarem a pesquisar desde a graduação com os concursos estudantis.

Aos meus amigos de graduação e de Londrina que, mesmo com a distância que a vida nos trouxe, ainda me fazem feliz em todos os momentos que nos encontramos. Obrigado por fazerem parte da minha vida por tanto tempo e por ainda continuarem fazer parte da minha história.

Aos meus amigos do SET, obrigado por serem a minha companhia diária, sempre me proporcionando boas risadas e conversas, além de serem grandes companheiros de pesquisa. Agradeço em especial a Gabriel, Thiago, Mário, Daniel e Diego por sempre estarem comigo. Fazer a pós-graduação com cada um de vocês me faz refletir todos os dias e me ajuda a me tornar um pesquisador melhor e uma pessoa melhor.

Aos meus colegas de apartamento, Erik e Marcelo, e às minhas amigas Eduarda e Laura, agradeço por tornarem meus dias mais felizes e leves, e por estarem sempre comigo em todos os momentos, bons ou ruins. Vocês se tornaram o meu porto seguro aqui em São Carlos durante a pós-graduação e desejo guardá-los para o resto da minha vida.

À Universidade de São Paulo, agradeço por proporcionar momentos inesquecíveis e por abrir horizontes.

O presente trabalho foi realizado com apoio da Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior – Brasil (CAPES) – Código de Financiamento 001.

Agradeço a todos que fizeram parte da minha vida e que me impactaram positivamente na minha jornada. Muito obrigado!



*“Nunca se esqueça de quem você é, porque é certo  
que o mundo não se esquecerá. Faça disso sua força.  
Assim, não poderá ser nunca a sua fraqueza. Arme-  
se com esta lembrança, e ela nunca poderá ser usada  
para lhe magoar.”*  
*George R. R. Martin*



## Resumo

TAMURA, G. K. **Redução das emissões de gases de efeito estufa pelo ambiente construído a partir da calibração baseada em confiabilidade dos coeficientes parciais de segurança em estruturas de concreto armado**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-graduação em Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2025.

O desenvolvimento de um país depende de uma infraestrutura construída que dá suporte às atividades humanas, como prédios, viadutos, barragens, linhas de transmissão, etc. Nos últimos anos, houve um crescente interesse na sustentabilidade das estruturas, uma vez que a construção civil é um dos grandes responsáveis pela emissão de gases de efeito estufa no planeta. Estima-se que 37% de todo CO<sub>2</sub> emitido no planeta anualmente seja resultante da atividade de construção e operação de edificações. Assim, é de extrema importância que a engenharia civil crie padrões mais sustentáveis, com o uso de recursos naturais de forma eficiente. No entanto, a realidade brasileira não reflete essa preocupação, com normas técnicas desatualizadas e potencialmente mais conservadoras do que o necessário. A teoria de confiabilidade permite a calibração dos coeficientes parciais de segurança das normas técnicas, de forma a atingir confiabilidade mais uniforme para as diferentes estruturas projetadas, bem como reduzir ações de projeto, em média. Com isso, é possível realizar o uso consciente dos recursos naturais e reduzir a enorme pegada de carbono da construção civil. Neste estudo, verificou-se que a calibração baseada em confiabilidade dos coeficientes parciais de segurança pode reduzir a emissão de CO<sub>2</sub> em 6,61%, em média, para o prédio padrão estudado, bem como reduzir o custo dos materiais de construção em aproximadamente 7,21%. É válido ressaltar que o estudo foi realizado para edifícios de concreto armado, pois é o sistema construtivo mais utilizado no Brasil. Além disso, o estudo teve como base o Sistema de Informação de Desempenho Ambiental da Construção (Sidac) para verificar a emissão de CO<sub>2</sub> do ambiente construído e o SINAPI para verificar os custos dos materiais.

**Palavras-chave:** Confiabilidade; Coeficientes parciais de segurança; Emissão de gases de efeito estufa; Concreto armado; Sustentabilidade.



## **Abstract**

TAMURA, G. K. **Reduction of greenhouse gases from the built environment through reliability-based calibration of partial safety factors in reinforced concrete structures.** Dissertation (Master's Degree in Civil Engineering) – Post-graduate Program of Structural Engineering, São Carlos School of Engineering, University of São Paulo, São Carlos, 2023.

The development of a country relies on infrastructure that supports human activities, such as buildings, roads, dams, transmission lines, etc. In recent years, there has been a growing interest in sustainable structures as civil construction is one of the main sources responsible for the emission of greenhouse gases. It is estimated that 37% of the global annual emission of CO<sub>2</sub> is a byproduct of construction and operation of buildings. Thus, it is of major importance that civil engineering creates sustainable patterns with the efficient use of natural resources. However, the Brazilian reality doesn't reflect this concern with outdated design codes which are potentially more conservative than necessary. Structural reliability theory allows design code development by the calibration of partial safety factors in order to achieve more uniform reliability in different projects, as well as reducing average design loads. Therefore, it is possible to efficiently use natural resources and reduce the enormous carbon footprint of civil construction. In this study, it was found that reliability-based calibration of partial safety factors can reduce CO<sub>2</sub> emissions by 6.61% on average, for a case-study building, as well as reduce the cost of building materials by approximately 7.21%. It is worth mentioning that this study was focused on reinforced concrete buildings, since it is widely used in Brazil. Furthermore, the study was based on the Information System for Environmental Performance in Construction (Sidac) to evaluate CO<sub>2</sub> emission from the built environment and SINAPI to evaluate material costs.

**Keywords:** Reliability, Partial safety factors; Greenhouse gases emission; Reinforced concrete; Sustainability.





### Lista de siglas

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ACI	<i>American Concrete Institute</i>
ACV	Avaliação do Ciclo de Vida
CO <sub>2</sub>	Dióxido de Carbono
DIN	Instituto Alemão de Normalização
EN	Norma Européia
FORM	<i>First Order Reliability Methods</i>
FOSM	<i>First Order Second Moment</i>
GLOBE	Consenso Global de Sustentabilidade no Ambiente Construído
GEE	Gases de Efeito Estufa
IEA	Agência Internacional de Energia
ISO	Organização Internacional para Padronização
JCSS	<i>Joint Committee on Structural Safety</i>
LRFD	<i>Load and Resistance Factor Design</i>
NBR	Norma Técnica Brasileira
ODS	Objetivos de Desenvolvimento Sustentável
ONU	Organização das Nações Unidas
RBDO	<i>Reliability-based Design Optimization</i>
Sidac	Sistema de Informação do Desempenho Ambiental da Construção
SMC	Simulação de Monte Carlo

## Lista de símbolos

$\pm$	Mais ou menos
$^{\circ}\text{C}$	Grau Celsius
C35	Concreto com resistência característica à compressão igual à 35 MPa
CA-50	Aço para concreto com resistência de 500 MPa
cm	Centímetro
$f_{ck}$	Resistência característica à compressão
Gt	Gigatonelada
kg	Quilograma
kN	Quilonewton
m	Metro
$\text{m}^2$	Metro quadrado
$\text{m}^3$	Metro cúbico
MJ	Megajoule
MPa	Mega Pascal
$p_f$	Probabilidade de falha
$R_y$	Matriz de correlação
t	Tonelada
$y^*$	Ponto de projeto
$\beta$	Índice de confiabilidade
$\beta_{alvo}$	Índice de confiabilidade alvo
$\gamma_{a1}$	Coeficiente parcial de segurança de minoração da resistência ao escoamento de aço estrutura
$\gamma_{a2}$	Coeficiente parcial de segurança de minoração da resistência à ruptura de aço estrutural e de parafuso
$\gamma_c$	Coeficiente parcial de segurança de minoração da resistência do concreto
$\gamma_g$	Coeficiente parcial de segurança de majoração da ação permanente
$\gamma_q$	Coeficiente parcial de segurança de majoração da ação acidental
$\gamma_s$	Coeficiente parcial de segurança de minoração da resistência do aço de armadura
$\gamma_w$	Coeficiente parcial de segurança de majoração da ação do vento
$\mu$	Média
$\sigma$	Desvio-padrão
$\sigma^2$	Variância
$\Psi_q$	Fator de combinação de ação secundária para ação acidental
$\Psi_w$	Fator de combinação de ação secundária para ação do vento

## Sumário

<b>1. INTRODUÇÃO .....</b>	<b>21</b>
<b>2. REVISÃO DA LITERATURA .....</b>	<b>25</b>
2.1. Projeto de estruturas utilizando estados limites .....	25
2.2. Aspectos da teoria de confiabilidade.....	27
2.3. Calibração baseada em confiabilidade dos coeficientes parciais de segurança	30
2.4. Mudança climática e responsabilidade da construção civil.....	35
2.5. Avaliação do Ciclo de Vida (ACV) e Sidac.....	40
<b>3. OBJETIVOS .....</b>	<b>43</b>
3.1. Objetivo geral.....	43
3.2. Objetivos específicos.....	43
<b>4. METODOLOGIA.....</b>	<b>45</b>
4.1. Definição do prédio “padrão” .....	45
4.2. Escolha dos coeficientes parciais de segurança.....	46
4.3. Dimensionamento dos elementos estruturais utilizando coeficientes parciais de segurança das normas brasileiras vigentes e utilizando coeficientes parciais de segurança calibrados .....	47
4.3.1. Dimensionamento de lajes .....	48
4.3.2. Dimensionamento de vigas.....	48
4.3.2.1. Dimensionamento da armação longitudinal .....	50
4.3.2.2. Dimensionamento da armação transversal .....	53
4.3.2.3. Verificação de Estado Limite de Serviço (ELS).....	55
4.3.2.4. Cálculo do volume de concreto e de armação .....	61
4.3.3. Dimensionamento de pilares.....	65
4.3.3.1. Pré-dimensionamento de pilares .....	66
4.3.3.2. Classificação dos pilares.....	67
4.3.3.3. Verificações iniciais de dimensão .....	68

4.3.3.4.	Esforços de projeto .....	69
4.3.3.5.	Análise de efeitos locais e esbeltez do pilar .....	69
4.3.3.6.	Verificação de efeitos de segunda ordem.....	73
4.3.3.7.	Determinação da armação longitudinal necessária e efetiva.....	76
4.3.3.8.	Verificação de armação longitudinal máxima e mínima .....	77
4.3.3.9.	Alocação das barras longitudinais, armação transversal dos pilares e cálculo do comprimento da armação .....	78
4.4.	Verificação da emissão de CO <sub>2</sub> e demanda de energia primária dos elementos estruturais e comparação dos projetos .....	79
4.5.	Cálculo de indicadores de desempenho ambiental e comparação com edifícios brasileiros .....	81
4.6.	Cálculo do custo dos materiais de construção .....	82
5.	RESULTADOS E DISCUSSÃO .....	85
5.1.	Comparação de lajes dimensionadas com coeficientes normativos e lajes dimensionadas com coeficientes calibrado .....	85
5.2.	Comparação de vigas dimensionadas com coeficientes normativos e vigas dimensionadas com coeficientes calibrado .....	95
5.3.	Comparação de pilares dimensionados com coeficientes normativos e pilares dimensionados com coeficientes calibrados .....	109
5.4.	Comparação do desempenho ambiental do edifício .....	112
5.5.	Comparação entre valores usuais de projetos brasileiros e do projeto estudado	113
5.6.	Custo esperado dos materiais de construção .....	116
6.	Conclusão .....	119
7.	Referências .....	123

## 1. INTRODUÇÃO

As Organizações das Nações Unidas (ONU), em 2015, propuseram 17 medidas para garantir um futuro próspero, que devem ser cumpridas até 2030 e que ficaram conhecidas como Objetivos de Desenvolvimento Sustentável (ODS). O intuito desses objetivos é traçar metas globais como erradicar a pobreza, fome, discriminação contra as mulheres, dar acesso à água limpa, saneamento e fontes de energia limpa (United Nations Development Programme, 2025).

A contribuição da engenharia civil para alcançar os ODS é imprescindível, uma vez que o setor de construção civil é um dos 7 maiores responsáveis pelo aumento da emissão de gases de efeito estufa (Intergovernmental Panel On Climate Change, 2007). A construção e operação de edificações são responsáveis por aproximadamente 37% da emissão global anual de CO<sub>2</sub> e consome aproximadamente 34% da energia produzida no mundo (United Nations Environment Programme, 2024).

Dentre os diversos materiais de construção utilizados, o concreto deve receber um destaque, pois é o segundo material mais consumido no mundo, sendo ultrapassado apenas pela água (Mehta; Monteiro, 2014). Seu alto impacto ambiental é referente a um de seus materiais constituintes, o cimento Portland, cuja produção é um processo industrial com altas emissões de CO<sub>2</sub> (Scrivener; Kirpatrick, 2008). Durante a fabricação de cimento, é necessário realizar a clínquerização a altas temperaturas (aproximadamente 1450°C), consumindo recursos naturais para obter a energia térmica necessária e produzindo CO<sub>2</sub> como subproduto (Battagin; Battagin, 2017). Nesse cenário, é importante que as construções sejam projetadas com um viés sustentável, porém garantindo sua segurança.

Uma ferramenta amplamente utilizada para verificar o impacto ambiental de um sistema é a Avaliação do Ciclo de Vida (ACV), seguindo as diretrizes da ABNT NBR ISO 14040:2009 (Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2009). Essa avaliação considera todo o ciclo de vida do sistema, o que inclui desde a extração e fabricação dos materiais até o uso e descarte do produto utilizado. Por mais que essa ferramenta seja extremamente útil, ela possui uma natureza complexa, envolvendo diversos aspectos da vida em sociedade, como saúde, meio ambiente e recursos naturais, além de ser necessário um banco de dados extensivo sobre os processos e emissões de todos os gases de efeito estufa.

Tendo isso em vista, o Sistema de Informação do Desempenho Ambiental da Construção (Sidac) foi criado, a fim de realizar uma ACV simplificada e focada nos aspectos mais importantes. Com isso, verifica-se o impacto ambiental de uma edificação desde a

extração da matéria prima até a finalização da construção. Após a inserção dos insumos utilizados, o Sidac indica a emissão de carbono e a energia necessária para a fabricação do produto em questão (Belizario-Silva, 2023), facilitando a comparação do impacto ambiental de diversos tipos de construção e elementos estruturais.

Além de reduzir o impacto ambiental de uma estrutura, o engenheiro também deve prezar pela segurança e, para isso, os projetos devem seguir as normas técnicas de seus países. Atualmente, as normas técnicas de estruturas se baseiam no conceito de estados limites, com uso de coeficientes parciais de segurança.

Inicialmente, os Estados Unidos da América foram os primeiros a realizar a calibração dos coeficientes parciais de segurança, baseando-se em dados estatísticos das ações permanentes e variáveis, além de resistências dos materiais. O formato utilizado foi denominado LRFD - em inglês: *Load and Resistance Factor Design* - a fim de obter o mesmo índice de confiabilidade médio obtido com as normas anteriores (Costa, 2023). Além disso, estudos recentes foram desenvolvidos para a calibração desses coeficientes na norma americana ACI 318 (American Concrete Institute, 2019) para estruturas de concreto.

Recentemente, as normas técnicas europeias migraram para o formato de estados limites com coeficientes parciais de segurança. Para a comunidade europeia, cada país pode determinar os coeficientes parciais de segurança ou seguir os valores recomendados, sendo que a calibração de tais valores ainda é trabalho em andamento. No Brasil, o projeto de edifícios envolve, entre outras, as normas “Projeto de estruturas de concreto” (ABNT NBR 6118:2023) (Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2023a), “Ações e segurança nas estruturas – Procedimento” (ABNT NBR 8681:2003) (Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2003), “Ações para o cálculo de estruturas de edificações” (ABNT NBR 6120:2019) (Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2019) e “Forças devidas ao vento em edificações” (ABNT NBR 6123:2023) (Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2023b). Os coeficientes de segurança parciais usados nessas normas, ainda que tragam resultados consistentes e seguros, foram baseados na experiência dos membros do comitê, ao invés de conceitos baseados em confiabilidade (Beck; Souza, 2010).

A calibração dos coeficientes parciais de segurança das normas brasileiras foi iniciada por Souza Junior (2008), que se baseou em estudos estatísticos de Ellingwood *et al.* (1980) e Santos (1989). Após esse estudo, Santiago (2019) realizou estudos estatísticos das variáveis aleatórias de resistência dos materiais e solicitações e, em seguida, realizou uma calibração dos

coeficientes de segurança das normas ABNT NBR 6118:2014 (Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2014), ABNT NBR 8800:2008 (Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2008) e ABNT NBR 8681:2003 (Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2003). Finalmente, Costa (2023) realizou o estudo com base em uma atualização do modelo das ações variáveis de utilização em prédios. A calibração dos coeficientes parciais de segurança é recente e há lacunas nesses estudos, principalmente de suas consequências. A presente pesquisa busca relacionar a calibração dos coeficientes parciais de segurança com a emissão de gases de efeito estufa em uma tentativa de reduzir a enorme pegada de carbono da construção civil.





## 2. REVISÃO DA LITERATURA

### 2.1. Projeto de estruturas utilizando estados limites

O problema básico da engenharia de estruturas dita que a resistência de um elemento estrutural deve ser maior que a soma das solicitações sobre ele. Para garantir uma maior segurança a esse elemento, usualmente é utilizado um coeficiente de segurança que reduz o valor de resistência do material, obtendo uma tensão admissível.

Uma forma de projeto mais moderna é o projeto por estados limites em que o desempenho de uma estrutura ou parte dela é descrita por um conjunto de equações que descrevem situações aceitáveis ou situações não aceitáveis de um projeto. Em geral, a falha de um estado limite pode ser descrita de acordo com a equação 2.1 (Federation Internationale du Beton, 2013).

$$g(s, r) \leq 0 \quad (2.1)$$

sendo:

$g(s, r)$  é a equação do estado limite;

$s$  é o conjunto que representa variáveis relativas às cargas;

$r$  é o conjunto que representa variáveis relativas à resistência.

A realização de um projeto baseado em estado limite é um processo que envolve identificar todos os possíveis modos de falha na estrutura, determinar os níveis aceitáveis de segurança de cada estado limite e o dimensionamento ou verificação para cada estado limite. Vale ressaltar que os estados limites podem ser divididos em três categorias: Estado Limite Último (ELU), Estado Limite de Serviço (ELS) e Estado Limite Especial (MacGregor *et al.*, 1997). Em normas brasileiras, apenas são utilizados os conceitos de ELU e ELS.

Uma forma de realizar a verificação dos estados limites é a utilização de coeficientes parciais de segurança. Esses coeficientes garantem um nível de confiabilidade aceitável para um determinado período de tempo e usualmente são baseados na experiência prévia dos projetistas que desenvolveram as normas (Federation Internationale du Beton, 2013).

A partir da utilização de valores característicos de ações e resistências, os coeficientes parciais de segurança são utilizados para a obtenção dos valores de cálculo. Para as ações, é utilizado um coeficiente de ponderação que multiplica seu valor nominal. Por outro lado, um coeficiente de ponderação deve dividir o valor nominal da resistência do material (Varghese,

2008). Assim, o formato de coeficientes parciais de segurança consegue tratar a variabilidade e incertezas das ações e resistência dos materiais (Federation Internationale du Beton, 2013).

De acordo com a ABNT NBR 6118: 2023 (Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2023a), há partes do coeficiente de ponderação das ações que consideram a variabilidade de ações ( $\gamma_{f1}$ ) e os desvios gerados nas construções e aproximações de projeto que impactam as solicitações ( $\gamma_{f3}$ ). Ao multiplicar esses valores, obtém-se os coeficientes de ponderação para cada tipo de ação, sendo eles: ação permanente ( $\gamma_g$ ), ação de utilização ( $\gamma_q$ ), ação de protensão ( $\gamma_p$ ) e ação de recalque de apoio e retração.

Existe também a necessidade de considerar a probabilidade de ocorrência simultânea das ações, ponderado por  $\gamma_{f2}$ . Esse valor é determinado para cada situação e tipo de ação, sendo  $\psi_0$  o fator de redução de combinação para ELU,  $\psi_1$  o fator de redução de combinação frequente para ELS e  $\psi_2$  o fator de redução de combinação quase permanente para ELS (Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2023a).

Finalmente, o coeficiente de ponderação das resistências é dividido em partes para considerar a variabilidade da resistência dos materiais envolvidos ( $\gamma_{m1}$ ), a diferença entre a resistência do material no corpo de prova e estrutura ( $\gamma_{m2}$ ) e os desvios gerados na construção e as aproximações de projeto que impactam as resistências ( $\gamma_{m3}$ ) (Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2023a).

A multiplicação desses três fatores dá origem ao coeficiente de ponderação de resistência para o concreto ( $\gamma_c$ ) e para o aço de armadura ( $\gamma_s$ ). Salienta-se que o valor desses coeficientes é determinado para cada tipo de combinação (Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2023a).

O dimensionamento de estruturas utilizando o método dos estados limite foi introduzida com a publicação da NB 1 (Associação Brasileira de Normas Técnicas, 1960) que futuramente se tornou a NBR 6118:1980 (Associação Brasileira de Normas Técnicas, 1980) (Andrade *et al.*, 2023). Anos depois, a ABNT NBR 8681:1984 representou um marco indicando uma norma com os valores de coeficientes parciais de segurança para as ações (Associação Brasileira de Normas Técnicas, 1984).

Uma vantagem da utilização do método dos estados limites é a possibilidade de considerar diferentes variações para diferentes tipos de solicitações. Entretanto, essa vantagem não foi aproveitada plenamente na ABNT 8681:2003. Ainda que exista a possibilidade de

utilizar os valores entre 1,25 e 1,35 para o coeficiente parcial de segurança relativo a ações permanentes (Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2003), os dimensionamentos de estruturas usualmente consideram as ações permanentes de forma agrupada, utilizando o valor de 1,4 para edificações de tipo 2.

O mesmo fenômeno ocorre com as ações variáveis, sendo possível utilizar valores entre 1,2 e 1,5 caso as ações sejam consideradas separadamente, porém sendo usualmente considerado de forma conjunta e com valor igual a 1,4 (Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2003). Dessa forma, não houve a consideração de diferentes variabilidades nas ações permanentes e variáveis ao utilizar ambos os coeficientes parciais de segurança com o mesmo valor.

A consulta pública da revisão da ABNT NBR 8681 foi finalizada em 5 de dezembro de 2024 (Normas ..., 2024) e deve ser publicada em breve. A revisão indica uma mudança para o valor de  $\gamma_q$  para 1,5, mostrando uma atualização para considerar a variabilidade diferente entre cargas variáveis e permanentes. Entretanto, houve a manutenção do valor de 1,4 para  $\gamma_g$ , indicando possível receio em alterar o valor desse coeficiente. É válido ressaltar que outras normas como ACI 318 (American Concrete Institute, 2019), Eurocode 0 (Standard, 2002) e AS/NZS 1170.0:2002 (Australia, 2002) já utilizam valores de  $\gamma_g$  inferiores a 1,4.

## **2.2. Aspectos da teoria de confiabilidade**

De acordo com Santos et al. (2024a), houve recentemente uma tendência para a utilização da avaliação baseada em confiabilidade. Beck (2019) argumenta que, dentro da teoria de confiabilidade, é necessário entender a natureza aleatória das ações, que apresentam variabilidade em tempo e espaço, e a natureza aleatória das resistências dos materiais, que apresentam variabilidade de produção.

A variabilidade da resistência de um elemento estrutural pode ser facilmente observada em ensaios laboratoriais. Por exemplo, em uma mesma concretagem, é possível obter diferentes cargas de ruptura ao ensaiar diferentes corpos de prova, resultantes da não-homogeneidade do concreto, da mistura, entre outros fatores. A literatura indica a utilização de distribuições normal ou log-normal para descrever a incerteza na resistência do concreto (Beck, 2019).

Por outro lado, cargas consideradas em um projeto possuem uma complexidade maior. Cargas permanentes possuem menor variabilidade, uma vez que dependem do material usado,

além de seu volume. No entanto, cargas variáveis são aleatórias por natureza, podendo ser a soma entre uma parcela sustentada e uma parcela intermitente (Beck, 2019).

A confiabilidade estrutural corresponde ao grau de confiança de que um sistema estrutural atenda ao seu propósito dentro de uma vida de projeto (Thoft-Cristensen; Murotsu, 2012). De acordo com Beck (2019), esse grau de confiança é relacionado aos modelos físicos, matemáticos e de engenharia utilizados para a realização do cálculo de probabilidade de falha, além dos modelos estatísticos utilizados na consideração das incertezas.

A probabilidade de falha tem como objetivo quantificar a segurança de um elemento ou de um sistema estrutural. Vale ressaltar que é necessário que seja utilizada uma interpretação Bayesiana dessa probabilidade de falha, uma vez que não há um número suficientemente grande de estruturas idênticas para se utilizar uma interpretação frequentista.

O índice de confiabilidade é um dos conceitos amplamente utilizado em confiabilidade estrutural, sendo definido primeiramente por Cornell (1969), que estudou a razão entre a média e o desvio padrão das equações de estado limite das estruturas. Em seguida, Hasofer & Lind (1974) definiram o índice de confiabilidade como a menor distância entre a superfície de falha e a origem do espaço normal padrão.

Arrayago, Zhang e Rasmussen (2022) afirmam que o índice de confiabilidade  $\beta$  pode ser usado para calcular a probabilidade de falha ( $P_f$ ) como  $\beta = \Phi^{-1}(1 - P_f)$ , onde  $\Phi^{-1}$  é a função inversa de distribuição normal padrão. Alguns métodos muito utilizados para a obtenção do índice  $\beta$  são FOSM (*First Order Second Moment*) e FORM (*First Order Reliability Method*).

O método de primeira ordem e segundo momento (FOSM) aproxima a equação de estado limite por uma equação linear. Além disso, ele tem esse nome pela utilização de informações estatísticas dos momentos até a segunda ordem (média e variância). Desse modo, o FOSM considera que as variáveis aleatórias do problema possuem distribuição normal (Beck, 2019), trazendo consigo algumas simplificações.

Utilizando o FOSM, é possível realizar a transformação de Hasofer-Lind de todas as variáveis aleatórias para variáveis normal padrão (adimensionais, com média nula e desvio padrão unitário):

$$Y_i = \frac{X_i - \mu_{X_i}}{\sigma_{X_i}}, \quad i = 1, \dots, n. \quad (2.1)$$

Na equação 2.1, as variáveis aleatórias são representadas por  $X$ , possuem uma distribuição normal com média  $\mu_X$  e desvio padrão  $\sigma_X$ , e são transformadas em variáveis normal padrão representadas por  $Y$ . Esse processo é feito para todas as variáveis aleatórias do problema.

Para um problema simples com solicitação  $S$  e resistência  $R$ , sendo ambas variáveis aleatórias independentes, o índice de confiabilidade é dado pela equação (2.2), correspondendo ao índice de confiabilidade de Cornell (Beck, 2019).

$$\beta = \frac{\mu_R - \mu_S}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}} \quad (2.2)$$

em que  $\mu_R$  é a média da variável de resistência,  $\mu_S$  é a média da variável de solicitação,  $\sigma_R^2$  é a variância da resistência e  $\sigma_S^2$  é a variância da solicitação.

Ainda que o FOSM seja extremamente útil, o método possui algumas limitações para a solução de problemas práticos, uma vez que simplifica informações estatísticas. A partir do FOSM, o método de confiabilidade de primeira ordem (FORM) foi criado, utilizando toda a informação estatística das variáveis aleatórias e possibilitando a consideração de dependência linear (correlação) entre as variáveis (Beck, 2019).

Para se utilizar o FORM, é necessário construir a função conjunta de probabilidades, que requer as distribuições de probabilidade marginais de cada variável aleatória do problema, além de uma matriz de correlação ( $R_Y$ ) entre os pares de variáveis aleatórias, mostrada na equação (2.3).

$$\phi_n(y, R_Y) = (2\pi)^{-\frac{n}{2}} \det[R_Y]^{-\frac{1}{2}} \exp \left[ -\frac{1}{2} y^t (R_Y^{-1}) y \right], \quad -\infty \leq y \leq +\infty \quad (2.3)$$

Em ambos os métodos (FOSM e FORM), é procurado o ponto de projeto ( $y^*$ ), também conhecido como ponto mais provável de falha. Este é o ponto sobre o domínio de falha com maior probabilidade de ocorrência. Desse modo, a distância desse ponto até a origem do espaço normal padrão é igual ao índice de confiabilidade  $\beta$ .

Finalmente, o problema generalizado de confiabilidade independente do tempo se torna um problema de otimização, indicado na equação (2.4):

$$\begin{aligned} &\text{Determinar o ponto:} && y^*, \\ &\text{que minimiza:} && d = \|y\| = \sqrt{y^t y} \\ &\text{sujeito a:} && g(y) = 0 \end{aligned} \quad (2.4)$$

sendo:

$y^*$  é o ponto de projeto;

$d$  é a distância entre um ponto  $y$  qualquer e a origem;

$g(y)$  é a equação de estado limite.

Outro método que pode ser utilizado na teoria de confiabilidade é a Simulação de Monte Carlo (SMC). Esse método é baseado no comportamento de amostras estatísticas e sua tendência a estabilização ao aumentar o tamanho da amostra (Ditlevsen; Madsen, 1996). Essa técnica gera “amostras aleatórias” simulando diversos valores das variáveis aleatórias e realizando a verificação delas na equação de estado limite, estimando a probabilidade de falha (Melchers; Beck, 2018).

### **2.3. Calibração baseada em confiabilidade dos coeficientes parciais de segurança**

O objetivo das normas técnicas é padronizar projetos realizando um equilíbrio entre custo, riscos e segurança, sendo a última garantida pela utilização de coeficientes parciais de segurança (European Committee for Standardization, 2001). Para a resistência do material, as normas utilizam um valor característico que deve ser dividido por um coeficiente  $\gamma$ , e para as solicitações, o valor característico dessas deve ser multiplicado por outro coeficiente (ambos usualmente são maiores que 1). Além disso, para considerar a ação de cargas simultâneas, são utilizados coeficientes de ponderação que normalmente são menores que 1 (Faber; Sørensen, 2003).

A calibração das normas técnicas tem como objetivo ajustar os parâmetros para que os sistemas estruturais apresentem um nível de segurança desejável (Nowak; Szerszen, 2003). Os coeficientes parciais de norma podem ser determinados a partir de uma abordagem de avaliação histórica, de adaptação, de otimização ou uma combinação delas. Até recentemente, a primeira abordagem era a mais comum, definindo as estruturas com boas performances como aceitáveis e aumentando as margens de segurança de estruturas com baixa performance (Madsen; Krenk; Lind, 2006).

A calibração por adaptação ocorre quando existe a necessidade de uma grande mudança na norma, porém é preciso manter a experiência acumulada da norma antiga para a nova. Essa abordagem não é a mais recomendada, pois possui muitas semelhanças entre as normas, sem grandes ganhos em confiabilidade nem economia (Madsen; Krenk; Lind, 2006).

Finalmente, é possível realizar a calibração por otimização de norma, seguindo os seguintes passos: criar um escopo parametrizado de estruturas; identificar os modos de falha;

definir um objetivo; determinar as funções de demanda; selecionar a variação entre norma e realidade desejada (por exemplo, a diferença entre a confiabilidade alvo da norma e a confiabilidade real na estrutura) e a seleção do formato de norma suficientemente simples (Madsen; Krenk; Lind, 2006).

Utilizando a calibração por otimização, é necessário determinar um índice de confiabilidade alvo ( $\beta_{alvo}$ ) e determinar valores ótimos para os coeficientes parciais de segurança. O índice de confiabilidade é utilizado como ponto de referência para refletir a segurança das estruturas (Santos *et. al*, 2024a).

Uma das primeiras tentativas de calibração das normas brasileiras foi feita por Beck & Souza (2010), visando um índice de confiabilidade alvo ( $\beta_{alvo}$ ) igual a 3,0. O estudo feito indicou a necessidade de aumentar os coeficientes relacionados às ações variáveis ( $\gamma_q$  e  $\gamma_w$ ) pois a incerteza envolvida nas ações variáveis é maior que nas ações permanentes. Além disso, a calibração obteve como resultado a redução dos coeficientes de combinação de ações, o que resultou em valores significativamente menores, como pode ser observado na Tabela 2.1.

Tabela 2.1. - Coeficientes parciais de segurança das normas brasileiras e valores calibrados.

Coeficiente parcial de segurança ou combinação de coeficientes	NBR 8800:2008 NBR 8681:2003	Calibração para $\beta_{alvo} = 3,0$	Calibração para $\beta_{alvo} = 2,8$
$\gamma_s$	1,10	1,10	1,10
$\gamma_g$	1,35	1,35	1,30
$\gamma_q$	1,50	1,65	1,50
$\gamma_w$	1,40	1,70	1,60
$\psi_q$	0,70	0,30	0,30
$\psi_w$	0,60	0,30	0,35
$\gamma_q \times \psi_q$	1,05	0,50	0,45
$\gamma_w \times \psi_w$	0,84	0,51	0,56

Fonte: Adaptado de Beck & Souza (2010).

Em 2011, Santiago estudou a conformidade dos concretos produzidos no Brasil a fim de analisar a sua influência na confiabilidade de estruturas. Nessa pesquisa, o autor analisou os resultados de ensaios de resistência à compressão axial de mais de 39 mil corpos de prova com 28 dias de idade, moldadas in loco em obras das cinco regiões do país. O trabalho indicou que a realidade brasileira das resistências e solicitações apresenta variação quando comparada à realidade de outros países.

Em seguida, Santiago (2019) realizou uma calibração analisando as variáveis aleatórias de resistência e solicitação obtidas por ensaios experimentais e numéricos, utilizando seu estudo anterior, bem como avaliou as principais situações de projeto cobertos pelas normas brasileiras. Vale ressaltar que o estudo também foi realizado com o índice de confiabilidade alvo igual a 3,0.

Uma das lacunas indicadas por Santiago (2019) é acerca das ações variáveis de utilização, assunto discutido por Costa (2023). Nesse estudo, foram realizadas considerações das cargas variáveis sustentadas e intermitentes, a partir de valores iniciais sugeridos pelo JCSS obtidos nas décadas de 60 a 80 em diversos países. Os resultados deste modelo foram comparados com valores normativos das ações de utilização brasileiras presentes na ABNT 6120:2019 (Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2019).

Finalmente, foi realizada a calibração mais recente por Costa, Santiago e Beck (2022) utilizando os trabalhos anteriores do grupo de pesquisa. A calibração utilizada nesse estudo foi feita encontrando um valor para cada coeficiente parcial de segurança ( $\gamma_g, \gamma_q, \gamma_w, \psi_q, \psi_w, \gamma_c, \gamma_s, \gamma_{a1}$  e  $\gamma_{a2}$ ) com o intuito de minimizar a variação entre os índices de confiabilidade das estruturas projetadas e um índice de confiabilidade alvo. Vale ressaltar que foi realizada a calibração dos coeficientes parciais de segurança das normas ABNT NBR 8800:2008 (Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2008) e ABNT NBR 6118:2014 (Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2014) vigentes na época.

O procedimento de calibração foi o mesmo seguido no artigo de Santiago et al. (2020) descrito a seguir:

1. Definir materiais construtivos e ações a serem consideradas no processo de calibração;
2. Definir configurações estruturais e razão de carregamentos a serem considerados na calibração. Assim, cada material, configuração estrutural e razão de carregamento corresponde a um ponto de calibração;
3. Obter as estatísticas para todas as variáveis aleatórias envolvidas na calibração;
4. Definir as funções de estado limite;
5. Avaliar os índices de confiabilidade obtidos para cada ponto de calibração, utilizando os coeficientes parciais de segurança das normas em revisão;
6. Definir o índice de confiabilidade alvo ( $\beta_{alvo}$ );
7. Resolver o problema de otimização.



A calibração baseada em confiabilidade dos coeficientes parciais de segurança é um problema de otimização baseado em confiabilidade (RBDO) expresso na Equação 2.5 (Santiago, 2019).

$$\begin{aligned}
 &\text{Determinar:} && \Gamma = \{\gamma_g, \gamma_q, \gamma_w, \psi_q, \psi_w, \gamma_c, \gamma_s, \gamma_{a1} \text{ e } \gamma_{a2}\} \\
 &\text{que minimiza:} && \Psi = \sum_{g=1}^{mat. conf.} \sum_{h=1}^{\frac{Q}{D}} \sum_{i=1}^{\frac{Q}{D}} \sum_{j=1}^{\frac{W}{D}} \{[\beta_{alvo} \\
 & && - \min_k(\beta_{ghijk}(\Gamma))]^2 \times w_{ij}\} \times \xi_h \times \xi_g
 \end{aligned} \tag{2.5}$$

sendo:

$\Gamma$  é o vetor de variáveis de projeto;

$\gamma_g, \gamma_q, \gamma_w$  são os coeficientes de ponderação das ações permanentes, variáveis de utilização e variáveis de vento, respectivamente;

$\psi_q, \psi_w$  são os fatores de combinação de ação secundária para ações variáveis de utilização e de vento, respectivamente;

$\gamma_c, \gamma_s$  são os coeficientes de ponderação das resistências para o concreto, aço das armaduras, respectivamente;

$\gamma_{a1}$  e  $\gamma_{a2}$  são os coeficientes de ponderação da resistência ao escoamento de aço estrutural, referente ao primeiro coeficiente, e para a ruptura de aço estrutural e de parafuso, referente ao segundo;

$\Psi$  é a função objetivo que busca minimizar o somatório das variações entre os índices de confiabilidade calculados e o índice de confiabilidade alvo;

$\beta_{alvo}$  é o índice de confiabilidade alvo;

$\beta_{ghijk}$  é o índice de confiabilidade obtido ao se projetar utilizando os coeficientes de segurança contidos em  $\Gamma$ ;

$w_{ij}$  é o peso que expressa a importância relativa de cada razão entre carregamentos;

$\xi_h$  é o peso de cada configuração estrutural considerada;

$\xi_g$  é o peso de cada material considerado na calibração.

Na Equação (2.5), o índice  $(\cdot)_g$  representa todos os materiais endereçados na calibração; o índice  $(\cdot)_h$  representa todas as configurações estruturais consideradas (vigas em flexão e em cortante, lajes em flexão e em cortante, pilares, elementos de ligação, etc.); os índices  $(\cdot)_{ij}$  representam as várias razões entre as ações de utilização e permanente  $(\frac{Q}{D})$  e entre as ações do vento e permanentes  $(\frac{W}{D})$ . O índice  $(\cdot)_k$  representa a pior combinação entre extremos de uma ação variável e valores de ponto arbitrário das demais ações variáveis. A partir da combinação desses índices, é possível determinar cada um dos pontos de calibração.

De forma simplificada, a calibração dos coeficientes parciais de segurança realizada pelo grupo de pesquisa busca garantir a segurança estrutural, ao mesmo tempo que busca reduzir a variação da confiabilidade obtida ao analisar as diversas estruturas dimensionadas.

A pesquisa presente aborda apenas estruturas de concreto, porém a calibração de uma norma relativa a ações e segurança de estruturas como a ABNT NBR 8681:2003 (Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2003) deve abranger todos os materiais estruturais como aço, alvenaria e madeira.

A calibração dos coeficientes parciais de segurança foi feita para um índice de confiabilidade alvo ( $\beta_{alvo}$ ) igual a 3,17, sendo um valor superior à calibração original de Santiago *et al.* (2020) que utilizou um  $\beta_{alvo} = 3,0$ . O resultado dessa calibração pode ser observado na Tabela 2.2 mostrada acima. Para leitores não habituados com os conceitos de confiabilidade, é importante salientar que um índice de confiabilidade ( $\beta$ ) igual a 3,17 equivale a uma probabilidade de falha de 0,076%.

Vale ressaltar que os valores mostrados foram arredondados para se tornarem compatíveis com as normas ABNT NBR 6118:2014 (Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2014) (vigente na época) e ABNT NBR 8800: 2008 (Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2008). Além disso, é recomendado que o coeficiente relativo a ações permanentes ( $\gamma_g$ ) permaneça igual a 1,40 caso as cargas permanentes sejam as únicas analisadas.

Tabela 2.2 – Coeficientes parciais de segurança atualizados com novas estatísticas de ações variáveis.

Coeficiente	NBR 8800:2008	NBR 6118:2014	Calibração original com $\beta_{alvo} = 3,0$ (Santiago <i>et al</i> , 2020)	Nova calibração com $\beta_{alvo} = 3,17$ (Costa, Santiago e Beck, 2022)
$\gamma_c$	-	1,40	1,40	1,40
$\gamma_s$	-	1,15	1,15	1,15
$\gamma_{a1}$	1,10	-	1,10	1,10
$\gamma_{a2}$	1,35	-	1,30	1,40
$\gamma_g$	1,25	1,40	1,25	1,20
$\gamma_q$	1,50	1,40	1,70	1,50
$\gamma_w$	1,40	1,40	1,65	1,50
$\psi_q$	0,50 / 0,70 / 0,80	0,50 / 0,70 / 0,80	0,35	0,45
$\psi_w$	0,60	0,60	0,30	0,35
$\gamma_q \times \psi_q$	0,75 / 1,05 / 1,20	0,70 / 0,98 / 1,12	0,60	0,68
$\gamma_w \times \psi_w$	0,84	0,84	0,50	0,53

Fonte: Adaptado de Costa, Santiago e Beck (2022).

#### 2.4. Mudança climática e responsabilidade da construção civil

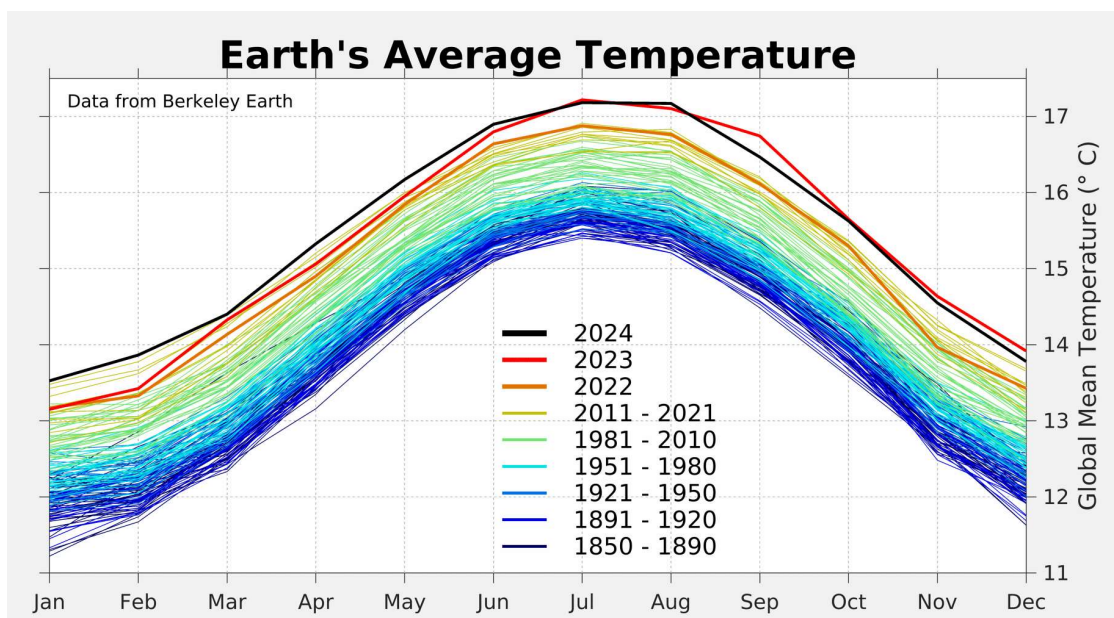
Os Estados-membros das Nações Unidas se juntaram, em 2015, para organizar e se comprometerem a promover um desenvolvimento sustentável em escala global, garantindo paz e prosperidade para o planeta. Assim, a Agenda 2030 nasceu trazendo consigo os 17 Objetivos de Desenvolvimento Sustentável (ODS) com o objetivo de acelerar o crescimento das nações envolvendo aspectos sociais, econômicos e ambientais (United Nations Development Programme, 2025). Além disso, o Consenso Global de Sustentabilidade no Ambiente Construído (GLOBE) também indica que é necessária a tomada de ações para criar um futuro resiliente, seguro e sustentável (Faber; Schmidt, 2020).

Dentro dos 17 ODS estabelecidos, destaca-se o ODS 13 – Ação contra a mudança global do clima – que tem como objetivo principal tomar medidas para combater a mudança climática e seus impactos. É evidente que a emissão de gases de efeito estufa, como o CO<sub>2</sub>, contribui fortemente com a alteração do clima (United Nations Development Programme, 2025). A temperatura média do planeta aumentou em 1°C desde o início das atividades industriais humanas e, a fim de limitar o aquecimento em 1,5°C, é necessário que haja uma redução de 45% nas emissões globais de CO<sub>2</sub> até 2030 (United Nations Development Programme, 2025).

A Figura 2.1 ilustra a evolução da temperatura média global desde o ano de 1850. A análise dos dados evidencia um notável incremento na temperatura planetária ao longo do período em questão, corroborando a tendência de aquecimento global. Destaca-se ainda uma anomalia significativa na temperatura média registrada em setembro de 2023, a qual representa a mais pronunciada para um único mês desde o início da série temporal em 1850 (Rohde, 2023).

Aproximadamente metade dos dias de 2023 ultrapassaram a marca de aquecimento de 1,5°C em comparação ao período pré-industrial (1850-1900) estabelecido pela Agenda 2030. Além disso, é a primeira vez que todos os dias de um ano excedem a marca de 1°C, evidenciando, mais uma vez, a tendência do aquecimento global (Climate Change Service, 2024).

Figura 2.1 – Temperatura média da Terra.



Fonte: ROHDE, 2025.

O pesquisador Lincoln Muniz Alves (2023) ressalta que o fenômeno climático conhecido por El Niño contribui um pouco para o aumento de temperatura, porém seria improvável que houvesse um calor primaveril dessa magnitude sem as alterações climáticas dos últimos anos (Observatório do Clima, 2023). Esse fenômeno teve seu pico no segundo semestre de 2023 e continuou até o primeiro semestre de 2024. Entretanto, após seu término em junho de 2024, as temperaturas continuaram altas durante todo o ano. Além disso, foi constatado que todos os meses registraram uma média de aquecimento global que superou o valor de 1,5°C em comparação com o período pré-industrial dos anos entre 1850 e 1900 (Rohde, 2025).

Seguindo o calor observado em 2023, a temperatura média global do ar sobre terra e oceano sofreu um aquecimento de 1,60°C em 2024, quando comparado com o período pré-industrial. Além de ser o ano mais quente registrado desde 1850, o ano de 2024 foi o primeiro ano a exceder, em média, o limite indicado no Acordo de Paris (Climate Change Service, 2025).

Além do aquecimento médio verificado globalmente, é possível observar eventos climáticos extremos com maior frequência, intensidade, duração e extensão espacial. Entre esses eventos se encontram inundações, secas, queimadas florestais e ondas de calor (Fischer; Sippel; Knutti, 2021).

O calor extremo é uma emergência de saúde global. Santos *et al.* (2024b) estudaram as ondas de calor em diversas regiões do Brasil e verificaram um aumento considerável na frequência e duração desse fenômeno climático. Nessa pesquisa, foi estimado que houve um excesso de mortes<sup>1</sup> relacionadas a ondas de calor de aproximadamente 48 mil entre os anos de 2000 e 2018.

Outro evento climático extremo que ocorreu no Brasil foi as inundações no estado do Rio Grande do Sul no ano de 2024, atingindo mais de 470 cidades, desabrigando 600 mil pessoas, com mais de 800 feridos e 182 óbitos (Sobe..., 2024). Ambos os fenômenos evidenciam a crise climática enfrentada pela humanidade e indicam urgência em seu enfrentamento.

As secas prolongadas representam um dos eventos climáticos que têm sido intensificados pelas mudanças climáticas. Dentre os fatores associados a esse fenômeno, destaca-se o aumento da temperatura do Oceano Atlântico Tropical Norte e do Oceano Pacífico Equatorial, o que têm relação com a maioria das secas extremas registradas na Amazônia no período compreendido entre 1982 e 2024 (Aragão *et al.*, 2018).

Entretanto, mesmo diante da crise climática, a construção civil ainda precisa abrigar todos os cidadãos. De acordo com o relatório *World Population Prospects 2024* da ONU, é esperado que a população mundial atinja um ápice de 10,3 bilhões de pessoas em meados de 2080 e comece a reduzir gradualmente após essa data (United Nations, 2024). Com esse

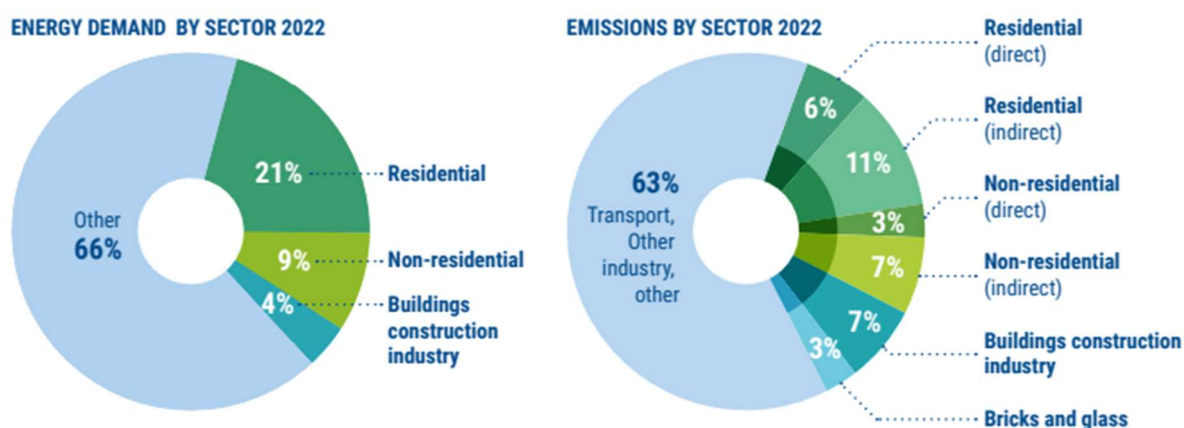
---

<sup>1</sup> Excesso de mortes mede o aumento no número de mortes durante um período e compara com seu valor esperado.

crescimento da população, supõe-se que a demanda por habitações aumentará, resultando na construção de novas edificações nos próximos anos.

De acordo com o Relatório de Situação Global 2022 para Edifícios e Construção, a construção e operações de edificações foram responsáveis por aproximadamente 37% das emissões globais de CO<sub>2</sub>, somando aproximadamente 10 Gt de CO<sub>2</sub>. Ainda, a produção de materiais de construção, como cimento, aço e alumínio, contribuem em aproximadamente 2,5 Gt dessa emissão (United Nations Environment Programme, 2022). A Figura 2.2 indica as emissões de CO<sub>2</sub> e demanda de energia por setor no ano de 2022.

Figura 2.2 – Participação de edificações no consumo total de energia em 2022 (esquerda) e participação de edificações em emissões em 2022 (direita).



Fonte: United Nations Environment Programme (2024)

Dentro da construção civil, o concreto é um material amplamente utilizado, pela sua resistência a água, facilidade em moldá-lo em diferentes formas e por ser amplamente conhecido e acessível aos engenheiros. O concreto armado é um dos materiais mais utilizados pela humanidade, sendo composto principalmente de um aglomerante (usualmente é utilizado o cimento Portland), água, agregados, adições minerais e aditivos químicos (Mehta; Monteiro, 2014).

Um dos maiores responsáveis pela emissão de gases de efeito estufa é a fabricação do cimento. Durante a sua fabricação, o material passa pelo processo de clínquerização, necessitando de uma grande quantidade de energia térmica para atingir a temperatura desejada (cerca de 1450 °C). Além disso, durante o processo de fabricação ocorre a calcinação que produz CO<sub>2</sub> como subproduto (Battagin; Battagin, 2017).

De acordo com a Agência Internacional de Energia, a produção de uma tonelada de cimento emite em média 0,58 t de CO<sub>2</sub> (International Energy Agency, 2023), sendo que esse valor pode variar de acordo com o tipo de cimento fabricado, processos realizados e local de produção. Estima-se que aproximadamente 5% a 8% da emissão global de carbono é responsabilidade da indústria do cimento (Concrete..., 2021) (Global cement and concrete association, 2025a).

Projeções indicam um aumento na produção de concreto entre 12% e 23% para suprir a demanda por construções até 2050 (Cement..., 2018). Além disso, nos últimos 65 anos, houve um aumento de dez vezes na produção de cimento, sendo um crescimento notável quando comparado com materiais como madeira e aço que tiveram sua produção apenas triplicada (Monteiro; Miller; Horvath, 2017).

Tornar o consumo de concreto mais sustentável é um grande desafio. Uma das estratégias que estão sendo estudadas é o desenvolvimento de cimento Portland modificado, reduzindo a temperatura de calcinação e a energia necessária para a sua produção (Ellis *et al.*, 2020). Outras tecnologias como a utilização de concretos com a capacidade de sequestrar carbono são atrativas, porém não econômicas (Concrete..., 2021).

Materiais como fillers, cinza volante, metakaulim e escória de alto forno são opções para se realizar a substituição parcial do cimento Portland como alternativa para reduzir o impacto ambiental do concreto. Além disso, a utilização dessas adições minerais pode contribuir com algumas propriedades desejadas para o concreto, como maior resistência e durabilidade (Antoni *et al.*, 2012).

É importante destacar que a indústria da construção tem buscado estratégias para reduzir suas emissões de dióxido de carbono (CO<sub>2</sub>). Nesse contexto, a Associação Global de Cimento e Concreto (GCCA) desenvolveu um roteiro estratégico que estabelece as responsabilidades dos diferentes agentes envolvidos no setor para alcançar a neutralidade de carbono. Dentre as ações previstas, a eficiência nos projetos e na execução das edificações representa uma contribuição estimada de aproximadamente 22% na redução total das emissões (Global cement and concrete association, 2025b). Dentre as diversas formas de tornar o uso de concreto mais sustentável, é necessário levar em conta a replicabilidade e adaptação das inovações que estão sendo desenvolvidas.

No Brasil, estima-se que aproximadamente 80% das edificações construídas foram realizadas em concreto armado (Ambrozewich, 2012), indicando a alta popularidade desse

sistema construtivo no país. Observando o cenário brasileiro de estruturas de concreto armado, foi realizado um benchmark com 53 edifícios residenciais e determinado alguns parâmetros que podem descrever o cenário de projetos brasileiros. Nesse estudo, foi observado que a quantidade de material estrutural é um fator que varia entre 418 e 731 kg/m<sup>2</sup> e o CO<sub>2</sub> estrutural incorporado possui valores entre 35 e 140 kg/m<sup>2</sup> (Belizario-Silva *et al.*, 2024).

Além disso, essa mesma pesquisa indicou a intensidade de concreto, com valores variando entre 0,17 e 0,29 m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup> e uma taxa de armação que varia entre 70 e 159 kg/m<sup>3</sup>. Esses coeficientes conseguem indicar o desempenho ambiental de uma estrutura e serão calculados para o prédio estudado (Belizario-Silva *et al.*, 2024).

## **2.5. Avaliação do Ciclo de Vida (ACV) e Sidac**

Ainda que a fabricação do cimento possua grande responsabilidade na emissão de gases de efeito estufa, existem diversos outros fatores para avaliar o impacto ambiental de uma edificação. Para isso, a Avaliação de Ciclo de Vida (ACV) pode ser utilizada, pois considera toda a cadeia produtiva de um produto, utilizando o conceito *cradle to grave* (berço ao túmulo), compreendendo a extração da matéria-prima, transporte, manufatura, construção e instalação, uso, manutenção, ocasionais reparos, substituições e remodelações, demolição e descarte (Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2009). As etapas do ciclo de vida de uma edificação podem ser observadas na Figura 2.3.

De acordo com a ABNT NBR ISO 14040:2009 (Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2009), a Avaliação do Ciclo de Vida é definida por “compilação e avaliação das estradas, saídas e dos impactos ambientais potenciais de um sistema de produto ao longo do seu ciclo de vida”. Assim, a ACV estuda o uso dos recursos e suas respectivas emissões à atmosfera, água e solo associado ao sistema em questão.

Um estudo de ACV é usualmente embasado em ciências naturais e tem o seu foco nos aspectos ambientais, tipicamente excluindo de seu escopo os impactos sociais e econômicos do produto analisado (Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2009). Para realizar uma análise de sustentabilidade de um produto, englobando seus três pilares, é necessário combinar outras ferramentas com a ACV para realizar uma avaliação mais abrangente.

Um aspecto importante da ACV é sua unidade funcional. As saídas e entradas dos sistemas tem relação direta com a unidade funcional (Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2009) tipicamente correlacionada ao produto. Como a pesquisa presente aborda



edificações, as unidades funcionais podem ser pavimento do edifício, metro quadrado construído e a edificação como um todo.

Figura 2.3 – Etapas do ciclo de vida de uma edificação.

Informações da avaliação da construção																
Ciclo de vida da edificação															Informações suplementares	
Produto			Construção		Uso							Fim de vida				Benefícios e impactos além da fronteira do sistema
A1	A2	A3	A4	A5	B1	B2	B3	B4	B5	B6	B7	C1	C2	C3	C4	D
Extração de matérias-primas	Transporte	Produção dos materiais	Transporte	Construção (obra)	Uso	Manutenção	Reparo	Substituição	Renovação	Uso operacional de energia	Uso operacional de água	Desconstrução/ demolição	Transporte	Processamento de resíduos	Disposição final	Potencial de reuso/ recuperação/ reciclagem

Fonte: Adaptado da norma europeia DIN EN 15978:2012.

Entretanto, realizar a ACV não é uma tarefa fácil, uma vez que o problema possui uma complexidade inerente ao considerar diversos processos diferentes. Desse modo, uma ACV deve analisar todos os aspectos do ambiente natural, da saúde humana e dos recursos (Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2009). Em muitos casos, não é possível realizar a análise da emissão de gases de efeito estufa além do dióxido de carbono pela falta de dados em inventário, por exemplo.

Tendo isso em mente, é possível realizar uma avaliação com o Sistema de Informação do Desempenho Ambiental da Construção, mais conhecido como Sidac. O Sidac aplica o conceito da ACV, avaliando o carbono incorporado de uma estrutura, a fim de produzir indicadores de sustentabilidade. O sistema utiliza o conceito de *cradle to gate* (berço ao portão da obra), compreendendo as etapas desde a extração da matéria-prima até entrega dos materiais à obra (Belizario-Silva, 2023), o que corresponde às fases A1 a A4 da figura 2.3.

O transporte dos materiais de construção corresponde exclusivamente à fase A4 da figura 2.3. Nessa fase, é analisado a distância e tipo de material produzido até o canteiro de obra. Observa-se que as emissões de carbono associadas ao transporte apresentam uma relação linear com o consumo de material, uma vez que um maior volume de insumos demanda maior

quantidade de material que deve ser transportada, resultando em um aumento proporcional das emissões. Diante disso, a fase A4 não será analisada nesta pesquisa. Ressalta-se, ainda, que as fases A1 a A3 são responsáveis por mais de 60% das emissões totais associadas às estruturas de aço, concreto e madeira (Hart; D'amico; Pomponi, 2021).

A metodologia utilizada no Sidac é baseada nos denominados “processos elementares”, em outras palavras, processos encadeados resultantes de um conjunto de entradas e saídas. As entradas podem ser matérias-primas, água, combustíveis e eletricidade e as saídas podem ser produtos, resíduos, efluentes e emissões atmosféricas. Além disso, cada entrada ou saída pode estar relacionada a outros processos elementares, sendo conhecidas como “fluxo de produto” ou não possuir nenhuma relação a outro processo elementar, sendo chamado assim como “fluxo elementar” (Belizario-Silva et al., 2022a).

Os indicadores de desempenho ambiental do Sidac (emissão de CO<sub>2</sub> e demanda de energia primária) são calculados a partir da consolidação de fluxos elementares, o que reduz a necessidade de informações requeridas pelo sistema. Dada a variedade de metodologias utilizadas nos processos de construção, o Sidac organiza seus dados matematicamente e computacionalmente e considera a propagação das incertezas. Desse modo, seus indicadores apresentam faixas de valores com intervalo de confiança de 95%, sendo aproximadamente o valor médio de cada indicador  $\pm$  duas vezes seu desvio padrão (Belizario-Silva et al., 2022b).

Nesta pesquisa, foram analisadas exclusivamente as emissões de dióxido de carbono (CO<sub>2</sub>), sem considerar outros gases de efeito estufa (GEE). Essa abordagem se justifica pela limitação na disponibilidade de dados detalhados sobre a emissão de outros GEE no setor da construção civil (Belizario-Silva et al., 2023). Além disso, o CO<sub>2</sub> é o principal gás responsável pelo impacto climático nesse setor, representando aproximadamente 90% do potencial de aquecimento global associado à produção de concreto e aço (Belizario-Silva, 2020). Dessa forma, a análise conduzida mantém seu foco nos principais contribuintes para as emissões, garantindo uma avaliação representativa dos impactos ambientais dessas estruturas.

Vale ressaltar que o Sidac é uma ferramenta gratuita e brasileira e pode ser acessada no endereço <https://sidac.org.br/>.

Por fim, destaca-se que a fase de projeto e dimensionamento de um edifício não se encaixa em nenhuma fase da ACV, sendo uma etapa anterior. Dessa forma, a utilização dos coeficientes parciais de segurança não altera o procedimento de análise da ACV.

### **3. OBJETIVOS**

#### **3.1. Objetivo geral**

Inicialmente, o grupo de pesquisa realizou a calibração indicada na Sessão 2.3, com o intuito de uniformizar a segurança das estruturas, ao reduzir a variação dos índices de confiabilidade ( $\beta$ ) das edificações dimensionadas em norma. Com o resultado obtido, verificou-se uma leve redução nas ações médias de projeto. Desse modo, pressupõe-se que é possível reduzir o consumo de materiais da construção e, conseqüentemente, seu impacto ambiental.

Dessa forma, essa pesquisa tem como caráter exploratório, buscando verificar se é possível reduzir a emissão de gases de efeito estufa a partir da utilização da calibração baseada em confiabilidade dos coeficientes parciais de segurança.

Com isso, o objetivo geral desta pesquisa é analisar a redução da emissão de CO<sub>2</sub> a partir da diminuição do consumo de materiais por meio da aplicação de coeficientes parciais de segurança calibrados com base na confiabilidade em edifícios de concreto armado. Para isso, foi comparado o carbono incorporado em elementos estruturais dimensionados conforme as normas vigentes com aqueles projetados utilizando os coeficientes parciais de segurança calibrados.

#### **3.2. Objetivos específicos**

A fim de atingir o objetivo geral da pesquisa, foram realizados os seguintes objetivos específicos:

- Dimensionar elementos estruturais de concreto armado (lajes, vigas e pilares) utilizando coeficientes parciais de segurança presentes em normas e coeficientes calibrados;
- Obter os indicadores de desempenho ambiental para cada elemento estrutural;
- Comparar os indicadores entre os projetos dimensionados com coeficientes parciais de segurança normativos e calibrados;
- Comparar a pegada de carbono para o edifício estudado.



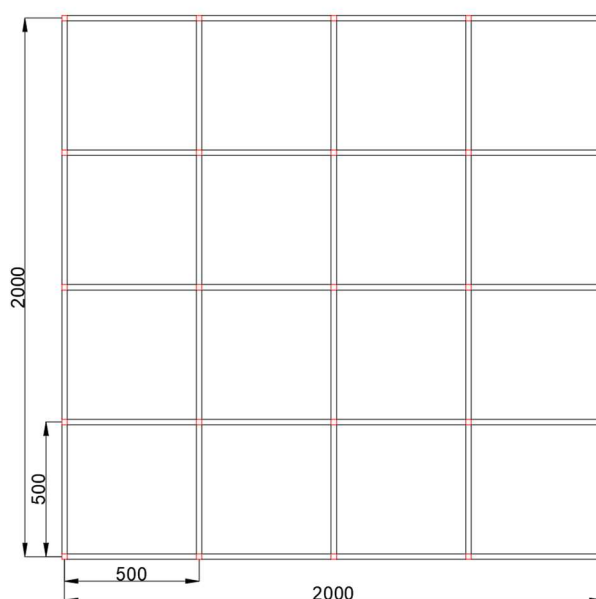
## 4. METODOLOGIA

### 4.1. Definição do prédio “padrão”

Dentre diversos tipos de edifícios projetados no Brasil, é evidente a dificuldade de se definir um prédio “padrão” que represente a enorme variedade predial, uma vez que não há dados estatísticos acerca das geometrias usuais de edifícios. Assim, para a definição de uma planta padrão, o estudo presente terá como base a dissertação de Rodrigues (2021) que coletou dados da geometria de edifícios construídos.

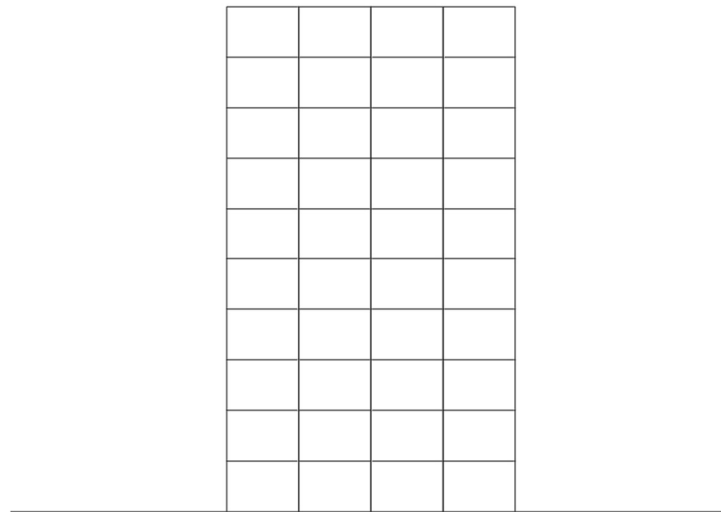
Assim, o prédio padrão definido por Rodrigues (2021) também foi utilizado nessa pesquisa para a verificação do impacto ambiental da calibração dos coeficientes parciais de segurança. A planta é quadrada com 5 pilares espaçados com um vão de 5 m cada, resultando em uma área de 400 m<sup>2</sup> aproximadamente. A figura 4.1 indica a planta baixa a ser utilizada e a figura 4.2 indica a vista frontal considerada em projeto.

Figura 4.1 – Planta baixa do prédio “padrão”.



Fonte: Adaptado de Rodrigues (2021), dimensões em cm.

Figura 4.2 – Vista frontal da edificação em concreto armado do prédio “padrão”.



Fonte: Adaptado de Rodrigues (2021).

Para esse estudo, será considerado uma construção de 10 pavimentos para verificação do impacto ambiental nas cargas gravitacionais, desconsiderando a ação do vento.

#### 4.2. Escolha dos coeficientes parciais de segurança

Os coeficientes parciais de segurança são de grande importância para a confiabilidade de códigos normativos e, consequentemente, de estruturas. De acordo com os estudos realizados pelo grupo de pesquisa citados na Sessão 2.3, foram obtidos os valores para cada um dos coeficientes parciais de segurança, mostrados na Tabela 4.1.

Verifica-se que o valor do coeficiente ponderador das cargas permanentes ( $\gamma_g$ ) difere com o valor indicado no artigo original de Costa, Santiago e Beck (2022). Isso se deve ao fato que a redução desse coeficiente - originalmente com o valor de 1,4 tornando-se 1,2 - pode trazer muita insegurança para a comunidade. O intuito principal dessa pesquisa é verificar o impacto ambiental da calibração dos coeficientes parciais de segurança e foi constatado que já existe um impacto considerável ao utilizar o  $\gamma_g = 1,3$ . Certamente, o impacto utilizando os valores originais da calibração seriam maiores, porém a mudança de valores sugerida pode trazer uma maior sensação de segurança para projetistas e, ainda, reduzir o impacto ambiental.

Tabela 4.1 – Coeficientes parciais de segurança de norma e calibrados utilizados na pesquisa.

Coeficiente	NBR 6118:2023	Calibração com $\beta_{alvo} = 3,17$ (Costa, Santiago e Beck, 2022)
$\gamma_c$	1,40	1,40
$\gamma_s$	1,15	1,15
$\gamma_g$	1,40	1,30
$\gamma_q$	1,40	1,50
$\gamma_w$	1,40	1,50
$\psi_q$	0,50 / 0,70 / 0,80	0,45
$\psi_w$	0,60	0,35
$\gamma_q \times \psi_q$	0,70 / 0,98 / 1,12	0,68
$\gamma_w \times \psi_w$	0,84	0,53

Fonte: Adaptado de Costa, Santiago e Beck (2022).

#### 4.3. Dimensionamento dos elementos estruturais utilizando coeficientes parciais de segurança das normas brasileiras vigentes e utilizando coeficientes parciais de segurança calibrados

A pesquisa presente contou com o auxílio do software TQS para o dimensionamento das lajes e do software FTool para o dimensionamento dos demais elementos estruturais. Uma vez que as dimensões das lajes influenciam na carga aplicada nas vigas e as dimensões de lajes e vigas influenciam na carga aplicada nos pilares, o dimensionamento dos elementos estruturais seguiu a ordem: lajes, vigas e pilares.

O procedimento de dimensionamento dos elementos estruturais não se altera ao utilizar os valores obtidos da calibração baseada em confiabilidade dos coeficientes parciais de segurança. Desse modo, utiliza-se a mesma metodologia em ambos os casos e deve-se definir um critério para comparação que será indicado ao final do dimensionamento de cada elemento estrutural. Para lajes e vigas, o critério de comparação utilizado foi a taxa de armação dos elementos, buscando a menor variação possível entre o projeto com coeficientes normativos e coeficientes calibrados. Para os pilares, o critério de comparação utilizado foi a força normal adimensional, também buscando a menor variação entre ambos os projetos.

Em ambos os casos, foi considerado uma classe de resistência de concreto convencional (C35) e uma classe de agressividade ambiental (CAA) igual a II, considerado um ambiente urbano. Finalmente, deve ser calculado o volume final de aço e concreto que deve ser utilizado

para a obtenção da emissão de CO<sub>2</sub> e demanda de energia primária com a utilização do software Sidac.

#### 4.3.1. Dimensionamento de lajes

Com o prédio padrão definido, será realizado o dimensionamento de lajes de concreto armado, com o auxílio do software TQS de forma iterativa, variando a espessura do elemento estrutural de 8 cm a 20 cm. A menor espessura se refere à espessura mínima permitida pela norma ABNT NBR 6118:2023 no item 13.2.4.1 para lajes de piso não em balanço (Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2023a). A maior espessura se refere à dimensão em que a armação negativa média calculada é inferior à armação mínima permitida em norma.

Para a comparação entre os projetos, foi buscada a menor variação entre as taxas de armação para três casos: armação máxima, armação mínima e armação “convencional”. Para a armação máxima, a altura da laje foi reduzida até seu valor mínimo que respeitasse a norma ABNT NBR 6118:2023 (Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2023a). Para a armação mínima, a altura da laje foi aumentada até que a taxa de armação alcançasse seu valor mínimo estabelecido pela norma.

Para a taxa de armação convencional e utilizando coeficientes normativos, foi realizado um pré-dimensionamento indicado por Kimura *et. al* (2024), mostrado na equação (4.1) e obtido o próximo valor inteiro.

$$h_{est} = \frac{L_a}{40} \quad (4.1)$$

sendo:

$h_{est}$  é a altura da laje estimada, em cm;

$L_a$  é o menor vão da laje, em cm.

Em seguida, buscou-se a menor variação da taxa de armação entre o projeto com altura de laje pré-dimensionada e coeficientes normativos e as lajes dimensionadas com coeficientes calibrados.

#### 4.3.2. Dimensionamento de vigas

O dimensionamento de vigas pode ser realizado após a seleção da espessura da laje que nela é apoiada. A espessura escolhida para cada projeto foi da laje com taxa de armação “convencional”.



Para o projeto utilizando coeficientes obtidos nas normas vigentes e para o projeto utilizando coeficientes calibrados, foi fixado a largura das vigas em 19 cm e variada a sua altura. Desse modo, foi realizado o cálculo para vigas com alturas iguais a 30 cm até 50 cm, com intervalos de 2 cm. Após isso, foi realizado o dimensionamento de duas vigas, uma com altura igual a 55 cm e outra com altura igual a 60 cm, a fim de buscar o limite mínimo de armação.

Ao utilizar o software TQS, foi encontrado algumas inconsistências para o dimensionamento de vigas utilizando os coeficientes parciais de segurança calibrados. Essa inconsistência foi observada apenas nas vigas e não nas lajes. Por esse motivo, optou-se pela utilização do software FTool para a obtenção dos esforços solicitantes e realização do dimensionamento conforme descrito nessa metodologia seguindo recomendações da ABNT NBR 6118:2023 (Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2023a).

Após determinar a vinculação das lajes, foram calculadas as reações de apoio com auxílio da Tabela de Lajes do prof. Libânio (Pinheiro, 2007a), de acordo com a equação (4.2). Todas as cargas da laje foram separadas em cargas acidentais e cargas permanentes, considerando o peso próprio da laje.

$$v = v * \frac{p * l_x}{10} \quad (4.2)$$

Sendo:

$v$  é a reação de apoio da laje (em kN/m);

$v$  é o coeficiente obtido nas tabelas de lajes (Pinheiro, 2007a);

$p$  é a carga uniforme (em kN/m<sup>2</sup>);

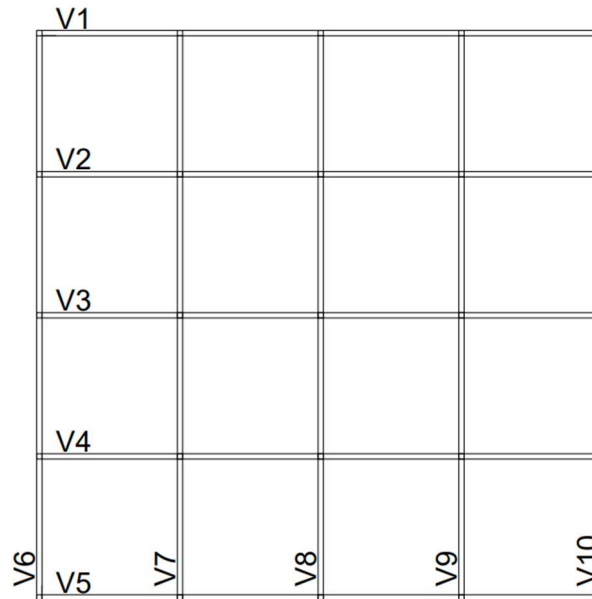
$l_x$  é o menor vão da laje (em m).

Para a realização do dimensionamento das vigas, foi variada suas alturas em intervalos de 2 cm, iniciando com uma altura igual a 30 cm e aumentando até o valor de 50 cm. De modo a reduzir o número de dimensionamentos, foi aumentado o intervalo para 5 cm em alturas superiores a 50 cm, realizando, assim, o dimensionamento das vigas com 55 cm e 60 cm. Com as dimensões da viga, foi possível determinar seu peso próprio. Pode-se verificar a Figura 4.3 com a identificação de cada uma das vigas. Para maior facilidade de compreensão, as vigas serão classificadas como:

- Vigas de borda: V1, V5, V6 e V10;
- Vigas intermediárias: V2, V4, V7 e V9;

- Vigas centrais: V3 e V8.

Figura 4.3 – Identificação das vigas na planta “padrão”



Fonte: Autor

Com a obtenção das cargas provenientes das lajes e do peso próprio da viga, foi modelado um pórtico com os 10 pavimentos no software FTool para a obtenção dos esforços solicitantes. Para a dimensão dos pilares presentes do FTool, foi realizado um pré-dimensionamento indicado na sessão 4.3.3. Vale ressaltar que foi realizado um pórtico para cada tipo de viga.

A partir dos esforços solicitantes e das dimensões do elemento estrutural, foi possível realizar o dimensionamento, verificando o estado limite último (ELU) e estados limites de serviço (ELS). Para isso, foi realizado o dimensionamento para os apoios e para os tramos das vigas. Como foram consideradas apenas cargas gravitacionais, a viga possui esforços simétricos, facilitando seu dimensionamento.

#### 4.3.2.1. Dimensionamento da armação longitudinal

Para os apoios, foi considerada a largura da viga como 19 cm. Entretanto, para os tramos, foi verificada se existe a necessidade de consideração de seção T, seguindo recomendações de Kimura, *et al.* (2024), mostrando o cálculo da mesa colaborante na equação (4.3).

$$b_1 \leq \begin{cases} 0,1 * a \\ 0,5 * b_2 \end{cases} \quad (4.3)$$

sendo:

$b_1$  é a parcela da mesa colaborante que deve ser acrescida à largura da viga (em cm);

$a$  é a distância entre os pontos de momentos fletores nulos (em cm);

$b_2$  é a distância entre as faces laterais das vigas (em cm).

Para a armação longitudinal, foi calculado o valor de  $k_c$  de acordo com a equação (4.4), para o dimensionamento de seções retangulares solicitadas por momento fletor (Giongo, 2015). Com isso é possível determinar a razão da altura da linha neutra com a altura útil da viga ( $\beta_x = x/d$ ) e o valor de  $k_s$  por meio das recomendações de Giongo (2015) para a determinação da área de aço necessária, a partir da equação (4.5). Vale ressaltar que  $k_c$  e  $k_s$  são coeficientes utilizados para auxílio do dimensionamento, utilizados pelo prof. Giongo (2015).

$$k_c = \frac{b_w * d^2}{M_{Sd}} \quad (4.4)$$

$$k_s = \frac{A_s * d}{M_{Sd}} \quad (4.5)$$

sendo:

$b_w$  é a largura da viga (em cm);

$d$  é a altura útil da viga (em cm);

$M_{Sd}$  é o momento solicitante de cálculo (em kN\*cm);

$A_s$  é a área de aço necessária (em cm<sup>2</sup>).

É importante ressaltar que o valor do momento solicitante de cálculo deve estar majorado com os coeficientes parciais de segurança, de acordo com a equação (4.6).

$$M_{Sd} = \gamma_g * M_{g,k} + \gamma_q * M_{q,k} \quad (4.6)$$

sendo:

$\gamma_g$  é o coeficiente parcial de segurança relativo a cargas permanentes;

$M_{g,k}$  é o momento solicitante característico relativo a cargas permanentes (em kN\*cm);

$\gamma_q$  é o coeficiente parcial de segurança relativo a cargas acidentais;

$M_{q,k}$  é o momento solicitante característico relativo a cargas acidentais (em kN\*cm).

Com a área de aço necessária calculada, foi obtida a menor área de aço comercial que poderia ser alocada e que fosse superior à área de aço calculada. Para isso, foi considerado aço CA-50, utilizando os diâmetros comerciais de 6,3 mm, 8 mm, 10 mm, 12,5 mm, 16 mm, 20 mm, 25 mm e 32 mm. Além disso, foi considerado um número máximo de 5 fios para evitar um número excessivo de barras por seção e um número mínimo de 2 fios por seção por motivos construtivos para apoio dos estribos. Essa consideração foi realizada separadamente para fios tracionados e fios comprimidos.

Em casos que a razão da altura da linha neutra com a altura útil da viga ( $\beta_x = x/d$ ) seja superior a 0,45, é necessário considerar uma armação dupla e utilizar as equações (4.7) a (4.12). Os coeficientes  $k_{s2}$  e  $k_{sc}$  são obtidos na Tabela A-4, presente no anexo do livro do prof. Giongo (2015).

$$M_{S1d} = \frac{b_w * d^2}{k_{c,lim}} \quad (4.7)$$

$$M_{S2d} = M_{Sd} - M_{S1d} \quad (4.8)$$

$$A_{st} = A_{st1} + A_{st2} \quad (4.9)$$

$$A_{st1} = k_{s1} \frac{M_{S1d}}{d} \quad (4.10)$$

$$A_{st2} = k_{s2} \frac{M_{S2d}}{d - d'} \quad (4.11)$$

$$A_{sc} = k_{sc} \frac{M_{S2d}}{d - d'} \quad (4.12)$$

Em seguida, foi verificado se a armação respeitava as taxas de armação máximas e mínimas estabelecidas na ABNT NBR 6118:2023 (Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2023a), sendo considerado a taxa de armação mínima igual a 0,164%, de acordo com a Tabela 17.3 da norma, e a taxa de armação máxima igual a 4%.

Logo, foi realizado o alojamento da armação da viga, calculando o espaçamento entre os fios longitudinais. De acordo com a ABNT NBR 6118:2023 (Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2023a), o espaçamento mínimo horizontal ( $a_h$ ) deve ser o maior valor entre os três apresentados na equação (4.13). Em casos que não foi possível alojar todas as barras em uma única camada, foi considerado uma segunda camada, com espaçamento mínimo vertical

( $a_v$ ) apresentada na equação (4.14). No caso estudado, foi considerado a dimensão máxima característica do agregado graúdo como 19 mm, equivalente à brita 1.

$$a_h \leq \begin{cases} 20 \text{ mm} \\ \Phi_l \\ 1,2 * \Phi_{agreg} \end{cases} \quad (4.13)$$

$$a_v \leq \begin{cases} 20 \text{ mm} \\ \Phi_l \\ 0,5 * \Phi_{agreg} \end{cases} \quad (4.14)$$

sendo:

$\Phi_l$  é a dimensão do fio longitudinal;

$\Phi_{agreg}$  é a dimensão máxima característica do agregado graúdo.

Quando foi necessário distribuir os fios em duas camadas, a altura útil deve ser recalculada considerando o centro de gravidade dos fios. Para facilitar o cálculo, foi considerada a altura do centro de gravidade dos fios no ponto equidistante entre as barras inferiores e superiores, independentemente do número de barras. Isso levou a um pequeno superdimensionamento da viga em alguns casos, em que foi posicionado um número de barras maior na primeira camada do que na segunda camada.

Para alturas de vigas de dimensão igual ou superior a 60 cm, é necessário a utilização de armadura de pele, com área superior a 0,1% da área de concreto da viga.

#### 4.3.2.2. Dimensionamento da armação transversal

No caso das armaduras transversais, foi considerado o modelo de cálculo I, de acordo com o item 17.4.2.2 da ABNT NBR 6118:2023 (Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2023a). Desse modo, foi realizada a verificação da compressão diagonal do concreto em seguida, foi realizado o cálculo da armadura transversal. Para isso, foram utilizadas as equações (4.15) a (4.20) apresentadas a seguir.

$$V_{Sd} \leq V_{Rd2} = 0,27 * \alpha_{v2} * f_{cd} * b_w * d \quad (4.15)$$

$$\alpha_{v2} = 1 - \frac{f_{ck}}{250} \quad (4.16)$$

$$V_{Sd} \leq V_{Rd3} = V_c + V_{sw} \quad (4.17)$$

$$V_{sw} = \left( \frac{A_{sw}}{s} \right) * 0,9 * d * f_{ywd} * (\text{sen}\alpha + \text{cos}\alpha) \quad (4.18)$$

$$V_c = V_{c0} = 0,6 * f_{ctd} * b_w * d \quad (4.19)$$

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk,inf}}{\gamma_c} \quad (4.20)$$

sendo:

$V_{sd}$  é a força cortante solicitante de cálculo;

$V_{Rd2}$  é a força cortante resistente do concreto à compressão diagonal;

$f_{cd}$  é a resistência de cálculo à compressão do concreto;

$b_w$  é a menor largura da seção ao longo da altura útil  $d$ ;

$d$  é a altura útil da seção;

$f_{ck}$  é a resistência característica à compressão do concreto (em MPa);

$V_c$  é a parcela de força cortante resistente referente ao concreto;

$V_{sw}$  é a parcela de força cortante resistente referente à armadura transversal;

$A_{sw}$  é a área de aço da armadura transversal;

$s$  é o espaçamento entre elementos da armadura transversal;

$f_{ywd}$  é a tensão na armadura transversal passiva;

$\alpha$  é o ângulo de inclinação da armadura transversal, considerado nesse caso igual a  $90^\circ$ ;

$V_{c0}$  é a parcela de força cortante resistente referente ao concreto em casos de flexão simples ou flexo-tração;

$f_{ctd}$  é a resistência de cálculo do concreto à tração direta;

$f_{ctk,inf}$  é a resistência característica à tração direta, calculada com 70% da resistência média à tração do concreto;

$\gamma_c$  é o coeficiente parcial de segurança relativo à resistência do concreto.

Para todos os casos, foi considerada uma armação transversal com diâmetro igual a 6,3 mm e classe de resistência CA-50. Desse modo, foi calculado o espaçamento entre os estribos necessário para suportar os esforços transversais localizados próximos aos apoios.

Além disso, foram seguidas as recomendações de Giongo (2015), Tabela A-7, considerando a taxa geométrica mínima de armadura transversal igual a 0,1284%. Utilizando a equação (4.17) com o valor de armação mínima, é possível obter as seções transversais que são suportadas por essa armação, reduzindo, assim, o consumo de aço. Desse modo, é possível determinar o ponto em que o esforço cortante divide a armação transversal em armação mínima e armação calculada, calculando também o número de estribos necessários para a viga.

Finalmente, o espaçamento máximo da armação transversal ( $s_{m\acute{a}x}$ ) também deve ser considerado e foi calculado de acordo com a equação (4.21).

$$\begin{aligned} \{se V_{Sd} \leq 0,67 * V_{Rd2}, \text{ então } s_{m\acute{a}x} = 0,6 * d \leq 30 \text{ cm} \\ se V_{Sd} > 0,67 * V_{Rd2}, \text{ então } s_{m\acute{a}x} = 0,3 * d \leq 20 \text{ cm} \end{aligned} \quad (4.21)$$

#### 4.3.2.3. Verificação de Estado Limite de Serviço (ELS)

Para a verificação dos estados limites de serviço, é necessário verificar inicialmente o Estado Limite de Formação de Fissuras (ELS-F), a fim de determinar se o elemento estrutural terá fissuras ou não. Caso seja positivo, é necessário realizar a verificação do Estado Limite de Abertura de Fissuras (ELS-W), calculando a abertura em casos sistemáticos ou não sistemáticos. Por fim, é necessário calcular o Estado Limite de Deformações Excessivas (ELS-DEF) para calcular a flecha do elemento estrutural.

Para o ELS-F, verifica-se se a tensão de tração máxima no concreto excede o valor estabelecido pela ABNT 6118:2023 (Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2023a) e a seção passa a trabalhar no Estádio II como uma seção fissurada. Para isso, é feito o cálculo do momento de fissuração equivalente à tensão máxima no concreto, a partir da equação (4.22).

$$M_r = \frac{\alpha * f_{ct} * I_c}{y_t} \quad (4.22)$$

sendo:

$M_r$  é o momento de fissuração;

$\alpha$  é um coeficiente relativo à geometria da seção, igual a 1,2 em seções T e igual a 1,5 em seções retangulares;

$f_{ct}$  é a resistência à tração direta do concreto. Para a determinação do momento de fissuração e no caso de ELS-F, deve-se considerar  $f_{ct} = f_{ctk,inf}$ ;

$I_c$  é o momento de inércia da seção bruta de concreto;

$y_t$  é a distância do centro de gravidade da seção à fibra mais tracionada;

Caso a combinação rara do momento fletor ( $M_{d,ser,rara}$ ), venha a ser superior ao momento de fissuração ( $M_r$ ), é considerado que o elemento estrutural está fissurado e deve-se calcular o ELS-W. Como há apenas um tipo de ação variável no caso estudado, considera-se essa ação como principal.

A equação (4.23) é válida para realizar o cálculo de combinação rara de ações para qualquer tipo de ação ou solicitação, com o termo “força” sendo utilizado como generalização dessas expressões. Como a verificação requerida é para momentos fletores, é calculado a combinação rara do momento fletor ( $M_{d,ser,rara}$ ), substituindo os termos de força para momentos fletores.

$$F_{d,ser,rara} = \sum F_{gik} + F_{q1k} + \sum \psi_{1j} * F_{qjk} \quad (4.23)$$

sendo:

$F_{d,ser,rara}$  é o valor de cálculo das ações para combinações raras de serviço;

$F_{gik}$  são os valores característicos de ações permanentes;

$F_{q1k}$  é o valor característico da ação variável principal;

$\psi_{1j}$  é o fator de redução de combinação frequente para ELS;

$F_{qjk}$  são os demais valores característicos de ações variáveis.

O limite estabelecido em norma para a abertura de fissuras de concreto armado com uma classe de agressividade ambiental (CAA) igual a II é de 0,3 mm. Com isso, torna-se necessário realizar o cálculo do valor característico da abertura de fissuras ( $w_k$ ) determinado pelo menor valor obtido entre as equações (4.24) e (4.25), sendo a primeira referente a fissuração não sistemática e a segunda referente a fissuração sistemática.

$$w_k = \frac{\phi_i}{12,5 * \eta_1} * \frac{\sigma_{si}}{E_{si}} * \frac{3 * \sigma_{si}}{f_{ctm}} \quad (4.24)$$



$$w_k = \frac{\phi_i}{12,5 * \eta_1} * \frac{\sigma_{si}}{E_{si}} * \left( \frac{4}{\rho_{ri}} + 45 \right) \quad (4.25)$$

sendo:

$w_k$  é o valor característico da abertura de fissuras;

$\phi_i$  é o diâmetro da barra que protege a região de envolvimento considerada;

$\sigma_{si}$  é a tensão de tração no centro de gravidade da armadura considerada, calculada no estágio II;

$\eta_1$  é o valor do coeficiente de aderência (Tabela 8.2 da ABNT NBR 6118:2023) (Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2023a), considerado igual a 2,25;

$E_{si}$  é o módulo de elasticidade do aço da barra considerada, de diâmetro  $\phi_i$ ;

$f_{ctm}$  é a resistência média à tração do concreto;

$\rho_{ri}$  é a taxa de armadura passiva em relação à área da região de envolvimento ( $A_{cri}$ ).

A área de concreto de envolvimento ( $A_{cri}$ ) deve ser considerada como regiões retangulares cujos lados não distem mais de  $7,5 \phi_i$  do eixo da armadura e estejam abaixo da linha neutra na seção estudada. A fim de determinar a tensão de tração no centro de gravidade da armadura ( $\sigma_{si}$ ) - indicada na equação (4.26) - é necessário determinar a altura da linha neutra no Estádio II – equação (4.27) – e o momento de inércia no estágio II – equação (4.28).

$$\sigma_s = \frac{\alpha_e * M_{d,ser} * (d - x_{II})}{I_{II}} \quad (4.26)$$

$$\frac{b_w * x_{II}^2}{2} + \alpha_e * A'_s * (x_{II} - d') - \alpha_e * A_s * (d - x_{II}) = 0 \quad (4.27)$$

$$I_{II} = \frac{b_w * x_{II}^3}{3} + \alpha_e * A'_s * (x_{II} - d')^2 + \alpha_e * A_s * (d - x_{II})^2 \quad (4.28)$$

sendo:

$\sigma_s$  é a tensão de tração no centro de gravidade da armadura considerada, calculada no estágio II;

$\alpha_e$  é a relação entre os módulos de elasticidade do aço e do concreto, considerada igual a 15;

$M_{d,ser}$  é a combinação frequente de serviço do momento fletor;

$d$  é a altura útil da seção;

$x_{II}$  é a altura da linha neutra no Estádio II da seção estudada;

$I_{II}$  é o momento de inércia da seção estudada no estágio II;

$b_w$  é a largura da seção;

$A'_s$  é a área da armadura comprimida;

$d'$  é a diferença entre a altura da seção e a altura útil;

$A_s$  é a área da armadura tracionada.

Além disso, é necessário realizar o cálculo da combinação frequente de serviço do momento fletor seguindo a equação (4.29).

$$F_{d,ser,freq} = \sum F_{gik} + \psi_1 * F_{q1k} + \sum \psi_{2j} * F_{qjk} \quad (4.29)$$

sendo:

$F_{d,ser,freq}$  é o valor de cálculo das ações para combinações frequentes de serviço;

$F_{gik}$  são os valores característicos de ações permanentes;

$\psi_1$  é o fator de redução de combinação frequente para ELS;

$F_{q1k}$  é o valor característico da ação variável principal;

$\psi_{2j}$  são os fatores de redução de combinação quase permanentes para ELS;

$F_{qjk}$  são os valores característicos das demais ações variáveis.

Como há apenas um tipo de ação variável no caso estudado, considera-se essa ação como principal, sendo ela multiplicada pelo fator de redução  $\psi_1$  igual a 0,4, considerada uma área com ocupação residencial.

Para a verificação do ELS-W, caso um dos valores de abertura de fissuras ( $w_k$ ) for menor que o mínimo permitido por norma, conclui-se que o elemento atente ao Estado Limite de Serviço de Abertura de Fissuras.

Finalmente, é necessário realizar a verificação do Estado Limite de Deformações Excessivas (ELS-DEF). Para isso, deve-se considerar uma combinação de ações em situações quase permanentes, de acordo com a equação (4.30). Vale ressaltar que fator de redução  $\psi_2$  foi considerado igual a 0,3, por se tratar de uma área com ocupação residencial.

$$F_{d,ser,qp} = \sum F_{gik} + \sum \psi_{2j} * F_{qjk} \quad (4.30)$$

sendo:

$F_{d,ser,qp}$  é o valor de cálculo das ações para combinações quase permanentes de serviço;

$F_{gik}$  são os valores característicos de ações permanentes;

$\psi_{2j}$  são os fatores de redução de combinação quase permanentes para ELS;

$F_{qjk}$  são os valores característicos de ações variáveis.

De acordo com a ABNT NBR 6118:2023 (Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2023a), a avaliação aproximada da flecha em vigas pode ser realizada considerando a rigidez equivalente dada pela equação (4.31). Vale ressaltar que o momento de fissuração ( $M_r$ ) deve ser calculado com a equação (4.16), porém utilizando o valor de resistência à tração direta do concreto como  $f_{ct} = f_{ct,m}$ .

$$(EI)_{eq} = E_{cs} * \left\{ \left( \frac{M_r}{M_a} \right)^3 * I_c + \left[ 1 - \left( \frac{M_r}{M_a} \right)^3 \right] * I_{II} \right\} \leq E_{cs} * I_c \quad (4.31)$$

sendo:

$(EI)_{eq}$  é a rigidez equivalente;

$E_{cs}$  é o valor do módulo de elasticidade secante;

$M_r$  é o momento de fissuração do elemento estrutural;

$M_a$  é o momento fletor na seção crítica do vão, sendo considerado igual à combinação quase frequente do momento fletor;

$I_c$  é o momento de inércia da seção bruta de concreto;

$I_{II}$  é o momento de inércia da seção estudada no estágio II, utilizando  $\alpha_e = \frac{E_s}{E_{cs}}$ .

O valor do módulo de elasticidade secante pode ser estimado pelas expressões mostradas nas equações (4.32) e (4.34).

$$E_{ci} = \alpha_E * 5600 * \sqrt{f_{ck}} \quad (4.32)$$

$$\alpha_i = 0,8 + 0,2 * \frac{f_{ck}}{80} \leq 1,0 \quad (4.33)$$

$$E_{cs} = \alpha_i * E_{ci} \quad (4.34)$$

sendo:

$E_{ci}$  é o módulo de elasticidade;

$\alpha_E$  é o coeficiente referente ao tipo de agregado graúdo utilizado. No caso, foi considerado  $\alpha_E = 1,0$ , referente a um agregado graúdo tipo granito;

$f_{ck}$  é a resistência característica do concreto (em MPa);

$E_{cs}$  é o módulo de elasticidade secante.

Utilizando as equações (4.27) e (4.28), é possível determinar novamente a altura da linha neutra e o momento de inércia do elemento estrutural no Estádio II e calcular a rigidez equivalente utilizando a equação (4.31). Com a rigidez calculada, é possível utilizar a equação de linha elástica (Coda, 2017) para a determinação da flecha máxima imediata da viga.

Para o problema, foi considerada uma viga simplesmente apoiada. Sabe-se que os pilares possuem rigidez que recebem uma parte dos momentos, porém não podem ser considerados como engastes perfeitos. Devido a esse fato, foi optado por seguir a favor da segurança e considerar os vínculos como uma viga simplesmente apoiada, apenas para o cálculo da deformação, de acordo com a equação (4.35) para viga com carga uniformemente distribuída.

$$v_{m\acute{a}x} = \frac{5 * q * l^4}{384 * EI} \quad (4.35)$$

sendo:

$v_{m\acute{a}x}$  é a máxima deformação inicial da viga;

$q$  é a carga distribuída ao longo do vão da viga;

$l$  é o vão da viga;

$EI$  é a rigidez da viga.

Para o problema indicado, foi considerado que a carga distribuída ( $q$ ) é a combinação de ações distribuídas em situação quase permanente indicado pela equação (4.30). Com o valor da flecha imediata calculada, é necessário realizar o cálculo da flecha diferida no tempo para vigas de concreto armado, devido ao fenômeno de fluência, indicado pelas equações (4.36) e (4.37).

$$\alpha_f = \frac{\Delta\xi}{1 + 50 * \rho'} \quad (4.36)$$

$$a_f = a_i * (1 + \alpha_f) \quad (4.37)$$

sendo:

$\alpha_f$  é o fator para consideração de fluência em flechas para vigas de concreto armado;

$\xi$  é um coeficiente em função do tempo obtido na Tabela 17.1 da ABNT NBR 6118:2023 (Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2023a);

$\rho'$  é a taxa de armação negativa da viga dada por  $\rho' = \frac{A'_s}{(b_w * h)}$ ;

$a_i$  é o valor da flecha imediata, calculada na equação (4.35);

$a_f$  é o valor da flecha diferida no tempo.

Foi considerado o tempo final de avaliação da flecha maior que 70 meses, a fim de verificar a flecha ao fim de sua vida útil, uma vez que o coeficiente permanece inalterado para avaliações no tempo maiores que esse valor. Para a avaliação inicial da flecha, foi considerado que as escoras foram retiradas após 1 mês da concretagem. Finalmente, foi considerado a aceitabilidade sensorial visual, sendo o deslocamento limite igual a  $l/250$ , uma vez que o edifício não possui cargas variáveis excessivas. Em casos em que houve um deslocamento excessivo na estrutura, foi aumentada a taxa de armação negativa do tramo para reduzir a flecha do tramo.

#### 4.3.2.4. Cálculo do volume de concreto e de armação

O cálculo do volume de concreto é definido a partir de sua seção transversal, uma vez que seu comprimento não é alterado. Com o volume total de concreto utilizado para as vigas, é possível determinar na seção 4.4 a pegada de carbono referente ao concreto consumido pelo elemento estrutural de vigas.

Para a determinação do volume de armação, é necessário determinar o comprimento de cada uma das barras. Inicialmente, é necessário determinar a resistência de aderência de cálculo ( $f_{bd}$ ) entre a armadura do concreto na ancoragem de armaduras passivas, de acordo com a equação (4.38).

$$f_{bd} = \eta_1 * \eta_2 * \eta_3 * f_{ctd} \quad (4.38)$$

sendo:

$f_{bd}$  é o valor de resistência de aderência de cálculo;

$\eta_1$  é o coeficiente de aderência referente à categoria de resistência do aço. No caso estudado, foi considerado  $\eta_1 = 2,25$  equivalente a um aço CA-50;

$\eta_2$  é o coeficiente de aderência referente à situação de aderência, sendo igual a 1,0 em situações de boa aderência e igual a 0,7 em situações de má aderência;

$\eta_3$  é o coeficiente de aderência referente ao diâmetro de barra utilizado, sendo  $\eta_3 = 1,0$  para  $\phi < 32 \text{ mm}$  e  $\eta_3 = (132 - \phi)/100$  para  $\phi \geq 32 \text{ mm}$ ;

$\phi$  é o diâmetro da barra (em mm);

$f_{ctd}$  é a resistência de cálculo do concreto à tração direta, sendo considerada  $f_{ctd} = f_{ctk,inf}/\gamma_c$ .

Para a armação positiva, localizada na parte inferior da viga, foi considerada uma região de boa aderência. Por outro lado, para a armação negativa localizada na parte superior da viga, foi considerada uma região de má aderência. Com o valor de cálculo da resistência a aderência, é possível determinar o comprimento de ancoragem necessário ( $l_{b,nec}$ ) utilizando as equações (4.39) a (4.41).

$$l_b = \frac{\phi}{4} * \frac{f_{yd}}{f_{bd}} \geq 25 * \phi \quad (4.39)$$

$$l_{b,min} \geq \begin{cases} 0,3 * l_b \\ 10 * \phi \\ 100 \text{ mm} \end{cases} \quad (4.40)$$

$$l_{b,nec} = \alpha * l_b * \frac{A_{s,calc}}{A_{s,ef}} \geq l_{b,min} \quad (4.41)$$

sendo:

$l_b$  é o comprimento de ancoragem básico;

$\phi$  é o diâmetro da barra;

$f_{yd}$  é o valor de cálculo da resistência ao escoamento do aço de armadura passiva;

$f_{bd}$  é o valor de resistência de aderência de cálculo;

$l_{b,min}$  é o comprimento de ancoragem mínimo;

$\alpha$  é o coeficiente referente ao formato da barra, com valor indicado na ABNT NBR 6118:2023, item 9.4.2.5 (Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2023a);

$A_{s,calc}$  é a área de aço calculada pela equação (4.5);

$A_{s,ef}$  é a área de aço efetiva existente na seção transversal.

Devido à ausência de ganchos, o valor de  $\alpha$  foi considerado igual a 1,0 em todos os casos, exceto nas barras que chegam até pilares de canto ou extremidade. Nesses casos, o valor de  $\alpha$  foi considerado como 0,7 pela presença de ganchos nessa região.

Para o cálculo do comprimento das barras, também foi considerado a decalagem do diagrama de força no banzo tracionado, além do comprimento de ancoragem. Assim, utilizando o modelo de cálculo I, é possível determinar o comprimento de decalagem ( $a_l$ ), com a equação (4.42).

$$a_l = \left\{ d * \left[ \frac{V_{Sd,m\acute{a}x}}{2 * (V_{Sd,m\acute{a}x} - V_c)} * (1 + \cot g \alpha) - \cot g \alpha \right] \leq d, \right.$$

*para casos gerais d,*      *para  $|V_{Sd,m\acute{a}x}| \leq |V_c|$*       (4.42)

sendo:

$a_l$  é o comprimento de decalagem do diagrama de força no banzo tracionado;

$d$  é a altura útil da seção transversal;

$V_{Sd,m\acute{a}x}$  é a força cortante solicitante máxima de cálculo;

$V_c$  é parcela de força cortante resistida por mecanismos complementares ao modelo em treliça;

$\alpha$  é o ângulo de inclinação da armadura transversal, considerado igual a  $90^\circ$  no caso estudado.

Para as armações positivas, foi verificada a necessidade de armação nas seções de apoio, de acordo com o item 18.3.2.4 da ABNT NBR 6118:2023 (Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2023a), verificando a mais severa de três condições:

- Em caso de ocorrência de momento positivo, a armação deve suportar o dimensionamento adequado;
- Em apoios extremos, é necessário que a armação de tração suporte uma força  $F_{sd} = \frac{M_d}{z} + \left(\frac{a_l}{d}\right) * V_d + N_d$ , onde deve ser considerado  $M_d$  apenas em casos que seu valor seja positivo no apoio,  $V_d$  apenas em casos que aumente a tensão das barras tracionadas e  $N_d$  é a força de tração que possa existir;
- Em apoios intermediários e extremos, parte da armação de tração do vão ( $A_{s,vão}$ ) deve ser prolongada até o apoio, respeitando:
  - $A_{s,apoio} \geq \frac{1}{3} *$   
 $A_{s,vão}$ , se  $M_{apoio}$  seja nulo ou negativo com valor  $|M_{apoio}| \leq 0,5 * M_{vão}$ ;
  - $A_{s,apoio} \geq \frac{1}{4} * A_{s,vão}$ , se  $M_{apoio}$  seja negativo com valor  $|M_{apoio}| > 0,5 * M_{vão}$ .

Após essa verificação, foi feita a distribuição das barras longitudinais de acordo com o diagrama de força de tração solicitante, respeitando as condições estipuladas no item 18.3.2.3.1. da ABNT NBR 6118:2023 (Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2023a).

Vale ressaltar que, por motivos construtivos, sempre foi prolongado duas barras até os apoios para apoiar os estribos. Além disso, a interrupção das barras era feita em pares, caso fosse possível. Desse modo, se a barra possuía 5 barras longitudinais, duas barras eram obrigatoriamente prolongadas até seus respectivos apoios e, se fosse possível, outras duas barras seriam interrompidas simultaneamente em um comprimento adequado. Para armações negativas, foram realizados os mesmos procedimentos de decalagem do diagrama de forças para interromper as barras de forma adequada.

Em casos em que há armação negativa no tramo, foram prolongadas duas barras para servirem como porta-estribos. Em casos em que não há armação negativa no tramo, foi



prolongada a armação negativa dos apoios para servir o mesmo propósito. Para isso, foram escolhidas as barras com menor diâmetro entre os apoios do tramo para serem prolongadas.

#### 4.3.3. Dimensionamento de pilares

De forma similar ao procedimento indicado em 4.3.2, é necessário selecionar a altura das vigas para realizar o dimensionamento dos pilares, uma vez que seu peso próprio influencia nas cargas solicitantes presentes nos pilares. Assim, foram escolhidas as alturas de vigas com taxa “convencional” para o dimensionamento dos pilares.

O dimensionamento de pilares foi realizado para seis posições diferentes a fim de considerar todas as diferentes cargas. Além disso, foi realizado o dimensionamento para os pavimentos inferiores (1° ao 5° pavimento) e para os pavimentos superiores (6° ao 10° pavimento). Desse modo, o pilar dimensionado possui a mesma seção transversal nos cinco pavimentos inferiores e muda sua seção transversal para os últimos cinco pavimentos.

Para a comparação dos pilares dimensionados com coeficientes parciais de segurança normativos e os pilares dimensionados com coeficientes calibrados, foi calculada inicialmente a força normal adimensional de cada pilar. A força normal adimensional ( $\nu$ ) é uma taxa de compressão do pilar, relacionando o esforço normal solicitante ao esforço normal resistente e pode ser calculado com a equação (4.43).

$$\nu = \frac{N_{sd}}{A_c * f_{cd}} \quad (4.43)$$

sendo:

$\nu$  é a força normal adimensional;

$N_{sd}$  é a força normal solicitante de cálculo;

$A_c$  é a área da seção transversal de concreto;

$f_{cd}$  é a resistência de cálculo à compressão do concreto.

Como o propósito é comparar dois projetos que apresentam esforços solicitantes e seções transversais distintas, a utilização da força normal adimensional como parâmetro de análise se mostra apropriada. Dessa forma, torna-se viável estabelecer uma comparação entre o projeto dimensionado com coeficientes normativos e aquele dimensionado com coeficientes calibrados, considerando a influência dos coeficientes parciais de segurança. Assim, buscou-se a menor variação de  $\nu$  para realizar a comparação entre os dois projetos.

#### 4.3.3.1. Pré-dimensionamento de pilares

Pinheiro (2007b) recomenda classificação dos pilares como internos, de extremidade e de canto, cada um com um coeficiente  $\alpha$  para majorar as cargas de compressão, a fim de levar em conta a excentricidades das cargas. O coeficiente  $\alpha$  é mostrado na Tabela 4.2.

Tabela 4.2 - Coeficiente de majoração da força normal  $\alpha$  para pré-dimensionamento de pilares

Tipo de pilar	Valor de $\alpha$
Pilar interno ou de extremidade, na direção da maior dimensão	1,3
Pilar de extremidade, na direção da menor dimensão	1,5
Pilar de canto	1,8

Fonte: Pinheiro (2007b)

O pré-dimensionamento deve ser realizado de acordo com a posição do pilar, em função da área de influência do pilar, do número de pavimentos-tipo que ele irá suportar e da resistência característica do concreto, mostrados na equação (4.44)

$$A_c = \frac{30 * \alpha * A_i * (n + 0,7)}{f_{ck} + 0,01 * (69,2 - f_{ck})} \quad (4.44)$$

sendo:

$A_c$  é a área da seção de concreto, em  $\text{cm}^2$ ;

$\alpha$  é o coeficiente de majoração da força normal em função da posição do pilar, indicado na Tabela 4.2;

$A_i$  é a área de influência do pilar, em  $\text{m}^2$ ;

$n$  é o número de pavimentos-tipo que o pilar suporta;

$f_{ck}$  é a resistência característica à compressão do concreto, em  $\text{kN/cm}^2$ .

Para a pesquisa presente, foram considerados pilares quadrados e, portanto, ambas dimensões dos pilares ( $h_x$  e  $h_y$ ) podem ser retiradas da equação (4.45). Vale ressaltar que, por motivos construtivos, foram considerados apenas valores inteiros para o pré-dimensionamento dos pilares.

$$h_x = h_y = \sqrt{A_c} \quad (4.45)$$

No caso do dimensionamento dos pilares utilizando os coeficientes parciais de segurança calibrados, foi verificada a força normal adimensional de seções quadradas de dimensões de 19 cm até pilares com dimensões de 60 cm de lado. Desse modo, foi calculada a

armação do pilar que resultasse na força normal adimensional mais próxima ao calculado no pré-dimensionamento com coeficientes normativos.

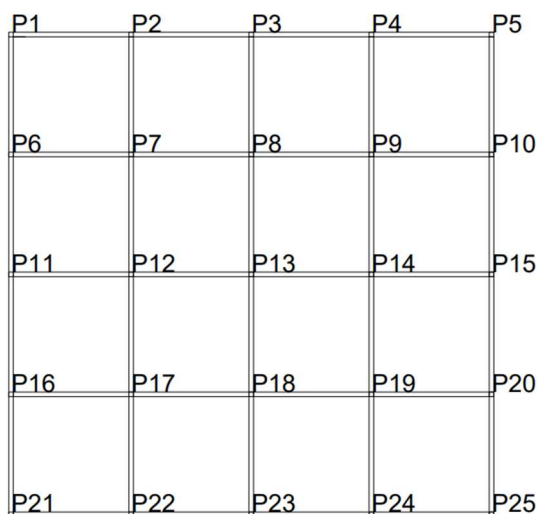
#### **4.3.3.2. Classificação dos pilares**

Após a realização do pré-dimensionamento e escolha das dimensões dos pilares, deve-se obter os esforços característicos de compressão e de momentos fletores nas direções x e y. Uma vez que o edifício estudado é simétrico, tem-se seis configurações diferentes de pilares com os esforços característicos, sendo eles:

- Pilar de canto: recebendo esforços da viga de borda na direção x e recebendo esforços da viga de borda na direção y, entre eles P1, P5, P21 e P25, identificados como P-ID-1;
- 1º pilar de extremidade: recebendo esforços da viga de borda na direção x e recebendo esforços da viga intermediária na direção y, entre eles P2, P4, P6, P10, P16, P20, P22 e P24, identificados como P-ID-2;
- 2º pilar de extremidade: recebendo esforços da viga de borda na direção x e recebendo esforços da viga central na direção y, entre eles P3, P11, P15 e P23, identificados como P-ID-3;
- 1º pilar de centro: recebendo esforços da viga intermediária na direção x e recebendo esforços da viga intermediária na direção y, entre eles P7, P9, P17 e P19, identificados como P-ID-4;
- 2º pilar de centro: recebendo esforços da viga intermediária na direção x e recebendo esforços da viga central na direção y, entre eles P8, P12, P14 e P18, identificados como P-ID-5;
- 3º pilar de centro: recebendo esforços da viga central na direção x e recebendo esforços da viga central na direção y, sendo apenas o pilar P13, identificado como P-ID-6.

Para maior facilidade de compreensão, os pilares foram mostrados na Figura 4.4, abaixo:

Figura 4.4 – Identificação dos pilares estudados.



Fonte: Autor.

Para a obtenção dos esforços de força normal e momentos fletores, foi modelado um pórtico para cada tipo de viga (de borda, intermediária e central), considerando as cargas permanentes e acidentais provenientes das vigas e lajes. Vale ressaltar que as cargas possuem seus valores característicos, podendo ser consideradas para os pilares dimensionados com coeficientes normativos e coeficientes calibrados.

#### 4.3.3.3. Verificações iniciais de dimensão

Após a obtenção dos esforços característicos, é necessário realizar a verificação das dimensões escolhidas para o pilar e dimensões estimadas para os fios longitudinais e transversais.

Para os pilares não são permitidas dimensões inferiores a 14 cm em nenhum caso. Caso a dimensão do pilar esteja entre 14 cm e 19 cm, é necessário majorar os esforços solicitantes com um coeficiente adicional ( $\gamma_n$ ) indicado na Tabela 13.1 na ABNT NBR 6118:2023 (Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2023a). Além disso, não é permitido que a seção transversal de um pilar possua uma área inferior a 360 cm<sup>2</sup>.

Como nessa pesquisa foram considerados apenas pilares quadrados, isso resulta em pilares quadrados com uma dimensão mínima de 19 cm e seção transversal com área de 361 cm<sup>2</sup>, sem a necessidade de utilizar o coeficiente adicional ( $\gamma_n$ ). Para os casos utilizando a seção transversal mínima, tem-se um índice de esbeltez ( $\lambda$ ) igual a 54,7. Esse valor é inferior ao limite máximo de norma ( $\lambda = 200$ ), além ser possível a desconsideração do efeito da fluência, requerido em casos que  $\lambda > 90$ .

Para a dimensão dos fios longitudinais dos pilares, a ABNT NBR 6118:2023 fala que o diâmetro dessas barras não pode ser inferior a 10 mm nem superior a 1/8 da menor dimensão transversal do pilar (Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2023a). No caso dos fios transversais, o diâmetro dessa barra não pode ser inferior a 5 mm ou 1/4 da dimensão do fio longitudinal.

#### 4.3.3.4. Esforços de projeto

Para continuar o dimensionamento dos pilares, é necessário o cálculo dos esforços de projeto, realizando a majoração dos esforços característicos com os seus respectivos coeficientes. Com a equação (4.46), é possível realizar esse cálculo utilizando os coeficientes normativos e os coeficientes calibrados para a força e momentos fletores. Destaca-se que os esforços solicitantes dos pilares são oriundos das vigas e foram mantidos em seus valores característicos. A majoração com os coeficientes parciais de segurança somente foi feita no momento da análise para dimensionamento ou verificação estrutural.

$$F_{Sd} = \gamma_g * F_{g,k} + \gamma_q * F_{q,k} \quad (4.46)$$

sendo:

$F_{Sd}$  é o esforço solicitante de cálculo;

$\gamma_g$  é o coeficiente parcial de segurança relativo a cargas permanentes;

$F_{g,k}$  é o esforço solicitante característico relativo a cargas permanentes;

$\gamma_q$  é o coeficiente parcial de segurança relativo a cargas acidentais;

$F_{q,k}$  é o esforço solicitante característico relativo a cargas acidentais.

#### 4.3.3.5. Análise de efeitos locais e esbeltez do pilar

De acordo com a ABNT NBR 6118:2023 (Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2023a), o comprimento equivalente do pilar ( $l_e$ ) é o menor valor entre os indicados na equação (4.47).

$$l_e \leq \begin{cases} l_0 + h \\ l \end{cases} \quad (4.47)$$

sendo:

$l_0$  é a distância entre as faces internas dos elementos estruturais que vinculam o pilar;

$h$  é a altura da seção transversal do pilar, medida no plano da estrutura;

$l$  é a distância entre os eixos dos elementos estruturais aos quais o pilar está vinculado.

Para realizar o cálculo do índice de esbeltez, é necessário realizar o cálculo do raio de giração ( $i$ ), sendo  $i = \sqrt{\frac{I}{A}}$ . Em casos de seção transversal retangular, pode-se utilizar uma simplificação, indicada na equação (4.48).

$$i = \frac{h}{\sqrt{12}} \quad (4.48)$$

sendo:

$i$  é o raio de giração;

$h$  é a dimensão da seção transversal do pilar.

Desse modo, o índice de esbeltez ( $\lambda$ ) é definido pela equação (4.49).

$$\lambda = \frac{l_e}{i} \quad (4.49)$$

Após a definição do índice de esbeltez, é necessário classificar o pilar em relação a sua esbeltez de acordo com os limites a seguir:

- pilares robustos ou pouco esbeltos	$\rightarrow \lambda \leq \lambda_1$
- pilares de esbeltez média	$\rightarrow \lambda_1 < \lambda \leq 90$
- pilares esbeltos ou muito esbeltos	$\rightarrow 90 < \lambda \leq 140$
- pilares excessivamente esbeltos	$\rightarrow 140 < \lambda \leq 200$

Vale ressaltar que a NBR 6118:2023 não aceita qualquer valor de índice de esbeltez  $\lambda$  superior a 200 (Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2023a).

Em seguida, é necessário determinar as excentricidades de primeira ordem. A excentricidade inicial ( $e_i$ ) pode ser definida a partir da equação (4.50). Nessa pesquisa, foram obtidos os valores de momento do topo ( $M_{topo}$ ) e momento na base ( $M_{base}$ ) do pilar através do software FTool.

$$e_{i,topo} = \frac{M_{topo}}{N} \quad e \quad e_{i,base} = \frac{M_{base}}{N} \quad (4.50)$$

Para a consideração das imperfeições locais, em casos usuais, é possível considerar a falta de retilineidade ( $\theta_1$ ) dos pilares ao invés de seu desaprumo. Desse modo, a excentricidade acidental ( $e_a$ ) pode ser definida pela equação (4.51).

$$e_a = \theta_1 * \frac{l}{2} \quad (4.51)$$

Em alguns casos, em estruturas reticuladas, é possível substituir o efeito das imperfeições locais nos pilares pela consideração do momento mínimo de 1º ordem ( $M_{1d,min}$ ) calculado pela equação (4.52).

$$M_{1d,min} = N_d * (0,015 + 0,03 * h) \quad (4.52)$$

sendo:

$N_d$  é a força normal de cálculo;

$h$  é a altura da seção transversal na direção considerada, em m.

De acordo com o item 11.3.3.4.3 da NBR 6118:2023 (Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2023a), o efeito das imperfeições locais é considerado atendido em estruturas reticuladas se o valor de momento total mínimo for respeitado. Vale ressaltar que devem ser acrescido os momentos de segunda ordem aos momentos mínimos.

Outro tipo de excentricidade que pode ser considerada é a excentricidade de forma, resultado das diferentes geometrias de vigas e pilares. Isso ocorre em casos que o eixo baricêntrico da viga não passa pelo centro de gravidade do pilar, resultando em um carregamento excêntrico. De acordo com Pinheiro (2007b), a excentricidade de forma usualmente não é considerada, uma vez que as tensões causadas pela excentricidade tendem a ser equilibradas por um binário.

Nessa pesquisa, entretanto, não foram consideradas as ações de forças transversais como o vento, apenas de forças gravitacionais. Desse modo, as excentricidades de forma foram consideradas para compensar a falta de esforços de momentos flettores mais significativos nos pilares. Assim, a excentricidade de forma pode ser calculada pela menor distância entre o eixo baricêntrico da viga e o centro de gravidade do pilar.

Finalmente, a excentricidade adicional deve ser calculada em pilares cujo índice de esbeltez seja superior a 90, em que é necessária a consideração da fluência do concreto. Os procedimentos dessa consideração são descritos no item 15.8.4 da NBR 6118:2023 (Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2023a). Entretanto, nessa pesquisa não foram estudados pilares com índice de esbeltez superior a 90 e, portanto, esse procedimento não será descrito.

Com as excentricidades e momentos mínimos determinados, é necessário calcular o índice de esbeltez limite ( $\lambda_1$ ) para verificar se é permitido desprezar os efeitos de 2º ordem do pilar estudado, com a equação (4.53).

$$\lambda_1 = \frac{\left(25 + 12,5 * \frac{e_1}{h}\right)}{\alpha_b} \quad (4.53)$$

sendo:

$\lambda_1$  é o índice de esbeltez limite;

$e_1$  é a excentricidade de 1º ordem;

$h$  é a dimensão do pilar na direção estudada;

$\alpha_b$  é o coeficiente definido a partir das equações (4.54) a (4.57).

A ABNT NBR 6118:2023 não recomenda um valor para  $e_1$  (Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2023a). De acordo com Pinheiro (2007b), é possível utilizar o menor valor de excentricidade de 1º ordem no trecho ou considerá-lo igual a 0 em casos de pilares usuais de edifícios vinculados nas duas extremidades.

O coeficiente  $\alpha_b$  deve ser definido de acordo com as seguintes situações:

a) Pilares biapoiados sem forças transversais

$$\alpha_b = 0,60 + 0,40 * \frac{M_B}{M_A} \geq 0,40 \quad \text{sendo: } 0,4 \leq \alpha_b \leq 1,0 \quad (4.54)$$

sendo:

$M_A$  é o momento fletor de 1ª ordem no extremo A do pilar (maior valor absoluto ao longo do pilar biapoiado);

$M_B$  é o momento fletor de 1ª ordem no outro extremo B do pilar (toma-se para  $M_B$  o sinal positivo se tracionar a mesma face que  $M_A$  e negativo caso contrário).

b) Pilares biapoiados com forças transversais significativas ao longo da altura

$$\alpha_b = 1 \quad (4.55)$$

c) Pilares em balanço



$$\alpha_b = 0,80 + 0,20 * \frac{M_C}{M_A} \geq 0,85 \quad \text{sendo: } 0,85 \leq \alpha_b \leq 1,0 \quad (4.56)$$

sendo:

$M_A$  é o momento fletor de 1º ordem no engaste;

$M_C$  é o momento fletor de 1º ordem no meio do pilar em balanço.

d) Pilares biapoiados ou em balanço com momentos fletores menores que o momento mínimo

$$\alpha_b = 1 \quad (4.57)$$

Em casos que o pilar foi classificado como um pilar robusto ( $\lambda \leq \lambda_1$ ), não há a necessidade de considerar os efeitos de 2ª ordem dos momentos fletores e o dimensionamento segue para a seção 4.3.3.7. Nos demais casos, é necessário realizar a verificação de efeitos de segunda ordem, conforme segue.

#### 4.3.3.6. Verificação de efeitos de segunda ordem

Nessa pesquisa, foi utilizado o método do pilar-padrão com curvatura aproximada para a consideração dos efeitos de segunda ordem nos pilares. Vale ressaltar que a ABNT NBR 6118:2023 permite a utilização desse método apenas para pilares com índice de esbeltez ( $\lambda$ ) menores que 90 (Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2023a). Como todos os pilares estudados nessa pesquisa se enquadram nesse critério, não foi necessário a utilização de outros métodos.

Esse método possui uma expressão aproximada da curvatura na seção crítica mostrada na equação (4.58).

$$\frac{1}{r} = \frac{0,005}{h(v + 0,5)} \leq \frac{0,005}{h} \quad (4.58)$$

sendo:

$\frac{1}{r}$  é a curvatura na seção crítica;

$h$  é a altura da seção na direção considerada;

$v$  é a força normal adimensional.

Com a curvatura aproximada determinada, é possível realizar a consideração do momento total máximo no pilar, a partir da equação (4.59).

$$M_{d,tot} = \alpha_b * M_{1d,A} + N_d * \frac{l_e^2}{10} * \frac{1}{r} \geq M_{1d,A} \quad (4.59)$$

sendo:

$M_{d,tot}$  é o momento fletor total máximo de cálculo considerando efeitos de 2ª ordem;

$\alpha_b$  é o coeficiente calculado pelas equações (4.54) a (4.57);

$M_{1d,A}$  é o momento fletor de cálculo de 1ª ordem, podendo ser igual ao momento fletor mínimo ou ao momento fletor solicitante de cálculo;

$N_d$  é a força normal de cálculo;

$l_e$  é o comprimento equivalente, calculado pela equação (4.47);

$\frac{1}{r}$  é a curvatura na seção crítica, calculada pela equação (4.58).

Após consideração dos efeitos de segunda ordem, é possível plotar as envoltórias mínimas solicitantes de primeira e segunda ordem em um gráfico considerando um elipsoide que respeita a equação (4.60).

$$\left[ \frac{M_{n\ d,min,x}}{M_{n\ d,min,xx}} \right]^2 + \left[ \frac{M_{n\ d,min,y}}{M_{n\ d,min,yy}} \right]^2 = 1 \quad (4.60)$$

sendo:

$M$  é o momento fletor considerado;

O índice  $n$  indica a consideração de momentos de 1ª ordem com  $n = 1$  ou momentos e segunda ordem com  $n = 2$ ;

Os índices  $xx$  e  $yy$  indicam o momento mínimo da flexão composta em torno dos eixos  $x$  ou  $y$ ;

Os índices  $x$  ou  $y$  indicam o componente do momento mínimo na direção indicada.

Além disso, no mesmo gráfico, é necessário plotar os momentos solicitantes na base do pilar e no topo do pilar, já realizando a consideração dos efeitos de 2ª ordem.

Finalmente, é necessário definir o momento resistente em cada direção de modo que a envoltória resistente englobe as envoltórias de momentos mínimos e os momentos solicitantes. Para realizar o cálculo do momento resistente ( $M_{Rd,xx}$  e  $M_{Rd,yy}$ ) é necessário utilizar a equação (4.61). Dentre os elementos da equação, o coeficiente de momento fletor adimensional ( $\mu$ ) é um valor desconhecido que deve ser definido a critério do engenheiro projetista. O valor do momento fletor adimensional utilizado nesses casos deve ser utilizado para o dimensionamento da área de aço necessária, utilizando os ábacos indicados na seção 4.3.3.7.

$$M_{Rd} = \mu * A_c * h * f_{cd} \quad (4.61)$$

sendo:

$A_c$  é a área da seção transversal de concreto do pilar;

$h$  é a altura do pilar na direção considerada;

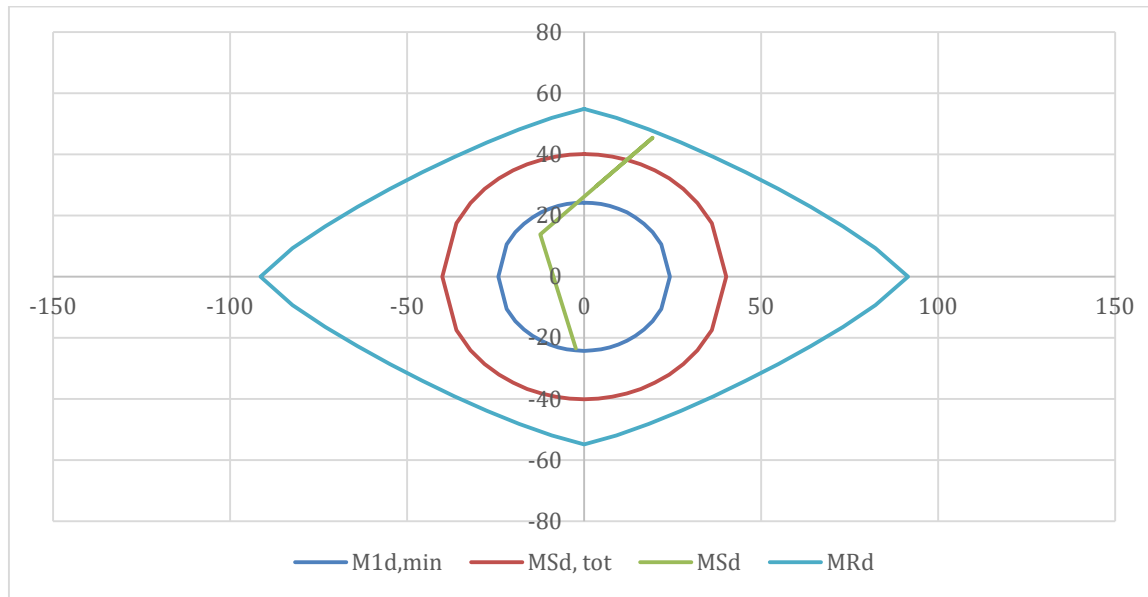
$f_{cd}$  é a resistência de cálculo à compressão do concreto.

Com os momentos resistentes definidos, é possível traçar a envoltória resistente de acordo com a equação (4.62). Usualmente, utiliza-se um valor para o coeficiente  $\alpha = 1$  em favor da segurança. Entretanto, para seções retangulares, admite-se o valor de  $\alpha = 1,2$ , considerado nessa pesquisa.

$$\left[ \frac{M_{Rd,x}}{M_{Rd,xx}} \right]^\alpha + \left[ \frac{M_{Rd,y}}{M_{Rd,yy}} \right]^\alpha = 1 \quad (4.62)$$

Abaixo na Figura 4.5, mostra-se um exemplo do gráfico final com a envoltória de momento mínimo de primeira ordem ( $M_{1d,min}$ ), a envoltória de momento mínimo de segunda ordem ( $M_{2d,min}$ ), esforços solicitantes com consideração de efeito de segunda ordem ( $M_{Sd}$ ) e envoltória resistente ( $M_{Rd}$ ). O exemplo indicado é a análise de um pilar classificado com 1º pilar de extremidade.

Figura 4.5 – Exemplo de dimensionamento considerando efeitos de segunda ordem.



Fonte: Autor.

#### 4.3.3.7. Determinação da armação longitudinal necessária e efetiva

Utilizando os ábacos de dimensionamento de pilares para flexão oblíqua de Pinheiro, Baraldi e Porem (2014), inicialmente determina-se a relação entre a altura útil e a altura total do pilar ( $\frac{d'}{h}$ ) em ambas as direções. Em seguida, o engenheiro projetista escolhe um tipo de arranjo das barras indicadas nos ábacos.

Para a utilização do ábaco, é necessário o cálculo da força normal adimensional ( $\nu$ ) e dos momentos fletores adimensionais ( $\mu_x$  e  $\mu_y$ ). Com isso, é possível determinar a taxa mecânica de armadura ( $\omega$ ) e, enfim, determinar a área de armação necessária ( $A_s$ ). O cálculo de cada um desses coeficientes foi indicado nas equações (4.63) a (4.66).

$$\nu = \frac{N_d}{A_c * f_{cd}} \quad (4.63)$$

$$\mu_x = \frac{M_{xd}}{A_c * f_{cd} * h_x} \quad (4.64)$$

$$\mu_y = \frac{M_{yd}}{A_c * f_{cd} * h_y} \quad (4.65)$$

$$A_s = \frac{\omega * A_c * f_{cd}}{f_{yd}} \quad (4.66)$$

Sendo:

$N_d$  é a força normal de cálculo, em kN;

$A_c$  é a área da seção transversal de concreto do pilar, em cm<sup>2</sup>;

$f_{cd}$  é a resistência de cálculo à compressão do concreto, em kN/cm<sup>2</sup>;

$M_{xd}$  é o momento fletor de cálculo na direção x, em kN\*cm;

$h_x$  é a dimensão do pilar na direção x;

$M_{yd}$  é o momento fletor de cálculo na direção y, em kN\*cm;

$h_y$  é a dimensão do pilar na direção y;

$f_{yd}$  é a resistência de cálculo à tração do aço, em kN/cm<sup>2</sup>.

Como todos os pilares são quadrados, foram considerados os arranjos 4 (com 4 fios longitudinais, um em cada canto) e 6 (com 8 fios longitudinais, um em cada canto e um no posicionado entre dois fios). Dentre as duas configurações, foi escolhida a configuração que tivesse armação efetiva mais próxima da armação calculada com o ábaco.

#### 4.3.3.8. Verificação de armação longitudinal máxima e mínima

Após a definição da armação longitudinal efetiva do pilar, é necessário verificar se a taxa de armação está nos limites estabelecidos pela ABNT NBR 6118:2023 (Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2023a). Assim, a armação longitudinal tem seu valor mínimo ( $A_{s,min}$ ) estabelecido pela equação (4.67) e seu valor máximo ( $A_{s,max}$ ) estabelecido pela equação (4.68).

$$A_{s,min} = \left( 0,15 * \frac{N_d}{f_{yd}} \right) \geq 0,004 * A_c \quad (4.67)$$

$$A_{s,max} = 0,04 * A_c \quad (4.68)$$

sendo:

$N_d$  é a força norma de cálculo, em kN;

$f_{yd}$  é a resistência de cálculo à tração do aço, em kN/cm<sup>2</sup>;

$A_c$  é a área da seção transversal de concreto do pilar, em cm<sup>2</sup>.

Vale ressaltar que a armação máxima estabelecida em norma possui o valor de 8% da área de concreto. Entretanto, é comum a necessidade de sobreposição de armaduras para realização de emendas e, portanto, o valor de 4% da área de concreto foi considerado com esse intuito.

#### 4.3.3.9. Alocação das barras longitudinais, armação transversal dos pilares e cálculo do comprimento da armação

Para a alocação das barras longitudinais, é necessário verificar se o espaçamento entre as barras longitudinais respeita os limites estabelecidos pela ABNT NBR 6118:2023 (Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2023a). Assim, o espaçamento mínimo entre as faces das barras longitudinais ( $a_h$ ) deve ser o maior valor entre os apresentados na equação (4.69). Vale ressaltar que a dimensão máxima do agregado foi considerada igual a 19 mm, como a dimensão de um agregado graúdo correspondente a brita 1.

$$a_h \leq \begin{cases} 20 \text{ mm} \\ \Phi_l \\ 1,2 * \Phi_{agreg} \end{cases} \quad (4.69)$$

sendo:

$\Phi_l$  é o diâmetro da barra;

$\Phi_{agreg}$  é a dimensão máxima característica do agregado graúdo.

A pesquisa presente não considerou a ação de forças transversais aos pilares e, portanto, os esforços transversais nesses elementos possuem grande magnitude. Dessa forma, foi considerado apenas a armação mínima transversal para os pilares.

Desse modo, foi considerado um diâmetro do fio longitudinal do pilar igual a 6,3 mm com o espaçamento máximo ( $a$ ) permitido por norma indicado pela equação (4.70). Vale ressaltar que, por motivos construtivos, sempre foi considerado um estribo a mais caso a divisão entre o comprimento do pilar e o espaçamento máximo resultasse em um valor não inteiro.

$$a \leq \begin{cases} 200 \text{ mm} \\ h_{min} \\ 12 * \Phi_l \end{cases} \quad (4.70)$$

sendo:

$h_{min}$  é a menor dimensão da seção transversal do pilar estudado;

$\Phi_l$  é o diâmetro de um fio longitudinal do pilar.

Quanto ao comprimento das barras longitudinais do pilar, é possível determiná-las com o próprio comprimento do pilar, uma vez que o fio deve ser prolongado ao longo de toda sua altura. Quanto aos estribos, é necessário calcular o comprimento da armação em cada seção transversal do pilar, considerando o cobrimento necessário e adicionado 5 cm para cada gancho em sua extremidade, considerando um gancho em 135°.

#### 4.4. Verificação da emissão de CO<sub>2</sub> e demanda de energia primária dos elementos estruturais e comparação dos projetos

Foi avaliada a pegada de carbono dos elementos estruturais com o auxílio do Sidac para todos os elementos dimensionados. Vale ressaltar que a avaliação da pegada de carbono será calculada apenas para o período *cradle to gate*, ou seja, avaliando desde a extração dos materiais até a finalização do produto, desconsiderando o uso, manutenção e descarte da estrutura.

Para a inserção dos dados acerca do concreto, foi considerado o material como concreto dosado em central, com resistência característica à compressão ( $f_{ck}$ ) de 35 MPa, inserindo o volume de concreto necessário em m<sup>3</sup>. Para a inserção dos dados do aço das armaduras, foi considerado vergalhão de aço CA-50, inserindo o valor em kg. A partir do dimensionamento dos elementos estruturais, é possível obter o comprimento e diâmetro de cada barra e, assim, é possível utilizar os valores contidos na ABNT NBR 7480:2024 (Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2024) para converter o comprimento de cada barra em seu peso correspondente, com os valores indicados na Tabela 4.3.

Tabela 4.3 – Massa nominal das barras de aço.

Diâmetro nominal (mm)	Massa nominal (kg/m)
6,3	0,245
8,0	0,395
10,0	0,617
12,5	0,963
16,0	1,578
20,0	2,466
25,0	3,853
32,0	6,313

Fonte: Associação Brasileira de Normas Técnicas (2024)

Após a inserção dos materiais na ferramenta Sidac, foram extraídos dois indicadores de desempenho ambiental diferentes, sendo eles a emissão de CO<sub>2</sub> e a demanda de energia primária, ambos indicadores resultantes da extração dos recursos naturais até o término do

processo. Em outras palavras, a análise é feita até a finalização dos processos industriais para a mistura do concreto de classe de resistência C35 em uma central de dosagem e da manufatura de vergalhões de aço CA-50 em uma fábrica.

Para facilidade de comparação com outras estruturas em trabalhos futuros, foi utilizada uma unidade funcional compatível para cada indicador. Desse modo, é possível realizar análises relativas à essa unidade funcional. Para a emissão de CO<sub>2</sub>, foi utilizado a unidade de quilogramas por metro quadrado (kg/m<sup>2</sup>) construído e para a demanda de energia foi utilizado a unidade de mega Joule por metro quadrado (MJ/ m<sup>2</sup>) construído.

Vale ressaltar que a ferramenta Sidac considera apenas a emissão de CO<sub>2</sub> do processo, desconsiderando a emissão de outros gases de efeito estufa. Isso se deve ao fato que o dióxido de carbono é o principal gás responsável pelo aquecimento global e o mais emitido durante os processos de fabricação de materiais da construção civil, como a queima de combustíveis fósseis, reações químicas, descarbonatação do calcário, entre outros.

Com o objetivo de proporcionar maior familiarização com os dados, as Tabelas 4.4 e 4.5 apresentam, respectivamente, os indicadores de emissões de dióxido de carbono (expressos em kg de CO<sub>2</sub>) e de demanda de energia primária (em megajoules, MJ), correspondentes ao concreto dosado em central com resistência característica à compressão de 35 MPa, bem como ao vergalhão de aço CA-50.

Devido à variação nos processos de produção do concreto e dos vergalhões de aço, a ferramenta Sidac mostra indicadores com valores mínimos e máximos conforme explicado na sessão 2.5.

Tabela 4.4 – Indicadores para concreto dosado em central com  $f_{ck}$  de 35MPa

Indicador	Min	Max
Emissão de CO <sub>2</sub> (kg/m <sup>3</sup> )	256,6	373,6
Demanda de energia primária (MJ/m <sup>3</sup> )	1797	2849

Fonte: Sistema..., 2025

Tabela 4.5 – Indicadores para vergalhão de aço CA-50

Indicador	Min	Max
Emissão de CO <sub>2</sub> (kg/kg)	0,4259	1,061
Demanda de energia primária (MJ/kg)	8,025	16,05

Fonte: Sistema..., 2025



#### 4.5. Cálculo de indicadores de desempenho ambiental e comparação com edifícios brasileiros

Com o intuito de verificar o desempenho ambiental do projeto estudado, foi calculado alguns indicadores de desempenho ambiental. A metodologia de cálculo desses coeficientes foi seguida da mesma forma que o estudo conduzida por Belizario-Silva *et al.* (2024) e indicada nessa sessão.

Inicialmente, foi calculado a quantidade de material estrutural (*Structural Material Quantity* – SMQ), definido pela quantidade total de massa dos materiais estruturais utilizados, indicado pela equação (4.71).

$$SMQ = \frac{\sum_i (q_i * m_i)}{A} \quad (4.71)$$

Sendo:

$SMQ$  é a quantidade de material estrutural, em  $\text{kg/m}^2$

$q_i$  é a quantidade de material  $i$  na unidade declarada

$m_i$  é o fator de conversão para o material  $i$  da unidade declarada para kg

$A$  é a área total de construção, em  $\text{m}^2$ .

A massa de aço utilizada foi calculada anteriormente para utilização na sessão 4.4 e, portanto, foi necessário realizar apenas a conversão do volume de concreto para sua massa correspondente, utilizando o fator de conversão de  $2400 \text{ kg/m}^3$ .

No estudo de Belizario-Silva *et al.* (2024), foi calculado o carbono estrutural incorporado (*Structural embodied CO<sub>2</sub>* – SEC) que seguiu o mesmo cálculo da emissão de  $\text{CO}_2$  calculado na sessão 4.4.

Em seguida, foi calculada a intensidade de concreto (*Concrete intensity* – CI) que é definida pelo volume de concreto dividido pela área total de construção, mostrado na equação (4.72). Finalmente, foi calculado a taxa de armação (Reinforcement rate – RR) sendo a definido pela massa de aço necessária e o volume de concreto do elemento, indicada na equação (4.73).

$$CI = \frac{V_c}{A} \quad (4.72)$$

$$RR = \frac{m_s}{V_c} \quad (4.73)$$

Sendo:

$CI$  é a intensidade de concreto, em  $m^3/m^2$ ;

$V_c$  é o volume de concreto estrutural, em  $m^3$ ;

$A$  é a área total de construção, em  $m^2$ .

$RR$  é a taxa de armação, em  $kg/m^3$ ;

$m_s$  é a massa de aço necessária, em kg.

É válido ressaltar que o carbono estrutural incorporado (SEC) foi calculado para cada elemento e para a estrutura como um todo. Para comparação com demais projetos brasileiros foram utilizados valores e informações encontradas no estudo de benchmark realizado por Belizario-Silva *et. al* (2024).

**4.6. Cálculo do custo dos materiais de construção**

Finalmente, como a utilização dos coeficientes de segurança calibrados reduz o consumo de concreto, mantendo um consumo de aço próximo, foi verificado o custo esperado dos materiais de construção. Para isso, foi utilizado o Sistema Nacional de Pesquisa de Custos e Índices da Construção Civil (SINAPI) que possui referências brasileiras de custos para obras e serviços de engenharia (Caixa, 2024).

Como os volumes de concreto e as massas de aço já haviam sido previamente determinados, utilizaram-se os valores dos insumos apresentados na Tabela 4.6 para a estimativa do custo esperado. Optou-se pelos valores correspondentes ao estado de São Paulo, em razão de sua representatividade no setor da construção civil e por ser o local onde a pesquisa foi desenvolvida.

Tabela 4.6 – Custo de insumos da construção civil em São Paulo em dezembro de 2024

Código	Material	Unidade	Valor
32	Aço CA-50, 6,3 mm, vergalhão	R\$/kg	8,10
33	Aço CA-50, 8,0 mm, vergalhão	R\$/kg	8,14
34	Aço CA-50, 10,0 mm, vergalhão	R\$/kg	7,68
43055	Aço CA-50, 12,5 ou 16,0 mm, vergalhão	R\$/kg	6,65
43056	Aço CA-50, 20,0 ou 25,0 mm, vergalhão	R\$/kg	7,67
43057	Aço CA-50, 32,0 mm, vergalhão	R\$/kg	8,42
34495	Concreto usinado bombeado C35	R\$/m3	460,62

Fonte: Caixa, 2024.

Ademais, considerando que o impacto ambiental significativo foi observado apenas para as taxas de armadura convencionais, o custo esperado dos materiais foi calculado exclusivamente para essa configuração. Desse modo, foi realizado o cálculo esperado de cada elemento estrutural e verificado a redução do custo esperado dos insumos.

Por fim, ressalta-se que a análise considerou exclusivamente o custo esperado dos materiais estruturais — concreto e armadura de aço. Como o objetivo central desta pesquisa é avaliar a desmaterialização na construção civil, foram desconsiderados os custos relacionados à aquisição do terreno, mão de obra, acabamentos, fôrmas, escoramentos, entre outros. Embora o custo total de uma edificação dependa de diversos outros fatores, optou-se por restringir a análise aos materiais estruturais, por serem os parâmetros em avaliação e os que apresentam variações significativas.



## **5. RESULTADOS E DISCUSSÃO**

Nesta seção, foram apresentados os resultados e discussões seguindo a ordem indicada na metodologia. Inicialmente serão mostrados os resultados acerca das lajes, em seguida vigas e, finalmente, pilares. Por fim, é realizada uma comparação da emissão de CO<sub>2</sub> para o edifício inteiro.

### **5.1. Comparação de lajes dimensionadas com coeficientes normativos e lajes dimensionadas com coeficientes calibrado**

Inicialmente, foi realizado o dimensionamento das lajes utilizando os coeficientes parciais de segurança presentes nas normas brasileiras ABNT NBR 6118:2023 (Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2023a) e ABNT NBR 6120:2019 (Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2019). Foi variada a altura das lajes em cada dimensionamento, mantidas as cargas de utilização e permanentes.

Para as cargas de utilização distribuídas na laje, foi considerada uma sala de uso geral ou um sanitário de edifício comercial, equivalente a uma carga de 2,5 kN/m<sup>2</sup>. Por outro lado, para as cargas permanentes distribuídas na laje, foi considerado um revestimento de 5 cm para piso de edifício comercial e um piso de porcelanato de 1,5 cm. Assim, foi considerada uma carga permanente de 1,0 kN/m<sup>2</sup> para o revestimento e uma carga de 0,345 kN/m<sup>2</sup> para o piso. Como podem ser utilizados diferentes materiais e espessuras para o revestimento e piso, o valor total de carga permanente foi aproximado para 1,5 kN/m<sup>2</sup>.

Com o dimensionamento feito, foi calculada a taxa de armação média para cada tipo de armadura (positiva principal, positiva secundária, negativa principal, negativa secundária e armadura de bordo). O resultado desse cálculo pode ser visto nas Tabelas 5.1 e 5.2.

Tabela 5.1 – Taxa de armação média do pavimento de armações positivas em lajes dimensionadas com coeficientes de segurança das normas brasileiras.

Espessura	Positiva principal	Positiva secundária
8	0,364%	0,483%
9	0,283%	0,354%
10	0,223%	0,265%
11	0,198%	0,241%
12	0,186%	0,221%
13	0,192%	0,198%
14	0,178%	0,223%
15	0,166%	0,208%
16	0,195%	0,195%
17	0,183%	0,183%
18	0,173%	0,173%
19	0,164%	0,164%
20	0,156%	0,168%

Fonte: Autor.

Tabela 5.2 – Taxa de armação média do pavimento de armações negativas em lajes dimensionadas com coeficientes de segurança das normas brasileiras.

Espessura	Negativa principal	Negativa secundária	Negativa de bordo
8	0,502%	12,734%	0,258%
9	0,379%	0,465%	0,229%
10	0,314%	0,361%	0,225%
11	0,257%	0,283%	0,205%
12	0,222%	0,250%	0,187%
13	0,199%	0,227%	0,187%
14	0,176%	0,218%	0,196%
15	0,162%	0,204%	0,183%
16	0,191%	0,191%	0,191%
17	0,180%	0,180%	0,180%
18	0,170%	0,170%	0,170%
19	0,161%	0,161%	0,161%
20	0,153%	0,166%	0,159%

Fonte: Autor.

De acordo com a ABNT NBR 6118:2023 (Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2023a), a taxa de armação mínima é igual a 0,109% para armação positiva de lajes armadas nas 2 direções, 0,164% para armação negativa e 0,109% para armação de bordo. Como pode ser observado, a taxa para armadura negativa principal é inferior ao limite nas espessuras de 19 cm e 20 cm. Além disso, a taxa para armadura negativa secundária é inferior para a espessura de 19 cm.

Como houve duas espessuras seguidas em que a armação mínima foi alcançada, não existe necessidade de estudar espessuras com dimensões maiores. Além disso, as lajes com espessura de 19 cm e 20 cm foram excluídas do estudo por terem uma armadura calculada menor que a mínima permitida por norma.

Além disso, percebe-se um valor acima do limite da taxa de armação negativa secundária da laje com espessura de 8 cm, sendo que a armação máxima é de 8%. Isso ocorre quando o software encontra concentrações de esforços solicitantes em alguns pontos da laje. Além disso, considerando a dimensão da laje, cobrimentos necessários e o diâmetro das bitolas, verifica-se que, com uma espessura de 8 cm, não é possível posicionar todas as armações. Esses dois problemas causam um erro no software, resultando em armações não factíveis. Por se tratar da espessura mínima permitida pela norma e considerando estes erros, a laje com espessura de 8 cm foi descartada.

O mesmo procedimento foi realizado para as lajes dimensionadas com os coeficientes que foram calibrados utilizando a teoria da confiabilidade, com seus resultados sendo mostrados nas Tabelas 5.3 e 5.4.

Tabela 5.3 – Taxa de armação média do pavimento de armações positivas em lajes dimensionadas com coeficientes calibrados.

Espessura	Positiva principal	Positiva secundária
8	0,312%	0,398%
9	0,248%	0,303%
10	0,218%	0,265%
11	0,189%	0,227%
12	0,173%	0,208%
13	0,192%	0,192%
14	0,178%	0,223%
15	0,166%	0,208%
16	0,195%	0,195%
17	0,183%	0,183%
18	0,173%	0,173%
19	0,164%	0,164%
20	0,156%	0,168%

Fonte: Autor.

Tabela 5.4 – Taxa de armação média do pavimento de armações negativas em lajes dimensionadas com coeficientes calibrados.

Espessura	Negativa principal	Negativa secundária	Negativa de bordo
8	0,458%	4,032%	0,279%
9	0,353%	0,431%	0,242%
10	0,290%	0,346%	0,226%
11	0,253%	0,273%	0,205%
12	0,211%	0,243%	0,188%
13	0,190%	0,212%	0,177%
14	0,176%	0,218%	0,197%
15	0,163%	0,204%	0,183%
16	0,191%	0,191%	0,191%
17	0,180%	0,180%	0,180%
18	0,170%	0,170%	0,170%
19	0,161%	0,161%	0,161%
20	0,153%	0,166%	0,159%

Fonte: Autor.

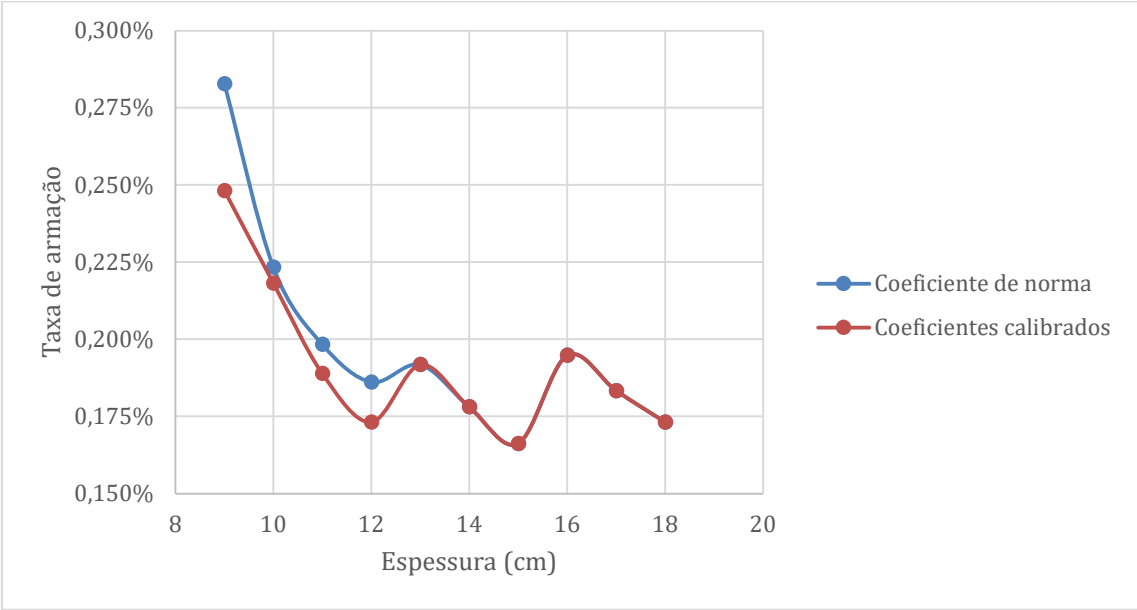
Verifica-se que as lajes dimensionadas com os coeficientes calibrados de espessura igual a 19 cm e 20 cm devem ser excluídas do estudo pelo mesmo motivo das lajes dimensionadas com os coeficientes de norma.

Além disso, os mesmos erros observados na espessura de 8 cm utilizando os coeficientes normativos também puderam ser observados na laje de 8 cm dimensionada utilizando os coeficientes calibrados. O aumento da taxa de armação negativa secundária foi ao encontrar uma concentração de tensões e da impossibilidade de alocação das bitolas na laje. Desse modo, a espessura de 8 cm também deve ser excluída do estudo.

Para facilitar a comparação entre os projetos dimensionados com coeficientes de norma e calibrados, os gráficos presentes nas Figuras 5.1 a 5.5 indicam a taxa de armação de todos os tipos de armação para cada espessura estudada.

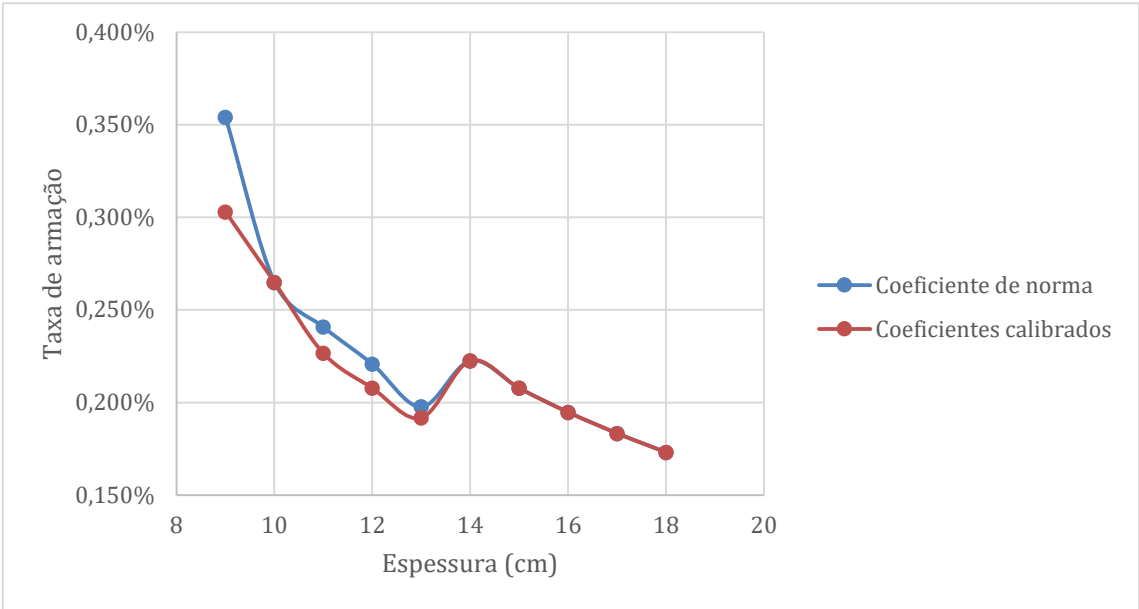


Figura 5.1 – Taxa de armadura positiva principal de lajes dimensionadas com coeficientes de norma e coeficientes calibrados.



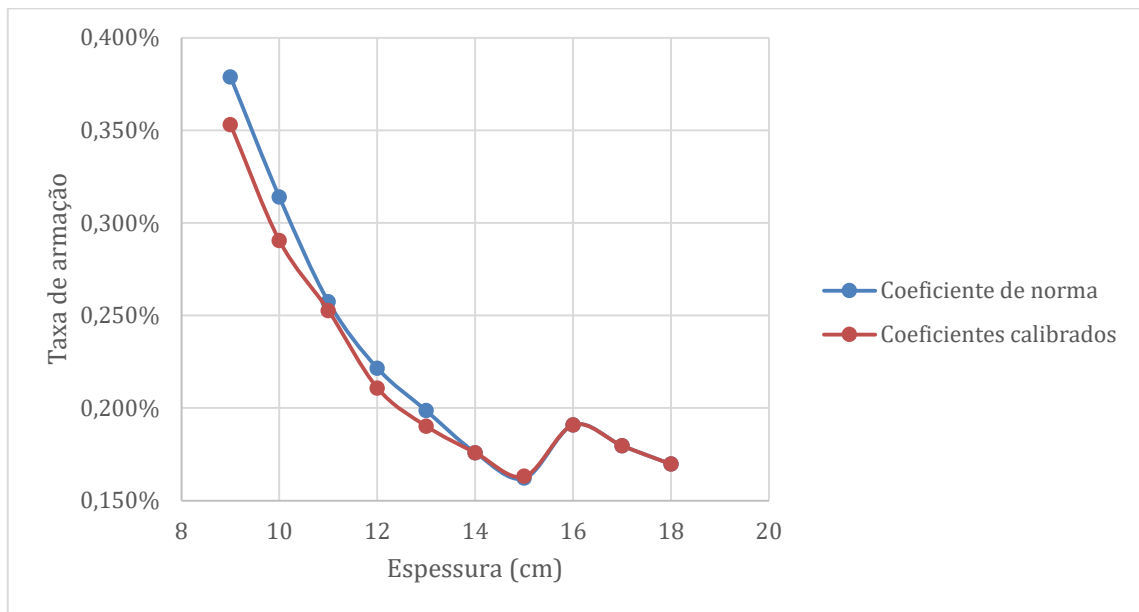
Fonte: Autor.

Figura 5.2 – Taxa de armadura positiva secundária de lajes dimensionadas com coeficientes de norma e coeficientes calibrados.



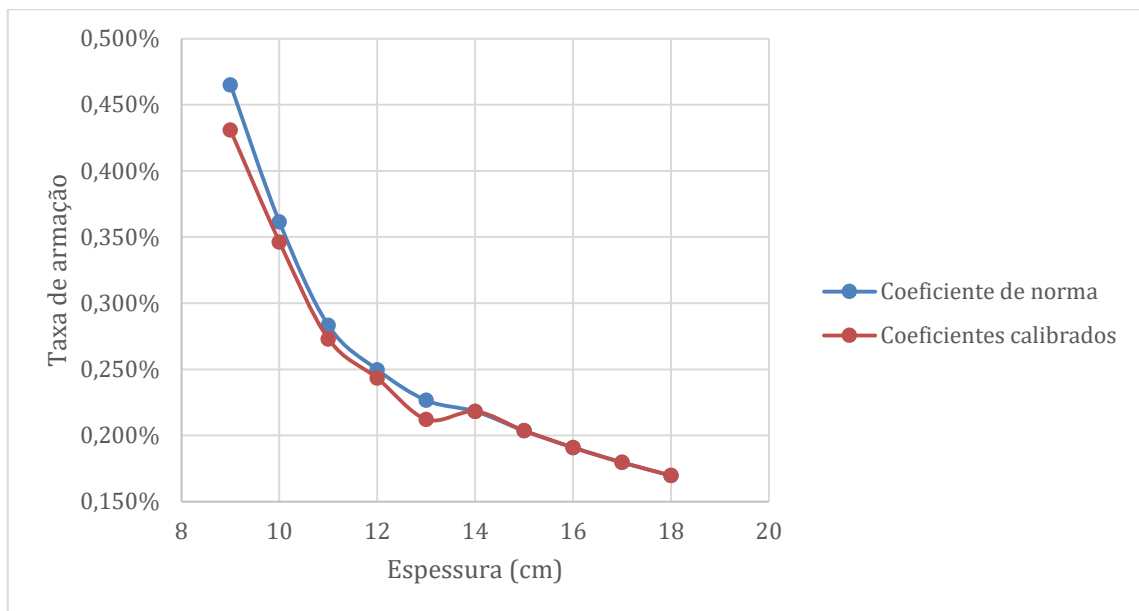
Fonte: Autor.

Figura 5.3 – Taxa de armadura negativa principal de lajes dimensionadas com coeficientes de norma e coeficientes calibrados.



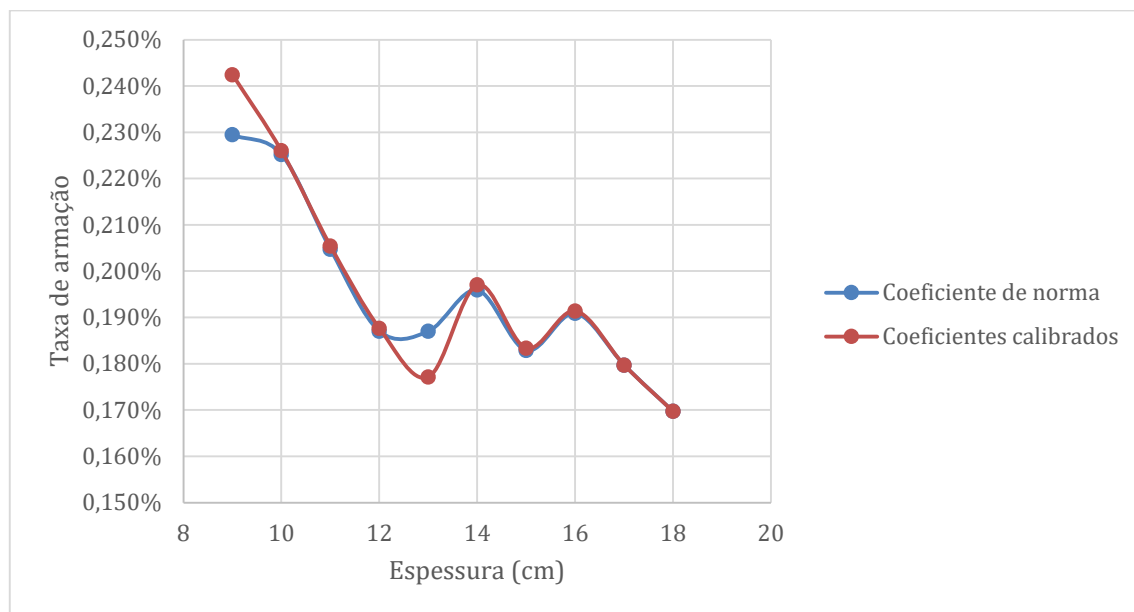
Fonte: Autor.

Figura 5.4 – Taxa de armadura negativa secundária de lajes dimensionadas com coeficientes de norma e coeficientes calibrados.



Fonte: Autor.

Figura 5.5 – Taxa de armadura de bordo de lajes dimensionadas com coeficientes de norma e coeficientes calibrados.



Fonte: Autor.

Ao analisar o comportamento apresentado na Figura 5.1, foi observado que ambos os gráficos exibem um comportamento decrescente até uma espessura de 12 cm. A partir da espessura de 13 cm, os gráficos se sobrepõem, apresentando uma oscilação. Essa oscilação pode ser atribuída à utilização do software TQS e ao seu método de dimensionamento de armações para lajes.

O software realiza o dimensionamento considerando o espaçamento das barras com um intervalo de 2,5 cm, o que implica que, entre as espessuras de 13 a 15 cm, a armação não se altera, resultando na redução da taxa de armação devido ao aumento do volume de concreto. O mesmo fenômeno é observado entre as espessuras de 16 a 18 cm.

Além disso, o aumento da taxa de armação entre as espessuras de 15 a 16 cm indica que o aumento da espessura da laje não proporciona um melhor aproveitamento do material, visto que a mesma solicitação exigiu maior quantidade de armaduras. Esses comportamentos também podem ser observados nas Figuras 5.2 a 5.5.

Verifica-se que a taxa de armação permanece praticamente inalterada para lajes com espessura de 14 cm ou superior, indicando que a utilização dos coeficientes calibrados não possui tanta influência no impacto ambiental desses elementos.

Para a escolha da espessura do projeto utilizando coeficientes normativos da taxa de armação “convencional”, foi realizado um pré-dimensionamento conforme indicado por Kimura *et. al* (2024), que recomenda que a espessura seja igual ao vão teórico dividido por 40. No caso específico do projeto em estudo, a espessura pré-dimensionada resultou em 12,5 cm. No entanto, como a pesquisa considerou apenas valores inteiros, foi adotado o valor de 13 cm para o estudo.

Analizando os gráficos apresentados nas Figuras 5.1 a 5.5, percebe-se que há uma pequena variação da taxa de armação entre a laje de 13 cm dimensionada com coeficientes de norma e a laje de 12 cm dimensionada com coeficientes calibrados, indicado na Tabela 5.5. Ainda assim, as lajes podem ser consideradas equivalentes em termos de taxa de armação.

Tabela 5.5 – Variação da taxa de armação entre a laje de 13 cm (coeficientes de norma) e laje de 12 cm (coeficientes calibrados).

Tipo de armação	Diferença
Positiva principal	0,0187%
Positiva secundária	-0,0100%
Negativa principal	-0,0122%
Negativa secundária	-0,0167%
Negativa de bordo	-0,0006%

Fonte: Autor.

Para realizar uma comparação inicial, foi calculada a carga de projeto total por área, utilizando os coeficientes parciais de norma e calibrados. Para a consideração da carga permanente, foi somado a carga de 1,5 kN/m<sup>2</sup> do revestimento e piso mais o peso próprio da laje. Além disso, foi calculado o peso do concreto armado para cada espessura de laje analisada. Finalmente, foi considerado uma carga variável total é igual a 2,5 kN/m<sup>2</sup>.

Para as lajes com armação convencional, estes valores levam a uma relação entre carga de utilização e carga permanente para lajes ( $q/g_{lajes}$ ) igual a 0,53 para lajes dimensionadas com coeficientes normativos e 0,56 para lajes dimensionadas com coeficientes calibrados. Essa diferença entre a relação entre essas razões, resulta em uma redução de 5,42% na carga total, como indicado na Tabela 5.7. Salienta-se que é considerada a redução da carga permanente total para o cálculo da diferença de carga entre os projetos.

A Tabela 5.6 indica as cargas permanentes e variáveis já majoradas pelos coeficientes de segurança e a Tabela 5.7 mostra a carga total por área e a redução percentual para cada projeto analisado. Vale ressaltar que os valores de  $\gamma_g$  e  $\gamma_q$  foram obtidos da Tabela 4.1.

Tabela 5.6 – Carga permanente e variável por área majoradas com coeficientes normativos e calibrados.

Tipo	Taxa de armação	Espessura da laje (cm)	$\gamma_g \cdot g$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\gamma_q \cdot q$ (kN/m <sup>2</sup> )
Coeficientes de norma	Máxima	9	5,25	3,5
	"Convencional"	13	6,65	3,5
	Mínima	18	8,4	3,5
Coeficientes calibrados	Máxima	9	4,875	3,75
	"Convencional"	12	5,85	3,75
	Mínima	18	7,8	3,75

Fonte: Autor.

Tabela 5.7 – Carga de projeto por área (em kN/m<sup>2</sup>) e sua respectiva redução.

Taxa de armação	Coeficientes de norma	Coeficientes calibrados	Redução
Máxima	8,75	8,625	1,43%
"Convencional"	10,15	9,6	5,42%
Mínima	11,9	11,55	2,94%

Fonte: Autor.

Salienta-se que foi utilizado um valor para o coeficiente parcial de segurança para cargas permanentes ( $\gamma_g$ ) igual a 1,3, ao invés do valor obtido na calibração de 1,2. Ao empregar o valor original, é possível obter uma redução de 9,85% para a taxa de armação convencional, utilizando uma espessura de laje igual a 13 cm para o projeto normativo e espessura igual a 12 cm para o projeto calibrado.

Com os projetos selecionados, foi realizada a comparação da emissão de CO<sub>2</sub> e demanda de energia primária para as três taxas de armação: máxima, mínima e “convencional”. Os resultados foram apresentados nas Tabelas 5.8 e 5.9.

Vale ressaltar que a ferramenta Sidac indica um intervalo para o desempenho ambiental dos elementos estudados e, por esse motivo, a emissão de CO<sub>2</sub> e demanda de energia primária são mostradas com valores de máximo e mínimo. Além disso, os valores adquiridos são referentes a lajes de um pavimento de 400 m<sup>2</sup>.

Tabela 5.8 – Emissão de CO<sub>2</sub> de lajes dimensionadas para o estudo (em kg de CO<sub>2</sub>/m<sup>2</sup>).

Taxa de armação	Emissão	Coeficientes de norma	Coeficientes calibrados
Máxima	Mínima	26,38	26,26
	Máxima	37,33	37,17
"Convencional"	Mínima	36,34	33,56
	Máxima	51,78	47,82
Mínima	Mínima	49,93	49,94
	Máxima	71,25	71,26

Fonte: Autor.

Tabela 5.9 – Demanda de energia primária de lajes dimensionadas para o estudo (MJ/m<sup>2</sup>) para taxa de armação máxima.

Taxa de armação	Demanda de energia	Coeficientes de norma	Coeficientes calibrados
Máxima	Mínima	214,7	212,6
	Máxima	316,6	314
"Convencional"	Mínima	281,7	260,3
	Máxima	422,4	390,3
Mínima	Mínima	383,8	383,9
	Máxima	577,6	577,8

Fonte: Autor.

Para a taxa de armação mínima, verifica-se que não houve variações expressivas do consumo de materiais entre os projetos, obtendo uma redução nula no consumo de concreto e um acréscimo de 3,6 kg no consumo de aço na construção de uma laje. Uma vez que a massa total de aço calculado para a construção dessa laje ultrapassa o valor de 2 t, essa variação é irrelevante para o projeto.

Para a taxa de armação máxima, também houve uma baixa variação do consumo de materiais, com uma redução de 77,6 kg no consumo de aço e variação nula no consumo de concreto. Isso resulta em uma redução média de 0,44% na emissão de CO<sub>2</sub> e 0,88% na demanda de energia primária.

Assim, conclui-se que o desempenho ambiental associado às taxas de armadura máxima e mínima não apresenta variações significativas, indicando que a adoção dos coeficientes calibrados, em substituição aos coeficientes normativos, não exerce influência relevante nesses casos.

Entretanto, pode-se verificar uma variação considerável para a taxa de armação “convencional”. Para o caso estudado, houve uma redução de 4 m<sup>3</sup> no consumo de concreto e de 117,9 kg de aço por pavimento, resultando em uma redução média de 7,65% na emissão de CO<sub>2</sub> e de 7,60% na demanda de energia primária. Para a dimensão da laje estudada (400 m<sup>2</sup>), isso reflete em uma redução média na emissão de carbono de 1,35 t de CO<sub>2</sub> e uma redução no consumo de 10,7 GJ de energia primária, ambos valores por pavimento.

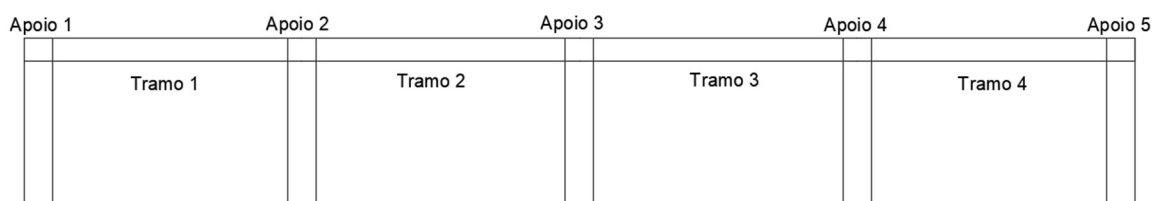
## 5.2. Comparação de vigas dimensionadas com coeficientes normativos e vigas dimensionadas com coeficientes calibrado

A seguir, são indicados o resultado do dimensionamento das vigas dimensionadas utilizando os coeficientes parciais de segurança obtidos em norma. Vale ressaltar que foram dimensionadas as vigas de borda, vigas intermediárias e vigas centrais.

Inicialmente, foi definida a espessura de laje a ser considerada, uma vez que seu peso próprio interfere nas cargas solicitantes das vigas. Para o projeto dimensionado com coeficientes normativos, foi considerada uma laje com espessura de 13 cm, enquanto, para o projeto dimensionado com coeficientes calibrados, foi considerada uma laje com espessura de 12 cm.

Em seguida, foi calculada a taxa de armação positiva necessária e taxa de armação positiva efetiva para cada tramo e apoio da viga. Finalmente, foi calculada a taxa de armação negativa necessária apenas para os tramos, bem como a taxa de armação transversal para a viga toda. Para facilitar o entendimento, a Figura 5.6 mostra a identificação dos tramos e apoios considerados na pesquisa.

Figura 5.6 – Identificação dos tramos e apoios das vigas estudadas.



Fonte: Autor.

As Tabelas 5.10 a 5.15 mostram a taxa de armação positiva necessária para as vigas calculadas com os coeficientes normativos e coeficientes calibrados de todas as tipologias de viga estudadas. Vale ressaltar que esse valor é o calculado pelas equações indicadas na seção 4.3.2, desconsiderando os valores de taxa de armação mínima permitida em norma.

Tabela 5.10 – Taxa de armação positiva necessária para as vigas de borda dimensionadas com coeficientes normativos.

h (cm)	Apoio 1 e 5	Tramo 1 e 4	Apoio 2 e 4	Tramo 2 e 3	Apoio 3
30	0,404%	0,452%	0,740%	0,270%	0,619%
32	0,334%	0,409%	0,641%	0,236%	0,543%
34	0,263%	0,369%	0,551%	0,207%	0,484%
36	0,231%	0,328%	0,463%	0,185%	0,408%
38	0,196%	0,304%	0,408%	0,166%	0,368%
40	0,168%	0,282%	0,360%	0,150%	0,335%
42	0,145%	0,263%	0,319%	0,137%	0,306%
44	0,121%	0,247%	0,284%	0,125%	0,281%
46	0,105%	0,232%	0,253%	0,116%	0,260%
48	0,093%	0,219%	0,226%	0,107%	0,241%
50	0,082%	0,207%	0,204%	0,100%	0,224%
55	0,061%	0,183%	0,161%	0,087%	0,189%
60	0,047%	0,163%	0,122%	0,078%	0,161%

Fonte: Autor.

Tabela 5.11 – Taxa de armação positiva necessária para as vigas de extremidade dimensionadas com coeficientes normativos.

h (cm)	Apoio 1 e 5	Tramo 1 e 4	Apoio 2 e 4	Tramo 2 e 3	Apoio 3
30	0,899%	0,933%	1,702%	0,554%	1,379%
32	0,711%	0,842%	1,468%	0,461%	1,164%
34	0,558%	0,790%	1,209%	0,403%	0,997%
36	0,488%	0,700%	1,016%	0,358%	0,871%
38	0,396%	0,619%	0,893%	0,320%	0,755%
40	0,338%	0,573%	0,756%	0,288%	0,685%
42	0,290%	0,533%	0,668%	0,261%	0,625%
44	0,251%	0,498%	0,591%	0,238%	0,573%
46	0,218%	0,467%	0,525%	0,218%	0,528%
48	0,191%	0,440%	0,448%	0,202%	0,469%
50	0,168%	0,415%	0,399%	0,188%	0,436%
55	0,119%	0,363%	0,305%	0,161%	0,366%
60	0,091%	0,322%	0,239%	0,142%	0,311%

Fonte: Autor.



Tabela 5.12 – Taxa de armação positiva necessária para as vigas centrais dimensionadas com coeficientes normativos.

h (cm)	Apoio 1 e 5	Tramo 1 e 4	Apoio 2 e 4	Tramo 2 e 3	Apoio 3
30	0,884%	0,915%	1,678%	0,557%	1,377%
32	0,699%	0,825%	1,444%	0,463%	1,162%
34	0,549%	0,774%	1,190%	0,405%	0,994%
36	0,461%	0,687%	1,001%	0,360%	0,869%
38	0,390%	0,607%	0,879%	0,322%	0,752%
40	0,333%	0,562%	0,744%	0,289%	0,682%
42	0,286%	0,523%	0,657%	0,262%	0,622%
44	0,247%	0,489%	0,582%	0,240%	0,570%
46	0,215%	0,458%	0,517%	0,220%	0,525%
48	0,189%	0,431%	0,441%	0,204%	0,466%
50	0,166%	0,407%	0,393%	0,190%	0,433%
55	0,118%	0,356%	0,303%	0,162%	0,363%
60	0,090%	0,315%	0,239%	0,144%	0,307%

Fonte: Autor.

Tabela 5.13 – Taxa de armação positiva necessária para as vigas de borda dimensionadas com coeficientes calibrados.

h (cm)	Apoio 1 e 5	Tramo 1 e 4	Apoio 2 e 4	Tramo 2 e 3	Apoio 3
30	0,379%	0,424%	0,695%	0,253%	0,580%
32	0,313%	0,368%	0,601%	0,221%	0,509%
34	0,247%	0,346%	0,516%	0,194%	0,435%
36	0,216%	0,308%	0,435%	0,173%	0,382%
38	0,184%	0,285%	0,382%	0,155%	0,345%
40	0,157%	0,265%	0,338%	0,140%	0,314%
42	0,130%	0,247%	0,299%	0,128%	0,287%
44	0,113%	0,231%	0,266%	0,117%	0,264%
46	0,099%	0,218%	0,237%	0,108%	0,243%
48	0,087%	0,205%	0,212%	0,101%	0,226%
50	0,077%	0,194%	0,192%	0,094%	0,210%
55	0,057%	0,171%	0,151%	0,081%	0,177%
60	0,044%	0,153%	0,114%	0,073%	0,151%

Fonte: Autor

Tabela 5.14 – Taxa de armação positiva necessária para as vigas de extremidade dimensionadas com coeficientes calibrados.

h (cm)	Apoio 1 e 5	Tramo 1 e 4	Apoio 2 e 4	Tramo 2 e 3	Apoio 3
30	0,875%	0,908%	1,660%	0,518%	1,343%
32	0,669%	0,793%	1,383%	0,434%	1,096%
34	0,525%	0,744%	1,139%	0,379%	0,938%
36	0,441%	0,633%	0,959%	0,337%	0,789%
38	0,373%	0,583%	0,809%	0,301%	0,711%
40	0,318%	0,540%	0,712%	0,271%	0,644%
42	0,273%	0,503%	0,629%	0,245%	0,588%
44	0,236%	0,469%	0,557%	0,224%	0,540%
46	0,206%	0,440%	0,474%	0,205%	0,478%
48	0,180%	0,414%	0,422%	0,190%	0,442%
50	0,158%	0,391%	0,376%	0,177%	0,410%
55	0,112%	0,342%	0,287%	0,151%	0,345%
60	0,086%	0,303%	0,225%	0,133%	0,293%

Fonte: Autor.

Tabela 5.15 – Taxa de armação positiva necessária para as vigas centrais dimensionadas com coeficientes calibrados.

h (cm)	Apoio 1 e 5	Tramo 1 e 4	Apoio 2 e 4	Tramo 2 e 3	Apoio 3
30	0,833%	0,862%	1,580%	0,502%	1,250%
32	0,658%	0,778%	1,361%	0,436%	1,094%
34	0,517%	0,730%	1,121%	0,381%	0,936%
36	0,434%	0,621%	0,943%	0,339%	0,787%
38	0,367%	0,572%	0,796%	0,303%	0,708%
40	0,313%	0,530%	0,701%	0,272%	0,642%
42	0,269%	0,493%	0,619%	0,247%	0,585%
44	0,233%	0,460%	0,548%	0,225%	0,537%
46	0,203%	0,432%	0,467%	0,207%	0,475%
48	0,178%	0,406%	0,416%	0,192%	0,439%
50	0,156%	0,383%	0,370%	0,178%	0,407%
55	0,111%	0,335%	0,286%	0,153%	0,342%
60	0,085%	0,297%	0,225%	0,135%	0,289%

Fonte: Autor.

Para a classe de resistência de concreto estudada (C35), a taxa de armação mínima permitida em norma é igual a 0,164% da área da seção transversal de concreto.

Nas vigas de borda dimensionadas com coeficientes normativos, verifica-se que a taxa de armação calculada é inferior à taxa de armação mínima para os tramos 2 e 3 para alturas iguais ou superiores a 40 cm. O mesmo ocorre para os tramos 1 e 4 apenas para a altura de 60 cm, indicando que esses tramos são mais solicitados do que os demais. Nos apoios, a armação

calculada é inferior que a mínima a partir da altura de 42 cm nos apoios 1 e 5, a partir da altura de 55 cm para os apoios 2 e 4 e apenas para a altura de 60 cm para o apoio 3.

As vigas intermediárias e centrais dimensionadas com coeficientes normativos possuem comportamentos parecidos, uma vez que possuem valores de solicitações próximas. O valor da taxa de armação calculada dessas vigas é inferior à taxa de armação mínima permitida em norma para as alturas iguais ou superiores a 55 cm para os tramos 2 e 3, bem como para os apoios 1 e 5. A partir dessas informações, as alturas de 55 cm e 60 cm foram excluídas da pesquisa, uma vez que levam à taxas de armações inferiores à mínima exigida pela norma.

Considerando as taxas de armação calculadas e os diâmetros de barras comerciais, as taxas de armação positiva efetiva foram calculadas e indicadas nas Tabelas 5.16 a 5.18.

Tabela 5.16 – Taxa de armação positiva efetiva para as vigas de borda dimensionadas com coeficientes normativos.

h (cm)	Apoio 1 e 5	Tramo 1 e 4	Apoio 2 e 4	Tramo 2 e 3	Apoio 3
30	0,4134%	0,5512%	0,8612%	0,3527%	0,6459%
32	0,3307%	0,5167%	0,8074%	0,2480%	0,6055%
34	0,3112%	0,4863%	0,5699%	0,2334%	0,4863%
36	0,2296%	0,3445%	0,5382%	0,2205%	0,4593%
38	0,2089%	0,3263%	0,4351%	0,1727%	0,4351%
40	0,1984%	0,3100%	0,4134%	0,1641%	0,4134%
42	0,1890%	0,2953%	0,3937%	0,1890%	0,3076%
44	0,1804%	0,2818%	0,2936%	0,1804%	0,2818%
46	0,1725%	0,2696%	0,2696%	0,1725%	0,2696%
48	0,1653%	0,2205%	0,2584%	0,1653%	0,2584%
50	0,1653%	0,2116%	0,2116%	0,1653%	0,2480%

Fonte: Autor.

Tabela 5.17 – Taxa de armação positiva efetiva para as vigas de extremidade dimensionadas com coeficientes normativos.

h (cm)	Apoio 1 e 5	Tramo 1 e 4	Apoio 2 e 4	Tramo 2 e 3	Apoio 3
30	1,0582%	1,0582%	1,7224%	0,6459%	1,6535%
32	0,8074%	0,9921%	1,5501%	0,5167%	1,3228%
34	0,5699%	0,9337%	1,4589%	0,4863%	1,2450%
36	0,5382%	0,8819%	1,1758%	0,3588%	0,8819%
38	0,4351%	0,8354%	1,1139%	0,3263%	0,8354%
40	0,4134%	0,6459%	0,7937%	0,3100%	0,7937%
42	0,2953%	0,6151%	0,7559%	0,2953%	0,7559%
44	0,2818%	0,5872%	0,7215%	0,2405%	0,7215%
46	0,2300%	0,5616%	0,5616%	0,2300%	0,5616%
48	0,2205%	0,4409%	0,5382%	0,2205%	0,5382%
50	0,2116%	0,4233%	0,5167%	0,2116%	0,5167%

Fonte: Autor.

Tabela 5.18 – Taxa de armação positiva efetiva para as vigas centrais dimensionadas com coeficientes normativos.

h (cm)	Apoio 1 e 5	Tramo 1 e 4	Apoio 2 e 4	Tramo 2 e 3	Apoio 3
30	1,0582%	1,0582%	1,7224%	0,6459%	1,6535%
32	0,8074%	0,9921%	1,5501%	0,5167%	1,3228%
34	0,5699%	0,9337%	1,4589%	0,4863%	1,2450%
36	0,5382%	0,8819%	1,1758%	0,4593%	0,8819%
38	0,4351%	0,6799%	1,1139%	0,3263%	0,8354%
40	0,4134%	0,6459%	0,7937%	0,3100%	0,7937%
42	0,2953%	0,6151%	0,7559%	0,2953%	0,7559%
44	0,2818%	0,5872%	0,7215%	0,2405%	0,7215%
46	0,2300%	0,4601%	0,5616%	0,2300%	0,5616%
48	0,2205%	0,4409%	0,5382%	0,2205%	0,5382%
50	0,2116%	0,5167%	0,4233%	0,2116%	0,5167%

Fonte: Autor.

Tabela 5.19 – Taxa de armação positiva efetiva para as vigas de borda dimensionadas com coeficientes calibrados.

h (cm)	Apoio 1 e 5	Tramo 1 e 4	Apoio 2 e 4	Tramo 2 e 3	Apoio 3
30	0,4134%	0,4306%	0,7055%	0,2646%	0,6459%
32	0,3307%	0,4037%	0,6614%	0,2480%	0,6055%
34	0,2432%	0,3647%	0,5699%	0,2334%	0,4863%
36	0,2205%	0,3445%	0,4593%	0,2205%	0,4593%
38	0,2089%	0,3263%	0,4351%	0,1727%	0,4351%
40	0,1641%	0,3100%	0,4134%	0,1641%	0,3229%
42	0,1890%	0,2520%	0,3076%	0,1890%	0,2953%
44	0,1804%	0,2936%	0,2818%	0,1804%	0,2818%
46	0,1725%	0,2300%	0,2696%	0,1725%	0,2696%
48	0,1653%	0,2205%	0,2584%	0,1653%	0,2584%
50	0,1653%	0,2116%	0,2116%	0,1653%	0,2116%

Fonte: Autor.

Tabela 5.20 – Taxa de armação positiva efetiva para as vigas de extremidade dimensionadas com coeficientes calibrados.

h (cm)	Apoio 1 e 5	Tramo 1 e 4	Apoio 2 e 4	Tramo 2 e 3	Apoio 3
30	1,0582%	1,0582%	1,7224%	0,5512%	1,6535%
32	0,6614%	0,9921%	1,5501%	0,5167%	1,3228%
34	0,5699%	0,9337%	1,2450%	0,3799%	0,9337%
36	0,4593%	0,7177%	1,1758%	0,3445%	0,8819%
38	0,4351%	0,6799%	0,8354%	0,3263%	0,8354%
40	0,3229%	0,6459%	0,7937%	0,3100%	0,7937%
42	0,2953%	0,5039%	0,7559%	0,2520%	0,7559%
44	0,2405%	0,5872%	0,5872%	0,2405%	0,5872%
46	0,2300%	0,5616%	0,5616%	0,2300%	0,5616%
48	0,2205%	0,4306%	0,4409%	0,2205%	0,5382%
50	0,1653%	0,4233%	0,3875%	0,2116%	0,5167%

Fonte: Autor.

Tabela 5.21 – Taxa de armação positiva efetiva para as vigas centrais dimensionadas com coeficientes calibrados.

h (cm)	Apoio 1 e 5	Tramo 1 e 4	Apoio 2 e 4	Tramo 2 e 3	Apoio 3
30	1,0582%	1,0582%	1,6535%	0,5512%	1,6535%
32	0,6614%	0,9921%	1,5501%	0,5167%	1,3228%
34	0,5699%	0,9337%	1,2450%	0,4863%	0,9337%
36	0,4593%	0,7177%	1,1758%	0,3445%	0,8819%
38	0,4351%	0,6799%	0,8354%	0,3263%	0,8354%
40	0,3229%	0,6459%	0,7937%	0,3100%	0,7937%
42	0,2953%	0,5039%	0,7559%	0,2520%	0,6151%
44	0,2405%	0,5872%	0,5872%	0,2405%	0,5872%
46	0,2300%	0,4601%	0,5616%	0,2300%	0,5616%
48	0,2205%	0,4306%	0,4409%	0,2205%	0,4409%
50	0,1653%	0,3875%	0,3875%	0,2116%	0,5167%

Fonte: Autor.

Uma das verificações necessárias no dimensionamento de vigas é o ELS-DEF que verifica deformações excessivas. Nos casos estudados, a flecha imediata calculada sempre era inferior ao limite, porém, ao considerar o efeito de fluência e utilizar a armação comprimida calculada, o valor da flecha diferida no tempo supera o valor limite nas vigas com menores alturas. Como a pesquisa buscava encontrar os valores de armação máxima permitida em norma, foi utilizada uma armação comprimida superior à calculada para reduzir a deformação ao longo do tempo. Desse modo, foi possível encontrar taxas de armação próximas à máxima permitida em norma. Vale ressaltar que isso não é uma prática comum e foi realizada apenas para efeitos desta pesquisa.

As Tabelas 5.22 e 5.23 indicam as taxas de armação comprimidas efetiva considerando a necessidade de armação dupla ou de armação comprimida superior à calculada devido a deformações excessivas. Não foram mostradas as tabelas para a taxa de armação comprimida para as vigas de borda, uma vez que as solicitações nesta tipologia de viga são baixas e, portanto, resultaram em armações comprimidas nulas.

Tabela 5.22 – Taxa de armação comprimida efetiva para as vigas dimensionadas com coeficientes normativos.

h (cm)	Vigas intermediárias		Vigas centrais	
	Tramo 1 e 4	Tramo 2 e 3	Tramo 1 e 4	Tramo 2 e 3
30	5,64%	2,58%	5,64%	2,58%
32	2,07%	1,55%	2,07%	1,55%
34	0,97%	0,62%	0,97%	0,62%
36	0,36%	0,00%	0,36%	0,00%
38	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%
40	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%
42	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%
44	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%
46	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%
48	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%
50	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%

Fonte: Autor.

Tabela 5.23 – Taxa de armação comprimida efetiva para as vigas de extremidade dimensionadas com coeficientes calibrados.

h (cm)	Vigas intermediárias		Vigas centrais	
	Tramo 1 e 4	Tramo 2 e 3	Tramo 1 e 4	Tramo 2 e 3
30	4,23%	2,20%	4,23%	2,20%
32	1,61%	1,32%	1,55%	1,55%
34	0,62%	0,00%	0,62%	0,00%
36	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%
38	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%
40	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%
42	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%
44	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%
46	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%
48	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%
50	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%

Fonte: Autor.

Para a altura igual a 30 cm, verifica-se que a armação comprimida somada a armação positiva (ou tracionada) supera a taxa máxima permitida em norma de 4% em todos os casos nos tramos 1 e 4. Dessa forma, essa altura também foi desconsiderada do estudo para a comparação entre os projetos dimensionados com coeficientes obtidos em norma e os coeficientes calibrados.

Para o estudo da taxa de armação convencional, a altura das vigas utilizando os coeficientes normativos foi definida a partir do pré-dimensionamento indicado por Kimura *et*

al. (2024) indicado uma relação entre a altura da viga contínua e seu vão (L) que varia entre  $L/12$  e  $L/15$ . Por motivos construtivos, foi considerado apenas valores inteiros que foram arredondados com um valor superior ao indicado, sendo estudadas as vigas com alturas entre 34 cm e 42 cm.

Para a seleção das alturas a serem comparadas, inicialmente, foi calculada a média da taxa de armadura positiva efetiva para cada apoio e tramo, considerando vigas de borda, vigas intermediárias e vigas centrais. A partir desses valores, em seguida, foi determinada a média para cada altura estudada, buscando-se a menor variação desses valores entre os projetos dimensionados com coeficientes normativos e aqueles com coeficientes calibrados.

As Tabelas 5.24 a 5.26 indicam a diferença das médias de taxa de armação para a escolha das alturas das vigas para cada projeto. Vale ressaltar que foi calculada a média da taxa de armação do projeto utilizando coeficientes normativos menos a média da taxa de armação do projeto utilizando coeficientes calibrados.

Tabela 5.24 – Diferença de média da taxa de armação positiva efetiva para definição das alturas para comparação para taxa de armação “convencional”.

Altura (cm)		Diferença de média de $\rho_l$
Norma	Calibrado	
42	42	0,036%
42	40	-0,018%
40	40	0,021%
40	38	-0,025%
38	38	0,046%
38	36	-0,020%
36	36	0,042%
36	34	-0,036%
34	34	0,087%
34	32	-0,055%

Fonte: Autor.

Tabela 5.25 – Diferença de média da taxa de armação positiva efetiva para definição das alturas para comparação para taxa de armação mínima.

Altura (cm)		Diferença de média de $\rho_l$
Norma	Calibrado	
50	50	0,025%
50	48	0,002%
48	48	0,017%

Fonte: Autor.



Tabela 5.26 – Diferença de média da taxa de armação positiva efetiva para definição das alturas para comparação para taxa de armação máxima.

Altura (cm)		Diferença de média de $\rho_l$
Norma	Calibrado	
34	34	0,087%
34	32	-0,055%
32	32	0,038%

Fonte: Autor.

Para a taxa de armação “convencional”, foram escolhidas vigas com altura igual a 42 cm para o projeto utilizando coeficientes normativos e uma altura igual a 40 cm para o projeto utilizando coeficientes calibrados. Para a taxa de armação mínima, foi escolhida uma altura igual a 50 cm para o projeto normativo e uma altura igual a 48 cm para o projeto calibrado. Por fim, para a taxa de armação mínima, em ambos os projetos, foi escolhida uma altura igual a 32 cm.

Com as alturas de cada projeto selecionadas, foi realizado o cálculo do comprimento dos fios longitudinais para as armações positivas e negativas. Por motivos construtivos, é necessário prolongar ao menos duas barras na parte inferior da viga e duas barras na parte superior para servirem de porta estribos. Com o diâmetro e número de barras definidos, ao menos duas barras foram prolongadas de apoio a apoio. Os demais cálculos de comprimento de ancoragem e decalagem também foram realizados. Com o comprimento de todas as barras calculado, foi feito o cálculo da massa final de aço para cada diâmetro, sendo esses valores mostrados nas Tabelas 5.27 a 5.32.

Tabela 5.27 – Comprimento e massa de aço total necessária para vigas de 42 cm de altura utilizando coeficientes de norma.

$\varnothing$ (mm)	n*c (m)	Peso linear (kg/m)	Peso (kg)
6,3	1083,6	0,245	265,482
8	190	0,395	75,05
10	482	0,617	297,394
12,5	254	0,963	244,602
16	217,9	1,578	343,8462

Fonte: Autor.

Tabela 5.28 – Comprimento e massa de aço total necessária para vigas de 40 cm de altura utilizando coeficientes calibrados.

Ø (mm)	n*c (m)	Peso linear (kg/m)	Peso (kg)
6,3	331,877	0,245	81,30987
8	0	0,395	0
10	235,8174	0,617	145,4993
12,5	358,236	0,963	344,9813
16	344,3196	1,578	543,3363

Fonte: Autor.

Tabela 5.29 – Comprimento e massa de aço total necessária para vigas de 50 cm de altura utilizando coeficientes de norma.

Ø (mm)	n*c (m)	Peso linear (kg/m)	Peso (kg)
6,3	1175	0,245	287,875
8	698	0,395	275,71
10	143	0,617	88,231
12,5	303,4	0,963	292,1742
16	117,2	1,578	184,9416

Fonte: Autor.

Tabela 5.30 – Comprimento e massa de aço total necessária para vigas de 48 cm de altura utilizando coeficientes de calibrados.

Ø (mm)	n*c (m)	Peso linear (kg/m)	Peso (kg)
6,3	1128	0,245	276,36
8	806	0,395	318,37
10	324,8	0,617	200,4016
12,5	104,8	0,963	100,9224
16	123	1,578	194,094

Fonte: Autor.

Tabela 5.31 – Comprimento e massa de aço total necessária para vigas de 32 cm de altura utilizando coeficientes de norma.

Ø (mm)	n*c (m)	Peso linear (kg/m)	Peso (kg)
6,3	1237,6	0,245	303,212
8	198,8	0,395	78,526
10	331,2	0,617	204,3504
12,5	225	0,963	216,675
16	247,4	1,578	390,3972
20	466	2,466	1149,156
25	0	3,853	0

Fonte: Autor.

Tabela 5.32 – Comprimento e massa de aço total necessária para vigas de 32 cm de altura utilizando coeficientes de calibrados.

Ø (mm)	n*c (m)	Peso linear (kg/m)	Peso (kg)
6,3	1220,6	0,245	299,047
8	198,8	0,395	78,526
10	194,4	0,617	119,9448
12,5	172	0,963	165,636
16	485	1,578	765,33
20	133,8	2,466	1428,484
25	124,8	3,853	2557,921

Fonte: Autor.

Com as quantidades de materiais definidas para as vigas, foi utilizado a ferramenta Sidac para obter os indicadores de desempenho ambiental: emissão de CO<sub>2</sub> e demanda de energia primária. Os resultados foram indicados nas Tabelas 5.33 a 5.34 para um pavimento de 400 m<sup>2</sup>.

Tabela 5.33 – Emissão de CO<sub>2</sub> de vigas dimensionadas para o estudo (em kg de CO<sub>2</sub>/m<sup>2</sup>).

Taxa de armação	Emissão	Coeficientes de norma	Coeficientes calibrados
Máxima	Mínima	11,36	11,23
	Máxima	16,51	16,26
"Convencional"	Mínima	12,32	11,65
	Máxima	17,38	16,44
Mínima	Mínima	14,15	13,59
	Máxima	19,99	19,2

Fonte: Autor.

Tabela 5.34 – Demanda de energia primária de vigas dimensionadas para o estudo (MJ/m<sup>2</sup>) para taxa de armação “convencional”.

Taxa de armação	Demanda de energia	Coeficientes de norma	Coeficientes calibrados
Máxima	Mínima	105,3	98,92
	Máxima	153,9	144,7
"Convencional"	Mínima	112,7	110,4
	Máxima	169,5	165,6
Mínima	Mínima	116,9	112,4
	Máxima	171,7	165,1

Fonte: Autor.

Para a taxa de armação “convencional”, houve uma redução de 0,76 m<sup>3</sup> no consumo de concreto e de 111,24 kg de aço por pavimento, resultando em uma redução média de 5,42% na emissão de CO<sub>2</sub> e de 6,01% na demanda de energia primária. Para a planta estudada, isso se

traduz em uma redução de 322 kg da emissão de CO<sub>2</sub> e de 3116 MJ na demanda de energia primária, ambos valores por pavimento.

Para a taxa de armação máxima, não houve variação no consumo de concreto, com uma redução no consumo de aço de 103,03 kg por pavimento. Isso se traduz em uma redução média de 1,36% na emissão de CO<sub>2</sub> e de 2,20% na demanda de energia primária, o que podem ser considerados irrelevantes para o projeto.

Por fim, para a taxa de armação mínima, verificou-se uma redução no consumo de concreto do pavimento em 0,76 m<sup>3</sup> e uma redução de 38,78 kg de aço entre os projetos estudados. Isso resulta em uma redução média de 3,95% na emissão de CO<sub>2</sub> e 3,85% na demanda de energia primária.

A questão de comparação com problemas de confiabilidade, também foi verificada a razão entre a carga de utilização com a carga permanente para as vigas ( $q/g_{vigas}$ ), considerando as cargas indicadas para as lajes (carga de revestimento e peso próprio da laje) e somado o peso suportado pelas vigas (peso próprio das vigas e paredes).

Como forma de aproximação, foi calculado o peso total das paredes e dividido pela área do pavimento, obtendo um valor de 2,25 kN/m<sup>2</sup>. Além disso, como as cargas de utilização são apresentadas em kN/m<sup>2</sup>, foi calculado o peso total das vigas de um pavimento e dividido por sua área.

Assim, tem-se uma razão  $q/g_{vigas}$  igual a 0,31 para o projeto dimensionado com coeficientes de norma e igual a 0,32 para o projeto dimensionado com coeficientes calibrados. Ao majorar as cargas de utilização e permanentes de cada projeto, é possível verificar uma redução de 6,37% para as vigas com taxa de armação convencional.

De acordo com os resultados obtidos para as vigas, verifica-se que a maior variação no desempenho ambiental pode ser observada com as taxas de armações convencionais. Para a taxa de armação máxima, a redução da emissão de CO<sub>2</sub> foi pouco relevante. Para a taxa de armação mínima, a variação do desempenho ambiental foi intermediária quando comparada com as outras duas taxas de armação. Ao considerar o efeito das lajes em conjunto às vigas, verifica-se que o desempenho ambiental não é significativamente afetado.

Considerando os resultados obtidos na seção 5.1 para as lajes e os resultados obtidos nessa seção, conclui-se que o desempenho ambiental para as taxas de armação máxima e mínima não são alterados significativamente, indicando que a utilização dos coeficientes

calibrados, em substituição dos coeficientes normativos, não possui influência relevante nestes casos. Desse modo, foi realizado um pré-dimensionamento para os pilares e foi feita a comparação apenas para esses valores.

### 5.3. Comparação de pilares dimensionados com coeficientes normativos e pilares dimensionados com coeficientes calibrados

Inicialmente, é necessário realizar o pré-dimensionamento da dimensão dos pilares e obter a força normal adimensional de cada tipo de pilar utilizando os coeficientes parciais de segurança obtidos na norma. O pré-dimensionamento dos pilares é mostrado na Tabela 5.35 e o valor da força adimensional é mostrado na Tabela 5.36 para os pavimentos 1, 5, 6 e 10.

Tabela 5.35 – Resultado do pré-dimensionamento dos pilares.

Tipo de pilar	Tipo de pavimento	Seção transversal
Canto (P-ID-1)	Inferiores	30x30
	Superiores	22x22
Extremidade (P-ID-2 e 3)	Inferiores	39x39
	Superiores	28x28
Central (P-ID-4 a 6)	Inferiores	51x51
	Superiores	37x37

Fonte: Autor.

A escolha dos pilares dimensionados com coeficientes calibrados foi feita a partir do cálculo da força normal adimensional variando a dimensão do lado do pilar quadrado. Em todos os casos, a menor variação desse coeficiente foi a redução do lado do pilar em 1 cm de cada lado. A Tabela 5.36 também indica a força normal adimensional ( $v$ ) do projeto dimensionado com coeficientes calibrados, bem como a diferença percentual entre as forças normais adimensionais. Vale ressaltar que as diferenças indicadas foram as menores encontradas dentre todas as comparações realizadas.

Na tabela 5.36, nota-se que as dimensões adotadas para os tipos P-ID-2 e P-ID-3 são idênticas. Isso também vale para os tipos P-ID-4, P-ID-5 e P-ID-6. Essa diferenciação foi realizada na Seção 4.3.3.2 com o objetivo de distinguir pilares submetidos a diferentes esforços solicitantes. No entanto, esses esforços são suficientemente próximos para que, ao realizar a comparação da força normal adimensional, a seção transversal permaneça a mesma.

Após realizar o cálculo da área de aço necessária e do volume de aço para cada tipo de projeto, foi possível obter o peso final de aço necessário para o edifício todo, bem como o volume de concreto necessário para a construção de todos os pilares. O volume de concreto e peso total de aço consumido pelos pilares se encontram na Tabela 5.37.

Com o volume de concreto e peso total de aço, é possível utilizar a ferramenta Sidac para obter os indicadores de desempenho ambiental para todo o edifício. Como os indicadores anteriores foram obtidos em função da área, foi indicado como saída a área total do edifício

Tabela 5.36 – Força normal adimensional dos pilares dimensionados com coeficientes normativos e coeficientes calibrados e sua diferença percentual.

Tipo	Pavimento estudado	Seção com coeficiente de norma	u do coeficiente de norma	Seção com coeficiente calibrado	u do coeficiente calibrado	Diferença de u
P-ID-1	1	30x30	0,449	29x29	0,455	-1,52%
	5	30x30	0,259	29x29	0,263	-1,60%
	6	22x22	0,395	21x21	0,412	-4,23%
	10	22x22	0,076	21x21	0,080	-4,22%
P-ID-2	1	39x39	0,547	38x38	0,551	-0,78%
	5	39x39	0,324	38x38	0,327	-0,94%
	6	28x28	0,520	27x27	0,535	-2,86%
	10	28x28	0,103	27x27	0,106	-2,84%
P-ID-3	1	39x39	0,519	38x38	0,523	-0,71%
	5	39x39	0,305	38x38	0,308	-0,87%
	6	28x28	0,489	27x27	0,502	-2,78%
	10	28x28	0,095	27x27	0,098	-2,75%
P-ID-4	1	51x51	0,618	50x50	0,619	-0,07%
	5	51x51	0,369	50x50	0,370	-0,15%
	6	37x37	0,584	36x36	0,593	-1,70%
	10	37x37	0,119	36x36	0,121	-1,71%
P-ID-5	1	51x51	0,589	50x50	0,589	0,00%
	5	51x51	0,350	50x50	0,351	-0,08%
	6	37x37	0,553	36x36	0,562	-1,63%
	10	37x37	0,111	36x36	0,113	-1,63%
P-ID-6	1	51x51	0,564	50x50	0,564	0,07%
	5	51x51	0,335	50x50	0,335	-0,01%
	6	37x37	0,527	36x36	0,535	-1,56%
	10	37x37	0,104	36x36	0,106	-1,55%

Fonte: Autor.

Tabela 5.37 – Volume de concreto e peso total de aço necessário para os pilares dos projetos com coeficientes normativos e coeficientes calibrados.

Tipo de coeficiente	Volume total de concreto (m3)	Peso total de aço (kg)
De norma	103,389	14790,176
Calibrado	98,052	14772,271

Fonte: Autor

Tabela 5.38 – Emissão de CO<sub>2</sub> de pilares dimensionados para o estudo (em kg de CO<sub>2</sub>/m<sup>2</sup>).

Emissão	Coeficientes de norma	Coeficientes calibrados
Mínima	8,98	8,618
Máxima	12,81	12,32

Fonte: Autor.

Tabela 5.39 – Demanda de energia primária de pilares dimensionados para o estudo (MJ/m<sup>2</sup>).

Demanda de energia	Coeficientes de norma	Coeficientes calibrados
Mínima	84,42	81,75
Máxima	124,7	121

Fonte: Autor.

Para os pilares estudados, houve uma redução de 5,34 m<sup>3</sup> no consumo de concreto e de 17,9 kg de aço para todo o edifício, resultando em uma redução média de 3,91% na emissão de CO<sub>2</sub> e de 3,05% na demanda de energia primária. Para a planta estudada, isso se traduz em uma redução de 1,7 t da emissão de CO<sub>2</sub> e de 12,74 GJ na demanda de energia primária.

A fim de realizar futuras comparações com problemas de confiabilidade, é possível calcular a relação entre as cargas de utilização e as cargas permanentes para os pilares ( $q/g_{pilares}$ ). Como os pilares possuem duas faixas com dimensões diferentes, essa razão foi calculada para os pilares superiores e inferiores de ambos os projetos. Assim, tem-se uma razão  $q/g_{pilares}$  igual a 0,30 para os pilares superiores normativos e igual a 0,31 para os pilares superiores calibrados. Para os pilares inferiores, tem-se uma razão  $q/g_{pilares}$  igual a 0,29 para o projeto normativo e igual a 0,30 para o projeto calibrado. Ao calcular a redução de carga total entre os projetos, observa-se uma redução de 6,64% ao analisar os pilares superiores e uma redução de 6,69% ao analisar os pilares inferiores.

#### 5.4. Comparação do desempenho ambiental do edifício

De forma a facilitar a compreensão do cálculo do desempenho ambiental da emissão de CO<sub>2</sub> e da demanda de energia primária, foi resumido o consumo de material para a taxa de armação convencional para os projetos dimensionados com coeficientes normativos e coeficientes calibrados. Esses resultados podem ser observados nas Tabelas 5.40 e 5.41.

Tabela 5.40 – Consumo de concreto por elemento estrutural (em m<sup>3</sup>).

Elemento	Referência	Norma	Calibrado	Variação
Laje	1 pavimento	52	48	-7,69%
Viga	1 pavimento	15,96	15,2	-4,76%
Pilar	Estrutura total	103,389	98,052	-5,16%

Fonte: Autor.

Tabela 5.41 – Consumo de aço por elemento estrutural (em m<sup>3</sup>).

Elemento	Referência	Norma	Calibrado	Variação
Laje	1 pavimento	1663,78	1548,73	-6,91%
Viga	1 pavimento	1226,374	1115,127	-9,07%
Pilar	Estrutura total	14837,88	14812,05	-0,17%

Fonte: Autor.

Os indicadores de desempenho ambiental (emissão de CO<sub>2</sub> e demanda de energia) foram calculados para cada elemento estrutural. Uma vez que a unidade funcional teve como referência a área construída, é possível obter os indicadores para a edificação inteira apenas pela soma das parcelas de cada um dos elementos estruturais, apresentadas nas Tabelas 5.42 e 5.43.

Como os pilares foram estudados em uma situação “convencional”, a somatória dos indicadores de desempenho ambiental pode ser realizada apenas para as taxas de armação convencional calculadas em lajes e vigas.



Tabela 5.42 – Emissão de CO<sub>2</sub> do edifício estudado (em kg de CO<sub>2</sub>/m<sup>2</sup>).

Emissão	Coeficientes de norma	Coeficientes calibrados
Mínima	57,64	53,808
Máxima	81,97	76,58

Fonte: Autor.

Tabela 5.43 – Demanda de energia primária do edifício estudado (MJ/m<sup>2</sup>).

Demanda de energia	Coeficientes de norma	Coeficientes calibrados
Mínima	471,42	440,97
Máxima	701	656

Fonte: Autor.

A utilização dos coeficientes calibrados resultou em uma redução média de 4,61 kg de CO<sub>2</sub> por metro quadrado e uma redução de 37,73 MJ por metro quadrado de demanda de energia primária. Percentualmente, esses valores são iguais a 6,61% para a emissão de carbono e 6,44% para a demanda de energia. Para o edifício estudado, esses resultados se traduzem para um corte de 18,4 t na emissão de dióxido de carbono e 150 GJ de energia necessária.

### 5.5. Comparação entre valores usuais de projetos brasileiros e do projeto estudado

Nessa sessão, foi observado a possibilidade de comparar determinados coeficientes de desempenho ambiental do projeto em estudo com o cenário de estruturas brasileiras apresentado por Belizario-Silva *et al.* (2024). Dessa forma, foram calculados os seguintes coeficientes: quantidade de material estrutural, CO<sub>2</sub> estrutural incorporado, intensidade de concreto e taxa de armação.

A Tabela 5.44 mostra os indicadores de desempenho ambiental obtidos no estudo de Belizario-Silva *et al.* (2024) a fim de verificação dos indicadores obtidos para o projeto estudado.

Tabela 5.44. – Indicadores de desempenho ambiental de estruturas de concreto armado brasileiras

Indicador	Valores encontrados
Quantidade de material estrutural (kg/m <sup>2</sup> )	418-731
Carbono estrutural incorporado construído com materiais de baixo carbono (kg/m <sup>3</sup> )	35-93
Carbono estrutural incorporado construído com materiais de alto carbono (kg/m <sup>3</sup> )	63-140
Intensidade de concreto (m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup> )	0,17-0,29
Taxa de armação (kg/m <sup>3</sup> )	70-159

Fonte: Adaptado de Belizario-Silva *et al.*, 2024

Ao calcular a quantidade de material estrutural, obteve-se um valor de 480,7 kg/m<sup>2</sup> para o projeto normativo e 448,4 kg/m<sup>2</sup> para o projeto analisado. Esses resultados indicam que o peso total da estrutura se aproxima dos menores valores apresentados no estudo de referência conduzido por Belizario-Silva *et al.* (2024). Além disso, a aplicação dos coeficientes parciais de segurança resultou em uma redução de 6,73% no peso médio da estrutura.

A quantidade de material estrutural é predominantemente composta pelo peso do concreto empregado na construção. De maneira semelhante, a demanda de concreto para a execução de um elemento estrutural apresenta uma relação diretamente proporcional às emissões de CO<sub>2</sub>. Os valores de CO<sub>2</sub> estrutural incorporado podem ser observados na Tabela 5.45 para cada elemento estrutural dos projetos estudados. Verifica-se que os valores se encontram dentro da variação indicada pelo benchmark, sendo ligeiramente inferiores aos valores medianos e, também, evidencia uma redução média das emissões de 6,61%. Esse percentual é semelhante à redução verificada na quantidade de material estrutural, conforme discutido anteriormente.

Tabela 5.45. – CO<sub>2</sub> estrutural incorporado do projeto estudado

Coeficiente	CO <sub>2</sub> estrutural incorporado (kg/m <sup>2</sup> )	Laje	Viga	Pilar	Total
Normativo	Mínimo	36,34	12,32	8,98	57,64
	Máximo	51,78	17,38	12,81	81,97
Calibrado	Mínimo	35,13	11,65	8,618	55,398
	Máximo	49,71	16,44	12,32	78,57

Fonte: Autor

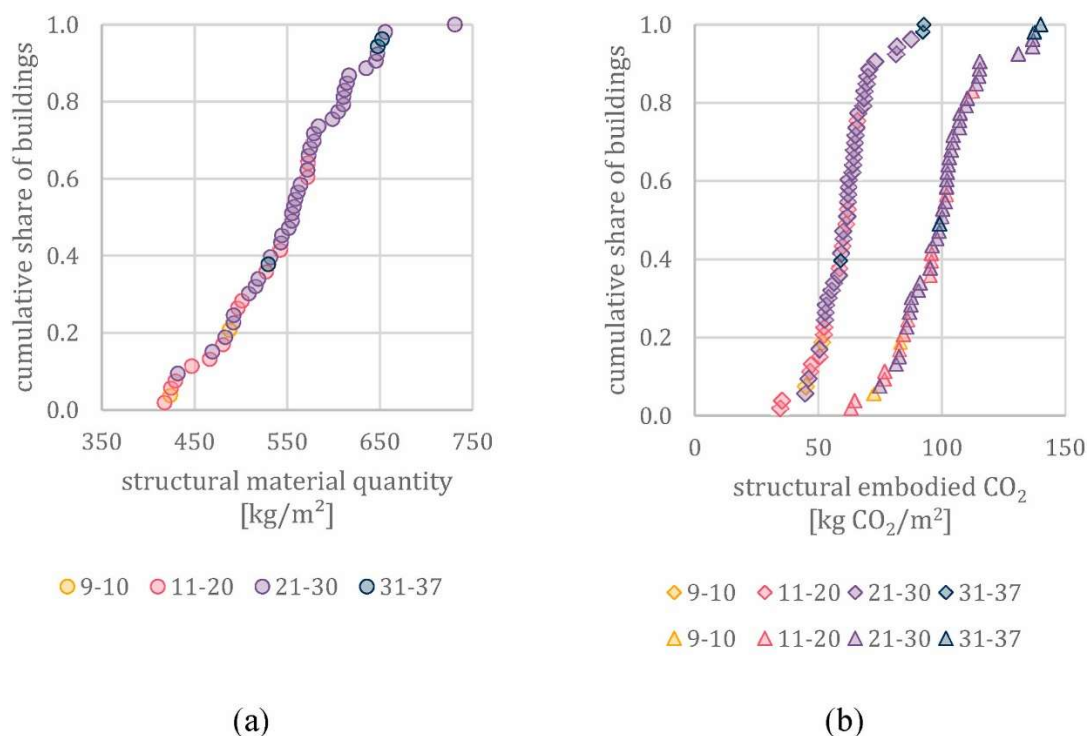
Ao analisar a contribuição de cada elemento estrutural para as emissões de carbono, verifica-se que as lajes são responsáveis por aproximadamente 63% das emissões, seguidas pelas vigas, com 21%, e pelos pilares, com 16%. Essa distribuição permanece praticamente inalterada entre o projeto normativo e o projeto calibrado. Em comparação, o estudo de Belizario-Silva et al. (2024) aponta contribuições de aproximadamente 48% para as lajes, 31% para as vigas e 21% para os pilares.

Calculando a intensidade de concreto, foi possível observar um valor de 0,196 m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup> para o projeto normativo e de 0,183 m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup> para o projeto calibrado, ambos valores se aproximando aos menores valores apresentados no estudo de referência de Belizario-Silva et al. (2024). Além disso, é possível observar uma redução na intensidade de concreto entre os projetos de 7,25%, confirmando a alta correlação entre o consumo de concreto e a emissão de CO<sub>2</sub>.

Ao calcular a taxa de armação, obteve-se valores iguais a 55,8 kg/m<sup>3</sup> para o projeto dimensionado com coeficientes normativos e 56,72 kg/m<sup>3</sup> para o projeto dimensionado com coeficientes calibrados. Esse ligeiro aumento na taxa de armação é reflexo na redução do consumo de concreto com pouca variação no consumo de aço.

A Figura 5.7 indica a distribuição cumulativa dos edifícios estudados no benchmark para a quantidade de material estrutural e CO<sub>2</sub> estrutural incorporado. Os gráficos foram separados pelo número de pavimentos acima do chão, com figuras de círculos para a quantidade de material estrutural e de diamantes e triângulos indicando os valores mínimos e máximos esperados de CO<sub>2</sub> estrutural incorporado, respectivamente.

Figura 5.7 – Distribuição cumulativa de a) quantidade de material estrutural e b) CO<sub>2</sub> estrutural incorporado de edifícios brasileiros



Fonte: Belizario-Silva *et al.*, 2024.

Para a quantidade de material estrutural, o projeto estudado possui um desempenho ambiental próximo aos 20% inferiores em relação ao valor cumulativo dos edifícios apresentados no benchmark. Para o CO<sub>2</sub> estrutural incorporado, o desempenho ambiental do projeto em estudo se encontra na faixa entre 20% e 40%.

Esse desempenho ambiental é esperado, uma vez que o projeto estudado possui poucos pavimentos. De acordo com Belizario-Silva *et al.* (2024), há uma tendência em que o valor dos indicadores de desempenho ambiental aumente com o número de pavimentos. Esse fenômeno foi observado para a quantidade de material estrutural, carbono estrutural incorporado, intensidade de concreto e taxa de armação.

## 5.6. Custo esperado dos materiais de construção

Por fim, essa sessão mostra os resultados obtidos do cálculo do custo esperado dos materiais de construção baseados no Sistema Nacional de Pesquisa de Custos e Índices da Construção Civil (SINAPI). É válido ressaltar que o custo indicado nessa pesquisa é relativo apenas para os materiais, sem consideração da mão de obra requerida, formas e escoras, nem

da aquisição do terreno. Dessa forma, foi considerado apenas os materiais estruturais: concreto e armadura de aço.

O custo esperado para lajes e vigas foi calculado por pavimento e o custo para os pilares foi calculado para o edifício todo, uma vez que há variação da seção transversal entre os pavimentos. Os resultados obtidos podem ser observados na Tabela 5.46.

Tabela 5.46 – Custo dos insumos esperado para o projeto estudado

Elemento	Referência	Custo (R\$/m <sup>2</sup> )		Variação
		Coefficiente de norma	Coefficiente calibrado	
Laje	1 pavimento	93,57	86,64	-7,41%
Viga	1 pavimento	40,77	36,71	-9,96%
Pilar	Estrutura total	31,91	30,93	-3,07%
Edifício	Estrutura total	166,26	154,28	-7,21%

Fonte: Autor

Observa-se que o custo esperado das lajes representa a maior parcela do custo total da estrutura, correspondendo a aproximadamente 55% desse valor. Além disso, as vigas e os pilares correspondem, respectivamente, a aproximadamente 25% e 20% do custo total esperado da estrutura. Esse resultado é coerente, uma vez que a análise considerou apenas os materiais estruturais, e as lajes são os elementos com maior consumo de concreto e armadura.

Além disso, ao utilizar os coeficiente parciais de segurança calibrado, verifica-se que a maior variação no preço esperado dos materiais se encontra nas vigas. Observando as Tabelas 5.40 e 5.41, pode-se perceber que as vigas obtiveram a menor variação no consumo de concreto, porém a maior variação no consumo de aço. Isso impactou de forma significativa no preço final das vigas.

Considerando apenas a utilização dos coeficientes parciais de segurança, pode-se afirmar que, para o projeto estudado, obteve-se uma redução do custo dos materiais estruturais de 9,96% para as vigas, 7,41% para as lajes e 3,07% para os pilares. Com isso, o edifício estudado obteve uma economia de aproximadamente 7,21%.



## **6. Conclusão**

### **6.1. Comentários gerais**

Na presente pesquisa, foi discutida a urgência do combate às mudanças climáticas, e como a teoria de confiabilidade estrutural pode contribuir para a redução da emissão de gases de efeito estufa pelo ambiente construído. Inicialmente, a calibração baseada em confiabilidade teve como objetivo reduzir a dispersão dos índices de confiabilidade calculados para diferentes configurações estruturais, diferentes razões de carregamento (razão entre ações de utilização e permanentes), diferentes materiais e diferentes combinações de ações.

Com o resultado da calibração baseada em confiabilidade, observou-se que a utilização desses coeficientes tinha como consequência a redução dos esforços solicitantes nas estruturas, o que pode trazer uma redução no consumo de material na construção civil. Essa inovação mostra ser facilmente replicável, uma vez que não altera a metodologia de dimensionamento de estruturas já conhecida pelos engenheiros brasileiros.

Como a função objetivo utilizada na calibração dos coeficientes parciais de segurança foi formulada com foco exclusivo na garantia da segurança estrutural, a aplicação dos coeficientes calibrados assegura níveis de confiabilidade equivalentes aos obtidos com os coeficientes estabelecidos pelas normas técnicas. Dessa forma, a redução do impacto ambiental proporcionada pela adoção dos coeficientes calibrados não compromete, em nenhuma medida, a segurança das estruturas.

A pesquisa abordou o projeto de um prédio “padrão” em concreto armado, de planta quadrada com cinco linhas de pilares em cada direção, e com total de 10 andares. Dois projetos alternativos foram considerados: um utilizando os coeficientes de segurança de norma, e outro utilizando os coeficientes parciais resultantes do processo de calibração. Os projetos seguiram a ordem lajes – vigas – pilares, de forma que o peso próprio das estruturas tivesse efeito cumulativo. A emissão de CO<sub>2</sub> e o consumo energético foram mensurados através da ferramenta Sidac.

Ao empregar os coeficientes parciais de segurança estabelecidos na Seção 4.2, verificou-se uma redução no consumo total de concreto, o que resultou na diminuição do peso próprio da estrutura. Consequentemente, a carga total atuante na estrutura apresentou reduções variando entre 5,42% e 6,69%, dependendo do elemento estrutural analisado. O coeficiente

parcial de segurança aplicado à majoração das ações permanentes ( $\gamma_g$ ) foi adotado com um valor de 1,3, divergindo do valor de 1,2 obtido na calibração conduzida por Costa, Santiago e Beck (2022). Ressalta-se que a norma norte-americana ACI 318 (AMERICAN CONCRETE INSTITUTE, 2019) estabelece  $\gamma_g$  igual a 1,2, valor correspondente ao obtido na calibração mencionada, o que sugere a viabilidade de uma possível atualização da norma brasileira.

Para o prédio “padrão” estudado, o emprego dos coeficientes parciais calibrados levou a uma redução da emissão de CO<sub>2</sub> de 7,65% para as lajes; de 5,49% para as vigas; e de 3,91% para os pilares. Em relação à demanda de energia primária, foi verificada uma redução de 7,60% para as lajes; 6,01% para as vigas; e de 3,05% para os pilares.

O maior impacto do uso dos novos coeficientes sugeridos foi observado para as lajes, uma vez que é o elemento estrutural com maior consumo de concreto. Desse modo, uma pequena redução na espessura desse elemento resulta em um grande impacto ambiental.

Inicialmente foi observado que a redução de volume de concreto nas lajes resultaria em menores esforços solicitantes nas vigas. Isso poderia causar um ganho composto que iria reduzir o volume de concreto necessário para vigas e, posteriormente, para os pilares. Entretanto, esta pesquisa constatou que a redução do peso próprio desses elementos não é tão significativa, ainda que reduza efetivamente a solicitação nas vigas e pilares. Desse modo, o maior impacto na redução das emissões se encontra no elemento estrutural que possui o maior consumo de concreto: a laje.

Os resultados obtidos indicam que a calibração baseada em confiabilidade permite uma alteração realista dos coeficientes parciais de segurança, de forma a alinhar a segurança estrutural e a sustentabilidade. Dessa forma, é possível reduzir o consumo de materiais e a demanda de energia sem comprometer a segurança das estruturas.

Dentre as diversas estratégias disponíveis para a mitigação das emissões de gases de efeito estufa, muitas envolvem custos elevados. Um exemplo é a incorporação de nanopartículas de dióxido de titânio (TiO<sub>2</sub>) ao cimento, que mesmo em proporção pequena de 1%, resulta em um aumento significativo no custo de produção do concreto (Martins et al., 2016). Outras estratégias, como o uso de UHPC para reduzir o consumo de concreto, usualmente vem atrelado ao alto custo do material (Shah; Yuan; Photwichai, 2022).

Dessa forma, outro fator importante dessa pesquisa é a redução da emissão de gases de efeito estufa a partir da redução do consumo de materiais, sem a alteração de sua composição.



Essa redução implica em uma estratégia de mitigação a custo negativo. Considerando apenas os materiais estruturais e utilizando o SINAPI como referência, foi possível observar uma economia de 7,41% para as lajes, 9,96% para as vigas e de 3,07% para os pilares. Dessa forma, o projeto inteiro teria uma redução em seu custo de aproximadamente 7,21%.

Estes resultados se alinham com as estratégias de desenvolvimento sustentável, principalmente com o Objetivo de Desenvolvimento Sustentável 13 intitulado Ação contra a mudança global do clima. Durante todo o ano de 2024, houve um aquecimento mensal médio superior a 1,5°C quando comparado com a média dos anos entre 1850 e 1900 (Rohde, 2025). A implementação dos métodos mostrados nesta pesquisa pode contribuir para a mitigação dos impactos ambientais da construção civil. Dessa forma, este estudo indica que a calibração baseada em confiabilidade pode ser um grande aliado para a redução da emissão de gases de efeito estufa pelo ambiente construído, conciliando segurança e sustentabilidade em um cenário de crescente preocupação ambiental.

## **6.2. Sugestões para trabalhos futuros**

A revisão bibliográfica e desenvolvimento desta pesquisa evidenciaram alguns assuntos importantes que podem ser estudados, com o intuito de abordar a sustentabilidade atrelada à teoria de confiabilidade. Inicialmente, esse trabalho foi desenvolvido para estruturas de concreto armado considerando apenas cargas gravitacionais. Desse modo, é possível estender a pesquisa de modo a considerar outros tipos de ações, como as ações referentes ao vento.

Além disso, é interessante realizar a consideração de outras configurações de edifícios, realizando a comparação com projetos brasileiros já construídos, indicando como a utilização dos coeficientes parciais de segurança calibrados baseado em confiabilidade pode contribuir com a desmaterialização dos edifícios e, conseqüentemente, com a redução da emissão de CO<sub>2</sub>.

Outro assunto que pode ser abordado como continuação desta pesquisa é a consideração de outros materiais de construção, como madeira e aço e a influência da calibração baseada em confiabilidade dos coeficientes parciais de segurança na redução da emissão de gases de efeito estufa pelo ambiente construído.

Observando o cenário de mudanças climáticas e a ocorrência mais frequente de eventos extremos, é possível identificar um assunto extremamente relevante: o estudo da engenharia baseada em desempenho, mais conhecida por seu nome em inglês *Performance Based Engineering* (PBE). O PBE é uma ferramenta para abordar de forma racional o projeto de

estruturas sujeitas a ações que são processos estocásticos, como vento, ondas, neve e terremotos. A PBE considera toda a curva de ameaça, relacionando intensidades das ações com probabilidades de ocorrência. Trata-se de abordagem mais completa em relação às normas atuais, que consideram um único valor extremo para cada uma destas ações, associado a um único período médio de retorno.

## 7. Referências

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **318-19 & ACI 318R-19**: building code requirements for structural concrete and commentary. American Concrete Institute: Farmington Hills, 2019.

AMBROZEWICZ, P, H, L. **Materiais de construção**: normas, especificações, aplicação e ensaios de laboratório. São Paulo: Pini, 2012.

ANDRADE, Matheus S. et al. Evolução dos critérios de projeto de pontes de concreto armado a partir da normatização brasileira. 2023

ANTONI, M. *et al.* Cement substitution by a combination of metakaolin and limestone. **Cement and concrete research**, v. 42, n. 12, p. 1579-1589, 2012.

ARAGÃO, L EOC et al. 21st Century drought-related fires counteract the decline of Amazon deforestation carbon emissions. *Nature communications*, v. 9, n. 1, p. 536, 2018.

ARRAYAGO, I.; ZHANG, H.; RASMUSSEN, K. J. R. Simplified expressions for reliability assessments in code calibration. **Engineering Structures**, v. 256, p. 1-13, 2022.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 6118**: projeto de estruturas de concreto: procedimento. Rio de Janeiro: ABNT, 1980.

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 6118**: projeto de estruturas de concreto – procedimento. Rio de Janeiro: ABNT, 2023a.

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

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 7480**: aço destinado às armaduras para estruturas de concreto armado: requisitos. Rio de Janeiro: ABNT, 2024.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 8681**: ações e segurança nas estruturas: procedimento. Rio de Janeiro: ABNT, 1984.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 8681**: ações e segurança nas estruturas: procedimento. Rio de Janeiro: ABNT, 2003.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 8800**: projeto de

estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios. Rio de Janeiro: ABNT, 2008.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR ISO 14040**: gestão ambiental: avaliação do ciclo de vida: princípios e estrutura. Rio de Janeiro: ABNT, 2009.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NB 1**: Cálculo e execução de obras de concreto armado. Rio de Janeiro: ABNT, 1960.

AUSTRALIA, Standard. Structural design actions Part0 General principles. **AS/NZS 1170.0**, 2002.

BATTAGIN, A. F., BATTAGIN, I. L. S. Cimento Portland. *In*: ISAIA, G. C. (org.). **Materiais de construção civil e princípios de ciência e engenharia dos materiais**. 3. ed. São Paulo: Ibracon, 2017. cap. 24, p. 761-792.

BECK, A. T. **Confiabilidade e segurança das estruturas**. [S. l.]: Elsevier, 2019.

BECK, A. T.; SOUZA JR, A. C. de. A first attempt towards reliability-based calibration of Brazilian structural design codes. **Journal of the Brazilian Society of Mechanical Sciences and Engineering**, v. 32, p. 119-127, 2010.

BELIZARIO-SILVA, F. et al. Material intensity and embodied CO2 benchmark for reinforced concrete structures in Brazil. *Journal of Building Engineering*, v. 82, p. 108234, 2024.

BELIZARIO-SILVA, F. et al. Primary data priorities for the life cycle inventory of construction products: focus on foreground processes. *The International Journal of Life Cycle Assessment*, v. 25, p. 980-997, 2020.

BELIZARIO-SILVA, F. *et al.* **Sistema de informação do desempenho ambiental da construção: metodologia**. São Paulo: SIDAC, 2022a.

BELIZARIO-SILVA, F. *et al.* Sistema de informação do desempenho ambiental da construção: uma ferramenta para incorporar indicadores ambientais na construção civil brasileira. *In*: ENCONTRO NACIONAL DE TECNOLOGIA DO AMBIENTE CONSTRUÍDO, 19., 2022b. **Anais [...]**. Porto Alegre: ANTAC, 2022b. p. 1-13.

BELIZARIO-SILVA, F. *et al.* The Sidac system: streamlining the assessment of the embodied energy and CO<sub>2</sub> of brazilian construction products. **Journal of Cleaner Production**, v. 421, p. 1-12, 2023.

CAIXA Econômica Federal. (2024). Sistema Nacional de Pesquisa de Custos e Índices da Construção Civil (SINAPI): Preço de insumos em São Paulo, dez de 2024. Brasília: CAIXA.

CEMENT technology roadmap plots path to cutting CO2 emissions 24% by 2050. International Energy Agency, 06 abr. 2018. Disponível em: <https://www.iea.org/news/cement-technology-roadmap-plots-path-to-cutting-co2-emissions-24-by-2050>. Acesso em: 20 mai. 2025.

CLIMATE CHANGE SERVICE. **Global climate highlights 2023**. 2024. Disponível em: <https://climate.copernicus.eu/global-climate-highlights-2023>. Acesso em: 17 abr. 2024.

CLIMATE CHANGE SERVICE. **Global climate highlights 2024**. 2025. Disponível em: <https://climate.copernicus.eu/global-climate-highlights-2024>. Acesso em: 20 mai. 2025.

CODA, H. B. **Mecânica dos sólidos: Volume I**. São Carlos: EESC/USP, 2017.

CONCRETE needs to lose its colossal carbon footprint. **Nature**, 28 set. 2021. Disponível em: <https://www.nature.com/articles/d41586-021-02612-5>. Acesso em: 9 ago 2024.

CORNELL, C. A. A probability-based structural code. **Journal Proceedings**, v. 66, n. 12, p. 974-985, 1969.

COSTA, L. G. L. **Modelos probabilísticos para ações variáveis brasileiras**. 2023. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil (Engenharia de Estruturas)) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2023.

COSTA, L. G. L.; SANTIAGO, W. C.; BECK, A. T. Probabilistic models for live loads in buildings: critical review, comparison to Brazilian design standards and calibration of partial safety factors. **Revista IBRACON de Estruturas e Materiais**, v. 16, n. 2, p. 1-21, 2022.

DEUTSCHES INSTITUT FÜR NORMUNG. **DIN EN 15978: sustainability of construction works: assessment of environmental performance of buildings: calculation method**. Berlin: [s. n.], 2012.

DITLEVSEN, O.; MADSEN, H. O. **Structural reliability methods**. New York: Wiley, 1996.

ELLINGWOOD, B. **Development of a probability based load criterion for American National Standard A58: building code requirements for minimum design loads in buildings and other structures**. [S. l.]: National Bureau of Standards, 1980.

ELLIS, L. D. *et al.* Toward electrochemical synthesis of cement - an electrolyzer-based process for decarbonating CaCO<sub>3</sub> while producing useful gas streams. **Proceedings of the National Academy of Sciences**, v. 117, n. 23, p. 12584-12591, 2020.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. **EN 1990:2002+A1: Eurocode: basis of structural design**. Brussels: CEN, 2001.

FABER, M.H.; SCHMIDT, W. **GLOBE: global consensus on sustainability on the built environment**. 2020. Disponível em: <https://www.rilem.net/globe>. Acesso em: 09 out. 2023.

FABER, M. H.; SØRENSEN, J. D. Reliability-based code calibration: the JCSS approach. *In*: INTERNATIONAL CONFERENCE ON APPLICATIONS OF STATISTICS AND PROBABILITY IN CIVIL ENGINEERING, 9., 2003, San Francisco. **Proceedings** [...]. Rotterdam: Millpress, 2003. p. 927-935.

FEDERATION INTERNATIONALE DU BETON. **FIB model code for concrete structures 2010**. [S. l.]: John Wiley & Sons, 2013.

FISCHER, E. M.; SIPPEL, S.; KNUTTI, R. Increasing probability of record-shattering climate extremes. **Nature Climate Change**, v. 11, n. 8, p. 689-695, 2021.

GAYTON, N. *et al.* Calibration methods for reliability-based design codes. **Structural Safety**, v. 26, n. 1, p. 91-121, 2004.

GIONGO, J. S. **Concreto armado**: análises das resistências das seções transversais de elementos estruturais. São Carlos: EESC/USP, 2015. Notas de aula (SET 409-Estruturas de Concreto Armado I).

GLOBAL CEMENT AND CONCRETE ASSOCIATION. Getting to net zero. Disponível em: <https://gccassociation.org/concretefuture/getting-to-net-zero/> Acesso em: 20 mai. 2025b

GLOBAL CEMENT AND CONCRETE ASSOCIATION. Key facts. Disponível em: <https://gccassociation.org/key-facts/> Acesso em: 20 mai. 2025a

HART, J.; D'AMICO, B.; POMPONI, F. Whole-life embodied carbon in multistory buildings: Steel, concrete and timber structures. *Journal of Industrial Ecology*, v. 25, n. 2, p. 403-418, 2021.

HASOFER, A. M.; LIND, N. C. Exact and invariant second-moment code format. **Journal of the Engineering Mechanics Division**, v. 100, n. 1, p. 111-121, 1974.

INTERGOVERNMENTAL PANEL ON CLIMATE CHANGE. **Climate change 2007: the physical science basis**: contribution of working group I to the Fourth Assessment Report of the Intergovernmental Panel on Climate Change. Cambridge: Cambridge University Press, 2007.

INTERNATIONAL ENERGY AGENCY. **Tracking clean energy progress 2023**. Paris: IEA, 2023. Disponível em: <https://www.iea.org/energy-system/industry/cement#tracking>. Acesso em: 11 ago 2024.

JOINT COMMITTEE ON STRUCTURAL SAFETY (JCSS). Probabilistic model code: Part 2: Load models. 2001. 73 p. Disponível em: [https://www.jcss-lc.org/publications/jcsspmc/part\\_ii.pdf](https://www.jcss-lc.org/publications/jcsspmc/part_ii.pdf). Acesso em: 09 out. 2023.

KIMURA, A. E. *et al.* (ed.). **Estruturas de concreto armado**: volume 1. [S. l.]: Oficina de Textos, 2024.

MACGREGOR, J. G. *et al.* **Reinforced concrete**: mechanics and design. Upper Saddle River: Prentice Hall, 1997.

MADSEN, H. O.; KRENK, S.; LIND, N. C. **Methods of structural safety**. [S. l.]: Courier Corporation, 2006.

MARTINS, Tiago Manuel da Rocha *et al.* An experimental investigation on nano-TiO<sub>2</sub> and fly ash based high performance concrete. 2016.

MEHTA, P. K.; MONTEIRO, P. J. M. **Concreto: microestrutura, propriedades e materiais**. São Paulo: Ibracon, 2014. v. 2.

MELCHERS, R. E.; BECK, A. T. **Structural reliability analysis and prediction**. [S. l.]: John Wiley & Sons, 2018.

MONTEIRO, P. J. M.; MILLER, S. A.; HORVATH, A. Towards sustainable concrete. **Nature Materials**, v. 16, n. 7, p. 698-699, 2017.

NORMAS em consulta nacional. **Associação Brasileira de Engenharia e Consultoria Estrutural**, nov 2024. Disponível em: <https://site.abece.com.br/normas-em-consulta-nacional/#:~:text=A%20Norma%20estabelece%20os%20requisitos,5%20de%20dezembro%20de%202024>. Acesso em: 05 jun 2025.

NOWAK, A. S.; SZERSZEN, M. M. Calibration of design code for buildings (ACI 318): part 1: statistical models for resistance. **Structural Journal**, v. 100, n. 3, p. 377-382, 2003.

PINHEIRO, L. M. **Fundamentos do concreto e projeto de edifícios**. São Carlos: EESC/USP, 2007.

PINHEIRO, L. M.; BARALDI, L. T.; POREM, M. E. **Estruturas de concreto: ábacos para flexão oblíqua**. São Carlos: EESC/USP, 2014.

PINHEIRO, L. M. **Tabelas de lajes**. São Carlos: EESC/USP, 2007.

RODRIGUES, I. D. *et al.* **Avaliação da vulnerabilidade sísmica de edificações regulares em concreto armado no Brasil através da elaboração de curvas de fragilidade**. 2021. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo, Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 2021.

ROHDE, R. **September 2023 temperatura update**. 2023. Disponível em: <https://berkeleyearth.org/september-2023-temperature-update/>. Acesso em: 17 abr. 2024.

ROHDE, R. **Global temperature report for 2024**. 2025. Disponível em: <https://berkeleyearth.org/global-temperature-report-for-2024/>. Acesso em: 11 mar. 2025.

ROLIM, A. C. R. da S. **Estrutura de concreto armado para edificações: com roteiros práticos para o dimensionamento dos elementos estruturais**. [S. l.]: Leud, 2022.

SANTIAGO, W. C. *et al.* Reliability-based calibration of main Brazilian structural design codes. **Latin American Journal of Solids and Structures**, v. 17, n. 1, p. 1-28, 2020.

SANTIAGO, W. C. **Calibração baseada em confiabilidade dos coeficientes parciais de segurança das principais normas brasileiras de projeto estrutural**. 2019. Tese (Doutorado em Engenharia Civil (Engenharia de Estruturas)) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2019.

SANTIAGO, W. C. **Estudo da (não-)conformidade de concretos produzidos no Brasil e sua influência na confiabilidade estrutural**. 2011. Dissertação (Mestrado em Engenharia

Civil (Engenharia de Estruturas)) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2011.

SANTOS, A. F. *et al.* Safety assessment of brazilian concrete bridges through reliability analysis. **Structural Engineering International**, v. 34, p. 244-255, 2024a.

SANTOS, D. M. dos *et al.* Twenty-first-century demographic and social inequalities of heat-related deaths in Brazilian urban areas. **PLoS One**, v. 19, n. 1, p. 1-30, 2024b.

SANTOS, M. L. W. dos. **Regionalização das velocidades extremas e temperaturas dos ventos no centro-sul do Brasil**. 1989. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 1989.

SCRIVENER, K. L.; KIRKPATRICK, R. J. Innovation in use and research on cementitious material. **Cement and Concrete Research**, v. 38, n. 2, p. 128-136, 2008.

SHAH, Hammad Ahmed; YUAN, Qiang; PHOTWICHAI, Nopphalak. Use of materials to lower the cost of ultra-high-performance concrete—A review. **Construction and Building Materials**, v. 327, p. 127045, 2022.

SISTEMA de informação do desempenho ambiental da construção. Disponível em: <https://sidac.org.br/>. Acesso em: 30 mai 2025

SOBE para 182 número de vítimas após enchente no RS; 29 pessoas seguem desaparecidas. **G1**, 2 junho 2024. Disponível em: <https://g1.globo.com/rs/rio-grande-do-sul/noticia/2024/07/02/enchentes-no-rs-total-de-mortos-e-desaparecidos.ghtml>. Acesso em: 9 ago 2024.

SOUZA JUNIOR, A. C. de. **Aplicação de confiabilidade na calibração de coeficientes parciais de segurança de normas brasileiras de projeto estrutural**. 2008. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil (Engenharia de Estruturas)) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2008.

STANDARD, British et al. Eurocode—Basis of structural design. **Eurocode 0**, 2002.

THOFT-CHRISTENSEN, P.; MUROTSU, Y. **Application of structural systems reliability theory**. [S. l.]: Springer, 2012.

UNITED NATIONS. Department of Economic and Social Affairs, Population Division. **World population prospects 2024: summary of results**. [S. l.]: UN DESA/POP, 2024. Disponível em: <https://population.un.org/wpp/Publications/> Acesso em: 9 ago 2024.

UNITED NATIONS. **Act for our common future**. 2023. Disponível em: <https://www.un.org/en/actnow>. Acesso em: 8 out. 2023

UNITED NATIONS DEVELOPMENT PROGRAMME. **The SDGs in action**. Disponível em: <https://www.undp.org/sustainable-development-goals>. Acesso em: 20 mar. 2025

UNITED NATIONS ENVIRONMENT PROGRAMME. **Global status report for buildings and construction**. [S. l.]: International Energy Agency, 2022.



UNITED NATIONS ENVIRONMENT PROGRAMME. **Global status report for buildings and construction.** [S. l.]: International Energy Agency, 2024.

VARGHESE, P. C. **Limit state design of reinforced concrete.** [S. l.]: PHI Learning Pvt., 2008.

