

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA  
CENTRO TECNOLÓGICO DE JOINVILLE  
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL DE INFRAESTRUTURA

ISABELLE CRISTINE PAIM DE OLIVEIRA

ANÁLISE DA INFLUÊNCIA DA INSERÇÃO DO COEFICIENTE DE FRAGILIDADE  
NO DIMENSIONAMENTO DE ARMADURAS LONGITUDINAIS DE VIGAS DE  
CONCRETO DE ALTA RESISTÊNCIA SEGUNDO A ABNT NBR 6118/2023

Joinville

2024

ISABELLE CRISTINE PAIM DE OLIVEIRA

ANÁLISE DA INFLUÊNCIA DA INSERÇÃO DO COEFICIENTE DE FRAGILIDADE  
NO DIMENSIONAMENTO DE ARMADURAS LONGITUDINAIS DE VIGAS DE  
CONCRETO DE ALTA RESISTÊNCIA SEGUNDO A ABNT NBR 6118/2023

Trabalho apresentado como requisito para  
obtenção do título de bacharel em  
Engenharia Civil de Infraestrutura, no  
Centro Tecnológico de Joinville, da  
Universidade Federal de Santa Catarina.

Orientadora: Dra. Anelize Borges Monteiro

Joinville

2024

ISABELLE CRISTINE PAIM DE OLIVEIRA

ANÁLISE DA INFLUÊNCIA DA INSERÇÃO DO COEFICIENTE DE FRAGILIDADE  
NO DIMENSIONAMENTO DE ARMADURAS LONGITUDINAIS DE VIGAS DE  
CONCRETO DE ALTA RESISTÊNCIA SEGUNDO A ABNT NBR 6118/2023

Este Trabalho de Conclusão de Curso foi julgado adequado para obtenção do título de bacharel em Engenharia Civil de Infraestrutura, no Centro Tecnológico de Joinville, da Universidade Federal de Santa Catarina.

Joinville (SC), 05 de julho de 2024.

**Banca Examinadora:**

---

Dra. Anelize Borges Monteiro  
Orientadora/Presidente

---

Dra. Valéria Bannack  
Membra  
Universidade Federal de Santa Catarina

---

Dr. Julián Asdrubal Buriticá García  
Membro  
Universidade Federal de Santa Catarina

Dedico este trabalho a mim mesma, por ter chegado até aqui, aos meus pais, que sempre me apoiaram, e à minha avó, quem me falou para nunca desistir.

## AGRADECIMENTOS

Gostaria de iniciar expressando minha profunda gratidão a todas as pessoas especiais que cruzaram meu caminho e contribuíram para que eu chegasse até aqui. Primeiramente, à minha família, especialmente meus pais, que estiveram ao meu lado desde o início desta jornada. Nos momentos mais desafiadores, vocês me apoiaram, nos momentos de incerteza, me aconselharam, e nos momentos de triunfo, comemoraram comigo. Obrigada por facilitarem tudo o que estava ao alcance de vocês, permitindo-me dedicar-me integralmente a esta trajetória. Sem o seu apoio, eu não teria alcançado este ponto. O amor de vocês fez-me mais forte.

Agradeço também àqueles que já não estão entre nós. Dedico este trabalho à minha avó, que foi um pilar fundamental em minha vida, oferecendo o colo de que eu precisava e o sorriso mais gentil que conheci. A realização deste trabalho é uma homenagem à promessa que fiz a ti. Posso dizer que sim, eu consegui, e devo isso a ti, que sempre me incentivou a não desistir.

Meu agradecimento se estende ao meu companheiro Lucas, presente que a universidade me deu. Lucas, meu amor, obrigada por caminhar ao meu lado, por iluminar meu caminho e me ensinar a ser mais resiliente. Sua determinação foi crucial para que eu concluísse esta etapa. Você desbloqueou em mim partes que nem mesmo eu conhecia.

À minha estimada amiga Victória, agradeço profundamente pelo teu brilho e carinho. A tua maneira de enxergar o mundo me inspira a viver cada dia com mais intensidade. Contigo, aprendi a valorizar os pequenos detalhes da vida. Posso afirmar que vinte e três anos ao teu lado são insuficientes. Espero levar tua presença comigo por toda a minha jornada.

Aos meus amigos, Thayna, Caio, Breno, Luiz, Bernardo, Alysson, e tantos outros, obrigada por compreenderem meus dias difíceis e ausentes, por celebrarem cada conquista comigo e por estarem presentes onde quer que eu fosse. O apoio de vocês foi fundamental.

Ainda agradeço aos meus filhos, meus queridos pets. Obrigada, Lucky, Nina, Sova, Fifi, Tommy e Zed, por me proporcionarem apoio emocional nos momentos em que mais precisei e por tornarem meus dias mais felizes. Vocês são uma parte essencial de mim.

Minha sincera gratidão à minha psicóloga Caroline, por iluminar minhas escolhas e me oferecer sabedoria. Seu acompanhamento foi a base sólida dessa conquista. A consciência é o caminho para nos libertar das dores e dificuldades do passado e do presente, e para mitigar os anseios do futuro. Graças a você, pude conhecer todas as minhas facetas.

Aos meus professores e mestres, minha gratidão profunda por acreditarem em minha capacidade e por me impulsionarem a explorar o mundo. Vocês são parte essencial de cada passo que dei, e eu sou o resultado de sua dedicação. Aprendi o que sei graças ao compartilhamento de seu brilhantismo.

Por fim, reconheço que não existe caminho fácil, nem satisfação em obter as coisas sem esforço. A conquista é o verdadeiro prazer do ser humano. Prometo honrar meu diploma de Engenheira Civil de Infraestrutura diariamente, sendo uma profissional dedicada e determinada a transformar o mundo. Afinal, apenas aqueles que são suficientemente audaciosos para acreditar que podem mudar o mundo são realmente capazes de fazê-lo.

"Uma mente que se abre a uma nova ideia jamais voltará ao seu tamanho original" - Albert Einstein.

## RESUMO

O concreto armado é o principal material utilizado na execução de estruturas, tendo amplos estudos tecnológicos que buscam aprimorar seu uso e dimensionamento. Com isso, a evolução das normas técnicas, que regem a utilização desse material, torna-se constante. No Brasil, as estruturas de concreto armado são uniformizadas pela ABNT NBR 6118, tendo sua versão mais recente lançada em 2023, a qual traz mudanças importantes para projetos que envolvem Concretos de Alta Resistência (CAR), devido a introdução do coeficiente de fragilidade ( $\eta_c$ ), o qual reduz as resistências dos concretos de classes superiores a C40. Assim, este trabalho apresenta a comparação do dimensionamento de armadura em vigas de seção transversal retangular, submetidas à flexão simples, compostas por Concretos de Alta Resistência, seguindo duas abordagens, uma com o método utilizado na ABNT NBR 6118/2014, e outra empregando a sequência de cálculos apresentada na ABNT NBR 6118/2023. Também busca analisar a influência do uso do coeficiente  $\eta_c$ . Como resultado, observou-se um incremento de 1,34% e 2,85% no consumo de aço para armaduras positivas e negativas, respectivamente, quando aplicada a metodologia imposta na última atualização da ABNT NBR 6118/2023, considerando concretos de alta resistência. Com esses resultados, é possível verificar a variação no consumo de aço da norma antiga para a atual e entender os efeitos das mudanças normativas dentro da construção civil no Brasil.

**Palavras-chave:** ABNT NBR 6118/2023; coeficiente de fragilidade; dimensionamento de armadura.



## ABSTRACT

Reinforced concrete is the primary material used in construction, supported by extensive technological studies aimed at enhancing its application and design. Consequently, there is a continuous evolution of technical standards governing its usage. In Brazil, ABNT NBR 6118 establishes the standard for reinforced concrete structures, with the most recent version released in 2023 introducing significant changes for projects involving High Strength Concrete (HSC). This includes the introduction of the fragility coefficient  $\eta_c$ , which reduces the strength of concrete classes higher than C40. This study presents a comparison of reinforcement design in rectangular cross-section beams subjected to simple bending, composed of High Strength Concrete, using two approaches. One approach follows the method specified in ABNT NBR 6118/2014, while the other employs the sequence of calculations outlined in ABNT NBR 6118/2023. The study also aims to analyze the impact of using the coefficient  $\eta_c$ . The results revealed an increase of 1.34% and a decrease of 2.85% in positive and negative reinforcement, respectively, in rectangular cross-section beams subjected to simple bending when using High Strength Concrete. These findings are based on the methodology outlined in the latest update of ABNT NBR 6118/2023, allowing for the study of the effects of regulatory changes in civil construction in Brazil

**Keywords:** ABNT NBR 6118/2023; fragility coefficient; steel design.

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Classe de resistência de concretos estruturais .....	23
Figura 2 – Determinação do módulo de elasticidade do concreto à compressão .....	27
Figura 3 – Diagrama tensão-deformação para compressão com base na ABNT NBR 6118/2014 .....	29
Figura 4 – Diagrama tensão-deformação para compressão com base na ABNT NBR 6118/2023 .....	31
Figura 5 – Gráficos tensão-deformação para diferentes classes de concreto .....	32
Figura 6 – Módulo tangente x resistência $f_{ck}$ para concreto armado comprimido .....	33
Figura 7 – Diagrama tensão-deformação para aços de armaduras passivas .....	39
Figura 8 – Domínios de Estado-Limite Último de uma seção transversal .....	46
Figura 9 – Seção retangular submetida à flexão simples .....	49
Figura 10 – Vista 3D da edificação .....	61

## LISTA DE QUADROS

Quadro 1 – Classe de agressividade ambiental (CAA) conforme a norma NBR 6118/2023. ....	41
Quadro 2 – Correspondência entre a classe de agressividade e o cobrimento nominal para $\Delta c = 10mm$ .....	41
Quadro 3 – Correspondência entre a classe de agressividade e a qualidade do concreto .....	42
Quadro 4 – Resumo das equações para dimensionamento de área de armadura ...	53
Quadro 5 – Valores característicos nominais das cargas variáveis .....	66
Quadro 6 – Revestimentos de pisos e impermeabilizações.....	67
Quadro 7 – Peso dos componentes da parede de revestimento.....	69

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Valores de $\eta_c$ para concretos acima de 40 MPa .....	35
Tabela 2 – Áreas de armadura encontradas pelas autoras.....	36
Tabela 3 – Diâmetros nominais de barras de aço .....	38
Tabela 4 – Valores de cálculo para aços no ELU.....	40
Tabela 5 – Valores de $(x/d)$ e $K_{lim}$ para concretos de alta resistência .....	54
Tabela 6 – Taxas mínimas de armadura de flexão para vigas com seção transversal retangular .....	55
Tabela 7 – Área de aço e largura $b_w$ mínima .....	57
Tabela 8 – Peso dos materiais .....	67
Tabela 9 – Peso específico dos materiais .....	68
Tabela 10 – Valores de $\eta_c$ para concretos entre 50 e 90 MPa .....	79
Tabela 11 – Valores de $\alpha_c$ e $\sigma_c$ para concretos entre 50 e 90 MPa .....	80
Tabela 12 – Comparação entre os parâmetros obtidos para as duas versões da ABNT NBR 6118 (armadura positiva) .....	80
Tabela 13 – Comparação das áreas de armadura $A_s$ positiva para ABNT NBR 6118/2014 e 2023 .....	81
Tabela 14 – Comparação das áreas de armadura $A_s$ negativa e valores de $K$ para ABNT NBR 6118/2014 e 2023 .....	81
Tabela 15 – Variação de $\sigma_c$ entre as duas versões da NBR 6118 .....	84

## LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABECE – Associação Brasileira de Engenharia e Consultoria Estrutural

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas

CAA – Classe de Agressividade Ambiental

CAR – Concreto de Alta Resistência

ELS – Estado-Limite de Serviço

ELS-CE – Estado-Limite de Serviço de compressão excessiva

ELS-D – Estado-Limite de Serviço de descompressão

ELS-DEF – Estado-Limite de Serviço de deformações excessivas

ELS-DP – Estado-Limite de Serviço de descompressão parcial

ELS-F – Estado-Limite de Serviço de formação de fissuras

ELS-W – Estado-Limite de Serviço de abertura de fissuras

ELS-VE – Estado-Limite de Serviço de vibrações excessivas

ELU – Estado-Limite Último

VS1 – Viga modelo estudada

## LISTA DE SÍMBOLOS

- $\alpha_c$  – parâmetro de redução da resistência à compressão do concreto
- $\alpha'$  – ângulo do módulo de elasticidade do tangente inicial
- $\alpha''$  – módulo de elasticidade secante
- $\eta_c$  – fator de fragilidade
- $\sigma_c$  – tensão de compressão do concreto
- $\sigma_s$  – tensão normal no aço de armadura passiva
- $\sigma'_{sd}$  - tensão gerada na armadura comprimida
- $E_c$  – módulo de elasticidade
- $\varepsilon_c$  – deformação do concreto
- $\varepsilon_s$  – deformação do aço
- $f_{cd}$  – resistência de cálculo do concreto
- $f_{ck}$  – resistência característica do concreto
- $f_{yk}$  – resistência característica do aço
- $f_{yd}$  – resistência de escoamento de cálculo do aço
- $b_w$  – largura da alma de uma viga
- $c$  – cobrimento da armadura em relação à face do elemento
- $d$  – altura útil da seção da viga
- $h$  – altura da seção transversal da viga
- $d'$  – altura do início da seção transversal até a armadura negativa
- $d''$  – altura do fim da seção transversal até a armadura de tração
- $\varepsilon_{cu}$  – deformação específica de esmagamento do concreto
- $\varepsilon_s$  – deformação específica de escoamento do aço
- $R_{cd}$  – resultante interna de compressão no concreto
- $R_{sd}$  – resultante interna de tração da armadura
- $R'_{sd}$  – resultante interna de compressão da armadura
- $y$  – profundidade da linha neutra
- $\lambda$  – parâmetro de redução da altura do diagrama tensão-deformação transformando-o em diagrama retangular simplificado
- $x$  – profundidade da linha neutra para o diagrama não simplificado
- $z$  – braço de alavanca do binário interno resistente (distância entre  $R_{cd}$  e  $R_{sd}$ )
- $n^{\circ}_{barras}$  – número de barras

$a_v$  – espaçamento vertical das armaduras  
 $a_h$  – espaçamento horizontal das armaduras  
 $\phi_{barra}$  – diâmetro da barra  
 $\phi_{brita}$  – diâmetro da brita  
 $\phi_{estribo}$  – diâmetro do estribo  
 $Q_{total na VS1}$  – carga total uniformemente distribuída ao longo da viga modelo  
 $Q_{laje atuante}$  – carga total uniformemente distribuída ao longo da laje  
 $P_{total laje}$  – carga total solicitante na laje  
 $A_c$  – área da seção transversal da viga de concreto  
 $A_s$  – área da seção transversal da armadura longitudinal de tração  
 $A'_s$  – área da seção transversal da armadura longitudinal de compressão  
 $A_{s,mín}$  – área da seção transversal da armadura longitudinal de tração mínima  
 $A_{s,máx}$  – área da seção transversal da armadura longitudinal de tração máxima  
 $K$  – momento adimensional solicitante que mede a intensidade do momento solicitante de cálculo  
 $K'$  – momento adimensional resistente do concreto comprimido  
 $K_{lim}$  – momento adimensional solicitante que mede a intensidade do momento solicitante de cálculo limite  
 $M$  – momento fletor obtido pelo diagrama de momentos  
 $M_d$  – momento fletor de cálculo  
 $R_d$  – esforço resistente de cálculo  
 $S_d$  – esforço solicitante de cálculo  
 $\gamma_c$  – coeficiente de ponderação da resistência do concreto  
 $\gamma_s$  – coeficiente de ponderação da resistência do aço  
 $\gamma$  – peso específico dos materiais  
 $\lambda$  – altura do retângulo do diagrama tensão-deformação simplificado  
 $\rho$  – taxa geométrica de armadura longitudinal de tração  
 $\rho_c$  – massa específica do concreto

## SUMÁRIO

<b>1. INTRODUÇÃO</b> .....	<b>17</b>
1.1. OBJETIVOS .....	18
<b>1.1.1. Objetivo Geral</b> .....	<b>18</b>
<b>1.1.2. Objetivos Específicos</b> .....	<b>18</b>
<b>2. FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA</b> .....	<b>20</b>
2.1. CONCRETO ARMADO E SUA APLICABILIDADE .....	20
<b>2.1.1. Concretos estruturais</b> .....	<b>22</b>
<u>2.1.1.1. Classes de resistência</u> .....	<u>22</u>
<u>2.1.1.2. Concretos de Alta Resistência (CAR)</u> .....	<u>23</u>
<u>2.1.1.3. Ações nas estruturas</u> .....	<u>24</u>
<u>2.1.1.4. Estados-limite último e de serviço</u> .....	<u>26</u>
<u>2.1.1.5. Módulo de elasticidade</u> .....	<u>27</u>
<u>2.1.1.6. Diagrama tensão-deformação do concreto comprimido</u> .....	<u>28</u>
<u>2.1.1.6.1. Diagrama tensão-deformação do concreto comprimido segundo ABNT NBR 6118/2014</u> .....	<u>28</u>
<u>2.1.1.6.2. Diagrama tensão-deformação do concreto comprimido segundo ABNT NBR 6118/2023</u> .....	<u>30</u>
<u>2.1.1.6.3. Diagrama tensão-deformação do concreto comprimido para as diversas classes de resistência</u> .....	<u>32</u>
<u>2.1.1.7. Coeficiente de fragilidade <math>\eta_c</math></u> .....	<u>34</u>
<u>2.1.1.8. Resistência à tração do concreto</u> .....	<u>37</u>
<b>2.1.2. Armaduras de aço</b> .....	<b>37</b>
<u>2.1.2.1. Classes de resistência</u> .....	<u>37</u>
<u>2.1.2.2. Resistência característica de escoamento</u> .....	<u>38</u>
<u>2.1.2.3. Massa específica e propriedades mecânicas do aço</u> .....	<u>38</u>
<u>2.1.2.4. Diagrama tensão-deformação do aço</u> .....	<u>38</u>
<b>2.1.3. Classes de agressividade ambiental e cobrimento mínimo de estruturas de concreto armado</b> .....	<b>40</b>
<b>2.1.5. Valores finais das resistências de cálculo do concreto e do aço</b> .....	<b>42</b>
2.2. VIGAS DE CONCRETO ARMADO .....	43
<b>2.2.1. Flexão normal simples</b> .....	<b>43</b>



2.2.1.1. Hipóteses básicas para cálculo .....	45
2.2.1.2. Domínios de deformação .....	45
<b>2.2.2. Dimensionamento de vigas de concreto armado .....</b>	<b>48</b>
2.2.2.1. Distribuição de tensões na seção .....	48
2.2.2.2. Equacionamento de armaduras para flexão normal simples .....	49
2.2.2.3. Seções com armaduras simples e duplas .....	53
2.2.2.4. Cálculo da armadura mínima .....	55
2.2.2.5. Cálculo da armadura máxima.....	56
2.2.2.6. Área de aço .....	56
2.2.2.7. Espaçamento horizontal e vertical.....	58
2.2.2.8. Cálculo da armadura negativa.....	59
<b>3. METODOLOGIA .....</b>	<b>60</b>
3.1. CONSIDERAÇÕES PRELIMINARES .....	60
<b>3.1.1. Descrição da estrutura.....</b>	<b>61</b>
<b>3.1.2. Critérios comuns de projeto.....</b>	<b>64</b>
3.1.2.1. Classe de Agressividade Ambiental CAA.....	65
3.1.2.2. Cobrimento nominal .....	65
3.1.2.3. Cargas acidentais.....	65
3.1.2.4. Cargas permanentes .....	66
<b>3.1.3. Diagramas de esforços solicitantes: força cortante e momento fletor ....</b>	<b>70</b>
<b>3.1.4. Dimensionamento de armaduras .....</b>	<b>71</b>
3.1.4.1. Dimensionamento de armaduras longitudinais conforme ABNT NBR 6118/2014 .....	72
3.1.4.2. Dimensionamento de armaduras longitudinais conforme ABNT NBR 6118/2023 .....	76
<b>3.1.5. Elaboração de planilhas .....</b>	<b>78</b>
<b>4. RESULTADOS E DISCUSSÕES.....</b>	<b>79</b>
4.1. COEFICIENTE DE FRAGILIDADE .....	79
4.2. COMPARAÇÃO ENTRE AS DUAS VERSÕES .....	80
<b>4.2.1. Parâmetros obtidos.....</b>	<b>80</b>
<b>4.2.2. Impactos da atualização normativa .....</b>	<b>82</b>
<b>4.2.2. Análise dos resultados .....</b>	<b>85</b>
<b>6. CONCLUSÃO .....</b>	<b>88</b>
<b>REFERÊNCIAS.....</b>	<b>91</b>

## 1. INTRODUÇÃO

A Norma 6118 da Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) é a principal norma referente a estruturas de concreto no Brasil. Criada em 1940, originalmente chamada de NB-1, Norma Brasileira Número 1, evoluiu para NBR 6118 em 1960, sofrendo alterações ao longo dos anos, até as duas últimas versões, a NBR 6118/2014 e a mais recente de 2023, que incorpora um caráter criterioso da obra de 2014.

As mudanças normativas são necessárias, no caso da Engenharia Civil, para aperfeiçoar o dimensionamento, execução e controle de obras, implementando novas metodologias e recomendações, a fim de diminuir o custo do projeto, aumentar a segurança para os usuários e tornar o processo mais eficiente.

Da mesma maneira que a tecnologia que envolve o concreto armado se desenvolve ao longo do tempo, as normas referentes devem acompanhar os avanços. Com a atualização da NBR 6118/2014, o comitê revisor teve intenção de esclarecer como os procedimentos e requisitos devem ser considerados nos projetos estruturais, incluindo figuras e textos, e, em alguns casos, impondo novos limites que contribuiriam para a compreensão da norma (ABECE, 2023).

De acordo ABECE (2023), não houve alterações significativas nas metodologias e formulações já prescritas, exceto para concretos de alta resistência, em que foi introduzido um novo coeficiente de fragilidade ( $\eta_c$ ), reduzindo a resistência desses concretos. Outras mudanças consideráveis na ABNT NBR 6118/2023 foram a inserção de um novo diagrama para análises estruturais não-lineares e ajustes sobre a fadiga do concreto, mas que não são o enfoque deste trabalho.

Nesse contexto, pretende-se reunir dados relacionados aos concretos com resistências maiores que 50 MPa, comparando o dimensionamento de armaduras de uma viga modelo com seção transversal retangular submetida à flexão normal de acordo com as normas ABNT NBR 6118/2014 e NBR 6118/2023, visto que essa mudança, provavelmente, aumentará a área de armadura na estrutura, elevando o custo da obra devido ao acréscimo de material.

O intuito é evidenciar as diferenças entre ambas as normas, verificando os impactos apresentados com a adição do coeficiente de fragilidade no

dimensionamento de estruturas de concreto armado de alta resistência, tendo como hipótese que as atualizações tragam alterações no consumo de aço.

Para o desenvolvimento do trabalho, as discordâncias entre as duas normas foram aprofundadas, definiu-se a viga modelo de estudo, e utilizando o Ftool versão 4.00.03 (Ftool, 2024) e planilhas do Excel, obteve-se os resultados do dimensionamento estrutural para diferentes valores de resistência de concreto, sendo todos os cálculos feitos com base nas ABNT NBR 6118/2014 e 2023.

Em seguida, avaliou-se o impacto da introdução do coeficiente ( $\eta_c$ ) para os concretos de alta resistência utilizados em vigas de seção transversal sujeitas à flexão simples, e fez-se a análise das apurações das duas versões (2014 e 2023) da ABNT NBR 6118 para apresentar as conclusões a respeito das alterações realizadas, principalmente em relação ao aumento da área de armadura para concretos de resistências maiores que 50 MPa.

## 1.1. OBJETIVOS

Para definir a diferença do consumo de aço no dimensionamento de vigas de seção transversal retangular submetidas à flexão simples de concreto armado de alta resistência utilizando a ABNT NBR 6118/2014 e ABNT NBR 6118/2023, propõe-se os seguintes objetivos.

### 1.1.1. Objetivo Geral

Analisar os efeitos resultantes da reformulação da ABNT NBR 6118/2014 e comparar valores de dimensionamento da quantidade de aço em vigas de concreto armado de alta resistência por meio da análise de influência do coeficiente de fragilidade ( $\eta_c$ ), utilizando a norma de 2014, a qual não apresenta o coeficiente de fragilidade, e a ABNT NBR 6118/2023, na qual foi introduzida este fator.

### 1.1.2. Objetivos Específicos

- Apresentar conceitos e comportamentos do concreto, aço e concreto armado;

- Pontuar as diferenças entre a ABNT NBR 6118/2014 e sua versão atualizada para concretos de resistências acima de 50 MPa;
- Examinar as repercussões decorrentes da revisão da ABNT NBR 6118/2014;
- Dimensionar uma viga modelo de concreto armado com seção transversal retangular submetida à flexão simples para concretos que apresentem resistências de 50, 60, 70, 80 e 90 MPa, conforme a ABNT NBR 6118/2014 e a de 2023;
- Avaliar o impacto da inserção do coeficiente de fragilidade ( $\eta_c$ ) na ABNT NBR 6118/2023 para concretos de alta resistência;
- Comparar a diferença nas quantidades de armadura obtidas por ambas as normas;
- Analisar o aumento do consumo de aço e as implicações geradas.

## 2. FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

A fim de avaliar o dimensionamento e comparação entre duas vigas de concreto armado, uma com base na ABNT NBR 6118/2014, e outra baseada na versão mais recente, de 2023, é necessário a compreensão das características e esforços atuantes sobre esse tipo de estrutura. Assim, conhecer o comportamento do concreto e da armadura, materiais que compõem o concreto armado, é de suma importância para a compreensão geral do trabalho. Portanto, o objetivo deste capítulo é introduzir conceitos e propriedades dos componentes, visto que esses possuem particularidades quando trabalham solidariamente.

### 2.1. CONCRETO ARMADO E SUA APLICABILIDADE

O concreto armado é obtido por meio da associação entre concreto simples e armadura convenientemente colocada (armadura passiva), de tal modo que ambos resistam solidariamente aos esforços solicitantes (Carvalho; Figueiredo Filho, 2014). Esse material, composto por concreto e aço, alia as maiores qualidades dos dois materiais, fornecendo resistência e durabilidade às estruturas nas quais são aplicadas.

O concreto armado também pode ser definido como a combinação de concreto – uma pasta composta por agregados miúdos e graúdos, cimento e água, conhecida desde a Antiguidade – com uma armadura de aço, previamente montada dentro de uma forma, cuja geometria é adequada ao carregamento da estrutura (Santos, 2008). Mas, segundo Adão e Hemerly (2010), com a união da propriedade de resistência à compressão do concreto com a do aço, é possível vencer grandes vãos e alcançar alturas extraordinárias.

Custódio (2018) explica que o aço, com sua resistência tanto à tração como à compressão, complementa o concreto que possui elevada resistência à compressão e baixa resistência à tração. Economicamente, o concreto continua sendo, para a maioria dos casos, a melhor solução, já que sua versatilidade não é alcançada por outros materiais (Diniz, 2009).

A composição é considerada recente, visto que os primeiros relatos de sua implementação em sistemas estruturais são de 1875, quando Gustav Adolf Wayss

comprou a patente do cimento Portland e desenvolveu o concreto armado. No entanto, é discernida mundialmente, sendo aplicada em edifícios, pontes, barragens, represas e elementos estruturais (Helene; Andrade, 2010).

Segundo Carvalho e Figueiredo Filho (2014), os benefícios da aplicação do concreto armado, quanto ao uso estrutural, são vastos:

- Apresenta elevada resistência à maioria das solicitações;
- Possui boa trabalhabilidade;
- Permite obter estruturas monolíticas;
- As técnicas para sua execução são bastantes difundidas em quase todo país;
- É considerado um material durável quando bem empregado;
- Pode ser executado por meio de pré-moldagem;
- É resistente a choques e vibrações, efeitos térmicos, atmosféricos e desgastes mecânicos.

Outra vantagem da combinação entre os dois materiais é que o concreto também serve como proteção para o aço, evitando sua corrosão (Bastos, 2019).

Apesar de mostrar inúmeras vantagens, todo material apresenta características desfavoráveis, como o peso próprio do concreto armado ser de aproximadamente  $25 \text{ kN/m}^3$ , limitando seu uso em diversas situações e elevando o custo de execução. Além disso, fôrmas e escoras devem ser utilizadas por tempo pré-determinado a fim de o concreto atingir sua resistência à compressão adequada, e reformas e adaptações podem ser de difícil operação (Carvalho; Figueiredo Filho, 2014).

Mesmo que a técnica do concreto armado seja amplamente usada no Brasil, “[...] considerado o material mais conveniente para as circunstâncias brasileiras, em vista da segurança, de ser relativamente barato e de ser pouco exigente quanto à mão-de-obra.” (Santos, 2008, p.13), manter padronização na construção dessas estruturas, tal como garantia de qualidade e segurança, não é simples.

Nesse contexto, e considerando que a forma que o concreto é preparado pode interferir diretamente nos resultados de sua resistência e durabilidade, a Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT, 1960) uniformizou a elaboração, execução e controle das estruturas por meio da NBR 6118/2023 – Projeto de Estruturas de Concreto, substituindo sua edição anterior de 2014.

Por conseguinte, os mesmos teóricos defensores de que o concreto é o melhor material na construção civil nesses quesitos, destacam que nenhuma ferramenta é definitiva e permanente quando exposta a intempéries (Helene; Andrade, 2010; Carvalho; Figueiredo Filho, 2014), sendo imprescindível compreender as propriedades do concreto armado e suas limitações.

O impacto da atualização da ABNT NBR 6118 - Projeto de estruturas de concreto - Procedimento, segundo ABECE (2023), atingiu principalmente os concretos de alta resistência após a inserção do coeficiente de fragilidade ( $\eta_c$ ). Os concretos de alta resistência são os principais materiais abordados neste trabalho, e suas características fundamentais são apresentadas no próximo item.

### **2.1.1. Concretos estruturais**

Neste item, aborda-se os diferentes tipos de concretos estruturais, dando ênfase nos concretos de alta resistência utilizados em elementos estruturais de concreto armado. Serão discutidas as propriedades dos materiais e as aplicações práticas no dimensionamento de estruturas.

#### **2.1.1.1. Classes de resistência**

A ABNT NBR 8953/2015 classifica os concretos para fins estruturais em dois grupos, I e II, conforme a resistência característica à compressão, determinada a partir do ensaio de corpos de prova regidos pela ABNT NBR 5739/2018. A Figura 1 apresenta a classificação dos concretos estruturais quanto à resistência. Nota-se que o Grupo I representa concretos com resistências características menores (ou igual) que 50 MPa, enquanto o Grupo II é composto por concretos com resistências maiores que 50 MPa, considerados concretos de alta resistência. O grupo estudado será o Grupo II, o qual foi diretamente afetado com a introdução do fator de fragilidade.

Figura 1 – Classe de resistência de concretos estruturais

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

Fonte: NBR 8953 (ABNT, 2015, p. 2).

Dentro dos grupos, os concretos normais são designados pela letra C seguida do valor de resistência característica à compressão aos 28 dias de idade, expressa em MPa (Araújo, 2014).

#### 2.1.1.2. Concretos de Alta Resistência (CAR)

A resistência do concreto endurecido é influenciada por diversos fatores, incluindo o consumo de cimento e água na mistura, o grau de adensamento, e os tipos de agregados e aditivos utilizados. A resistência à compressão aumenta com o maior consumo de cimento e a redução da relação água-cimento. Esta relação é crucial, pois determina a porosidade da pasta de cimento endurecida, afetando diretamente as propriedades mecânicas do concreto (Araújo, 2014).

Segundo a ABNT NBR 6118/2023, Concretos de Alta Resistência (CAR) podem ser classificados como aqueles que possuem resistência à compressão dentro de um intervalo de 50 MPa a 90 MPa. Para produzi-los, nos anos 1970, foram utilizados um baixo fator água/cimento e uma quantidade de água além do normal para cura. A regra básica era mais cimento e menos água na composição. Entretanto, misturas ricas em cimento são mais resistentes, porém apresentam retração e, portanto, fissuram mais facilmente que as com quantidade usual de cimento (Silva, 1995).

Esses concretos são denominados como de “alto desempenho” porque reconheceu-se que as vantagens oferecidas por estes materiais iam muito além de uma elevada resistência à compressão, uma vez que são dotados de um



comportamento adequado quanto à durabilidade, resistência à abrasão e ao impacto, resistência à corrosão química e mecânica, apresentando ainda baixa retração e fluência, bem como ausência de segregação e exsudação, entre outras propriedades atraentes (Lima, 2005).

Em edifícios de grande altura, o incremento da resistência do concreto possibilita a construção de pilares e vigas mais esbeltos, o que, por sua vez, reduz a carga permanente sobre a estrutura e os carregamentos transmitidos às fundações. No entanto, o aumento da resistência à compressão acarreta uma diminuição da ductilidade dos elementos estruturais (Gamino, 2003).

Para Isaia, Helene e Tutikian (2011), o princípio básico do CAR está fundamentado na diminuição da porosidade do concreto, por meio da modificação da estrutura dos poros. Para atingir tal objetivo, as seguintes ações são necessárias:

- Diminuição da relação água/cimento e a quantidade total de água por m<sup>3</sup>, através do uso de aditivos plastificantes e/ou superplastificantes;
- Otimização da granulometria dos agregados para aumentar o esqueleto inerte e obter maior compacidade, utilizando-se agregados graúdos de menor diâmetro máximo e adequada composição granulométrica dos finos;
- Reforço das ligações químicas primárias e secundárias entre as partículas, pelo uso de adições minerais.

Sendo assim, concretos de alta resistência são usados para aumentar a durabilidade das estruturas de concreto armado, facilmente adaptando-se em diversas situações e ambientes.

#### 2.1.1.3. Ações nas estruturas

Define-se como ação todo e qualquer efeito, individual ou combinado, que pode induzir tensões ou deformações em uma estrutura (Carvalho; Figueiredo Filho, 2014). Segundo a ABNT NBR 8681/2004, as ações são descritas como as causas responsáveis pela geração de esforços ou deformações nos elementos estruturais. Em termos práticos, as forças e deformações resultantes dessas ações são tratadas como as próprias ações. As deformações geradas são ocasionalmente referidas como ações indiretas, enquanto as forças são chamadas de ações diretas.

De acordo com as especificações da ABNT NBR 6118/2023, essas ações são classificadas em:

- Ações permanentes, subdivididas em diretas e indiretas, consistem em influências que se mantêm praticamente inalteradas ao longo da vida útil da construção. Elas devem ser avaliadas levando em conta seus valores mais críticos em termos de segurança. O peso próprio da estrutura e empuxos contínuos são exemplos dessas ações;
- Ações variáveis: também subdivididas em diretas e indiretas, são ações constituídas pelas cargas previstas para a utilização da edificação e pela ação do vento e da água (quando considerada como variável direta), por exemplo;
- Ações excepcionais: referem-se a situações de carregamento incomuns no projeto estrutural, em que os efeitos não podem ser mitigados por outros meios. Essas ações são definidas por valores específicos em cada caso, de acordo com Normas Brasileiras específicas.

No contexto do dimensionamento estrutural de edificações, a análise estrutural emerge como a fase mais crítica do projeto. Durante esta fase, são determinados os esforços solicitantes (forças internas) que serão subsequente e fundamentalmente utilizados no dimensionamento e detalhamento da estrutura completa. Esta análise não só informa o detalhamento e dimensionamento dos componentes estruturais, mas também antecipa o comportamento da estrutura durante sua vida útil (Barboza, 2008).

Barboza (2008) ainda afirma que com o avanço das ferramentas de cálculo computacional, os quais permitem a rápida avaliação das estruturas, muitos engenheiros têm negligenciado a importância dessa etapa, pouco focando na análise estrutural. No entanto, mostra-se ineficaz proceder com o dimensionamento e detalhamento das armaduras se os esforços solicitantes obtidos na análise estrutural estiverem incorretos ou não refletirem com precisão as condições reais às quais a estrutura será submetida.

#### 2.1.1.4. Estados-limite último e de serviço

Uma estrutura de concreto armado deve atender requisitos de qualidade para ser considerada adequada, tais como segurança, bom desempenho em serviço e durabilidade, tendo alguns tipos de estruturas com condições específicas, como exigência de resistência ao fogo e a explosão, por exemplo (Araújo, 2023).

Existem dois estados-limite definidos para o concreto armado: Estado-Limite Último (ELU) e Estado-Limite de Serviço (ELS). Tanto a ABNT NBR 6118/2014 quanto a de 2023 descrevem o Estado-Limite Último (ELU) relacionado ao colapso, ou a qualquer outra forma de ruína estrutural, que determine a paralisação do uso da estrutura.

Segundo Silva (2018), alguns exemplos que podem levar a estrutura ao estado-limite último são: esgotamento da capacidade resistente da estrutura considerando exposição ao fogo, ações sísmicas, efeitos de segunda ordem e solicitações normais e tangenciais. Para um melhor entendimento, o ELU é quando as ações são majoradas, e tem-se as resistências minoradas, com intuito de manter a segurança da estrutura (Carvalho; Figueiredo Filho, 2014).

Já o Estado-Limite de Serviço (ELS) é definido como estado que, por sua ocorrência, repetição ou duração, causam efeitos estruturais que não respeitam as condições especificadas para o uso normal da construção, ou que são indícios de comprometimento da durabilidade da estrutura (ABNT NBR 8681, 2004). Sua classificação pode ser feita em sete grupos distintos, conforme a ABNT NBR 6118/2023:

- formação de fissuras (ELS-F);
- abertura de fissuras (ELS-W);
- deformações excessivas (ELS-DEF);
- descompressão (ELS-D);
- descompressão parcial (ELS-DP);
- vibrações excessivas (ELS-VE);
- compressão excessiva (ELS-CE).

Observa-se que o requisito da segurança está relacionado com os estados-limite últimos, enquanto a durabilidade, a aparência e o conforto estão ligados aos estados-limite de utilização (Araújo, 2014).

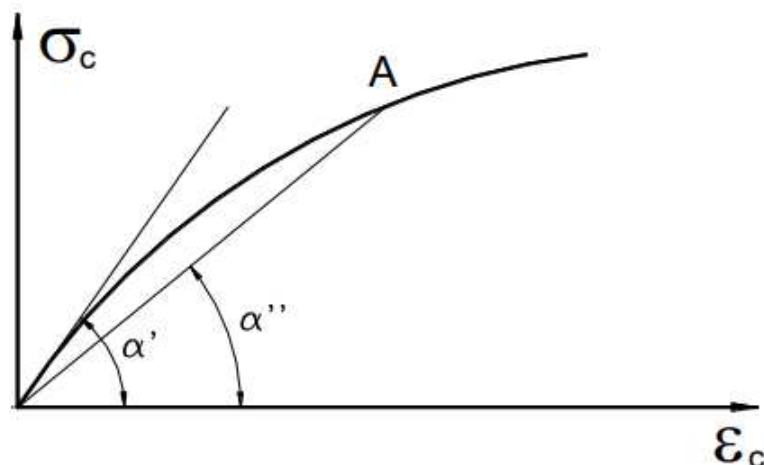
### 2.1.1.5. Módulo de elasticidade

Em concordância com Bastos (2023), o módulo de elasticidade  $E_c$  representa um valor numérico que reflete a capacidade do concreto em suportar deformações induzidas por tensões, predominantemente de compressão. Concretos com alta resistência à compressão tendem a sofrer menor deformação em comparação com aqueles de baixa resistência, resultando em módulos de elasticidade mais elevados.

Além disso, o concreto apresenta um comportamento não linear, quando submetido a tensões de certa magnitude, decorrente da microfissuração progressiva que ocorre na interface entre o agregado graúdo e a pasta de cimento (Araújo, 2014). Por isso, a relevância da definição dos módulos de elasticidade reside na quantificação das deformações em estruturas de concreto, como nos cálculos de flechas em lajes e vigas, bem como na análise da estabilidade global de edifícios (Bastos, 2023).

Bastos explica também que o módulo de elasticidade é avaliado por meio do diagrama tensão-deformação do concreto (item 2.1.1.6.), dando destaque ao módulo de elasticidade tangente inicial, fornecido a partir da tangente do ângulo  $\alpha'$ . O ângulo  $\alpha'$  é formado por uma reta tangente à curva do diagrama ( $\sigma_c \times \varepsilon_c$ ). Um outro módulo importante é o módulo de elasticidade secante, dado pela tangente do ângulo ( $\alpha''$ ) formado pela reta secante que passa por um ponto A do diagrama, representado na Figura 2.

Figura 2 – Determinação do módulo de elasticidade do concreto à compressão



Fonte: Bastos (2023, p. 21).

Como não se entrará no mérito do módulo de elasticidade para o dimensionamento de armaduras dos concretos de alta resistência, não será abordado o equacionamento para esse fator.

#### 2.1.1.6. Diagrama tensão-deformação do concreto comprimido

Os diagramas tensão-deformação mostram as relações entre tensões ( $\sigma_c$ ) e deformações ( $\varepsilon_c$ ) do concreto. Na compressão, são obtidos por ensaios de corpos de prova à compressão centrada e apresentam uma parte curva e outra sensivelmente retilínea (Carvalho; Figueiredo Filho, 2014). O concreto armado apresenta este comportamento não-linear devido aos efeitos da fissuração, fluência do concreto e escoamento da armadura (Bastos 2014).

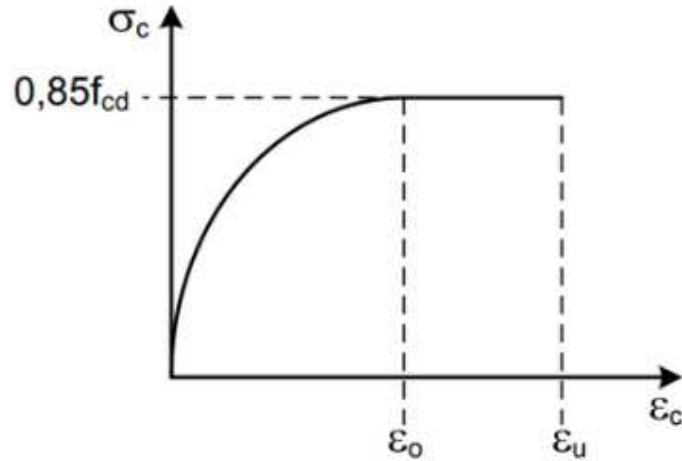
A seguir, serão discutidas as divergências entre os diagramas tensão-deformação do concreto comprimido das normas ABNT NBR 6118/2014 e ABNT NBR 6118/2023, juntamente com suas respectivas formulações.

##### *2.1.1.6.1. Diagrama tensão-deformação do concreto comprimido segundo ABNT NBR 6118/2014*

Conforme a ABNT NBR 6118/2014, o diagrama tensão-deformação do concreto comprimido, para análises no Estado-Limite Último (ELU), manifesta tensão de pico definida por  $0,85 f_{cd}$ . A origem do fator redutor 0,85 dá-se a fim de levar em conta o efeito de Rüsçh, uma vez que quanto maior é o tempo de carregamento para se alcançar a ruptura, menor é a resistência do concreto (Bastos, 2023).

Silva (2018) evidencia que, para concretos do Grupo I, o trecho curvo, de 0‰ a  $\varepsilon_0 = 2‰$ , e o constante,  $\varepsilon_0 = 2‰$  a  $\varepsilon_u = 3,5‰$ , apresentam os mesmos intervalos. Já para os concretos do Grupo II esses intervalos são variáveis, com aumento progressivo do trecho curvo e diminuição do trecho constante, os quais serão discutidos no item 2.1.1.6.3. Para a situação limite da Classe C90 resta apenas o trecho curvo ( $\varepsilon_{0,C90} = \varepsilon_{u,C90} = 2,6‰$ ). A Figura 3 introduz o diagrama tensão-deformação para compressão com base na ABNT NBR 6118/2014.

Figura 3 – Diagrama tensão-deformação para compressão com base na ABNT NBR 6118/2014



Fonte: Araújo (2023, p. 126).

Vale ressaltar que a tensão de pico  $0,85 f_{cd}$  deve ser empregada apenas para concretos de classe até C50. Para concretos superiores a esta classe,  $\sigma_c$  é calculado pela Equação 1.

$$\sigma_c = \alpha_c f_{cd} \quad (1)$$

em que  $f_{cd}$  é a resistência à compressão de cálculo, e  $\alpha_c$  é definido pela Equação 2.

$$\alpha_c = 0,85[1,0 - (f_{ck} - 50) / 200] \quad (2)$$

As formulações que definem o diagrama, em concordância com Araújo (2014), são descritas nas Equações 3, 4 e 5.

$$\sigma_c = 0,85f_{cd} \left[ 1 - \left( 1 - \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_0} \right)^n \right], \text{ se } \varepsilon_c < \varepsilon_0 \quad (3)$$

$$\sigma_c = 0,85f_{cd}, \text{ se } \varepsilon_0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_u \quad (4)$$

$$\sigma_c = 0, \text{ se } \varepsilon_c > \varepsilon_u \quad (5)$$

Nas quais, para concretos de classes até C50,  $\varepsilon_0 = 0,002$  e  $\varepsilon_u = 0,0035$ . A deformação última de 3,5‰ indica que nas fibras mais comprimidas a máxima deformação de encurtamento que o concreto pode sofrer é de 3,5 mm por metro linear da peça. Estabelece-se convencionalmente que, ao alcançar essa deformação, o concreto está à beira de romper por esmagamento (Bastos, 2023). Para concretos de classes C55 a C90, tem-se as Equações 6 e 7, sendo  $\varepsilon_c$  a deformação de compressão e  $\sigma_c$  a tensão correspondente.

$$\varepsilon_{cu} = 2,0\% + 35\%[(90 - f_{ck}) / 100]^4 \quad (6)$$

$$\varepsilon_c = 2,0\% + 0,085(f_{ck} - 50)^{0,53} \quad (7)$$

O expoente  $n$ , dado na Equação 3, é equivalente a 2,0 para concretos com resistências inferiores ou iguais a 50 MPa, enquanto para concretos com resistências superiores a 50 MPa,  $n$  é calculado pela Equação 8. Para concretos que apresentem  $f_{ck} > 50 \text{ MPa}$ , substitui-se, como mostrado na Equação 1, o fator 0,85 por  $\alpha_c$ .

$$n = 1,4 + 23,4[(90 - f_{ck}) / 100]^4 \quad (8)$$

Ainda conforme a ABNT NBR 6118/2014, no processo de dimensionamento de vigas, a representação gráfica da relação tensão-deformação em compressão do concreto pode ser simplificada para um retângulo de altura equivalente a  $y = \lambda x$ . O parâmetro  $\lambda$  pode ser tomado igual às Equações 9 e 10:

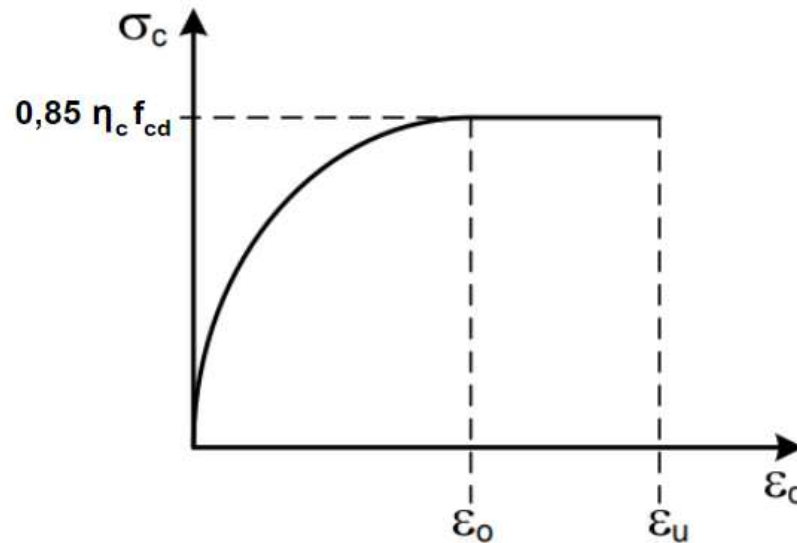
$$\lambda = 0,8 \text{ para } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa ou} \quad (9)$$

$$\lambda = 0,8 - (f_{ck} - 50)/400 \text{ para } f_{ck} > 50 \text{ MPa} \quad (10)$$

#### 2.1.1.6.2. Diagrama tensão-deformação do concreto comprimido segundo ABNT NBR 6118/2023

Para a ABNT NBR 6118/2023, segundo Araújo (2023), o diagrama de tensão-deformação utilizado é conforme representado na Figura 4.

Figura 4 – Diagrama tensão-deformação para compressão com base na ABNT NBR 6118/2023



Fonte: Adaptado de Araújo (2023, p.130).

Observa-se que o diagrama se diferencia da NBR 6118/2014 apenas pela inserção do coeficiente de fragilidade ( $\eta_c$ ), que será explicado no próximo tópico, mantendo inalteradas as expressões das deformações  $\epsilon_0$  e  $\epsilon_u$  para concretos acima da Classe C50, no eixo das abscissas, assim como os valores do coeficiente  $\alpha_c$ . Da mesma forma,  $\epsilon_0 = 0,002$  e  $\epsilon_u = 0,0035$  para classes de resistência abaixo de C50. Portanto, o valor da tensão  $\sigma_c$  pode ser dado pela Equação 11.

$$\sigma_c = \eta_c \alpha_c f_{cd} \quad (11)$$

Para concretos com  $f_{ck} \leq 50MPa$ ,  $\alpha_c$  corresponde à 0,85, como representado na Figura 4, enquanto para concretos com  $f_{ck} > 50MPa$ ,  $\alpha_c$  é calculado conforme a Equação 2. Os valores de  $\eta_c$  serão discutidos de maneira mais profunda no item 2.1.1.7.

A NBR 6118/2023 também viabiliza a simplificação do diagrama tensão-deformação para um retângulo com altura  $y = \lambda x$ . Os valores de  $\lambda$  variam entre os grupos de concretos de resistência convencional e de alta resistência, conforme descrito pelas Equações 9 e 10, enquanto a tensão  $\sigma_c$  é determinada pela Equação 11.

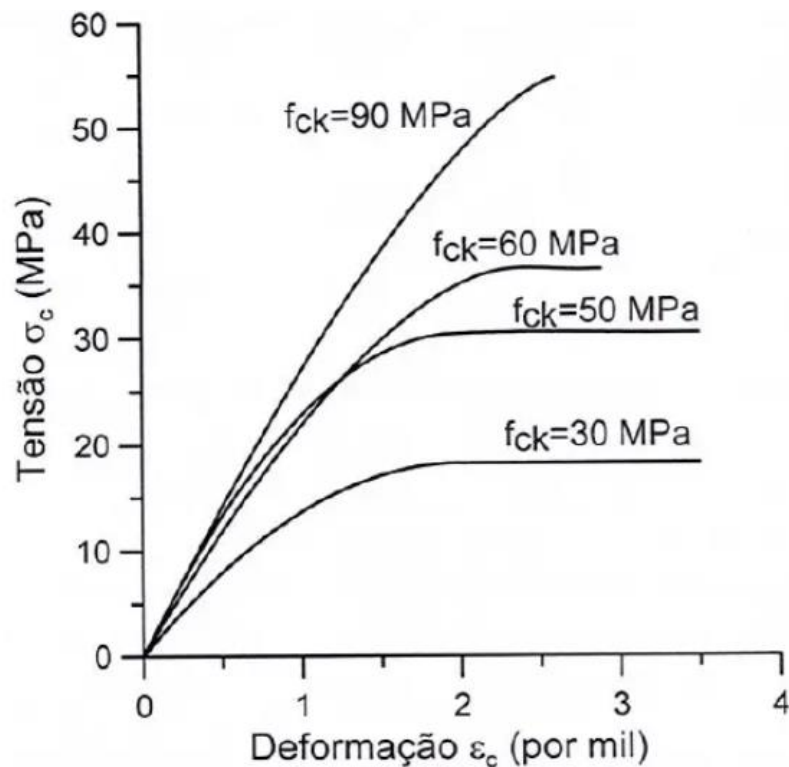


Em síntese, a deformação de ruptura do concreto sob compressão geralmente situa-se entre 3‰ e 6‰, onde quanto menores são esses valores, mais resistente é o concreto (Vieira, 2003). Segundo a NBR 6118/2023, adota-se 3,5‰ como a deformação de ruptura do concreto em seções que não estão totalmente comprimidas, como aquelas sujeitas à flexão.

#### 2.1.1.6.3. Diagrama tensão-deformação do concreto comprimido para as diversas classes de resistência

A configuração do diagrama tensão-deformação é influenciada pela evolução gradual das microfissuras internas durante a aplicação das cargas. Comparativamente ao diagrama típico do concreto de resistência convencional, Figura 4, o diagrama correspondente ao concreto de alta resistência revela uma linearidade mais evidente, apresentando deformação ampliada na tensão máxima e inclinação mais pronunciada na fase descendente da curva, caracterizando uma ruptura de natureza frágil após o ponto de tensão máxima ser atingido (Silva, 1995). A Figura 5 introduz o gráfico de tensão-deformação para diferentes classes de resistência de concreto.

Figura 5 – Gráficos tensão-deformação para diferentes classes de concreto

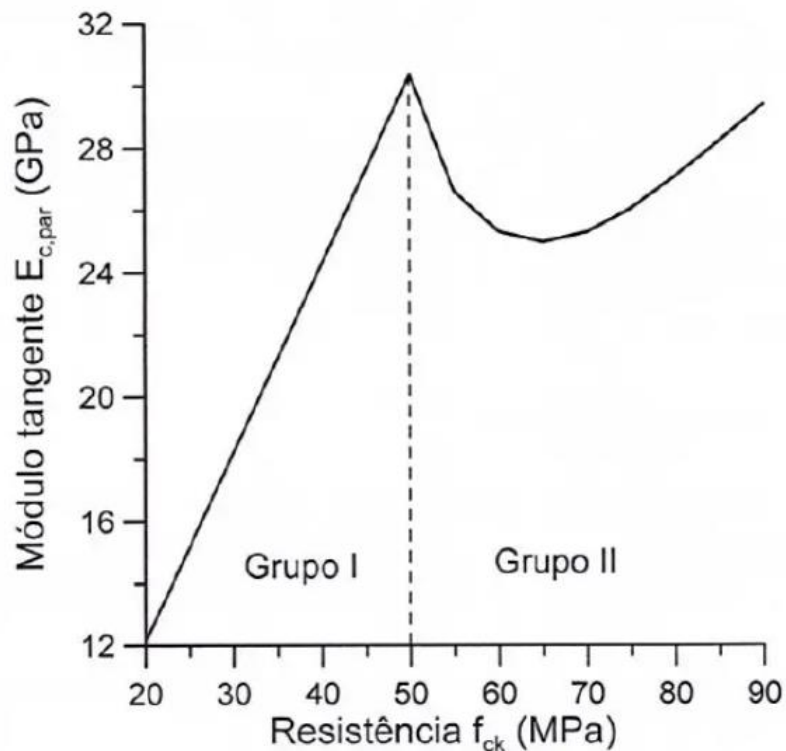


Fonte: Araújo (2014, p. 114).

Conforme o  $f_{ck}$  aumenta, a deformação do concreto na ruptura diminui progressivamente, passando de 3,5‰ (para  $f_{ck} = 45 \text{ MPa}$ ) a cerca de 2,5‰ ( $f_{ck} = 90 \text{ MPa}$ ), resultando em um comportamento mais frágil e menos dúctil à medida que a resistência cresce. Por isso, concretos com elevadas resistências à compressão são significativamente mais frágeis do que os concretos com resistências convencionais, devendo haver a compensação dessa característica pelo uso da armadura, para garantir que os elementos estruturais mantenham a ductilidade necessária (Helene, Isaia, Tutikian, 2011).

Araújo (2014) explica que, conforme a Figura 5, na passagem de  $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$  para  $f_{ck} = 50 \text{ MPa}$ , há um aumento do módulo de deformação longitudinal, mesmo que as equações forneçam uma redução nesse valor para concretos com  $f_{ck} > 50 \text{ MPa}$ , apontando uma incoerência na formulação da NBR 6118. Na Figura 6 apresenta-se a variação do módulo de deformação tangente com a resistência à compressão.

Figura 6 – Módulo tangente x resistência  $f_{ck}$  para concreto armado comprimido



Fonte: Araújo (2014, p.115).

Para valores de  $f_{ck}$  superiores a 50 MPa, observa-se uma redução significativa no módulo de deformação tangente, o que contrasta fortemente com os resultados experimentais, que indicam um aumento contínuo do módulo com a resistência.

Em consequência, Araújo (2014) conclui que o diagrama de tensão-deformação do concreto sob compressão, conforme apresentado na NBR 6118, é inadequado para calcular as deformações da estrutura quando o  $f_{ck}$  excede 50 MPa. Esta inadequação é particularmente crítica no dimensionamento de pilares esbeltos de concreto armado, pois as armaduras nesses elementos são altamente sensíveis aos deslocamentos do eixo do pilar, podendo resultar na necessidade de maior quantidade de armadura em pilares com  $f_{ck}$  superiores a 50 MPa em comparação com pilares com  $f_{ck}$  de 50 MPa.

Para compensar a incoerência na formulação e garantir a segurança no dimensionamento de elementos estruturais de concreto armado, a ABNT NBR 6118/2023 incorporou o coeficiente de fragilidade ( $\eta_c$ ), abordado no item a seguir.

#### 2.1.1.7. Coeficiente de fragilidade $\eta_c$

A resistência do concreto à compressão interfere diretamente a forma do diagrama tensão-deformação do concreto comprimido. Quanto maior a resistência à compressão do concreto, mais íngreme e linear o ramo ascendente da curva será, e consequentemente maior é o valor do módulo de deformação longitudinal do material (Aguiar, 2000). Assim, conforme Furnas (1997), concretos de maiores resistências apresentam maiores inclinações na origem da curva tensão-deformação, como demonstrado na Figura 5, rompendo com deformações menores, considerados relativamente frágeis.

A adição do coeficiente de fragilidade ( $\eta_c$ ) na norma atual de projetos de estrutura de concreto armado, ABNT NBR 6118/2023, trouxe algumas mudanças em relação ao dimensionamento de armaduras para concretos de alta resistência, e teve como referência o Eurocode 2 (FprEN 1992-1-1:2022). Araújo (2023) afirma que este fator de fragilidade tem o intuito de reduzir ainda mais a tensão de pico do diagrama tensão-deformação para compressão de concretos com  $f_{ck} \geq 40MPa$ .

A necessidade da incorporação desse fator redutor ( $\eta_c$ ) deu-se porque à medida que o  $f_{ck}$  do concreto aumenta, menor a sua deformação na ruptura, tornando-se mais frágil conforme o patamar de resistência sobe, característica que deve ser compensada com o aumento da área de armadura de aço.

Ainda segundo a NBR 6118/2023, o cálculo desse coeficiente varia dependendo do  $f_{ck}$  do concreto. Para classes de concreto menores ou iguais a C40,  $\eta_c = 1,0$ . No entanto, classes superiores a C40, o fator de fragilidade deve ser calculado pela Equação 12.

$$\eta_c = (40 / f_{ck})^{1/3} \quad (12)$$

Na Tabela 1, apresenta-se os valores de  $\eta_c$  obtidos para as classes de concreto entre 40 e 90 MPa.

Tabela 1 – Valores de  $\eta_c$  para concretos acima de 40 MPa

Coeficiente de fragilidade para concretos de alta resistência							
$f_{ck}$	40	50	55	60	70	80	90
$\eta_c$	1,00	0,93	0,90	0,87	0,83	0,79	0,76

Fonte: da Autora (2024).

Observa-se na Tabela 1 que os valores do fator redutor vão diminuindo à medida que o  $f_{ck}$  aumenta, o que acarreta maior redução da resistência à compressão para concretos de maior  $f_{ck}$ . Todavia, Araújo (2023) afirma que o coeficiente de fragilidade não foi transcrito de maneira adequada da Eurocode 2 (FprEN 1992-1-1:2022), uma vez que existem dois fatores de minoração da resistência do concreto, levando a ABNT NBR 6118/2023 a ser muito mais conservadora que a versão de 2014 da norma.

Outras autoras como Benetti (2024) e Faria (2023) estudaram o coeficiente de fragilidade para o caso de vigas. Em ambos os trabalhos, as autoras compararam a versão da NBR 6118 de 2014 com a de 2023. Benetti (2024) utilizou a mesma seção transversal retangular submetida à flexão simples para todas as classes de concreto avaliadas, enquanto Faria (2023) apresentou dois exemplos com vigas de dimensões diferentes, um para  $f_{ck} = 45 \text{ MPa}$  e outro  $f_{ck} = 90 \text{ MPa}$ . Os resultados obtidos estão representados na Tabela 2, com  $f_{ck}$  em MPa e a área de armadura em  $\text{cm}^2$ .

Tabela 2 – Áreas de armadura encontradas pelas autoras

Áreas de armadura (em cm <sup>2</sup> ) encontradas pelas autoras		
$f_{ck}$	Benetti (2024)	
	2014	2023
50	6,71	6,75
60	6,65	6,71
70	6,61	6,69
80	6,58	6,67
90	6,56	6,66
$f_{ck}$	Faria (2023)	
	2014	2023
45	1,40	1,41
90	1,86	1,87

Fonte: da Autora (2024).

Embora a variação no consumo de aço para vigas de seção transversal sob flexão simples seja mínima, Faria (2023) ressalta que a ABNT NBR 6118/2023 tem implicações na segurança estrutural, ao posicionar a linha neutra na seção de maneira ligeiramente mais cautelosa, o que pode, em alguns casos, afetar a classificação do domínio de deformação da seção. Benetti (2024) também conclui que, apesar da versão de 2023 apresentar valores de área de armadura necessária mais conservadores para vigas de concreto de alta resistência, as variações são realmente mínimas.

Na Tabela 2, nota-se que o maior aumento no consumo de armaduras foi para o  $f_{ck} = 90 \text{ MPa}$ , sendo de 1,52% entre a versão antiga e a atual da NBR 6118, não trazendo significativa economia na área de aço das vigas, com 0,09 cm<sup>2</sup> de diferença entre a resistência de C50 e C90 na versão de 2023 (Benetti, 2024). Para pilares, Benetti (2024) demonstra que o aumento máximo na área de aço ocorreu para concretos da classe C80. Ao comparar as versões da norma brasileira, observou-se um incremento de 2,68 vezes na área de aço.

#### 2.1.1.8. Resistência à tração do concreto

Segundo a NBR 6118, a resistência à tração não é considerada no dimensionamento de estruturas de concreto armado. Contudo, mesmo que essa resistência seja mínima em relação à resistência à compressão, ela é uma propriedade fundamental do concreto. Carvalho e Figueiredo Filho (2014) afirmam que a resistência à tração pode influenciar a capacidade resistente de elementos submetidos a esforços cortantes, impactando diretamente a fissuração.

Embora o aumento da resistência à compressão não resulte em um aumento proporcional da resistência à tração, concretos de classes superiores já demonstram uma resistência à tração maior do que os concretos convencionais. Parrot (1969) observou que concretos de alta resistência apresentam valores de resistência à tração 50 a 110% superiores aos concretos de resistência normal, conforme ensaios de compressão diametral. Flor (1994) acrescenta que o módulo e a resistência à tração não aumentam na mesma proporção que a resistência à compressão.

#### **2.1.2. Armaduras de aço**

Silva (2018) define o aço como uma liga metálica composta principalmente por ferro e uma pequena quantidade de carbono, geralmente entre 0,03% e 2%, o qual apresenta alta ductilidade, tornando-o mais maleável e facilitando sua conformação para uso em armaduras. Em aplicações na construção civil, os aços estruturais costumam ter teores de carbono que variam de 0,18% a 0,25%.

##### 2.1.2.1. Classes de resistência

Segundo a ABNT NBR 6118, tanto na de 2014 quanto na de 2023, os projetos de estruturas de concreto armado devem ser realizados utilizando o aço classificado pela ABNT NBR 7480/2024, com valor característico da resistência de escoamento ( $f_{yk}$ ) nas categorias CA-25, CA-50 e CA-60. CA significa Concreto Armado, enquanto os números 25, 50 e 60 representam a tensão de escoamento característica  $f_{yk}$  em  $\text{KN/cm}^2$  ou  $\text{kgf/mm}^2$  (Silva, 2018).

Os diâmetros nominais para as barras de aço, também padronizados pela ABNT NBR 7480/2024, são dados na Tabela 3:

Tabela 3 – Diâmetros nominais de barras de aço

Diâmetros nominais de barras de aço utilizadas no concreto armado (mm)									
Barras	6,3	8	10	12,5	16	20	22,5	25	32

Fonte: Adaptado da NBR 7480 (ABNT, 2024, p. 12).

#### 2.1.2.2. Resistência característica de escoamento

A resistência característica de escoamento do aço à tração ( $f_{yk}$ ), como definem Carvalho e Figueiredo Filho (2014), é a tensão máxima que a barra ou fio devem suportar, uma vez que a partir dessa resistência, o aço passará a sofrer deformações permanentes. Essa condição é especialmente observada em aços com patamar de escoamento bem definido, como os tipos CA-25 e CA-50.

#### 2.1.2.3. Massa específica e propriedades mecânicas do aço

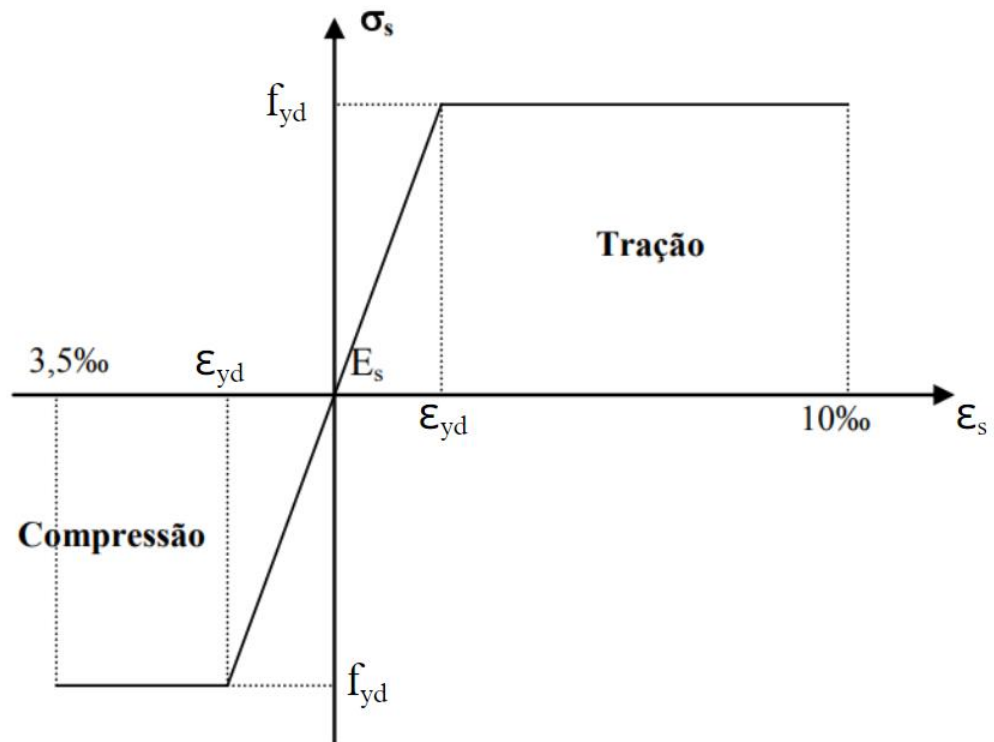
O valor para a massa específica do aço da armadura passiva é equivalente a  $\rho_s = 7859 \text{ kg/m}^3$ . O módulo de elasticidade adotado, em casos em que haja falta de ensaios ou valores fornecidos diretamente do fabricante, é de 210 GPa ou 21000 kN/cm<sup>2</sup> (Silva, 2018).

#### 2.1.2.4. Diagrama tensão-deformação do aço

No diagrama tensão-deformação, o aço apresenta sua tensão máxima representada, assim como seus respectivos limites de deformação. O patamar de escoamento do aço se inicia em  $\varepsilon_{yd}$  até o limite de 10‰, que representa um valor de alongamento limite de 10 mm por metro (Custódio, 2018).

Na Figura 7, tem-se o diagrama de tensão-deformação simplificado utilizado para cálculo nos Estados-Limites Últimos, conforme Camacho (2008). O diagrama apresentado é válido para intervalo de temperatura entre -20°C e 150°C.

Figura 7 – Diagrama tensão-deformação para aços de armaduras passivas



Fonte: Adaptado de Camacho (2008, p. 28).

Nota-se que o limite de encurtamento do aço, quando submetido à compressão, é de 3,5‰, o mesmo valor do limite à compressão do concreto (item 2.1.1.6.2.). De acordo com Carvalho e Figueiredo Filho (2014), para aços que possuem um patamar de escoamento bem definido, como CA-25 e CA-50, utiliza-se a Equação 13.

$$\epsilon_{yd} = f_{yd} / E_s \quad (13)$$

Em que  $E_s$  é o módulo de elasticidade do aço, com valor de 210 GPa,  $f_{yd}$  é a resistência de escoamento de cálculo do aço ( $f_{yk}/\gamma_s$ ), e  $f_{yk}$  é a resistência característica do aço, com  $\gamma_s$  (coeficiente de ponderação do aço) equivalente a 1,15 para situações normais. Na Tabela 4 apresenta-se os valores característicos de tração para resistência de escoamento de aços CA-25, CA-50 e CA-60, assim como  $f_{yd}$  e  $\epsilon_{yd}$ .



Tabela 4 – Valores de cálculo para aços no ELU

Valores de cálculo do aço no ELU (MPa)			
Categoria do aço	$f_{yk}$	$f_{yd}$	$\varepsilon_{yd}$
CA-25	250	217	1,035(‰)
CA-50	500	435	2,484(‰)
CA-60	600	522	2,484(‰)

Fonte: Adaptado de NBR 7480 (ABNT, 2024, p. 14).

Bastos (2024) esclarece que deformações inferiores ao ponto de início de escoamento ( $\varepsilon_{yd}$ ) geram tensões menores do que a tensão máxima permitida ( $f_{yd}$ ). Portanto, para otimizar a economia, busca-se sempre aplicar a tensão máxima.

### 2.1.3. Classes de agressividade ambiental e cobrimento mínimo de estruturas de concreto armado

No contexto do concreto armado, as armaduras, constituídas por barras ou fios de aço, estão suscetíveis à corrosão quando expostas a ambientes úmidos ou a substâncias agressivas, como gases. A corrosão resulta na redução da seção transversal das armaduras, ocasionando uma diminuição em sua área e, conseqüentemente, em sua resistência. Portanto, é essencial que as armaduras empregadas nos elementos estruturais sejam devidamente protegidas pelo concreto, denominado cobrimento (Custódio, 2018).

Segundo as diretrizes da ABNT NBR 6118/2023, a agressividade ambiental (CAA) é uma função das interações físicas e químicas que afetam as estruturas de concreto, sem considerar as influências das cargas mecânicas, variações volumétricas devido à temperatura, retração hidráulica e outras variáveis contempladas no processo de dimensionamento das estruturas. O Quadro 1 permite determinar a classe de agressividade do meio ambiente, para que se defina a espessura de cobrimento.

Quadro 1 – Classe de agressividade ambiental (CAA) - NBR 6118/2023

Classe de agressividade ambiental	Agressividade	Classificação geral do tipo de ambiente para efeito de projeto	Risco de deterioração da estrutura
I	Fraca	Rural	Insignificante
		Submerso	
II	Moderada	Urbano <sup>a, b</sup>	Pequeno
III	Forte	Marinho <sup>a</sup>	Grande
		Industrial <sup>a, b</sup>	
IV	Muito forte	Industrial <sup>a, c</sup>	Elevado
		Respingos de maré	

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

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

<sup>c</sup> Ambientes quimicamente agressivos, tanques industriais, galvanoplastia, branqueamento em indústrias de celulose e papel, armazéns de fertilizantes, indústrias químicas, elementos em contato com solo contaminado ou água subterrânea contaminada.

Fonte: NBR 6118 (ABNT, 2023, p. 17).

A verificação para o uso do cobrimento nominal adequado, dependendo da estrutura a ser dimensionada, é feita pelo Quadro 2.

Quadro 2 – Corresp. entre a classe de agressividade e o cobrimento nominal para  $\Delta_c = 10mm$

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

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

<sup>b</sup> Para a face superior de lajes e vigas que serão revestidas com argamassa de contrapiso, com revestimentos finais secos tipo carpete e madeira, com argamassa de revestimento e acabamento, como pisos de elevado desempenho, pisos cerâmicos, pisos asfálticos e outros, as exigências desta Tabela podem ser substituídas pelas de 7.4.7.5, respeitado um cobrimento nominal  $\geq 15$  mm.

<sup>c</sup> Nas superfícies expostas a ambientes agressivos, como reservatórios, estações de tratamento de água e esgoto, condutos de esgoto, canaletas de efluentes e outras obras em ambientes química e intensamente agressivos, devem ser atendidos os cobrimentos da classe de agressividade IV.

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

Fonte: NBR 6118 (2023, ABNT, p. 20).

Para concretos de classe de resistência superior à mínima exigida, os cobrimentos definidos na Tabela 7.2 da ABNT NBR 6118/2023 podem ser reduzidos em até 5 mm (0,5 cm).

É importante observar os cobrimentos mínimos especificados no Quadro 3, que devem ser atendidos conforme a norma. Esses requisitos mínimos, segundo a ABNT NBR 6118/2023, aplicam-se exclusivamente a concretos produzidos com cimento Portland, conforme os tipos e classes especificados na norma ABNT NBR 16697/2018, com consumos mínimos de cimento por metro cúbico de concreto seguindo a ABNT NBR 12655/2023.

Quadro 3 – Correspondência entre a classe de agressividade e a qualidade do concreto

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

<sup>a</sup> O concreto empregado na execução das estruturas deve cumprir com os requisitos estabelecidos na ABNT NBR 12655.  
<sup>b</sup> CA corresponde a componentes e elementos estruturais de concreto armado.  
<sup>c</sup> CP corresponde a componentes e elementos estruturais de concreto protendido.

Fonte: NBR 6118 (ABNT, 2023, p. 18).

### 2.1.5. Valores finais das resistências de cálculo do concreto e do aço

Os valores de cálculo da resistência do concreto à compressão são os valores característicos dividido por um coeficiente de minoração (Equação 14), denominado  $\gamma_c = 1,4$ , segundo a NBR 6118/2023:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad (14)$$

O coeficiente  $\gamma_c$  é um fator de segurança destinado a mitigar possíveis falhas durante a execução de estruturas de concreto armado. Estas falhas incluem redução ocasional da resistência do concreto, mudanças em suas propriedades devido a variáveis na composição e imprecisões geométricas (Vieira, 2003).

Vieira (2003) também assume que, para os valores de cálculo de resistência do aço, tem-se, de forma análoga, a divisão do valor característico por um coeficiente  $\gamma_s = 1,15$ , denominado coeficiente de minoração do aço (Equação 15). O valor de  $f_{yk}$  representa a tensão mínima de escoamento à tração do aço.

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \quad (15)$$

## 2.2. VIGAS DE CONCRETO ARMADO

Com base no referencial teórico trazido até aqui, este item traz os aspectos relacionados às vigas de concreto armado, objetos de estudo deste trabalho. A seguir, serão apresentados os modelos de dimensionamento para vigas com seção transversal submetidas à flexão simples com base nas normas ABNT NBR 6118/2014 e ABNT NBR 6118/2023.

### 2.2.1. Flexão normal simples

No cálculo de peças estruturais como vigas e lajes, o momento fletor  $M$  é o esforço predominante em situações usuais. Quando esse momento atua ao longo de um dos eixos principais da seção transversal, tem-se chamamos a flexão de normal. Se o momento atua de maneira isolada, caracteriza-se como flexão normal simples (Silva, 2018). Para Bastos (2024), a flexão normal pode ser caracterizada pela aplicação de uma força normal  $N$  no centro de gravidade (CG) da seção transversal, resultando em uma tensão normal de tração ou compressão que se mantém constante em todos os pontos da seção. Em outras palavras, a tensão é uniformemente distribuída ao longo da seção transversal.

Assim, quando uma carga crescente é aplicada a uma viga de concreto armado, uma seção qualquer passa por um aumento gradativo de momento fletor,

resultando em uma região tracionada e outra comprimida na seção transversal da viga. O aço e o concreto presentes na área tracionada sofrem um alongamento progressivo, diretamente relacionado ao aumento do giro da seção transversal. Quando a fibra mais tracionada do concreto atinge seu limite de alongamento, ocorre a ruptura, resultando na formação de fissuras no concreto (Camacho, 2005).

Ainda conforme Camacho (2005), na zona comprimida, devido aos baixos níveis de tensão normal, a relação tensão-deformação inicialmente é linear. À medida que a carga aumenta, essa relação apresenta uma forma parabólica. Carvalho e Figueiredo Filho (2014) explicam que o padrão de comportamento mencionado em vigas de concreto armado pode ser segmentado em três etapas distintas, referidas como estágios de flexão.

- Estádio I (estado elástico): sob a ação de um momento fletor de pequena intensidade, a tensão de tração no concreto não ultrapassa sua resistência característica à tração. Portanto, não há fissuração;
- Estádio II (fissuração): o valor do momento fletor aumenta, surgindo fissuras ao longo do elemento de concreto, uma vez que supera sua resistência à tração;
- Estádio III: há um aumento do momento fletor até um valor próximo ao de ruína, sendo correspondente ao Estado-Limite Último, onde as ações são majoradas e as resistências minoradas.

O processo de dimensionamento é conduzido com base no Estado-Limite Último (Estádio III), assegurando que as deformações máximas admissíveis dos materiais sejam atingidas na seção mais crítica. Dessa forma, o Estado-Limite Último pode ser alcançado tanto pela ruptura do concreto sob compressão quanto pela deformação excessiva da armadura tracionada (Carvalho; Figueiredo Filho, 2014). Logo, tem-se o critério apresentado na NBR 6118/2023 (Equação 16):

$$S_d \leq R_d \quad (16)$$

Em que, para vigas submetidas à flexão,  $S_d$  é representado pelo momento fletor solicitante de cálculo  $M_d$  e  $R_d$  equivale ao momento fletor resistente de cálculo da seção de concreto armado, obtido pelo binário de forças resistentes da armadura de aço tracionada e do concreto comprimido.

### 2.2.1.1. Hipóteses básicas para cálculo

As hipóteses básicas para cálculo no ELU de elementos lineares sujeitos a solicitações normais são praticamente as mesmas na ABNT NBR 6118 para os anos de 2014 e a versão mais atualizada de 2023, com exceção das alterações descritas anteriormente no item 2.1.1.6. em relação ao diagrama tensão-deformação. Essas hipóteses, apresentadas no item 17.2.2 da NBR 6118/2023, são descritas resumidamente a seguir:

- Após o início da deformação, as seções transversais permanecem planas até atingirem o Estado-Limite Último (ELU);
- É considerada a solidariedade entre os materiais (concreto e aço), onde a deformação específica de uma barra de armadura corresponde à deformação específica do concreto em seu entorno;
- Tensões de tração normais à seção transversal do concreto devem ser desprezadas no ELU;
- A distribuição de tensões no concreto é feita conforme o diagrama idealizado especificado em 2.1.1.6.2, o qual pode ser substituído por um retângulo de profundidade  $y = \lambda x$ ;
- A tensão nas armaduras deve ser obtida a partir dos diagramas tensão-deformação da seção 2.1.2.4;
- O Estado-Limite Último é caracterizado quando a distribuição das deformações na seção transversal pertencer a um dos domínios definidos na próxima seção.

### 2.2.1.2. Domínios de deformação

Os domínios de deformação são representações de distribuição de deformações nas seções transversais de vigas, pilares e tirantes de concreto armado sob ação de tensões normais. Estes são segmentados em deformações de alongamento e encurtamento, originadas a partir das tensões normais de tração e compressão, respectivamente (Bastos, 2023).

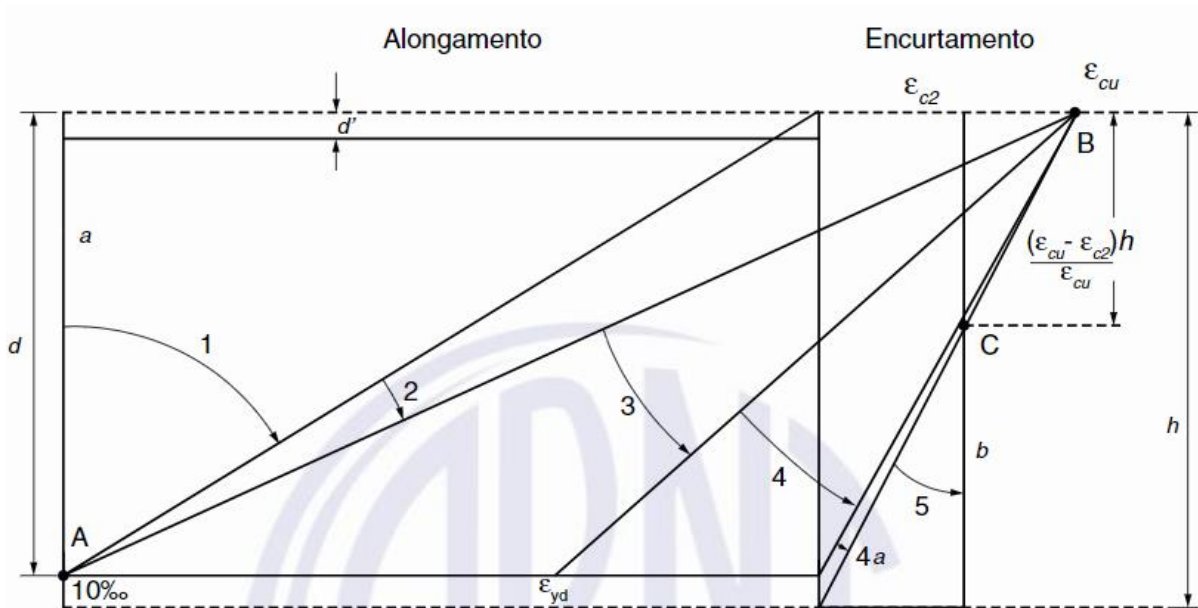
Ainda segundo Bastos (2023), quando sujeito a um momento fletor específico, um elemento de concreto armado apresentará, em sua seção transversal, uma área comprimida e outra tracionada. As armaduras são responsáveis por resistir à tração,



enquanto o concreto resiste à compressão. A zona neutra, onde as tensões são nulas, é conhecida como linha neutra (LN), sendo sua posição definida pela altura  $x$  a partir da fibra de concreto mais comprimida.

A Figura 8, apresentada na ABNT NBR 6118/2023, destaca os domínios de deformação:

Figura 8 – Domínios de Estado-Limite Último de uma seção transversal



Fonte: NBR 6118 (ABNT, 2023, p. 122).

A partir da Figura 8, é possível entender que, enquanto o concreto estiver comprimido dentro do limite elástico  $\varepsilon_0$ , este tenderá a retornar ao seu estado inicial. Para valores entre  $\varepsilon_0$  e  $\varepsilon_u$ , o concreto se encontrará no patamar plástico, e a partir de  $\varepsilon_u$ , tem-se o limite último do concreto. Para o aço, até  $\varepsilon_{yd}$  tem-se a região elástica da armadura. Para valores acima de  $\varepsilon_{yd}$ , o aço entra no patamar plástico, resultando em escoamento. Nota-se também que o aço tem sua ruptura em 10‰, enquanto o concreto apresenta ruptura para valores de 3,5‰ para concretos de  $f_{ck}$  até 50 MPa, e  $\varepsilon_u$  específico para cada concreto com  $f_{ck}$  de 55 a 90 MPa, conforme apresentado na seção 2.1.1.6.

Segundo a ABNT NBR 6118/2023, têm-se os seguintes modos de ruptura para os elementos de concreto armado, conforme o domínio de deformação:

- a) Ruptura convencional por deformação plástica excessiva:
  - Reta a: tração uniforme;

- Domínio 1: tração não uniforme, sem compressão;
  - Domínio 2: flexão simples ou composta sem ruptura à compressão do concreto ( $\varepsilon_c < \varepsilon_{cu}$  e com máximo alongamento permitido);
- b) Ruptura convencional por encurtamento-limite do concreto:
- Domínio 3: flexão simples (seção subarmada) ou composta com ruptura à compressão do concreto e com escoamento do aço;
  - Domínio 4: flexão simples (seção superarmada) ou composta com ruptura à compressão do concreto e aço tracionado sem escoamento;
  - Domínio 4a: flexão composta com armaduras comprimidas;
  - Domínio 5: compressão não uniforme, sem tração;
  - Reta b: compressão uniforme.

Carvalho e Figueiredo Filho (2014) destacam que o Domínio 3 representa uma condição ideal e economicamente vantajosa para o dimensionamento, pois permite o aproveitamento máximo do aço e do concreto, resultando em uma ruptura simultânea com escoamento do aço e esmagamento do concreto. No entanto, a norma NBR 6118/2023 restringe o aproveitamento total dos materiais por segurança e garantia da ductilidade da estrutura, e prevê o distanciamento do Domínio 4 de deformação (que implica em ruptura frágil), recomendando apenas o uso de uma fração do Domínio 3 de deformação, conforme as Equações 17 e 18:

$$x / d \leq 0,45 \text{ para concretos com } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \quad (17)$$

$$x / d \leq 0,35 \text{ para concretos com } 50 \text{ MPa} < f_{ck} \leq 90 \text{ MPa} \quad (18)$$

O Domínio 4 se caracteriza por pequenas deformações, aproveitando o patamar elástico da armadura. À medida que o valor do momento fletor que atua na seção transversal retangular da viga submetida à flexão simples aumenta progressivamente, a linha neutra se aprofunda, elevando a região comprimida do concreto e reduzindo a região tracionada (Camacho, 2015).

Camacho (2015) especifica que quando o momento fletor ultrapassa seu limite, a seção passa a operar no Domínio 4 de deformações, não exigindo o escoamento do aço. Nesse cenário, a viga é caracterizada como superarmada, e o Estado-Limite Último ocorrerá por esmagamento do concreto comprimido, sem



escoamento da armadura tracionada, resultando em uma ruptura frágil no caso de colapso da viga. Além de não ser economicamente viável, essa ruptura sem aviso prévio impossibilita a utilização do Domínio 4 para o dimensionamento de elementos estruturais de concreto armado (Carvalho; Figueiredo Filho, 2014).

A NBR 6118/2023, em seu item 17.2.3, salienta que, nas vigas, é necessário garantir boas condições de ductilidade, respeitando os limites da posição da linha neutra (apresentados acima), sendo adotada, caso necessário, armadura de compressão, a qual também deve apresentar valores de LN dentro dos Domínios 2 ou 3.

Sendo assim, com a utilização crescente de concretos de alta resistência, como os do Grupo II, torna-se imperativo adotar um cuidado rigoroso em relação ao tipo de ruptura das vigas, impondo restrições mais severas à profundidade da linha neutra. A condição balanceada (Equações 17 e 18), que era eficaz como um limite entre a ruptura dúctil e a ruptura frágil para concretos de baixa resistência, deve ser evitada para os concretos de elevada resistência atualmente utilizados (Araújo, 2014).

## **2.2.2. Dimensionamento de vigas de concreto armado**

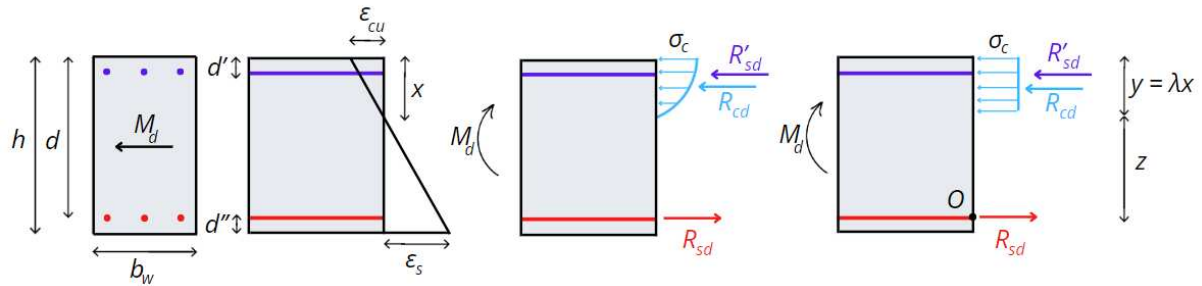
O dimensionamento de vigas é essencial na engenharia estrutural, seguindo normas técnicas para garantir segurança. Este capítulo explora métodos de dimensionamento e sua aplicação prática conforme a NBR 6118/2014 e sua versão mais recente de 2023.

### **2.2.2.1. Distribuição de tensões na seção**

A distribuição de tensões no concreto se faz de acordo com os diagramas definidos pelas Figuras 3 e 4, conforme a ABNT NBR 6118, para o Estado-Limite Último. No entanto, esse diagrama pode ser substituído por um retângulo de profundidade  $y = \lambda x$ , como mencionado na seção 2.1.1.6.

A tensão constante atuante ( $\sigma_c$ ) até a profundidade  $y$  pode ser calculada pelas Equações 1 e 11, com  $\alpha_c$  também definido no item 2.1.1.6, tanto para versão da Norma de 2014 quanto para a de 2023. A diferença entre a distribuição de tensões entre as normas dá-se exclusivamente pela adição do coeficiente de fragilidade ( $\eta_c$ ). Essa relação é descrita na Figura 9.

Figura 9 – Seção retangular submetida à flexão simples



Fonte: da Autora (2024).

Nessa situação genérica, tem-se uma seção retangular submetida apenas a um momento solicitante de cálculo  $M_d$  (equivalente a um momento  $M$  majorado por um coeficiente igual a  $\gamma_f$ ), ou seja,  $N_d = 0$  (Silva, 2018). Assim, define-se:

- $h$  - altura total da seção transversal;
- $d$  - altura útil da seção transversal;
- $d'$  - altura do início da seção transversal até a armadura negativa;
- $d''$  - altura do fim da seção transversal até a armadura de tração;
- $\varepsilon_{cu}$  - deformação limite de esmagamento do concreto;
- $\varepsilon_s$  - deformação limite de escoamento do aço;
- $R_{cd}$  - resultante interna de compressão no concreto;
- $R_{sd}$  - resultante interna de tração da armadura;
- $R'_{sd}$  - resultante interna de compressão da armadura;
- $\sigma_c$  - tensão aplicada;
- $y$  - profundidade da linha neutra;
- $\lambda$  - parâmetro de redução da altura do diagrama tensão-deformação transformando-o em diagrama retangular simplificado;
- $x$  - profundidade da linha neutra para o diagrama não simplificado;
- $z$  - braço de alavanca do binário interno resistente (distância entre  $R_{cd}$  e  $R_{sd}$ );
- $b_w$  - largura da seção retangular.

#### 2.2.2.2. Equacionamento de armaduras para flexão normal simples

Baseado na Figura 9 e em Silva (2018), pode-se escrever duas equações de equilíbrio, tendo como premissas que o somatório de momentos é nulo em relação a

um ponto qualquer (Equação 19), nesse caso o ponto de O, e que o somatório das forças horizontais é igual a zero (Equação 20), portanto:

$$M_d = R_{cd} \left( d - \frac{y}{2} \right) + R'_{sd}(d - d') \quad (19)$$

$$N_d = c + R'_{sd} - R_{sd} = 0 \quad (20)$$

Tomando da Resistência dos Materiais que  $\sigma = R/A$ , ou seja, tensão é o resultado de uma determinada força dividida pela área, obtém-se os seguintes valores das resultantes, conforme as Equações 21, 22 e 23:

$$R_{cd} = f_c b_w y \quad (21)$$

$$R_{sd} = A_s f_{yd} \quad (22)$$

$$R'_{sd} = A'_s \sigma'_{sd} \quad (23)$$

Em que  $A_s$  é a área de armadura tracionada,  $A'_s$  é a área de armadura comprimida, e  $\sigma'_{sd}$  é a tensão gerada na armadura comprimida. Ao dividir os termos da Equação 19 com relação a uma magnitude de dimensões equivalentes a um momento, como  $\sigma_c b_w d^2$ , resulta-se em uma nova expressão de equilíbrio em termos adimensionais (Equação 24).

$$\frac{M_d}{\sigma_c b_w d^2} = \frac{\sigma_c b_w y \left( d - \frac{y}{2} \right)}{\sigma_c b_w d^2} + \frac{A'_s \sigma'_{sd}}{\sigma_c b_w d^2} \left( 1 - \frac{d'}{d} \right) \quad (24)$$

Silva (2018) também mostra que, após os devidos ajustes na equação 24, substituindo o primeiro termo da expressão anterior por  $K$  (momento adimensional solicitante que mede a intensidade do momento solicitante de cálculo, Equação 25), e o segundo termo por  $K'$  (momento adimensional resistente do concreto comprimido, Equação 26), tem-se a Equação 27:

$$K = \frac{M_d}{\sigma_c b_w d^2} \quad (25)$$

$$K' = \frac{\sigma_c b_w d^2 \left(d - \frac{y}{2}\right)}{\sigma_c b_w d^2} \quad (26)$$

$$K = K' + \frac{A'_s \sigma'_{sd}}{\sigma_c b_w d^2} \left(1 - \frac{d'}{d}\right) \quad (27)$$

Tendo  $\alpha = y/d = \lambda x/d$ , é possível reescrever  $K'$  pela Equação 28:

$$K' = \alpha \left(1 - \frac{\alpha}{2}\right) = \alpha - \frac{\alpha^2}{2} \quad (28)$$

Resolvendo a Equação 28 como uma equação do segundo grau, obtém-se um novo valor de alfa em função de  $K'$  (a raiz do sinal positivo foi descartada pois encontra-se fora da seção transversal), apresentado pela Equação 29:

$$\alpha = 1 - \sqrt{1 - 2K'} \quad (29)$$

Isolando o  $A'_s$  da Equação 27, e multiplicando os fatores, tanto do numerador quanto do denominador, por  $\frac{f_{yd}}{d}$ , tem-se a Equação 30:

$$A'_s = (K - K') \frac{\sigma_c b_w d^2}{\sigma'_{sd} \left(1 - \frac{d'}{d}\right)} \frac{(f_{yd} / d)}{(f_{yd} / d)} \quad (30)$$

Ainda segundo Silva (2018), o nível de tensão na armadura comprimida é sempre menor ou igual a 1, representada por  $\phi$  (Equação 31):

$$\phi = \frac{\sigma'_{sd}}{f_{yd}} \leq 1 \quad (31)$$

Portanto, substituindo  $\phi$  na Equação 30, encontra-se a equação final para o cálculo da armadura de compressão  $A'_s$  (Equação 32):

$$A'_s = \frac{(K - K') \sigma_c b_w d}{\left(1 - \frac{d'}{d}\right) f_{yd}} \frac{1}{\phi} \quad (32)$$

Para a dedução da equação relacionada à armadura de tração  $A_s$ , a ideia é similar à da armadura de compressão  $A'_s$ , mas utiliza-se a Equação 20, obtendo a Equação 33 para o cálculo da armadura  $A_s$ :

$$A_s = \frac{\sigma_c b_w d^2}{f_{yd}} + \frac{\sigma'_s d A'_s}{f_{yd}} \quad (33)$$

Multiplicando o numerador e denominador do primeiro termo após a igualdade por  $d$  (Equação 33), e resgatando que  $y = \lambda x$  e  $\alpha = y/d = (1 - \sqrt{1 - 2K'})$ , tem-se a Equação 34:

$$A_s = \frac{\sigma_c b_w d}{f_{yd}} (1 - \sqrt{1 - 2K'}) + \frac{\sigma'_s d A'_s}{f_{yd}} \quad (34)$$

Então, substituindo-se a Equação 31 na 34, obtém-se a Equação 35:

$$A_s = \frac{\sigma_c b_w d}{f_{yd}} (1 - \sqrt{1 - 2K'}) + A'_s \phi \quad (35)$$

Logo, a equação final, conforme Silva (2018), pode ser descrita reescrevendo-se os dois termos ao lado direito da igualdade (Equações 36 e 37) como  $A_{s1}$  e  $A_{s2}$  (Equação 38):

$$A_{s1} = \frac{\sigma_c b_w d}{f_{yd}} (1 - \sqrt{1 - 2K'}) \quad (36)$$

$$A_{s2} = A'_s \phi = \frac{(K - K') \sigma_c b_w d}{\left(1 - \frac{d'}{d}\right) f_{yd}} \quad (37)$$

$$A_s = A_{s1} + A_{s2} \quad (38)$$

Quadro 4 – Resumo das equações para dimensionamento de área de armadura

Cálculo de armadura	$A_s = A_{s1} + A_{s2}$
Armadura simples	$A_s = A_{s1} = \frac{\sigma_c b_w d}{f_{yd}} * (1 - \sqrt{1 - 2K'})$
Armadura dupla	$A_s = A_{s1} + A_{s2}$ $A_{s2} = A'_s \phi = \frac{(K-K')}{(1-\frac{d'}{d})} * \frac{\sigma_c b_w d}{f_{yd}}$
Momento adimensional solicitante (K)	$K = \frac{M_d}{\sigma_c b_w d^2}$

Fonte: da Autora (2024).

### 2.2.2.3. Seções com armaduras simples e duplas

Uma viga com armadura simples é aquela cuja seção requer apenas a área de armadura longitudinal resistente à tração. No entanto, por considerações construtivas, barras longitudinais também são adicionadas na região comprimida. Se essa armadura for colocada apenas para a fixação dos estribos, ela é chamada de armadura construtiva, e não é contabilizada no cálculo de flexão como armadura resistente, o que significa que as tensões de compressão na seção são suportadas exclusivamente pelo concreto (Bastos, 2023).

Entretanto, essa armadura na região comprimida pode ser necessária para o equilíbrio da seção transversal de concreto armado. Conforme Bastos (2023), uma seção com armadura dupla é aquela que, além da armadura longitudinal tracionada ( $A_s$ ), inclui armadura longitudinal ( $A'_s$ ) na região comprimida. Essa armadura é adicionada para auxiliar o concreto na resistência às tensões normais de compressão.

Geralmente, a prática de utilizar armadura dupla é aplicada em seções localizadas nos apoios internos de vigas contínuas, especialmente quando estão sujeitas a momentos fletores negativos.

A norma ABNT NBR 6118/2023 delinea a exigência de armadura dupla em dois cenários fundamentais. O primeiro é quando a viga está posicionada no Domínio 4 de deformação, onde ocorre uma ruptura frágil. O segundo caso é quando há o objetivo de aprimorar as propriedades de ductilidade da viga, conforme as restrições impostas pela localização da linha neutra.

Silva (2018) descreve que quando o momento externo  $Md (K)$  for equilibrado apenas pelo momento interno devido ao concreto comprimido ( $K'$ ), tem-se fisicamente  $K = K'$ , não sendo necessária, portanto, armadura de compressão  $A'_s$ . Na Tabela 5, apresenta-se os valores de  $(x/d)$  e  $K_{lim}$  para as diversas classes de concretos de alta resistência:

Tabela 5 – Valores de  $(x/d)$  e  $K_{lim}$  para concretos de alta resistência

Valores de $(x/d)$ e $K_{lim}$ para concretos de 50 a 90 MPa					
fck	C50	C60	C70	C80	C90
$x/d$	0,45	0,35	0,35	0,35	0,35
$K_{lim}$	0,295	0,234	0,228	0,221	0,215

Fonte: da Autora (2024).

Os valores de  $(x/d)$  são referentes à posição da linha neutra, que, segundo a NBR 6118/2023, para concretos acima de  $fck > 50 MPa$ , deve ser menor ou igual a 0,35, como demonstrado na Tabela 5. Já os valores de  $K_{lim}$ , vão ser utilizados para o dimensionamento, em que quando:

$$K \leq K_{lim} \Rightarrow K' = K, \text{ tendo, portanto, armadura simples;}$$

$$K > K_{lim} \Rightarrow K' = K_{lim}, \text{ tendo, portanto, armadura dupla.}$$

Para um melhor entendimento,  $K$  é o valor calculado pela Equação 25, o qual, para ser considerado um caso de armadura simples, deve ser menor ou igual que  $K_{lim}$ , definido pela Tabela 5 de acordo com a classe de concreto escolhida para o

dimensionamento. Assim,  $K$  assume  $K'$  na Equação 36. No caso do valor de  $K$  ser superior ao de  $K_{lim}$ , também calculado por meio da Equação 25,  $K_{lim}$  que irá substituir o valor de  $K'$  na Equação 36.

#### 2.2.2.4. Cálculo da armadura mínima

De acordo com Silva (1995), a fissuração é quase inevitável em elementos de concreto armado submetidos à flexão. No entanto, é imperativo controlar essa fissuração para que permaneça em níveis aceitáveis e não comprometa a estabilidade estrutural. Nesse sentido, as armaduras mínimas são projetadas com o intuito de garantir que, caso ocorra ruptura, ela seja gradual e precedida por sinais de advertência. É fundamental que a tensão no concreto fissurado seja transferida para a armadura, induzindo seu escoamento antes da ruptura do concreto sob compressão.

Com base na ABNT NBR 6118/2023, o cálculo da armadura mínima dá-se pela Equação 39:

$$\rho_{min} = \frac{A_{s,min}}{A_c} (\%) \quad (39)$$

Em que  $A_{s,min}$  é a área mínima de armadura,  $A_c$  é a área da seção transversal da viga (descrita por  $b_w h$ ) e  $\rho_{min}$  é a taxa mínima de armadura de flexão para vigas (em %), estabelecida pela Tabela 6.

Tabela 6 – Taxas mínimas de armadura de flexão para vigas com seção transversal retangular

$f_{ck}$ MPa	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80	85	90
$\rho_{min} = A_{s,min}/A_c^a$ %	0,150	0,150	0,150	0,164	0,179	0,194	0,208	0,211	0,219	0,226	0,233	0,239	0,245	0,251	0,256
<sup>a</sup> Os valores de $\rho_{min}$ estabelecidos nesta Tabela pressupõem o uso de aço CA-50, $d/h = 0,8$ e $\gamma_c = 1,4$ e $\gamma_s = 1,15$ . Caso esses fatores sejam diferentes, $\rho_{min}$ deve ser recalculado.															

Fonte: NBR 6118 (ABNT, 2023, p. 131).



Isolando  $A_{s,min}$  na Equação 39, tem-se a área mínima de armadura em função da taxa  $\rho_{min}$  e  $A_c$ , demonstrado na Equação 40.

$$A_{s,min} = \rho_{min} A_c \quad (40)$$

#### 2.2.2.5. Cálculo da armadura máxima

A NBR 6118/2023 também determina a área máxima  $A_{s,máx}$  de armadura possível em determinada seção transversal (Equação 40).

$$A_{s,máx} = 0,04 A_c \quad (40)$$

Ou seja, a área máxima de armadura na seção transversal da viga é equivalente a 4% da área total da seção.

#### 2.2.2.6. Área de aço

A escolha apropriada da bitola do aço no dimensionamento de vigas de concreto armado é fundamental para garantir a eficiência estrutural e a segurança da edificação. A bitola do aço, que determina o diâmetro das barras de armadura, influencia diretamente a capacidade de carga, a ductilidade e a resistência ao cisalhamento das vigas.

Uma seleção precisa permite otimizar a distribuição das tensões ao longo da viga, evitando concentrações de esforços que podem levar a falhas prematuras. Além disso, a compatibilidade entre a bitola do aço e as propriedades do concreto, como a resistência à compressão e a deformabilidade, é crucial para assegurar o desempenho adequado da estrutura sob diversas condições de carregamento. Portanto, a especificação correta das bitolas de aço contribui não apenas para a integridade e durabilidade da construção, mas também para a economia de materiais, reduzindo custos e desperdícios sem comprometer a segurança.

A determinação do número de barras a serem empregadas e a escolha do diâmetro mais adequado são realizadas, por facilidade, com base na Tabela 7 a seguir:

Tabela 7 – Área de aço e largura  $b_w$  mínima

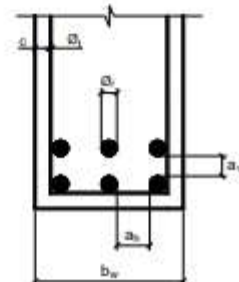
Diâm. (mm)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> ) $b_w$ (cm)	Número de barras										
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	
4,2	As	0,14	0,28	0,42	0,56	0,70	0,84	0,98	1,12	1,26	1,40	
	$b_w$	Br. 1	-	8	11	14	16	19	22	25	27	30
		Br. 2	-	9	13	16	19	23	26	30	33	36
5	As	0,20	0,40	0,60	0,80	1,00	1,20	1,40	1,60	1,80	2,00	
	$b_w$	Br. 1	-	9	11	14	17	20	22	25	28	31
		Br. 2	-	9	13	16	20	23	27	30	34	37
6,3	As	0,31	0,62	0,93	1,24	1,55	1,86	2,17	2,48	2,79	3,10	
	$b_w$	Br. 1	-	9	12	15	18	20	23	26	29	32
		Br. 2	-	10	13	17	20	24	28	31	35	39
8	As	0,50	1,00	1,50	2,00	2,50	3,00	3,50	4,00	4,50	5,00	
	$b_w$	Br. 1	-	9	12	15	18	21	25	28	31	34
		Br. 2	-	10	14	17	21	25	29	33	36	40
10	As	0,80	1,60	2,40	3,20	4,00	4,80	5,60	6,40	7,20	8,00	
	$b_w$	Br. 1	-	10	13	16	19	23	26	29	33	36
		Br. 2	-	10	14	18	22	26	30	34	38	42
12,5	As	1,25	2,50	3,75	5,00	6,25	7,50	8,75	10,00	11,25	12,50	
	$b_w$	Br. 1	-	10	14	17	21	24	28	31	35	38
		Br. 2	-	11	15	19	24	28	32	36	41	45
16	As	2,00	4,00	6,00	8,00	10,00	12,00	14,00	16,00	18,00	20,00	
	$b_w$	Br. 1	-	11	15	19	22	26	30	34	38	42
		Br. 2	-	11	16	21	25	30	34	39	44	48
20	As	3,15	6,30	9,45	12,60	15,75	18,90	22,05	25,20	28,35	31,50	
	$b_w$	Br. 1	-	12	16	20	24	29	33	37	42	46
		Br. 2	-	12	17	22	27	32	37	42	47	52
22	As	3,80	7,60	11,40	15,20	19,00	22,80	26,60	30,40	34,20	38,00	
	$b_w$	Br. 1	-	12	16	21	25	30	34	39	43	48
		Br. 2	-	13	18	23	28	33	39	44	49	54
25	As	4,90	9,80	14,70	19,60	24,50	29,40	34,30	39,20	44,10	49,00	
	$b_w$	Br. 1	-	13	18	23	28	33	38	43	48	53
		Br. 2	-	13	19	24	30	35	41	46	52	57
32	As	8,05	16,10	24,15	32,20	40,25	48,30	56,35	64,40	72,45	80,50	
	$b_w$	Br. 1	-	15	21	28	34	40	47	53	60	66
		Br. 2	-	15	21	28	34	40	47	53	60	66
40	As	12,60	25,20	37,80	50,40	63,00	75,60	88,20	100,80	113,40	126,00	
	$b_w$	Br. 1	-	17	25	33	41	49	57	65	73	81
		Br. 2	-	17	25	33	41	49	57	65	73	81

largura  $b_w$  mínima:

$$b_{w,min} = 2(c + \phi_t) + n^\circ \text{ barras} \cdot \phi_t + a_{h,min} (n^\circ \text{ barras} - 1)$$

Br. 1 = brita 1 ( $d_{máx} = 19$  mm) ; Br. 2 = brita 2 ( $d_{máx} = 25$  mm)Valores adotados:  $\phi_t = 6,3$  mm ;  $c_{nom} = 2,0$  cmPara  $c_{nom} \neq 2,0$  cm, aumentar  $b_{w,min}$  conforme: $c_{nom} = 2,5$  cm  $\rightarrow + 1,0$  cm $c_{nom} = 3,0$  cm  $\rightarrow + 2,0$  cm $c_{nom} = 3,5$  cm  $\rightarrow + 3,0$  cm $c_{nom} = 4,0$  cm  $\rightarrow + 4,0$  cm

$$a_{h,min} \geq \begin{cases} 2 \text{ cm} \\ \phi_t \\ 1,2d_{máxagr} \end{cases}$$



Fonte: Bastos (2023, p. 73).

A Tabela 7 apresenta a área de aço ( $A_s$ ) em centímetros quadrados, permitindo a seleção do diâmetro mais apropriado para o dimensionamento, bem como a determinação da largura mínima ( $b_w$ ) para acomodar a quantidade de barras requerida com base na escolha do agregado graúdo, como Brita 1 e Brita 2. Além disso, a área real de armadura escolhida a partir da Tabela 7 permite uma tolerância de 5% em relação à área de armadura longitudinal necessária ( $A_s$ ) calculada (Bastos, 2024).

#### 2.2.2.7. Espaçamento horizontal e vertical

Custódio (2018) explica que após calcular a armadura longitudinal principal de uma viga, é necessário converter a área de aço encontrada em barras de aço, que serão posicionadas dentro da seção transversal da viga. A NBR 6118/2023 prevê que o espaçamento horizontal mínimo livre  $a_h$  entre as faces das barras longitudinais é o menor valor entre:

$$a_h \geq 2 \text{ cm}; a_h \geq \phi_{barra}; a_h \geq 1,2\phi_{brita}$$

Para o espaçamento vertical  $a_v$ , ainda conforme a Norma citada, tem-se o maior valor entre:

$$a_v \geq 2 \text{ cm}; a_v \geq \phi_{barra}; a_v \geq 0,5\phi_{brita}$$

em que  $\phi_{barra}$  e  $\phi_{brita}$  são os diâmetros da barra de aço e a dimensão máxima característica do agregado graúdo, respectivamente. O diâmetro da barra é previamente escolhido para os cálculos, por método de tentativa, e ajustado posteriormente quando definido.

De acordo com Custódio (2018), a expressão que determina o número de barras que podem ser acomodadas em uma única camada na seção transversal retangular de uma viga é apresentada na Equação 42, em função da largura da seção retangular da viga  $b_w$ , do cobrimento nominal  $c$  e do diâmetro do estribo  $\phi_{estribo}$ .

$$a_h = \frac{b_w - (2c + 2\phi_{estribo} + n^{\circ}_{barras}\phi_{barra})}{(n^{\circ}_{barras} - 1)} \quad (42)$$

#### 2.2.2.8. Cálculo da armadura negativa

Conforme previamente exposto, o momento fletor positivo gera tração na parte inferior da viga de concreto armado, exigindo a inclusão de uma armadura longitudinal, denominada armadura positiva, na região inferior da viga. No caso de momento fletor negativo, para combater os esforços, posiciona-se a armadura negativa junto à borda superior da viga de concreto armado (Bastos, 2010).

O dimensionamento da armadura negativa é realizado utilizando as mesmas equações empregadas para o cálculo das armaduras positivas, conforme detalhado nos itens deste capítulo.

Por fim, concluindo a análise das principais diferenças entre as versões da norma ABNT NBR 6118, observa-se a importância de compreender as nuances introduzidas na atualização de 2023. No Capítulo 3, será abordada a metodologia aplicada para obter os resultados necessários no dimensionamento das armaduras de vigas com seção transversal retangular sujeitas à flexão simples. Este estudo comparativo entre a ABNT NBR 6118/2014 e a ABNT NBR 6118/2023 permitirá uma compreensão aprofundada das mudanças e suas implicações práticas na engenharia estrutural.

### 3. METODOLOGIA

Neste capítulo, serão delineadas as considerações e a metodologia empregada para dimensionar vigas de seção transversal retangular sujeitas à flexão normal simples. Tal abordagem é embasada nas normativas ABNT NBR 6118 de 2014 e 2023, com o propósito de examinar a influência do coeficiente de fragilidade ( $\eta_c$ ), inserido na versão mais recente da norma, em vigas de concreto de alta resistência, grupo mais influenciado por esse fator.

#### 3.1. CONSIDERAÇÕES PRELIMINARES

Para verificação das modificações trazidas pela incorporação do fator de fragilidade  $\eta_c$ , serão feitos dimensionamentos de armaduras de vigas de concreto armado em dois grupos: um de acordo com a ABNT NBR 6118/2014 e outro conforme a ABNT NBR 6118/2023. Assim, serão realizados cálculos e dimensionamentos de um mesmo elemento estrutural, uma viga, utilizando concretos de diferentes classes de resistência, variando entre as classes C50, C60, C70, C80 e C90 (conforme Tabela 5).

O objetivo é comparar os valores das áreas de armadura obtidos em ambas as versões da NBR 6118. Isso porque, com a incorporação do fator coeficiente de fragilidade ( $\eta_c$ ), na versão de 2023, a tendência é o aumento da área de aço necessária para as vigas confeccionadas com concretos de alta resistência. Logo, a expressividade desse possível acréscimo será verificada junto às suas implicações no dimensionamento em projetos estruturais.

Autores como Benetti (2024) e Faria (2023) realizaram análises similares com vigas e pilares, como apresentado na seção (2.1.1.7.), e pretende-se comparar os resultados desses estudos (Tabela 2) com os obtidos no presente trabalho.

Inicialmente, escolheu-se o dimensionamento de vigas que sofrem flexão normal simples e pura devido à extensa utilização dessas estruturas no atual sistema construtivo brasileiro, pensando em construções com orçamentos limitados, os quais possivelmente irão ser mais afetados com o aumento do consumo de aço a partir da NBR 6118/2023.

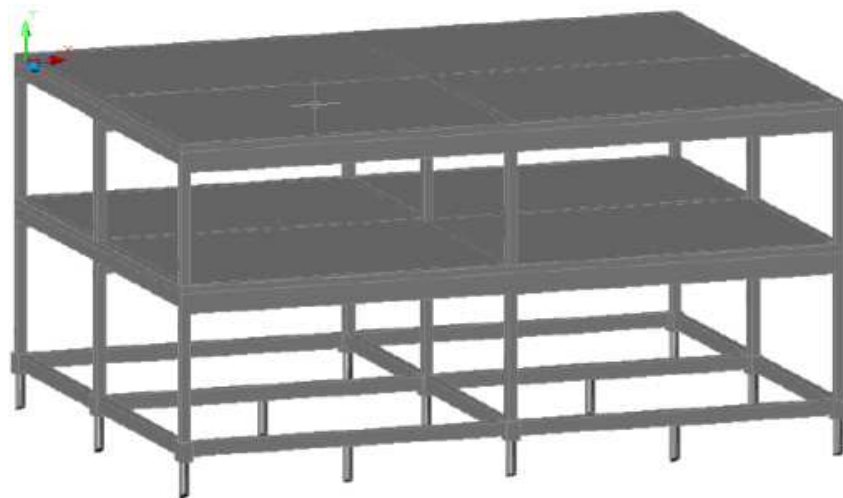
A viga modelo para o dimensionamento será apresentada com seus respectivos carregamentos, sendo feito o dimensionamento estrutural atendendo ao Estado Limite Último (ELU), conforme orientação da NBR 6118 (2014 e 2023). Para isso, utilizou-se o software Ftool versão 4.00.03 (Martha, 2024), para o desenvolvimento dos diagramas de momento e cortante, e planilhas organizadas do Excel para os cálculos.

Os resultados apurados carregam conclusões sobre os efeitos na atualização da NBR 6118 a aplicação de concretos de alta resistência em projetos estruturais, com base no consumo de aço.

### 3.1.1. Descrição da estrutura

Para as considerações estruturais do dimensionamento da viga de concreto armado, fez-se a escolha de uma estrutura fictícia, proposta por Bastos (2019), a qual foi adaptada para a execução dos cálculos. A estrutura é composta por pavimento térreo e superior, com pé direito de 2,60 e 2,40 m, respectivamente. Dado que este trabalho não visa investigar a distribuição dos elementos em planta, nem tratar de questões relativas à arquitetura, à interação solo-estrutura e às fundações utilizadas, a decisão foi focar exclusivamente na análise da viga modelo do pavimento superior em questão, onde se encontra a viga modelo VS1, a qual será dimensionada. A Figura 10 representa a vista em três dimensões da edificação.

Figura 10 – Vista 3D da edificação

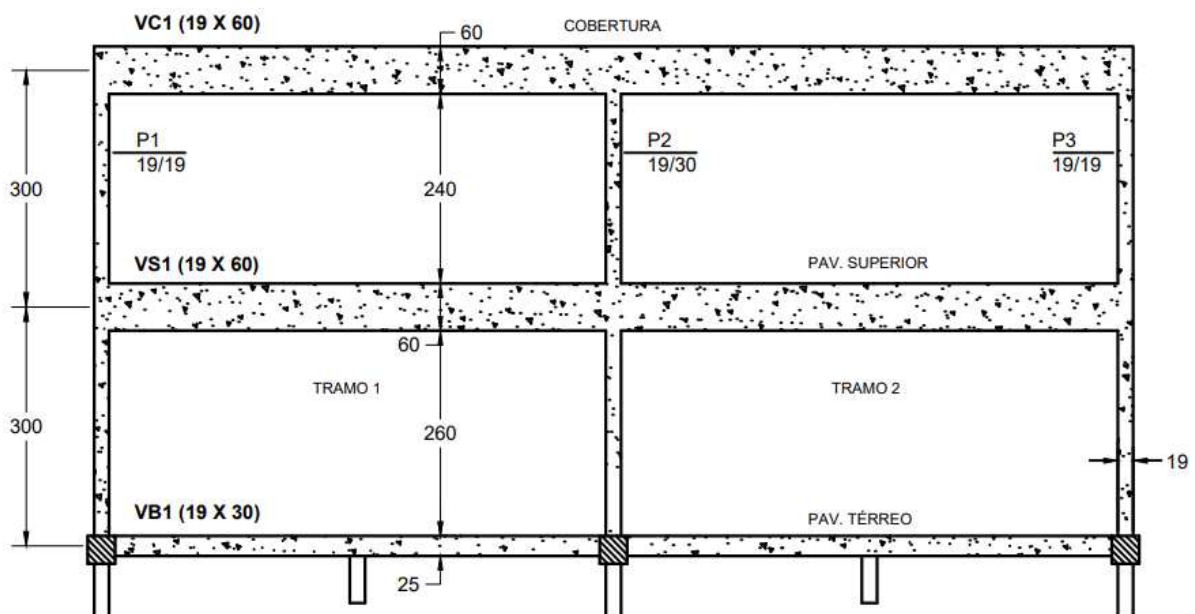


Fonte: Bastos (2019).

Para o dimensionamento e definição da classe de agressividade ambiental, definiu-se que o empreendimento fictício está localizado em Joinville, Santa Catarina, na zona industrial norte, cuja finalidade é ser utilizado como armazém de fertilizantes. Existe uma parede de vedação apoiada sobre cada viga, em toda a sua extensão, com espessura final de 23,0 cm e altura de 2,40 m. Essa parede é constituída por blocos cerâmicos de oito furos, os quais apresentam dimensões de 9,0×19,0×19,0 cm. A argamassa de assentamento é composta por cal, cimento e areia, com 2,0 cm de espessura.

Já a laje é do tipo pré-fabricada treliçada, com altura total de 16,0 cm e peso próprio de 2,43 kN/m<sup>2</sup>, dados do fornecedor, com revestimento inferior de cal, cimento e areia, resultando em uma espessura de 1,5 cm. O contrapiso é de cimento e areia, com 3,0 cm de espessura, enquanto o piso final é um piso industrial. A ação do vento e dos esforços solicitantes decorrentes não são considerados por se tratar de uma edificação de baixa altura, localizada em uma região não sujeita a ventos intensos. A vista em elevação de um dos pórticos da estrutura e as dimensões são apresentadas na Figura 11.

Figura 11 – Vista em elevação de um dos pórticos da estrutura

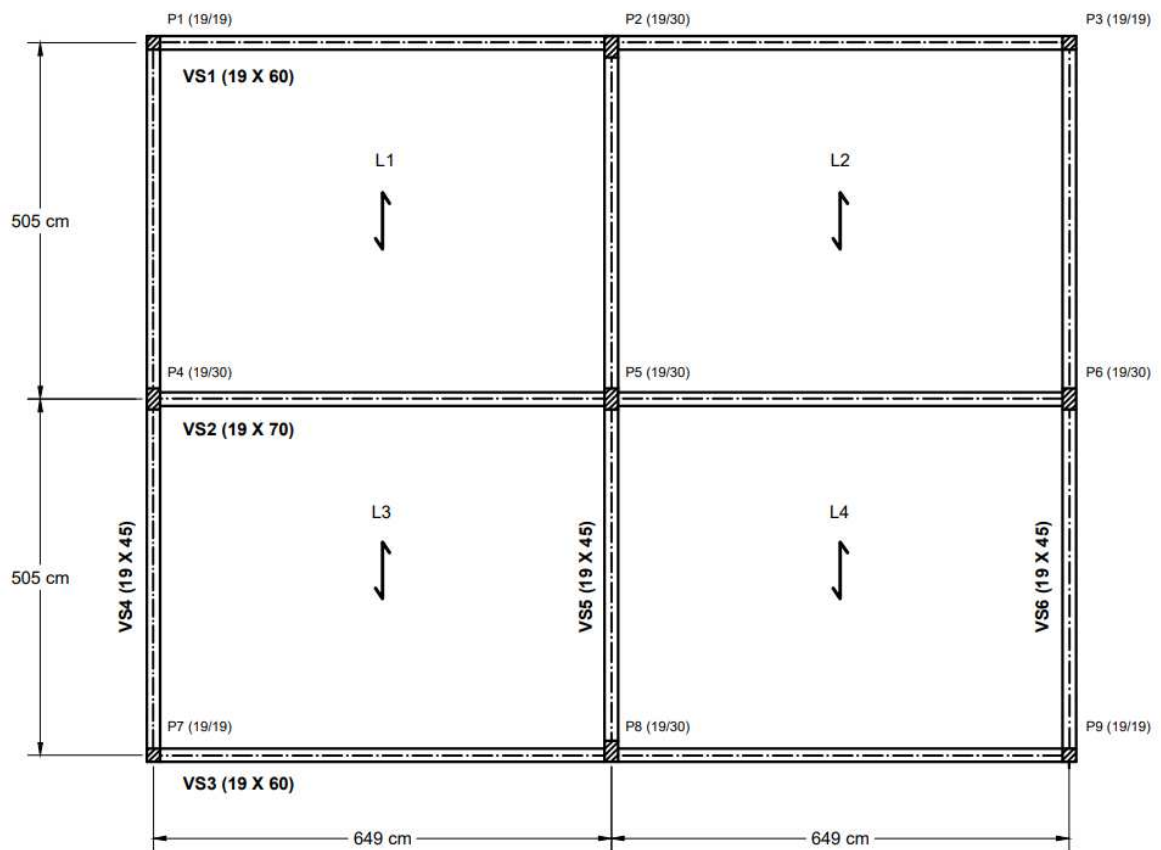


Fonte: da Autora (2024).

Na Figura 11, é possível identificar a viga modelo (VS1) na planta de fôrma do pavimento superior, a qual será estudada e dimensionada para as normas ABNT NBR 6118/2014 e sua versão atualizada de 2023. Dados da VS1:

- É apoiada nos pilares P1, P2 e P3;
- É interceptada pelas vigas VS4, VS5 e VS6;
- Tem um vão livre de 1298 cm;
- Apresenta seção transversal equivalente a 19x60 cm, ou seja,  $b_w = 19\text{ cm}$  e  $h = 60\text{ cm}$ ;
- Tem altura útil da seção transversal ( $d$ ) equivalente a 54 cm e  $d'' = 6\text{ cm}$ .

Figura 12 – Planta de forma do pavimento superior



Planta de Forma do Pavimento Superior  
Esc: 1/50

Fonte: da Autora (2024).

Resumidamente, os dados dos materiais utilizados são:

- Blocos cerâmicos de oito furos, com dimensões 9,0x19,0x19,0 cm;



- Laje pré-fabricada treliçada com altura total de 16,0 cm e peso próprio igual a 2,43 kN/m<sup>2</sup>;
- Revestimento inferior da laje de cal, cimento e areia, com espessura de 1,5 cm;
- Contrapiso de cimento e areia, com 3 cm de espessura;
- Piso final: piso industrial;
- As argamassas de assentamento e reboco são de cal, cimento e areia, ambos com 2,0 cm de espessura.

### 3.1.2. Critérios comuns de projeto

O projeto de uma estrutura passa por diversas etapas, dentre elas a definição dos materiais, carregamentos e modelo de cálculo empregado. Tanto para a ABNT NBR 6118/2014, quanto para a do ano de 2023, os parâmetros definidos serão os mesmos, analisando-se as resistências dos concretos, 50, 60, 70, 80 e 90 MPa, para cada norma, aplicadas à viga modelo (VS1 – Figuras 11 e 12).

O carregamento vertical neste projeto é constituído por duas parcelas, uma denominada carga permanente, e outra definida como carga variável. Segundo a ABNT NBR 6120/2019, as ações permanentes consideradas são:

- Peso próprio da estrutura (laje atuante e viga);
- Peso específico dos materiais de construção;
- Peso de componentes construtivos;
- Ações permanentes devido a materiais de armazenagem.

Enquanto isso, as ações variáveis, devem ser definidas conforme a categoria de utilização do empreendimento, também conforme a ABNT NBR 6120/2019. Por questão de segurança, o valor característico nominal das cargas de projeto deve ser o mais desfavorável que tenha probabilidade de ocorrer durante a vida útil do edifício.

Após feita a análise estrutural da planta de formas, determinou-se que as vigas VS4, VS5 e VS6 descarregam cargas nos pilares, permitindo considerar as cargas das respectivas vigas como ações pontuais. Essas cargas pontuais foram obtidas através do software Ftool (Martha, 2024). A reação onde a VS4 encontra a VS1 é a carga pontual. O mesmo ocorre com as vigas VS5 e VS6.

Alguns critérios específicos serão apresentados durante o desenvolvimento dos cálculos para ambas as versões da NBR 6118, os quais não serão introduzidos detalhadamente, uma vez que o objetivo deste trabalho não é destacar esses critérios, e sim aplicar os dois métodos de dimensionamento, empregando as diferenças quando estas existirem.

No processo de elaboração do projeto, foram identificadas e analisadas as cargas permanentes e variáveis que afetam a estrutura, as quais serão descritas abaixo.

#### 3.1.2.1. Classe de Agressividade Ambiental CAA

Para o dimensionamento estrutural da viga modelo (VS1), considerou-se classe de agressividade ambiental IV (Quadro 1), pois o empreendimento será usado como armazém de fertilizantes, descrito precisamente no quadro em questão, além de estar situado em Joinville, cidade com elevado índice pluviométrico.

#### 3.1.2.2. Cobrimento nominal

Segundo o Quadro 2, o cobrimento nominal para vigas e pilares de classe de agressividade IV é de 5 cm. Entretanto, a ABNT NBR 6118/2023, em seu tópico 7.4.7.6, estipula que, para concretos de classes de resistência superiores à mínima exigida, os cobrimentos definidos no Quadro 2 podem ser reduzidos em até 0,5 cm.

Sendo assim, com base no Quadro 3, que contém dados da mesma norma, constata-se que as classes de concreto mínimas em relação à classe de agressividade IV possuem resistência igual ou superior a 40 MPa, permitindo a redução do cobrimento nominal de 5 cm para 4,5 cm.

#### 3.1.2.3. Cargas acidentais

No caso de depósitos em geral, que é a utilização final do edifício fictício, conforme a ABNT NBR 6120/2019, apresentada na Tabela 10 da norma, a carga uniformemente distribuída acidental é equivalente a 7,5 kN/m<sup>2</sup>. O Quadro 5 destaca o valor característico nominal da carga variável utilizado.

Quadro 5 – Valores característicos nominais das cargas variáveis

Local		Carga uniformemente distribuída kN/m <sup>2</sup>	Carga concentrada kN
Cozinhas não residenciais <sup>a</sup>	Validar caso a caso, respeitando o valor mínimo indicado nesta Tabela Câmara fria	3 5	– –
Depósitos de uso geral <sup>a</sup> As cargas devem ser validadas caso a caso, porém com os valores mínimos indicados nesta Tabela.	Validar caso a caso, respeitando o valor mínimo indicado nesta Tabela	7,5 kN/m <sup>2</sup> até 2,5 m de altura de estoque + 3 kN/m <sup>2</sup> por metro de altura de estoque excedente <sup>b</sup>	q
	Locais sujeitos ao acúmulo de mercadorias, incluindo zonas de acesso Materiais de armazenagem (ver 6.9) Supermercados (ver item nesta Tabela)	7,5	q

Fonte: NBR 6120 (ABNT, 2019, p. 20).

#### 3.1.2.4. Cargas permanentes

Na seção 2.1.1.3, foram descritas de maneira geral as cargas permanentes que influenciam o cálculo do carregamento na viga modelo VS1. Estas cargas estão relacionadas aos materiais presentes nos elementos estruturais ao longo da vida útil da construção, abrangendo o peso próprio das estruturas, o revestimento inferior da laje, o contrapiso, os blocos cerâmicos para parede de vedação, a argamassa de assentamento, o piso e outros componentes.

Conforme estabelecido anteriormente, o tipo de piso adotado para acabamento é um piso industrial, com peso de 2,4 kN/m<sup>2</sup>, especificado na Tabela 4 da ABNT NBR 6120/2019, como evidenciado no Quadro 6.

## Quadro 6 – Revestimentos de pisos e impermeabilizações

**Tabela 4 – Revestimentos de pisos e impermeabilizações**

Material	Espessura cm	Peso kN/m <sup>2</sup>
Impermeabilização com manta asfáltica simples (apenas manta com 15 % de sobreposição e pintura asfáltica, sem camada de regularização nem proteção mecânica)	0,3	0,08
	0,4	0,10
	0,5	0,11
Piso elevado interno com placas de aço, sem revestimento (até 30 cm de altura)	–	0,5
Piso elevado interno com placas de polipropileno, sem revestimento (até 30 cm de altura)	–	0,15
Revestimentos de pisos de edifícios residenciais e comerciais ( $\gamma_{ap-m} = 20 \text{ kN/m}^3$ )	5	1,0
	7	1,4
Revestimentos de pisos de edifícios industriais ( $\gamma_{ap-m} = 34 \text{ kN/m}^3$ )	5	1,7
	7	2,4
Impermeabilizações em coberturas com manta asfáltica e proteção mecânica, sem revestimento ( $\gamma_{ap-m} = 18 \text{ kN/m}^3$ )	10	1,8
	15	2,7
NOTA Calcular caso a caso, considerando a espessura dos componentes do revestimento de pisos e seus respectivos pesos específicos. Na falta de informações mais precisas, podem ser considerados os pesos específicos médios indicados.		

Fonte: adaptado NBR 6120 (ABNT, 2019, p. 12).

A espessura de 7 cm foi escolhida pois o armazém é de fertilizantes, caracterizado no tópico 3.1.1.

Outros dados definidos são apresentados nas Tabelas 8 e 9, com a maioria dos valores advindos da ABNT NBR 6120/2019, as quais descrevem cada elemento da composição para a obtenção dos diagramas de esforços solicitantes na fase de análise estrutural. Para o peso do bloco cerâmico furado (9x19x19 cm), consultou-se a Tabela 2 da ABNT NBR 6120/2019, utilizando o peso fornecido para “Bloco cerâmico vazado (Furo horizontal – ABNT NBR 15270-1)”, equivalente a 2,3 kN/m<sup>2</sup>, representando na Tabela 8.

Tabela 8 – Peso dos materiais

Elemento	Peso (kN/m <sup>2</sup> )
Piso industrial	2,4
Bloco cerâmico furado (9x19x19 cm)	2,3
Laje	2,43

Fonte: da Autora (2024).

Tabela 9 – Peso específico dos materiais

Elemento	Material	Y (kN/m <sup>3</sup> )
Viga	Concreto armado	25
Contrapiso	Cimento e areia	21
Argamassa para reboco	Cal, cimento e areia	19
Revestimento inferior laje		
Argamassa de assentamento		

Fonte: adaptado de NBR 6120 (2019).

A partir dos coeficientes e das espessuras dos elementos, torna-se viável calcular a carga total permanente uniformemente distribuída ao longo da viga (Equação 43):

$$Q_{\text{total na VS1}} = Q_{\text{laje atuante}} + Q_{\text{parede}} + Q_{\text{próprio da VS1}} \quad (43)$$

Para isso, faz-se necessário calcular a carga total solicitante na laje ( $P_{\text{total na laje}}$ ), somando-se os pesos advindos do contrapiso, piso final, peso próprio da laje, revestimento inferior, e acrescentar ainda a sobrecarga (equivalente a 7,5 kN/m<sup>2</sup>, de acordo com o tópico 3.1.2.3.) pela Equação 44.

$$P_{\text{total na laje}} = P_{\text{contrapiso}} + P_{\text{piso}} + P_{\text{próprio da laje}} + P_{\text{revestimento inferior}} + P_{\text{sobrecarga}} \quad (44)$$

O cálculo do peso do contrapiso envolveu a multiplicação do peso específico do material (conforme indicado na Tabela 9) pela espessura de 0,03 m, especificada na seção 3.1.1.:

$$P_{\text{contrapiso}} = 21 \times 0,03 = 0,63 \text{ kN/m}^2$$

Da mesma maneira, o cálculo do peso do revestimento inferior foi conduzido de forma análoga, resultando em um total de 0,285 kN/m<sup>2</sup>. Os pesos da laje e do piso industrial foram obtidos a partir da Tabela 8. Portanto, a partir da Equação 44, tem-se:

$$P_{\text{total na laje}} = 0,63 + 2,4 + 2,43 + 0,285 + 7,5 = 13,24 \text{ kN/m}^2$$

Para determinar a carga distribuída da laje que incide sobre a viga, multiplicou-se o peso total da laje pelo seu comprimento, que é de 5,05 m, conforme indicado na Figura 12. Esse resultado é então dividido por dois, visto que apenas metade da laje exerce carga sobre a viga modelo VS1, enquanto a outra metade incide sobre a VS2. Sendo assim, a carga distribuída da laje atuante na VS1 é:

$$Q_{\text{laje atuante}} = 13,245 \times \frac{5,05}{2} = 33,44 \text{ kN/m}$$

A fim de definir o peso da parede incidente sobre a VS1, em  $\text{kN/m}^2$ , seguiram-se os mesmos passos descritos para o cálculo do peso total na laje. Para a argamassa de assentamento, tem-se 2 cm de espessura. Como a parede é rebocada nas duas faces da alvenaria, utilizou-se uma espessura equivalente a 4 cm para a argamassa de reboco. Multiplicando o peso específico dos materiais pelas espessuras, obteve-se o Quadro 7. O valor do peso dos blocos cerâmicos é o mesmo calculado na Tabela 8.

Quadro 7 – Peso dos componentes da parede de revestimento

Elemento	Peso ( $\text{kN/m}^2$ )
Blocos cerâmicos	2,30
Argamassa de assentamento	0,38
Argamassa de reboco	0,76

Fonte: da Autora (2024).

Assim, o peso da parede é calculado por:

$$P_{\text{parede}} = 2,30 + 0,38 + 0,76 = 3,44 \text{ kN/m}^2$$

Como a parede tem 2,40 m de altura, multiplica-se:

$$Q_{\text{parede}} = P_{\text{parede}} \times 2,40 = 8,26 \text{ kN/m}$$

O último fator a ser obtido da Equação 43 é o peso próprio da VS1 por metro. Para isso, faz-se a multiplicação da largura da seção da viga  $b_w$  pela altura  $h$  e pelo peso específico do concreto dado na Tabela 9:

$$Q_{\text{próprio da VS1}} = b_w h \gamma_{\text{concreto}} = 0,19 \times 0,60 \times 25 = 2,85 \text{ kN/m}$$

Por conseguinte, o peso total na viga modelo VS1 é:

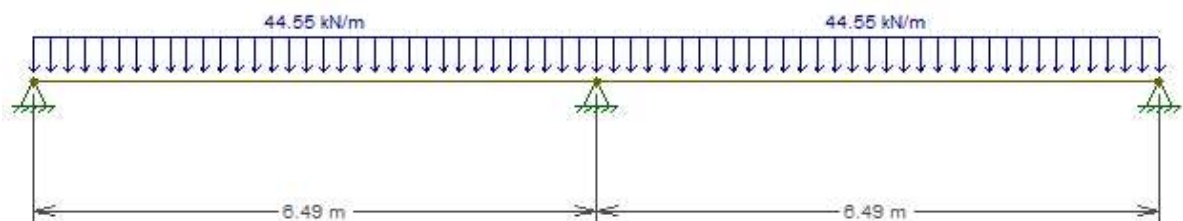
$$Q_{\text{total na VS1}} = 33,44 + 8,26 + 2,85 = 44,55 \text{ kN/m}$$

### 3.1.3. Diagramas de esforços solicitantes: força cortante e momento fletor

Com base na carga total distribuída sobre a viga VS1, condições de apoio, dimensões da seção transversal e comprimento da viga e material constituinte, foi realizada a análise estrutural através do software gratuito Ftool (Martha, 2024). A viga foi analisada tanto como sendo uma viga contínua quanto como um elemento isolado, considerando apoios simples em suas extremidades. Esse processo resultou na geração dos diagramas de momento fletor e cortante, empregados para calcular o momento de cálculo  $M_d$  e, conseqüentemente, determinar a área de armadura necessária para cada tipo de concreto de alta resistência, conforme estabelecido pelas duas versões da norma em questão.

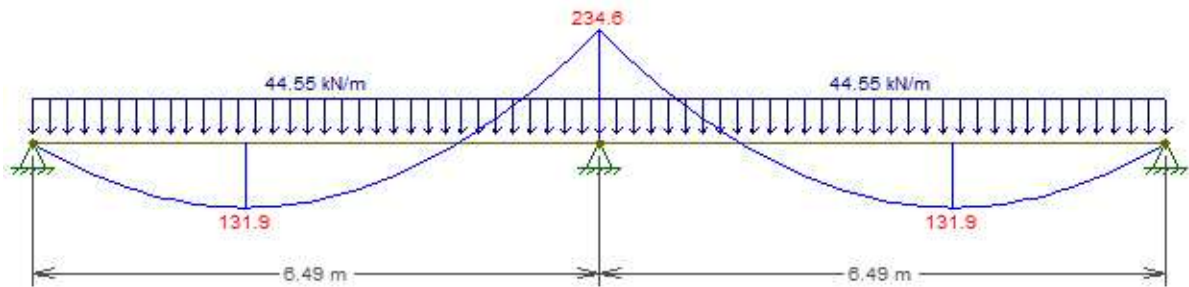
A viga modelada no Ftool (Martha, 2024) é ilustrada na Figura 13, enquanto os diagramas de momento fletor e esforço cortante são apresentados nas Figuras 14 e 15, respectivamente.

Figura 13 – Forças solicitantes incidentes na VS1



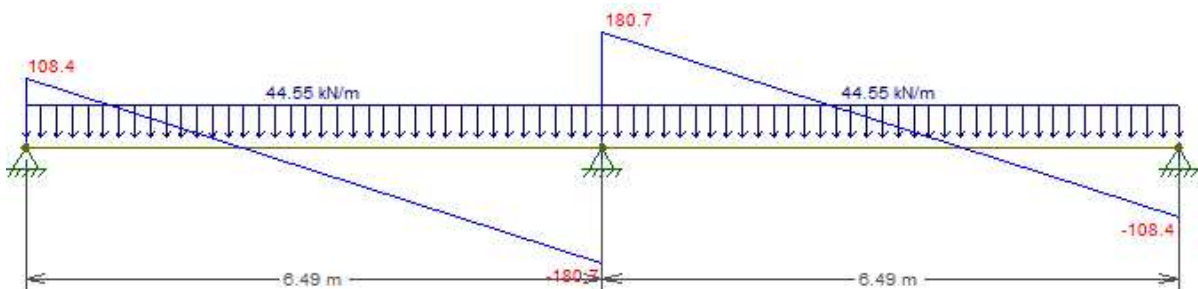
Fonte: da Autora (2024).

Figura 14 – Diagrama de momento fletor da viga VS1



Fonte: da Autora (2024).

Figura 15 – Diagrama de esforço cortante da viga VS1



Fonte: da Autora (2024).

A descrição do processo de inserção de dados no Ftool não será detalhada neste trabalho, pois o foco não está na elaboração de diagramas de forças solicitantes. O manual para a utilização do software está disponível em Ftool (Martha, 2024).

A partir da Figura 14, determinou-se os valores de momentos máximos positivos (131,90 kNm nos vãos da viga) e de momento máximo negativo (−234,60 kNm no apoio central da viga).

### 3.1.4. Dimensionamento de armaduras

A seguir, são apresentados os dimensionamentos de armaduras longitudinais positivas e negativas para os dois modelos de dimensionamento, um com base na NBR 6118/2014, versão cancelada, e outro utilizando a versão em vigor, a NBR 6118/2023.



### 3.1.4.1. Dimensionamento de armaduras longitudinais conforme ABNT NBR 6118/2014

O propósito desta seção é apresentar os cálculos realizados para o dimensionamento da viga VS1 para cada classe de concreto com resistências de 50, 60, 70, 80 e 90 MPa, conforme estabelecido na norma de 2014. Com intuito de ilustrar isso, dimensionou-se a área de armadura longitudinal de flexão necessária utilizando um concreto de classe C50, para resistir ao momento positivo nos vãos da viga de valor,  $M = 131,9 \text{ kNm}$ , conforme indicado na Figura 14. O valor do momento de cálculo, ou seja, o momento utilizado nas demais expressões, foi determinado pela Equação 45:

$$M_d = 1,4M \quad (45)$$

Substituindo o valor do momento positivo na equação, obteve-se:

$$M_d = 1,4M = 1,4 \times 131,9 = 184,66 \text{ kNm}$$

Para obter a armadura em  $\text{cm}^2$ , na Equação 38, dividiu-se o valor de  $M_d$  por 1000, a fim de obter o momento de cálculo em mega newtons metro ( $\text{MNm}$ ). Os valores de cálculo dos materiais, considerando concreto com  $f_{ck} = 50 \text{ MPa}$  e aço CA-50 foram obtidos pelas Equações 14 e 15, respectivamente (item 2.1.5.).

- Valor de cálculo do concreto:

$$f_{cd} = 50/1,4 \Rightarrow f_{cd} = 35,71 \text{ MPa}$$

- Valor de cálculo do aço CA-50:

$$f_{yd} = 500/1,15 \Rightarrow f_{yd} = 434,78 \text{ MPa}$$

Em seguida, calculou-se  $\sigma_c$ , o qual, segundo a NBR de 2014, versão cancelada, é definido pela Equação 1, para o caso do diagrama de tensão-deformação simplificado com altura  $y = \lambda x$ . Como o concreto é de resistência equivalente a 50 MPa,  $\alpha_c = 0,85$ , portanto:

$$\sigma_c = 0,85 \times (50/1,4) = 30,36 \text{ MPa}$$

Para o dimensionamento de  $K$  (momento adimensional solicitante), utilizou-se o valor de  $d = 54 \text{ cm} = 0,54 \text{ m}$  e  $b_w = 0,19 \text{ m}$ , conforme descrito na seção 3.1.1. Logo, pela Equação 25, teve-se:

$$K = \frac{M d}{\sigma_c b_w d^2} = \frac{0,185}{30,36 \times 0,19 \times 0,54^2} = 0,110$$

De acordo com a Tabela 3,  $K_{lim}$  é 0,295 para concretos de classe C50. Dado que o valor de  $K$  obtido foi igual a 0,110,  $K < K_{lim}$ , indicando que a armadura na seção transversal é simples, não sendo necessária, portanto, armadura de compressão ( $A'_s = 0$ ). Então,  $A_s = A_{s1}$ . Em seguida, definiu-se a seção necessária de armadura de tração  $A_s$ , conforme a Equação 36.

$$A_s = \frac{30,36 \times 0,19 \times 0,54}{434,78} (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,110}) = 8,35 \text{ cm}^2$$

Para a armadura mínima (Equação 40), com  $\rho_{min} = 0,208$  para 50 MPa segundo a Tabela 6, e com altura  $h$  e largura  $b_w$  em centímetros, obteve-se:

$$A_{s,min} = \frac{\rho_{min}}{A_c} = \frac{0,208}{19 \times 60} = 1,82 \text{ cm}^2$$

Como  $8,35 \text{ cm}^2$  é maior que  $1,82 \text{ cm}^2$ , adotou-se  $A_s$  como a área de armadura necessária para a seção calculada. No dimensionamento da armadura máxima, aplicou-se a Equação 41, resultando em um valor aproximado de  $45,60 \text{ cm}^2$ , com  $A_s$  o qual se manteve dentro do limite especificado.

$$A_{s,máx} = 0,04 \times 19 \times 60 = 45,60 \text{ cm}^2$$

Com base na Tabela 7, quatro barras de 16 mm de diâmetro foram usadas, ou seja,  $4\phi 16 \text{ mm} \Rightarrow A_{s,real} = 8,00 \text{ cm}^2$ . No item 2.2.2.6., Bastos (2024) explica que a taxa de tolerância entre o valor da área da armadura  $A_s$  calculada e a área de

armadura longitudinal  $A_{s,real}$  é de 5%. Como  $8,35 \times 0,95 = 7,93 \text{ cm}^2$ , a escolha de  $A_{s,real} = 8,00 \text{ cm}^2$  pela Tabela 7 é permitida.

Para o cálculo da quantidade de barras por camada, utilizou-se a Equação 42, com  $b_w = 19 \text{ cm}$ ,  $\phi_{estribo} = 0,63 \text{ cm}$ ,  $\phi_{barra} = 1,6 \text{ cm}$  e  $c = 4,5 \text{ cm}$ .

$$a_h = \frac{b_w - (2c + 2\phi_{estribo} + n^{\circ} \text{ barras} \phi_{barra})}{(n^{\circ} \text{ barras} - 1)}$$

$$19 = 2 \times 4,5 + 2 \times 0,63 + n \times 1,6 + (n - 1)a_h$$

em que  $a_h$  é o maior valor entre os três termos abaixo:

- 2,0 cm;
- $\phi_{barra} = 1,6 \text{ cm}$ ;
- $1,2\phi_{brita} = 1,2 \times 1,9 = 2,28 \text{ cm}$ .

A Brita 1 foi selecionada para os cálculos devido à sua frequente aplicação no dimensionamento de elementos estruturais, tais como vigas, apresentando um diâmetro médio de 1,9 cm. Consequentemente, obteve-se  $a_h = 2,28 \text{ cm}$ , resultando na disposição de duas barras por camada. Considerando a utilização de quatro barras de 16 mm de diâmetro, a configuração ideal consistiu na distribuição de duas barras por camada.

Para o dimensionamento da armadura negativa, a qual irá combater o momento fletor negativo  $M = -234,60 \text{ kNm}$ , definiu-se inicialmente o momento de cálculo  $M_d$  que foi utilizado para as demais equações. Pela Equação 45,  $M_d = -328,44 \text{ kNm}$ .

Dividindo o resultado de  $M_d$  por 1000, tem-se  $M_d = -0,328 \text{ MNm}$ . Para os demais cálculos, utilizou-se o resultado de  $M_d = 0,328 \text{ MNm}$ . Os valores de cálculo dos materiais, considerando concreto com  $f_{ck} = 50 \text{ MPa}$ , são os mesmos apresentados anteriormente:  $f_{cd} = 35,71 \text{ MPa}$  e  $f_{yd} = 434,78 \text{ MPa}$ .

Calculou-se então  $\sigma_c$ , que, segundo a NBR de 2014, é definido pela Equação 1, para o caso do diagrama de tensão-deformação simplificado com altura  $y = \lambda x$ . Como o concreto é de resistência equivalente a 50 MPa,  $\alpha_c = 0,85$ , portanto,  $\sigma_c =$

30,36 MPa. O valor de  $K$  (momento adimensional solicitante) foi obtido pela Equação 25, com  $d = 0,54 \text{ m}$  e  $b_w = 0,19 \text{ m}$ , conforme descrito na seção 3.1.1.

$$K = \frac{M_d}{\sigma_c b_w d^2} = \frac{0,328}{30,36 \times 0,19 \times 0,54^2} = 0,195$$

De acordo com a Tabela 5,  $K_{lim}$  é 0,295 para concretos de classe C50. Dado que o valor de  $K$  obtido foi igual a 0,195,  $K < K_{lim}$ , indicando que a armadura na seção transversal é simples ( $A'_s = 0$ ). Então,  $A_s = A_{s1}$ . Em seguida, estimou-se a seção necessária de armadura de tração  $A_s$  pela Equação 36.

$$A_s = \frac{30,36 \times 0,19 \times 0,54}{434,78} \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,195}\right) = 15,71 \text{ cm}^2$$

De acordo com a Tabela 6,  $\rho_{min} = 0,208$  para 50 MPa. Para a armadura mínima (Equação 40), com altura  $h$  e largura  $b_w$  em centímetros, teve-se:

$$A_{s,min} = \frac{\rho_{min}}{A_c} = \frac{0,208}{19 \times 60} = 1,82 \text{ cm}^2$$

Como  $15,71 \text{ cm}^2$  é maior que  $1,82 \text{ cm}^2$ , adotou-se a armadura  $A_s$  como a área de armadura necessária para a seção calculada. No dimensionamento da armadura máxima, aplicou-se a Equação 41, obtendo-se um valor aproximado de  $45,60 \text{ cm}^2$ , com  $A_s$  permanecendo dentro do limite especificado.

$$A_{s,máx} = 0,04 \times 19 \times 60 = 45,60 \text{ cm}^2$$

Com base na Tabela 7, oito barras de 16 mm de diâmetro foram usadas, ou seja,  $8\phi 16 \text{ mm} \Rightarrow A_{s,real} = 16,085 \text{ cm}^2$ . O cálculo da quantidade de barras por camada é o mesmo obtido para o dimensionamento da armadura positiva, com  $b_w = 19 \text{ cm}$ ,  $\phi_{estribo} = 0,63 \text{ cm}$ ,  $\phi_{barra} = 1,6 \text{ cm}$  e  $c = 4,5 \text{ cm}$ , apresentando a disposição de duas barras por camada. Considerando a utilização de oito barras de 16 mm de diâmetro, a configuração ideal consistiu na distribuição de duas barras por camada, resultando em quatro camadas.

### 3.1.4.2. Dimensionamento de armaduras longitudinais conforme ABNT NBR 6118/2023

Como dito anteriormente, a diferença entre o dimensionamento de armaduras da NBR 6118 do ano de 2014 para o de 2023 é a introdução do coeficiente de fragilidade  $\eta_c$ . Para exemplificar o cálculo de uma resistência de concreto do Grupo II, escolheu-se a Classe C50 ( $f_{ck} = 50 \text{ MPa}$ ). O valor de  $\alpha_c = 0,85$  para essa Classe.

Como o  $f_{ck}$  estudado é maior que 40 MPa, o coeficiente  $\eta_c$  deve ser adquirido pela Equação 12:

$$\eta_c = (40/f_{ck})^{1/3} = (40/50)^{1/3} = 0,93$$

Portanto, pela Equação 11,  $\sigma_c$  é:

$$\sigma_c = \alpha_c \eta_c f_{cd} = 0,85 \times 0,93 \times \left(\frac{50}{1,4}\right) = 28,18 \text{ MPa}$$

Tendo  $d = 0,54 \text{ m}$  e  $b_w = 0,19 \text{ m}$ ,  $K$  é equivalente a:

$$K = \frac{M d}{\sigma_c b_w d^2} = \frac{0,185}{28,18 \times 0,19 \times 0,54^2} = 0,118$$

De acordo com a Tabela 6,  $K_{lim}$  é 0,295 para concretos de classe C50. Dado que o valor de  $K$  obtido foi 0,118, tem-se  $K < K_{lim}$ , indicando que a armadura na seção transversal é simples, não sendo necessária, portanto, armadura de compressão ( $A'_s = 0$ ). Então, como no caso da armadura dimensionada para a classe C50 pela norma de 2014,  $A_s = A_{s1}$ .

Armadura de tração  $A_s$ , conforme a Equação 36, é:

$$A_s = \frac{28,18 \times 0,19 \times 0,54}{434,78} (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,118}) = 8,40 \text{ cm}^2$$

A seguir, calculou-se o dimensionamento da armadura mínima, com  $\rho_{\min} = 0,208$  para a classe C50. A armadura máxima,  $A_{s,\max}$ , conforme demonstrado no item 3.1.4.1, é de  $45,60 \text{ cm}^2$ .

$$A_{s,\min} = \frac{\rho_{\min}}{A_c} = \frac{0,208}{19 \times 60} = 1,82 \text{ cm}^2$$

Uma vez que  $A_s > A_{s,\min}$ , a armadura necessária para a seção transversal calculada é equivalente a  $8,40 \text{ cm}^2$ . A opção de quatro barras de 16 mm também serviu para esse caso, finalizando com duas barras por camada.

Para o cálculo de armadura negativa, fez-se o dimensionamento de maneira análoga ao que foi demonstrado no item 3.1.4.1. Com  $M_d = -0,328 \text{ MNm}$  e  $\alpha_c = 0,85$  para concretos com resistência equivalente a 50 MPa,  $\sigma_c = 28,18 \text{ MPa}$  (Equação 11). O valor de  $K$  (momento adimensional solicitante) foi obtido pela Equação 25, com  $d = 0,54 \text{ m}$  e  $b_w = 0,19 \text{ m}$ , conforme descrito na seção 3.1.1.

$$K = \frac{M_d}{\sigma_c b_w d^2} = \frac{0,328}{28,18 \times 0,19 \times 0,54^2} = 0,210$$

Conforme a Tabela 5,  $K_{lim}$  é 0,295 para concretos de classe C50. Como o valor de  $K$  obtido foi equivalente a 0,210,  $K < K_{lim}$ , indicando que a armadura na seção transversal é simples ( $A'_s = 0$ ). Em seguida, estimou-se a seção necessária de armadura de tração  $A_s$  pela Equação 36.

$$A_s = \frac{28,18 \times 0,19 \times 0,54}{434,78} (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,210}) = 15,89 \text{ cm}^2$$

Na Tabela 6,  $\rho_{\min} = 0,208$  para 50 MPa. Para a armadura mínima (Equação 40), com altura  $h$  e largura  $b_w$  em centímetros, teve-se:

$$A_{s,\min} = \frac{\rho_{\min}}{A_c} = \frac{0,208}{19 \times 60} = 1,82 \text{ cm}^2$$

Como  $15,89 \text{ cm}^2$  é maior que  $1,82 \text{ cm}^2$ , adotou-se a armadura  $A_s$  como a área de armadura necessária para a seção calculada. No dimensionamento da armadura

máxima, aplicou-se a Equação 41, obtendo-se um valor aproximado de 45,60 cm<sup>2</sup>, com  $A_s$  permanecendo dentro do limite especificado.

$$A_{s,m\acute{a}x} = 0,04 \times 19 \times 60 = 45,60 \text{ cm}^2$$

Assim como na versão da norma de 2014, a partir da Tabela 7, optou-se o uso de oito barras de 16 mm de diâmetro, ou seja,  $8\phi 16 \text{ mm} \Rightarrow A_{s,real} = 16,085 \text{ cm}^2$ . O cálculo da quantidade de barras por camada é o mesmo obtido para o dimensionamento da armadura positiva, com  $b_w = 19 \text{ cm}$ ,  $\phi_{estribo} = 0,63 \text{ cm}$ ,  $\phi_{barras} = 1,6 \text{ cm}$  e  $c = 4,5 \text{ cm}$ , apresentando a disposição de duas barras por camada. Considerando a utilização de oito barras de 16 mm de diâmetro, a configuração ideal consistiu também na distribuição de duas barras por camada, resultando em quatro camadas.

### 3.1.5. Elaboração de planilhas

Os dimensionamentos das áreas de armadura necessárias para a seção transversal proposta foram realizados com base nos tópicos anteriores, demonstrando a metodologia aplicada para cada classe de concreto de alta resistência, C50, C60, C70, C80 e C90. Foram elaboradas planilhas para agilizar o cálculo da quantidade de armadura para cada classe de concreto. As fórmulas foram integradas nessas planilhas, que foram organizadas nas seguintes categorias: ABNT NBR 6118/2014 e ABNT NBR 6118/2023. Com o uso dessas planilhas, foi possível obter os resultados para cada classe de concreto, os quais serão apresentados no próximo capítulo.

## 4. RESULTADOS E DISCUSSÕES

Os dimensionamentos das áreas de armadura necessárias para a seção transversal proposta foram realizados com base nos tópicos anteriores, demonstrando a metodologia aplicada para cada classe de concreto de alta resistência, variando de C50 a C90. Foram elaboradas planilhas para agilizar o cálculo da quantidade de armadura para cada classe de concreto. As fórmulas foram integradas nessas planilhas, que foram organizadas nas seguintes categorias: ABNT NBR 6118/2014 e ABNT NBR 6118/2023. Com o uso dessas planilhas, foi possível obter os resultados para cada classe de concreto, os quais estão apresentados neste capítulo.

### 4.1. COEFICIENTE DE FRAGILIDADE

A revisão da norma NBR 6118 (ABNT, 2023) introduz o fator coeficiente de fragilidade, aplicável exclusivamente a concretos com resistências superiores a 40 MPa. Previamente, os fatores de redução se limitavam ao valor de 0,85 e à divisão do  $f_{ck}$  pelo fator de segurança  $\gamma_c$ . O fator de fragilidade  $\eta_c$  foi incorporado com o propósito de reduzir adicionalmente a resistência desses concretos, devido à maior fragilidade intrínseca dos concretos de alta resistência em comparação aos do Grupo I. A Tabela 10 apresenta os valores de  $\eta_c$  para concretos com resistências variando entre 50 e 90 MPa, fornecendo um detalhamento abrangente das modificações introduzidas.

Tabela 10 – Valores de  $\eta_c$  para concretos entre 50 e 90 MPa

Coeficiente de fragilidade para concretos de alta resistência					
$f_{ck}$	50	60	70	80	90
$\eta_c$	0,93	0,87	0,83	0,79	0,76

Fonte: da Autora (2024).

Nota-se, como esperado, que quanto maior o valor da resistência do concreto, menor é o coeficiente de fragilidade, ou seja, menor a resistência de cálculo do concreto resultante, uma vez que a resistência  $\sigma_c$  (em MPa) é o produto de  $\alpha_c$ ,  $f_{cd}$  e  $\eta_c$ , como demonstra a Tabela 11:



Tabela 11 – Valores de  $\alpha_c$  e  $\sigma_c$  para concretos entre 50 e 90 MPa

Valores de resistência de cálculo segundo ABNT NBR 6118/2023					
$f_{ck}$	50	60	70	80	90
$\alpha_c$	0,85	0,81	0,76	0,72	0,68
$\sigma_c$	28,18	30,23	31,74	32,77	33,36

Fonte: da Autora (2024).

## 4.2. COMPARAÇÃO ENTRE AS DUAS VERSÕES

A construção da tabela de dimensionamento de armadura simples para vigas com seções transversais retangulares submetidas à flexão simples exige atenção a diversos aspectos críticos, conforme abordado na fundamentação teórica. Destaca-se que o cálculo da área da seção de armadura necessária está diretamente relacionado aos valores de  $f_{ck}$  do concreto, dado que vários parâmetros, como  $\alpha_c$  e  $\sigma_c$ , são intrinsecamente vinculados à resistência especificada.

### 4.2.1. Parâmetros obtidos

A partir dos cálculos realizados e demonstrados no capítulo da Metodologia para a viga modelo VS1 sujeita à flexão simples, formou-se a Tabela 12 abaixo, a qual compara os resultados de consumo de armadura positiva obtidos em ambas as normas para os diferentes valores de resistência de concretos de alta resistência, com  $f_{ck}$ ,  $f_{cd}$  e  $\sigma_c$ , em MPa.

Tabela 12 – Comparação entre os parâmetros obtidos para as duas versões da ABNT NBR 6118 (armadura positiva)

$f_{ck}$	NBR 6118/2014					$f_{ck}$	NBR 6118/2023				
	Parâmetros						Parâmetros				
	$f_{cd}$	$\eta_c$	$\alpha_c$	$\sigma_c$	$K$		$f_{cd}$	$\eta_c$	$\alpha_c$	$\sigma_c$	$K$
50	35,71	-	0,85	30,36	0,110	50	35,71	0,93	0,85	28,18	0,118
60	42,86	-	0,81	34,61	0,096	60	42,86	0,87	0,81	30,23	0,110
70	50,00	-	0,76	38,25	0,087	70	50,00	0,83	0,76	31,74	0,105
80	57,14	-	0,72	41,29	0,081	80	57,14	0,79	0,72	32,77	0,102
90	64,29	-	0,68	43,71	0,076	90	64,29	0,76	0,68	33,36	0,100

Fonte: da Autora (2024).

Conforme indicado na Tabela 12, nota-se uma variação nos valores dos parâmetros alcançados, particularmente  $\sigma_c$  e  $K$ , que estão diretamente relacionados à inclusão do coeficiente de fragilidade na versão de 2023 da norma. As áreas de armaduras adquiridas estão apresentadas na Tabela 13, com  $A_s$  em  $\text{cm}^2$ . A partir do valor de  $K$ , nota-se que, independente da classe do concreto, todos os dimensionamentos estão dentro dos limites estabelecidos pelas normas, uma vez que  $K < K_{lim}$  para cada resistência analisada (Tabela 5), não ultrapassando o Domínio 3.

Tabela 13 – Comparação das áreas de armadura  $A_s$  positiva para ABNT NBR 6118/2014 e 2023

Comparação de $A_s$ para NBR 6118/2014 e 2023 (em $\text{cm}^2$ )		
$f_{ck}$	2014	2023
50	8,35	8,40
60	8,29	8,35
70	8,24	8,33
80	8,21	8,31
90	8,19	8,30

Fonte: da Autora (2024).

Considerando as armaduras negativas, que resistem ao momento fletor negativo, montou-se a Tabela 14, apresentando os parâmetros  $K$  e  $A_s$  calculados para as duas versões da NBR 6118.

Tabela 14 – Comparação das áreas de armadura  $A_s$  negativa e valores de  $K$  para ABNT NBR 6118/2014 e 2023

Comparação da armadura negativa $A_s$ (em $\text{cm}^2$ ) e valores de $K$ para NBR 6118/2014 e 2023				
$f_{ck}$	2014		2023	
	$A_s$	$K$	$A_s$	$K$
50	15,71	0,195	15,89	0,210
60	15,45	0,171	15,72	0,196
70	15,28	0,155	15,62	0,187
80	15,17	0,144	15,55	0,181
90	15,09	0,136	15,52	0,178

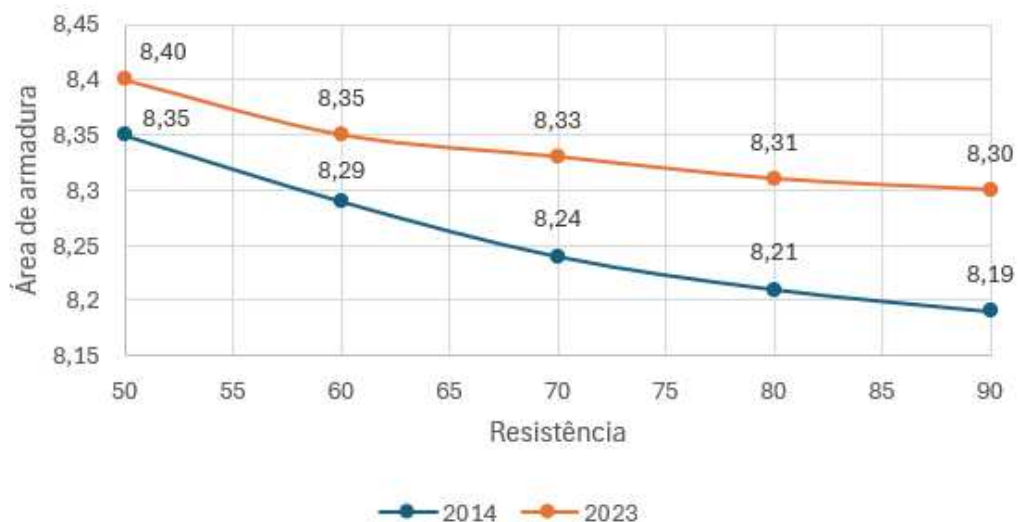
Fonte: da Autora (2024).

#### 4.2.2. Impactos da atualização normativa

Na teoria, a redução de  $\eta_c$  implicaria, a partir da versão mais atualizada da NBR 6118, um aumento progressivo no consumo de armadura necessária para suportar os esforços atuantes na viga. No entanto, mesmo a NBR 6118/2023 procurando adotar uma abordagem mais cautelosa no dimensionamento de elementos estruturais de concretos com  $f_{ck}$  pertencentes ao Grupo II, constata-se, para o caso de vigas sujeitas à flexão simples, que não há um aumento tão expressivo da área de armadura  $A_s$  da viga modelo em questão, quando comparadas ambas as versões da norma.

Outro fator importante a se analisar é que as normas, estudadas individualmente, não mostram grandes benefícios em adotar concretos de alta resistência caso o objetivo seja diminuir o consumo de aço em vigas de concreto armado (Araújo, 2014), visto que, comparando os resultados obtidos para as Classes de resistência C50, C60, C70, C80 e C90, tem-se uma redução de apenas 1,91% e 1,19% no dimensionamento de armaduras positivas para a versão de 2014 e 2023, respectivamente. O Gráfico 1 traz este comparativo na variação do consumo de armadura positiva para ambas as versões, com base na Tabela 13.

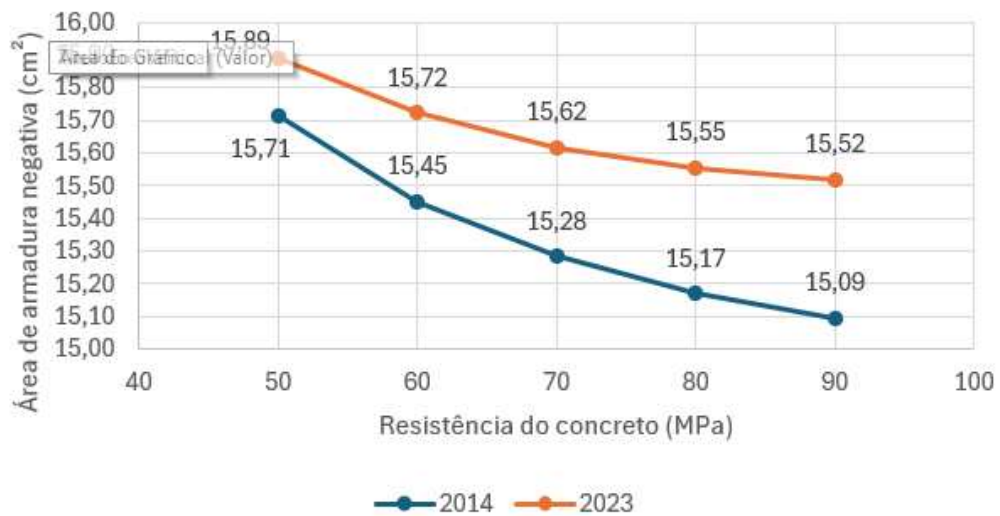
Gráfico 1 – Comparativo do consumo de armadura positiva na viga modelo VS1 para as duas versões da norma



Fonte: da Autora (2024).

Com intuito de trazer uma melhor visualização do consumo de aço necessário para combater o momento fletor negativo, o Gráfico 2 também representa a comparação da quantidade de armadura para as Classes C50, C60, C70, C80 e C90, com base na Tabela 14.

Gráfico 2 – Comparativo do consumo de armadura negativa na viga modelo VS1 para as duas versões da norma



Fonte: da Autora (2024).

Benetti (2024), ao examinar o dimensionamento de vigas conforme as duas versões da norma, encontrou resultados similares, observando, conforme detalhado na Tabela 2 do item 2.1.1.7., uma variação no consumo de aço nas vigas analisadas para concretos de Classe C90 equivalente a 0,10 cm<sup>2</sup>. Este achado reforça os resultados obtidos na comparação das normas conduzida neste estudo. Adicionalmente, Benetti (2024) dimensionou as armaduras de pilares, constatando que a atualização da NBR 6118 resultou em um aumento de 2,68 vezes na quantidade de armadura necessária, com a maior variação registrada para a Classe C80, correspondendo a um incremento de aproximadamente 9,07 cm<sup>2</sup>. Esses dados indicam uma maior sensibilidade do fator de fragilidade em pilares em comparação com vigas de concreto armado.

Outro impacto relevante na atualização da ABNT NBR 6118/2023 foi a variação da tensão de compressão máxima do concreto, quando feita confrontando ambas as versões da norma. A partir da Tabela 15, nota-se que houve uma redução significativa nos valores das tensões com a introdução do coeficiente de fragilidade

$\eta_c$ . A redução, em porcentagem, de cada Classe de concreto também é apresentada na tabela.

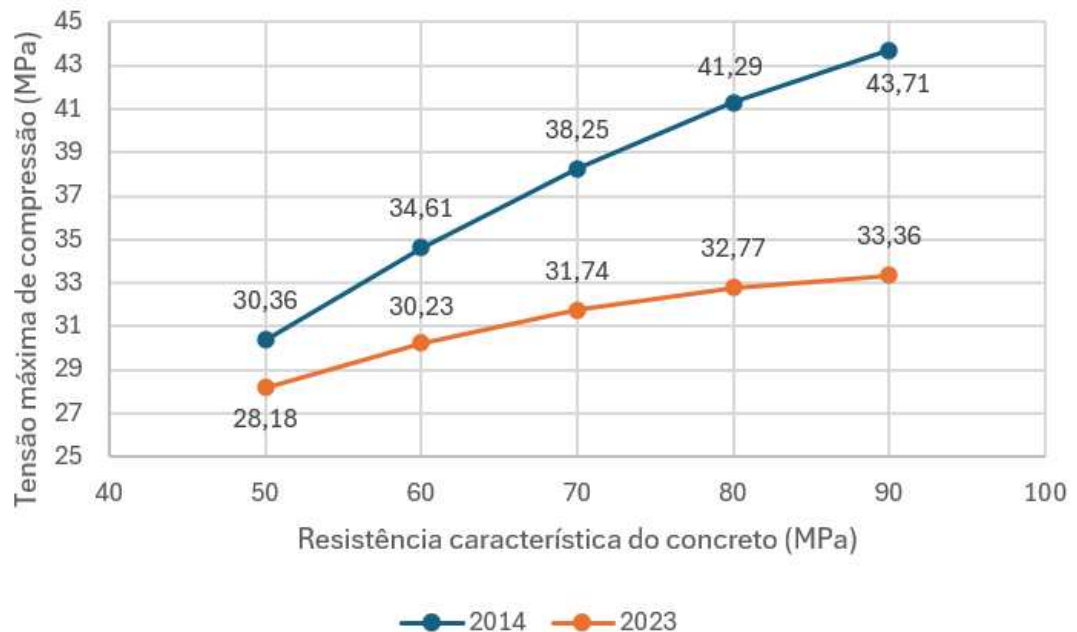
Tabela 15 – Variação de  $\sigma_c$  entre as duas versões da NBR 6118

Variação de $\sigma_c$ (MPa) no concreto entre as duas versões da NBR 6118			
$f_{ck}$	2014	2023	% reduzida
50	30,36	28,18	7,18
60	34,61	30,23	12,66
70	38,25	31,74	17,02
80	41,29	32,77	20,63
90	43,71	33,36	23,68

Fonte: da Autora (2024).

Para aprimorar a visualização e a compreensão dos dados apresentados, criou-se o Gráfico 3, o qual descreve o comportamento descrito anteriormente a partir da Tabela 15.

Gráfico 3 – Variação de  $\sigma_c$  entre as duas versões da NBR 6118



Fonte: da Autora (2024).

Essa diminuição na tensão máxima de compressão do concreto visa aumentar a segurança no dimensionamento de elementos estruturais para concretos de alta resistência (Grupo II). Essa precaução se deve ao fato de que essas classes incluem

concretos com maior fragilidade, que são propensos a falhas abruptas, ou seja, a ruptura frágil, sem sinais de avisos prévios.

Em outras palavras, tendo em vista o dimensionamento de vigas com seção transversal retangular submetidas à flexão simples, a ABNT NBR 6118/2023 não introduziu mudanças significativas com a inserção do fator de fragilidade.

Outro ponto interessante é em relação à adequação do fator de fragilidade ( $\eta_c$ ) na atualização da norma. Como a versão da NBR 6118/2023 preserva a formulação estabelecida na versão de 2014, incorporando apenas o  $\eta_c$ , segundo Araújo (2023), ocorre a sobreposição de fatores redutores da resistência do concreto. Para a aplicação adequada do fator  $\eta_c$ , os parâmetros  $\lambda = 0,8$  e  $\alpha_c = 0,85$ , observados em concretos do Grupo I, deveriam ser mantidos para todas as classes de concreto, e não se limitando apenas às classes abaixo de C50.

#### 4.2.2. Análise dos resultados

No caso de vigas com seção transversal retangular submetidas à flexão simples, observou-se que o coeficiente de fragilidade, conforme a NBR 6118/2023, resultou em incrementos de 1,34% e 2,85% na área de armadura requerida para armaduras positivas e negativas, respectivamente.

Em contrapartida, conforme observado por Benetti (2024), foram identificadas variações substanciais em pilares, levantando questionamentos aos motivos subjacentes ao significativo aumento no consumo de aço em pilares, em contraste com a redução observada nas vigas. Considerando esse contexto, investigaram-se as razões possíveis para essa discrepância entre os dois elementos estruturais, resultando nas conclusões descritas a seguir.

Como mostrado no Capítulo 3, o dimensionamento de armaduras é feito dentro dos limites impostos pela NBR 6118, nas duas versões, ou seja, não admitindo o uso do Domínio 4, o qual apresenta ruptura frágil do concreto armado. Logo, uma das causas potenciais para o coeficiente de fragilidade afetar mais os pilares do que as vigas é a forma como os esforços são distribuídos nos elementos estruturais.

Nas vigas de seção transversal retangular submetidas à flexão simples, a carga aplicada é inicialmente suportada pelo concreto (Bastos 2023). Com a formação das primeiras fissuras, visto que esta é dimensionada entre os Domínios 2 e 3, respeitando os valores de  $K_{lim}$  da Tabela 5, a armadura, que está sujeita à tração,

passa a resistir aos esforços. Assim, quando o concreto atinge seu limite, a armadura assume a função principal na resistência da viga.

O item 2.1.1.4 esclarece que o aço resiste melhor aos esforços de tração do que aos de compressão, conforme ilustrado na Figura 7, ao contrário do concreto. A altura da linha neutra (LN) em vigas de seção transversal retangular, quando dimensionadas segundo a ABNT NBR 6118/2023, é mais conservadora, resultando em uma área tracionada maior do que a comprimida. Portanto, não há necessidade de aumentar a área de aço, pois o incremento na resistência à compressão do concreto não afeta significativamente o dimensionamento das vigas, que estão mais submetidas à tração e dependem mais da resistência do aço do que do concreto.

Nos pilares, por outro lado, tanto a armadura quanto o concreto estão submetidos à compressão simultaneamente, sem a distribuição sequencial de esforços observada nas vigas. Assim, não há a utilização da propriedade de escoamento do aço, pois a armadura não está tracionada.

De acordo com Prado (2001), quanto maior a resistência à compressão do concreto, maior a tensão de confinamento efetiva sobre o pilar, diminuindo a ductilidade desses elementos, apresentando pouca capacidade de deformação. Bayrak e Sheikh (1998) mostram que com o aumento na carga axial de confinamento, acelera-se o processo de degradação da resistência do pilar de alta resistência.

Portanto, quando o concreto atinge sua resistência máxima à compressão, representando teoricamente a carga máxima suportável pelo pilar, qualquer incremento adicional de carga dependerá da contribuição do aço (Nawy, 2005). Logo, considerando que as armaduras de aço são projetadas principalmente para resistir à tração e não à compressão, justifica-se o aumento da quantidade de aço em pilares de concreto armado para melhorar a resistência do elemento estrutural.

Ademais, tendo em vista que o concreto de alta resistência já possui um comportamento frágil à ruptura e perde ainda mais ductilidade devido ao aumento da tensão de confinamento nos casos de pilares, a necessidade de um dimensionamento mais seguro para estes elementos de concreto armado torna-se ainda mais evidente, justificando a introdução do coeficiente de fragilidade na versão atualizada da NBR 6118.

Tendo como base as análises feitas nesse item, o coeficiente de fragilidade não apresenta uma influência drástica no consumo de aço em vigas de seção transversal retangular sujeitas à flexão normal simples, embora ainda traga um

incremento progressivo na taxa de armadura necessária conforme o aumento da resistência do concreto.



## 6. CONCLUSÃO

Este estudo comparativo sobre o dimensionamento de armaduras de vigas com seção transversal retangular submetidas à flexão simples, entre a ABNT NBR 6118/2014 e sua atualização de 2023, destacou a introdução do fator de fragilidade ( $\eta_c$ ) como a principal modificação na norma recente. O fator coeficiente de fragilidade foi incorporado com o objetivo de ajustar a resistência dos concretos de alta resistência, superiores a 50 MPa, reconhecendo a maior fragilidade desses materiais em relação à ruptura.

Para avaliar a importância da introdução do fator  $\eta_c$  na versão de 2023 da NBR 6118, dimensionou-se a área de armadura para uma mesma viga de seção transversal retangular submetida à flexão simples (VS1) nas classes de concreto C50, C60, C70, C80 e C90. Foram considerados dois grupos de análise: um baseado na ABNT NBR 6118/2014 e o outro na versão de 2023.

A análise mostrou que, apesar da inclusão deste coeficiente, não houve diferenças significativas no consumo de aço na viga modelo VS1 dimensionada para as diferentes classes de concretos do Grupo II segundo a nova norma. A maior variação encontrada foi na Classe C90, com apenas 1,34% de armadura a mais na versão de 2023. Isso sugere que, embora a norma atualizada adote uma abordagem mais rigorosa ao considerar a fragilidade dos concretos de alta resistência, o impacto prático sobre a quantidade de armadura necessária para o caso estudado manteve a quantidade de barras de aço necessária para a viga modelo calculada, equivalente a  $4\phi 16 \text{ mm}$  no caso de armaduras positivas, e  $8\phi 16 \text{ mm}$  para armaduras negativas.

Entretanto, Benetti (2024) apresentou resultados divergentes ao aplicar a norma em pilares de concreto de alta resistência, levantando questionamentos no consumo de aço quando comparados às vigas. Benetti (2024) verificou que a atualização da NBR 6118 resultou em um aumento de 2,68 vezes na quantidade de armadura necessária para pilares, com a maior variação observada na Classe C80, correspondendo a um incremento de aproximadamente  $9,07 \text{ cm}^2$ , muito superior ao encontrado nas vigas deste presente estudo.

Com as análises feitas no Capítulo 5, concluiu-se que essa variação entre pilares e vigas acontece porque, em pilares, quanto maior a resistência à compressão do concreto, maior a tensão de confinamento no elemento, ocasionando em perda de

ductilidade do pilar de concreto armado. Como os concretos de alta resistência apresentam caracteristicamente um comportamento mais frágil em relação à ruptura que os concretos convencionais, o incremento de armadura auxilia na resistência do elemento estrutural.

A atualização de 2023 da ABNT NBR 6118, ao introduzir o fator de fragilidade, reflete uma evolução na abordagem normativa que visa aumentar a segurança das estruturas que utilizam concretos de alta resistência. No entanto, os resultados deste estudo indicam que o impacto direto sobre o consumo de aço é mínimo quando aplicado a vigas, conclusão que foi averiguada por outras autoras que estudaram a atualização da norma (Benetti, 2024; Faria, 2023), reafirmando que as práticas de dimensionamento já estabelecidas continuam a ser eficazes mesmo com os novos parâmetros introduzidos.

A divergência entre o consumo de aço entre elementos como vigas e pilares de concreto armado, quando utilizados concretos de alta resistência, também em razão da forma em que os esforços são aplicados na estrutura. Em vigas, tem-se o uso da armadura para resistir aos esforços de tração, presente na maior parte da seção transversal da viga, principalmente após a atualização da norma, a qual trouxe uma altura da linha neutra ainda mais conservadora. Nos pilares, tanto o concreto quanto o aço estão sob efeitos de compressão, justificando a necessidade do aumento da área de aço nesses elementos.

Porém, a importância do dimensionamento correto de armaduras em vigas de concreto de alta resistência não pode ser subestimada, pois garante a segurança, a durabilidade e o desempenho estrutural adequado dos elementos estruturais. O dimensionamento preciso e com base nas normas brasileiras é crucial para prevenir falhas estruturais e otimizar o uso de materiais, contribuindo para a sustentabilidade e a eficiência econômica das construções.

Em suma, a atualização da norma reafirma a necessidade de uma abordagem cuidadosa e detalhada no dimensionamento estrutural, ao mesmo tempo em que confirma a eficácia das metodologias pré-existentes. A continuidade na estabilidade do consumo de aço, apesar das novas considerações, sugere uma transição suave e a manutenção de práticas de engenharia robustas e confiáveis.

Este trabalho contribui significativamente para a engenharia civil ao fornecer uma análise detalhada e comparativa entre a versão de 2014 e a atualização de 2023 da NBR 6118. Os resultados fazem repensar se para vigas com seção transversal

retangular submetidas à flexão simples a adição do fator de fragilidade é realmente eficiente, evidenciando a necessidade de revisões normativas e práticas de dimensionamento mais precisas para estruturas de concreto armado de alta resistência quando aplicado em vigas. Portanto, a pesquisa e os parâmetros obtidos induzem engenheiros e pesquisadores a buscarem uma compreensão mais profunda das implicações das atualizações normativas no dimensionamento estrutural.

Por fim, apresentam-se duas sugestões de trabalhos futuros:

- Investigação experimental e numérica da influência do coeficiente de fragilidade em pilares de Concreto de Alta Resistência;
- Avaliação do impacto econômico das atualizações normativas no dimensionamento de vigas e pilares de Concreto de Alta Resistência.

## REFERÊNCIAS

ADÃO, F. X.; HEMERLY, A. C. **Concreto armado novo milênio**: cálculo prático e econômico. 2. ed. São Paulo: Editora Interciência, 2010.

AGUIAR, E. A. B. **Projeto de pilares de concreto armado de alto desempenho**. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2000.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE ENGENHARIA E CONSULTORIA ESTRUTURAL. **Bate-papo - ABNT NBR 6118:2023 – Processo de revisão, principais alterações e futuros trabalhos**. Disponível em: <https://www.youtube.com/watch?v=bozW89tFVmQ&t=406s>. Acesso em: 30 jun. 2024.

ARAÚJO, J. M. **Curso de concreto armado Volume 1**. 4. ed. Rio Grande do Sul: Editora Dunas, 2014.

ARAÚJO, J. M. **Curso de concreto armado Volume 1**. 5. ed. Rio Grande do Sul: Editora Dunas, 2023.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 5738**. Concreto – Procedimento para moldagem e cura de corpos de prova. Rio de Janeiro: ABNT, 2016.

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

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

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

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8681**. Ações e segurança nas estruturas – Procedimento. Rio de Janeiro: ABNT, 2004.

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 16697**. Cimento Portland - Requisitos. Rio de Janeiro: ABNT, 2018.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 12655**. Execução de estruturas de concreto armado, protendido e com fibras — Requisitos. Rio de Janeiro: ABNT, 2023.

BARBOZA, M. R. Concepção e análise de estruturas de edifícios em concreto armado. Bauru: **FAPESP**, 2008. Disponível em: <https://www.feb.unesp.br/pbastos/concreto1/Rel.%20Final%20Marcos.pdf>. Acesso em 29 jun. 2024.

BASTOS, P. S. S. **Fundamentos do concreto armado**. 2010. Apostila (Disciplina Estruturas de Concreto I) – Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade Estadual Paulista, São Paulo, 2010.

BASTOS, P. S. S. **Fundamentos do concreto armado**. 2019. Apostila (Disciplina Estruturas de Concreto I) – Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade Estadual Paulista, São Paulo, 2019.

BASTOS, P. S. S. **Flexão normal simples - vigas**. 2023. Apostila (Disciplina Estruturas de Concreto I) – Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade Estadual Paulista, São Paulo, 2023.

BASTOS, P. S. S. **Vigas de concreto armado: dimensionamento, flechas e fissuração**. 2024. Apostila (Disciplina Estruturas de Concreto II) – Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade Estadual Paulista, São Paulo, 2024.

BAYRAK, O.; SHEIKH, S. A. Confinement reinforcement design considerations for ductile HSC columns. **Journal of Structural Engineering**, ASCE: v. 124, n. 9, p. 999-1010, 1998.

BENETTI, C. T. **Análise da influência do fator de grafilidade  $\eta_c$  no dimensionamento de vigas e pilares de concreto armado, com base na norma nbr 6118:2023 e o projeto de norma EM 1992-1-1:2022**. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) – Centro de Tecnologia, Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, 2024.

CAMACHO, J. S. **Introdução ao estudo do concreto armado**. 2008. Apostila. Curso de Concreto Armado – Faculdade de Engenharia, Universidade Estadual Paulista, Ilha Solteira, 2008.

CARVALHO, R. C; FIGUEIREDO FILHO, J. R. **Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado segundo a NBR 6118:2014**. 4. ed. São Carlos: Editora UFSCar, 2014.

CUSTÓDIO, K. R. **Estruturas de concreto armado I**. Londrina: Editora e Distribuidora Educacional S.A., 2018.

EUROCODE 2. **EN 1992-1:1**. Design of concrete structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings, bridges and civil engineering structures. UK. 2023.

FARIA, H. O. **Influência do coeficiente de fragilidade no dimensionamento de seções retangulares de concreto armado sob esforços de flexão simples com base na NBR 6118 (ABNT, 2023)**. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em

Engenharia Civil) – Escola de Engenharia, Universidade Federal de Lavras, Lavras, 2023.

FLOR, J. M. **Propriedades mecânicas do concreto de alta resistência a baixas idades**. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 1994.

FURNAS. Laboratório de Concreto. **Concretos**: massa, estrutural, projetado e compactado com rolo: ensaios e propriedades. São Paulo: Pini, 1997.

GAMINO, A. L. **Análise numérica da ductilidade de vigas de concreto armado convencional e de alto desempenho**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia, Universidade Estadual Paulista, Ilha Solteira, 2003.

HELENE, P.; ANDRADE, T. Concreto de cimento Portland. *In*: ISAIA, G. C. (org.) **Materiais de construção civil e princípios de ciência e engenharia de materiais**. São Paulo: IBRACON, v. 2, 2010. Cap. 29, p. 905-944.

HELENE, P.; ISAIA, G. C.; TUTIKIAN, P. F. Concreto: Ciência e Tecnologia. *In*: ISAIA, G. C. (org.) **Concreto de alto e ultra-alto desempenho**. São Paulo: IBRACON, 2011. Cap. 36.

INSTITUTO BRASILEIRO DO CONCRETO. Concreto: material construtivo mais consumido do mundo. **Concreto e Construções**. Ano XXXVII, n. 53, jan./mar. 2009. Disponível em: [http://ibracon.org.br/publicacoes/revistas\\_ibracon/rev\\_construcao/pdf/revista\\_concreto\\_53.pdf](http://ibracon.org.br/publicacoes/revistas_ibracon/rev_construcao/pdf/revista_concreto_53.pdf). Acesso em: 23 nov. 2023.

LIMA, R. C. A. **Investigação do comportamento de concretos em temperaturas elevadas**. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2005.

MARTHA, F. L. **Ftool**: Programa gráfico-interativo para ensino do comportamento estrutural. Versão 4.00.03. 2024. Disponível em: <https://www.ftool.com.br/Ftool/>. Acesso em: 04 mai. 2024.

NAWY, E.G. **Reinforced concrete**: a fundamental approach. 5. ed. Englewood Cliffs: Editora Prentice Hall, 2005. p. 824.

PARROT, L. J. **The selection of constituents and proportions for producing concrete with a compressive strength of 80 to 110 N/mm<sup>2</sup>**. Technical Report TRA 416, Cement and Concrete Association. 1969.

PRADO, R. C. M. F. **Comportamento estrutural de pilares curtos em concreto de alta resistência**. Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2001.

SANTOS, R. E. **A armação do concreto no Brasil: história da difusão da tecnologia do concreto armado e da construção de sua hegemonia**. Tese (Doutorado em Conhecimento e Inclusão Social) – Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2008.

SILVA, I. S. **Concreto de Alta Resistência: composição, propriedades e dimensionamento**. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1995.

SILVA, N. A. **Concreto Armado I**. 2018. Apostila (Concreto Armado I) – Escola de Engenharia, Universidade de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2018.

VIEIRA, G. **Cálculo de concreto armado Volume 1**. Recife: Editora Universitária da UFPE, 2003.