

UNIVERSIDADE FEDERAL DO PARANÁ

EDUARDO TEIXEIRA

COMPARAÇÃO ENTRE O EUROCODE 2 (2004 E 2023) E A NBR 6118
(2014 E 2023) NO DIMENSIONAMENTO DE SEÇÕES TRANSVERSAIS DE
CONCRETOS DE ALTA RESISTÊNCIA À FLEXÃO NORMAL SIMPLES E COMPOSTA

PONTAL DO PARANÁ

2024

EDUARDO TEIXEIRA

COMPARAÇÃO ENTRE O EUROCODE 2 (2004 E 2023) E A NBR 6118
(2014 E 2023) NO DIMENSIONAMENTO DE SEÇÕES TRANSVERSAIS DE
CONCRETOS DE ALTA RESISTÊNCIA À FLEXÃO NORMAL SIMPLES E COMPOSTA

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado como
requisito parcial para obtenção de título de Bacharel em
Engenharia Civil pela Universidade Federal do Paraná –
Centro de Estudos do Mar

Orientador: Prof. Carlos Eduardo Rossigali

PONTAL DO PARANÁ

2024

DADOS INTERNACIONAIS DE CATALOGAÇÃO NA PUBLICAÇÃO (CIP)
UNIVERSIDADE FEDERAL DO PARANÁ
SISTEMA DE BIBLIOTECAS – BIBLIOTECA DO CENTRO DE ESTUDOS DO MAR

Teixeira, Eduardo
T262c Comparação entre o Eurocode 2 (2004 e 2023) e a NBR 6118 (2014 e 2023) no dimensionamento de seções transversais de concretos de alta resistência à flexão normal simples e composta / Eduardo Teixeira. – Pontal do Paraná, 2024.
1 arquivo [87 f.] : PDF.

Orientador: Prof. Dr. Carlos Eduardo Rossigali

Monografia (Graduação) – Universidade Federal do Paraná, Campus Pontal do Paraná, Centro de Estudos do Mar, Curso de Engenharia Civil.

1. Concreto. 2. Concreto de alta resistência. 3. Engenharia Civil. I, Rossigali, Carlos Eduardo. II. Título. III. Universidade Federal do Paraná.

CDD – 620.1



UNIVERSIDADE FEDERAL DO PARANÁ

ATA DE REUNIÃO

TERMO DE APROVAÇÃO

EDUARDO TEIXEIRA

**“COMPARAÇÃO ENTRE O EUROCÓDIGO 2 (2004 E 2023) E A NBR 6118 (2014 E 2023) NO
DIMENSIONAMENTO DE SEÇÕES TRANSVERSAIS DE CONCRETOS DE ALTA
RESISTÊNCIA À FLEXÃO NORMAL SIMPLES E COMPOSTA”**

Monografia aprovada como requisito parcial para a obtenção do grau de Bacharel em Engenharia Civil, da Universidade Federal do Paraná, pela Comissão formada pelos membros:

Documento assinado digitalmente
gov.br CARLOS EDUARDO ROSSIGALI
Data: 03/01/2025 12:27:06-0300
Verifique em <https://validar.iti.gov.br>

Prof. Dr. Carlos Eduardo Rossigali
Prof. Orientador - CPP-CEM/UFPR

Documento assinado digitalmente
gov.br RODOLFO SANTOS DA CONCEICAO
Data: 04/01/2025 11:43:59-0300
Verifique em <https://validar.iti.gov.br>

Prof. Me. Rodolfo Santos da Conceição
IFS

Documento assinado digitalmente
gov.br MARLOS MANGINI
Data: 06/01/2025 19:00:58-0300
Verifique em <https://validar.iti.gov.br>

Eng. Civil Me. Marlos Mangini

Pontal do Paraná, 20 de dezembro de 2024

AGRADECIMENTOS

Agradeço primeiramente a Deus, por me ajudar a superar os dias em que sozinho eu sei que não conseguiria.

Agradeço também a minha família, pelo incentivo, apoio e por sempre estarem torcendo por mim e pelo meu futuro, vocês são minha força.

Agradeço a minha esposa, que esteve comigo nos piores dias, sem você eu não teria conseguido, essa conquista é nossa amor.

Ao meu professor e orientador Carlos Eduardo Rossigali, por todo suporte e paciência na produção deste TCC e pelo excelente trabalho lecionando as disciplinas de estruturas, o mundo precisa de mais professores como você.

Aos amigos, que tornaram os dias difíceis muito mais suportáveis.

Sem todos vocês, estes 5 anos e meio teriam durado uma eternidade (quase durou).

O trabalho duro derrota o talento natural. (Rock Lee)

RESUMO

Este trabalho realiza uma análise comparativa entre as normas *Eurocode 2* (2004 e 2023) e NBR 6118 (2014 e 2023), com foco no dimensionamento de seções transversais de concreto de alta resistência submetidas a flexão normal simples e composta. A pesquisa destaca mudanças importantes, como a introdução do Coeficiente de Fragilidade na NBR 6118:2023 e a atualização do diagrama tensão-deformação. A análise revelou que a NBR 6118:2023, ao incorporar elementos de diferentes versões do *Eurocode 2*, resultou em um modelo que considera os parâmetros da fragilidade do concreto de maneira redundante, o que acabou gerando um aumento excessivo na taxa de armadura, especialmente em peças comprimidas e flexo-comprimidas, atingindo variações de até 129,1%. Em contrapartida, o *Eurocode 2:2023* demonstrou maior precisão ao adotar mudanças graduais e consistentes. Este estudo reforça a necessidade de revisões normativas criteriosas para evitar o comprometimento da eficiência estrutural e econômica.

Palavras-chave: Eurocode 2; NBR 6118; Concretos de Alta Resistência; Dimensionamento Estrutural; Flexão Normal; Segurança Estrutural.

ABSTRACT

This work presents a comparative analysis between the Eurocode 2 (2004 and 2023) and NBR 6118 (2014 and 2023) standards, focusing on the design of high-strength concrete cross-sections subjected to simple and combined bending. The research highlights significant changes, such as the introduction of the Fragility Coefficient in NBR 6118:2023 and the update of the stress-strain diagram. The analysis revealed that NBR 6118:2023, by incorporating elements from different versions of Eurocode 2, resulted in a model that redundantly considers the parameters of concrete fragility, leading to an excessive increase in reinforcement rates, especially in compressed and flexural-compressed elements, with variations reaching up to 129.1%. Conversely, Eurocode 2:2023 demonstrated greater precision by adopting gradual and consistent changes. This study underscores the need for careful normative revisions to avoid compromising structural and economic efficiency.

Keywords: Eurocode 2; NBR 6118; High-Strength Concrete; Structural Design; Normal Bending; Structural Safety.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Tipos de aderência	19
Figura 2 - Representação esquemática do modelo semi-probabilístico	21
Figura 3 - Seção transversal de um corpo de prova de concreto	25
Figura 4 - Zona de transição	26
Figura 5 - Comparativo de deformações entre concretos de baixa resistência e de alta resistência	27
Figura 6 - Módulos de elasticidade do concreto à compressão	28
Figura 7 - Diagrama tensão-deformação parábola-retângulo para o concreto comprimido.....	30
Figura 8 - Módulo de deformação longitudinal em função da resistência característica à compressão do concreto.....	33
Figura 9 - Gráfico do módulo de deformação longitudinal em função da resistência característica à compressão do concreto (comparativo entre normas)	34
Figura 10 - Diagramas tensão x deformação parábola-retângulo e retangular simplificado....	35
Figura 11 - Diagrama tensão-deformação para aços de armaduras passivas	37
Figura 12 - Distribuições de deformações no ELU para o <i>Eurocode 2</i> (2004).....	39
Figura 13 - Domínios de deformação de acordo com NBR 6118 (2023).....	39
Figura 14 - Distribuições de deformações no ELU para o <i>Eurocode 2</i> (2023).....	42
Figura 15 - Viga com armadura dupla.....	43
Figura 16 - Diagrama adimensional tensão-deformação do aço	49
Figura 17 - Esquema de viga de seção retangular sujeita à flexão normal simples	51
Figura 18 - Primeira parcela resistente do cálculo da armadura dupla da viga sujeita à flexão normal simples.....	53
Figura 19 - Segunda parcela resistente do cálculo da armadura dupla da viga sujeita à flexão normal simples.....	53
Figura 20 - Seção transversal submetida à flexão normal composta.....	55
Figura 21 - Resultante das tensões para flexo-compressão normal.....	56
Figura 22 - Seção referente ao ábaco A-3	66
Figura 23 - Seção referente ao ábaco A-7	66
Figura 24 - Gráfico de taxa de armadura x f_{ck} (NBR 6118/2023) para as diferentes seções .	69
Figura 25 - Gráfico da diferença entre as $\Delta\rho$ x f_{ck}	70
Figura 26 - Gráfico de $\Delta\rho$ (viga 12x30) X f_{ck}	72
Figura 27 - Gráfico de A_s (viga 12x30) X f_{ck}	72

Figura 28 - Gráfico de $\Delta\rho \times fck$ (pilar 20x50 \rightarrow domínios 3 e 4)	74
Figura 29 - Gráfico de $\Delta\rho \times fck$ (pilar 14x30 \rightarrow domínios 3 e 4)	75
Figura 30 - Gráfico de $\Delta\rho \times fck$ (pilar 14x30 \rightarrow domínio 5).....	77
Figura 31 - Gráfico de $\Delta\rho \times fck$ (pilar 20x50 \rightarrow domínio 5).....	77
Figura 32 - Gráfico de $\Delta\rho \times fck$ (pilar 14x30 \rightarrow reta b)	79
Figura 33 - Gráfico de $\Delta\rho \times fck$ (pilar 20x50 \rightarrow reta b)	79

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Correspondência entre a classe de agressividade e a qualidade do concreto	20
Tabela 2 - Correspondência entre a classe de agressividade ambiental e o cobrimento nominal para $\Delta c = 10$ mm	20
Tabela 3 - Classes de resistência de concretos estruturais.....	23
Tabela 4 - Diâmetros nominais de fios e barras utilizados no concreto armado.....	36
Tabela 5 - Parâmetros fixos	62
Tabela 6 - Vigas analisadas	63
Tabela 7 - Pilares analisados	65
Tabela 8 - Taxas de armadura (viga 12x30).....	67
Tabela 9 - Taxas de armadura (viga 14x30).....	67
Tabela 10 - Taxas de armadura (viga 14x40).....	68
Tabela 11 - Taxas de armadura (viga 20x40).....	68
Tabela 12 - Taxas de armadura (viga 14x90).....	68
Tabela 13 - Comparativos (viga 12x30).....	70
Tabela 14 - Comparativos (viga 14x30).....	70
Tabela 15 - Comparativos (viga 14x40).....	71
Tabela 16 - Comparativos (viga 14x90).....	71
Tabela 17 - Comparativos (viga 20x40).....	71
Tabela 18 - Taxas de armadura para os domínios 3 e 4 (pilar 14x30)	73
Tabela 19 - Taxas de armadura para os domínios 3 e 4 (pilar 20x50)	74
Tabela 20 - Taxas de armadura para o domínio 5 (pilar 14x30)	75
Tabela 21 - Taxas de armadura para o domínio 5 (pilar 20x50)	76
Tabela 22 - Taxas de armadura para a reta b (pilar 14x30).....	78
Tabela 23 - Taxas de armadura para a reta b (pilar 20x50).....	78

LISTA DE ABREVIATURAS OU SIGLAS

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas

CA – Concreto Armado

CAR – Concreto de Alta Resistência

CEB – *Comité Euro-International du Béton*

ELU – Estado Limite Último

EN – *European Norm* (Norma Europeia)

fib – *Fédération Internationale du Béton* (Federação Internacional de Concreto)

IBRACON – Instituto Brasileiro do Concreto

NBR – Norma Brasileira

EC2 – *Eurocode 2*

LISTA DE SÍMBOLOS

A_s – Área de aço tracionada

A'_s – Área de aço comprimida

$A_{s,i}$ – Área de aço por camada

b_w – Largura da seção transversal

d – Distância da fibra mais comprimida até o centro de gravidade da armadura longitudinal tracionada

d' – Distância da fibra mais comprimida até o centro de gravidade da armadura longitudinal comprimida

e – Excentricidade

E_c – Módulo de elasticidade do concreto

E_{ci} – Módulo de elasticidade inicial do concreto

$E_{c,par}$ – Módulo de deformação longitudinal fornecido pelo diagrama parábola-retângulo

E_{cm} – Módulo de elasticidade do concreto | *Eurocode 2*

E_{cs} – Módulo de elasticidade secante do concreto

E_s – Módulo de elasticidade do aço

f_c – Resistência do concreto

f_{cd} – Resistência de cálculo à compressão do concreto

f_{cd1} – Parametrização da resistência de cálculo à compressão do concreto | *Eurocode 2* (2004) e NBR 6118 (2014)

f_{cd2} – Parametrização da resistência de cálculo à compressão do concreto | *Eurocode 2* (2023) e NBR 6118 (2023)

f_{ck} – Resistência característica do concreto

f_{cm} – Resistência média à compressão do concreto em corpos de prova cilíndricos | *Eurocode 2*

f_{ctm} – Resistência média à tração do concreto

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

f_{yd} – Resistência de cálculo do aço à tração

f_{yk} – Resistência característica do aço à tração

h – Altura da seção transversal

k_E – Parâmetro em função da natureza do agregado | *Eurocode 2* (2023)

k_{tc} – Fator de redução para efeitos de longo prazo | *Eurocode 2* (2023)

M_{cr} – Momento de fissuração

M_{sd} – Momento solicitante de cálculo

n – Coeficiente de transição para concretos de diferentes resistências

n_i – Número de barras na camada i

NB – Número total de barras de aço

N_{sd} – Força normal solicitante de cálculo

R_{cd} – Força resistente de cálculo do bloco de concreto comprimido

R_{sd} – Força resistente de cálculo da armadura tracionada

R'_{sd} – Força resistente de cálculo da armadura comprimida

W_0 – Módulo de resistência da seção transversal bruta de concreto

y – Altura do retângulo de tensões

z – Distância do braço de alavanca entre os esforços resistentes

α_c – Fator de redução para efeitos de longo prazo | NBR 6118

α_{cc} – Fator de redução para efeitos de longo prazo | *Eurocode 2* (2004)

α_E – Parâmetro em função da natureza do agregado | NBR 6118

α_i – Parâmetro em função da natureza do agregado

α' – Ângulo formado entre a abscissa e a reta tangente da curva do gráfico tensão x deformação do concreto

α'' – Ângulo formado entre a abscissa e a reta secante da curva do gráfico tensão x deformação do concreto

β_c – Parâmetro auxiliar para o concreto

β_s – Tensão normal na armadura tracionada

β'_s – Tensão normal na armadura comprimida

β_x – Profundidade adimensional da linha neutra

$\beta_{x,dtl}$ – Profundidade adimensional limite da linha neutra

β_y – Altura adimensional do retângulo de tensões

β_z – Distância adimensional do braço de alavanca entre os esforços resistentes

$\Delta\rho$ – Variação percentual da taxa de armadura

δ – Razão entre a quantidade de momento redistribuído e o momento fletor solicitante de cálculo

ε_c – Deformação específica do concreto

ε_{c2} – Deformação específica no início do patamar plástico do concreto

ε_{cu} – Deformação específica última na ruptura do concreto

ε_s – Deformação específica do aço
 ε_{su} – Deformação específica última na ruptura do aço
 ε_{yd} – Deformação específica de cálculo no escoamento do aço
 γ_c – Fator parcial de segurança do concreto
 γ_s – Fator parcial de segurança do aço
 κ – Coeficiente de curvatura relativa
 λ – Altura efetiva da zona de compressão
 μ – Momento fletor adimensionalizado
 ν – Força normal adimensionalizada
 ρ – Taxa de armadura
 ω – Taxa mecânica de armadura
 ω_i – Taxa mecânica de armadura da i -ésima camada
 σ_{adm} – Tensão admissível do material
 σ_c – Tensão de compressão do concreto
 σ_{cd1} – Tensão máxima relativa à parametrização f_{cd1}
 σ_{cd2} – Tensão máxima relativa à parametrização f_{cd2}
 σ_s – Tensão de tração do aço
 σ'_s – Tensão de compressão do aço

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	16
1.1 OBJETIVOS	17
1.1.1 Objetivos gerais	17
2 REFERENCIAL TEÓRICO	18
2.1 IMPORTÂNCIA E EVOLUÇÃO DO CONCRETO ARMADO.....	18
2.2 ESTADOS LIMITES	21
2.2.1 Estados limites últimos.....	21
2.2.2 Estados limites de serviço	22
2.3 CONCRETOS ESTRUTURAIS	22
2.3.1 Concretos de Alta Resistência	23
2.3.2 Aditivos e adições.....	24
2.3.3 Fragilidade	24
2.3.4 Módulo de deformação longitudinal.....	27
2.3.5 Diagrama tensão-deformação	29
2.3.6 Diagrama retangular simplificado	34
2.4 ARMADURAS PASSIVAS	36
2.4.1 Classificações	36
2.4.2 Diagrama tensão-deformação	37
2.5 DOMÍNIOS DE DEFORMAÇÃO.....	38
2.5.1 Cálculo das deformações dos materiais.....	42
2.5.2 Limite da linha neutra.....	45
2.5.3 Posições da linha neutra	47
2.6 DIMENSIONAMENTO.....	47
2.6.1 Hipóteses básicas	47
2.6.2 Parâmetros auxiliares.....	48
2.6.3 Flexão normal simples.....	51
2.6.4 Flexão normal composta.....	55
2.6.5 Taxa geométrica de armadura	59
3 METODOLOGIA.....	62
3.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS	62
3.2 VIGAS	63
3.3 PILARES	64

4 APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS.....	67
4.1 FLEXÃO SIMPLES NORMAL.....	67
4.2 FLEXÃO COMPOSTA NORMAL	73
4.2.1 Domínios 3 e 4.....	73
4.2.2 Domínio 5.....	75
4.2.3 Reta b.....	78
5 CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	80
5.1 SUGESTÕES DE PESQUISAS FUTURAS.....	81
REFERÊNCIAS	82

1 INTRODUÇÃO

Fundada em 1940, a Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) introduziu sua primeira norma, NB-1 “Cálculo e execução de obras de concreto armado”, que não viria a ser apenas uma tradução dos materiais existentes da época, mas uma apresentação de estudos avançados na área do concreto que colocaria o Brasil entre os países que possuíam diretrizes próprias para o projeto e construção de estruturas em concreto armado. Com o aprofundamento dos estudos na área foram criadas novas formulações para projetos e execução, evoluindo continuamente até os dias de hoje (Kimura *et al.*, 2013).

Com as evoluções tecnológicas e também o uso cada vez mais frequente do concreto armado, não é incomum o emprego de concretos de alta resistência em estruturas com grandes esforços de compressão ou situadas em ambientes agressivos, o que resulta em seções menores e com uma menor necessidade de armadura.

A última versão da norma de concreto armado, NBR 6118 de 2023, introduziu diversas modificações que aprimoram sua inteligibilidade, com a inclusão de textos e figuras. Foram também realizadas algumas atualizações importantes em relação ao concreto, especialmente nas análises não-lineares e nos critérios de fadiga. Além disto, uma das mudanças mais significativas foi a alteração do diagrama tensão-deformação idealizado, com a adição de um novo coeficiente que compõe a formulação da tensão crítica.

Este coeficiente, denominado Coeficiente de Fragilidade (η_c), ajusta a tensão crítica de dimensionamento para os concretos com resistência superior ou igual a 40 MPa, impactando significativamente o dimensionamento e cálculo de peças comprimidas. Segundo Araújo (2023), a adição deste fator, buscando acompanhar as mudanças do *Eurocode 2* (2023), se deu de maneira equivocada, levando em conta que já existiam fatores redutores de deformação para concretos de alta resistência, o que acaba causando um efeito de redundância, aumentando ainda mais a necessidade de uma maior área de aço.

1.1 OBJETIVOS

Este trabalho se fundamenta em investigar o impacto no dimensionamento de elementos submetidos à flexão normal simples e composta que utilizam o novo diagrama tensão-deformação idealizado da norma ABNT NBR 6118 (2023) em relação à sua versão anterior, e também às versões de 2004 e 2023 do *Eurocode 2*, tendo como objetivo principal a análise em relação à variação da taxa de armadura.

1.1.1 Objetivos gerais

Pretende ser avaliado como essas alterações afetaram o consumo de aço das estruturas de concreto armado. As seguintes análises foram realizadas:

- Dimensionamento de seções transversais retangulares com características e solicitações distintas;
- Comparação da taxa de armadura para as duas últimas versões da NBR 6118;
- Comparação da taxa de armadura para as duas últimas versões do *Eurocode 2*;
- Variação percentual da taxa de armadura entre as duas últimas versões da NBR 6118;
- Variação percentual da taxa de armadura entre as duas últimas versões do *Eurocode 2*;
- Variação percentual da taxa de armadura entre as normas vigentes NBR 6118 e *Eurocode 2*;
- Dimensionamento nos domínios de deformação 3, 4, 5 e reta b.
- Adição de um modelo adicional de dimensionamento que desconsidera a remoção do ponto C na distribuição de deformações.

Ao final, busca-se apresentar uma avaliação clara se a adoção destes parâmetros novos foi feita de maneira correta e o quanto isso impactará na execução de projetos seguros e economicamente viáveis no setor da construção civil.

2 REFERENCIAL TEÓRICO

2.1 IMPORTÂNCIA E EVOLUÇÃO DO CONCRETO ARMADO

Segundo Santos (2008):

O concreto está no cerne da consolidação de um dos poucos sistemas tecnológicos genuinamente desenvolvidos no Brasil e é peça chave na estruturação do campo da arquitetura e da engenharia e de todas práticas que ele põe em jogo. A construção civil brasileira está estruturada em torno do sistema construtivo do concreto armado.

De fato, o concreto armado faz parte não somente da área tecnológica do Brasil, mas soma uma parcela enorme cultural, sendo o método construtivo participante nas construções de pontes e viadutos, edifícios, obras e residências. Como toda cultura, que ganha espaço e evolui à medida que se passa o tempo, o concreto armado não fica para trás.

O concreto é um material composto pela mistura água, cimento, agregados graúdos e miúdos, também podendo contar com aditivos que podem melhorar suas propriedades químicas, físicas e mecânicas, tal como ocasionar em ajustes para se alcançar as propriedades esperadas, tanto no estado fresco do concreto quanto na sua fase endurecida.

Na história da construção, os materiais utilizados sempre variavam entre rochas naturais, metais e madeiras. Esses materiais eram combinados para formar estruturas mistas, com cada um contribuindo com suas propriedades para a estabilidade e segurança da edificação. O concreto possui como principal característica uma alta capacidade de resistência aos esforços de compressão, servindo de suporte para grandes carregamentos, porém, em relação aos esforços de tração, sua resistência é muito pequena. Esta característica se prova, quando observamos ensaios de tração direta realizados com o concreto, onde o corpo de prova atinge o limite de escoamento rapidamente e com poucas deformações, o que é característico de um material frágil e que possui a tendência de se romper com facilidade (BASTOS, 2019).

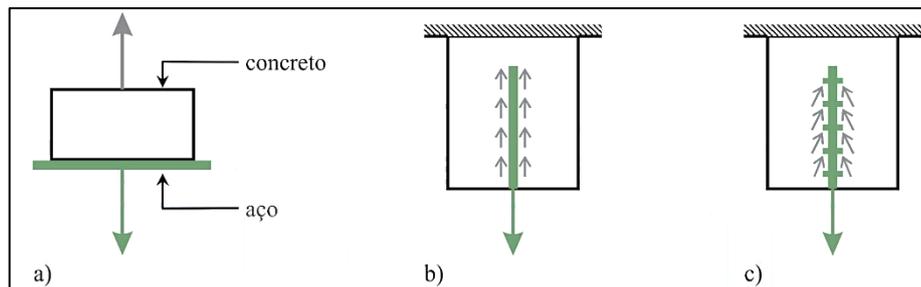
O termo “Concreto Armado” se define ao serem inseridas armaduras, compostas por barras de aço, junto ao concreto. Este elemento, ao contrário do concreto, possui como característica principal a resistência elevada aos esforços de tração. Além de complementar a deficiência do concreto, o aço também possui uma excelente resistência à compressão.

O sucesso do concreto armado é notável e como método construtivo se deve, principalmente, por três características conjuntas entre os materiais que o compõem: aderência,

valores próximos dos coeficientes de dilatação térmica e proteção do aço ocasionada pelo concreto.

Para que o concreto armado seja realmente eficaz para combater os esforços de projeto, se faz necessário que haja determinada aderência entre os dois materiais. Esta aderência, como pode ser visto na Figura 1, pode ser obtida por meio de adesão (a), atrito (b) e aderência mecânica (c).

Figura 1 - Tipos de aderência



Fonte: Adaptado de UFPR (2016)

Pelo fato do concreto possuir o seu coeficiente de dilatação com valor próximo ao do aço, quando exposto a variações de temperatura, o concreto armado não terá os seus componentes expandindo e retraindo de maneira diferente, ocasionando em um deslocamento relativo praticamente nulo, de tal modo, que para efeitos de análise estrutural, admite-se para ambos um coeficiente igual a $10^{-5}/^{\circ}\text{C}$, segundo a NBR 6118 (2023).

Quanto ao critério de proteção, o concreto desempenha papel fundamental contra ações físicas e químicas que podem vir a atuar sobre as armaduras. Em critérios de projeto, um tópico de grande importância é a agressividade ambiental, que classifica e determina a capacidade de deterioração da estrutura pela região em que a mesma se encontra.

Mecanismos preponderantes de deterioração relativos à armadura tais como despassivação por carbonatação ou por ação de cloretos, podem ser minimizados pela dificuldade dos agentes ao ingressar o interior da peça, utilizando-se das características do concreto, espessura e qualidade do concreto do cobrimento da armadura, garantindo uma maior vida útil da estrutura.

Tanto a correspondência da qualidade por classe de agressividade, quanto a do cobrimento nominal das peças podem ser vistas na Tabela 1 e Tabela 2, respectivamente.

Tabela 1 - Correspondência entre a classe de agressividade e a qualidade do concreto

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

^a O concreto empregado na execução das estruturas deve cumprir com os requisitos estabelecidos na ABNT NBR12655.

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

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

Fonte: Adaptado de NBR 6118 (2023)

Tabela 2 - Correspondência entre a classe de agressividade ambiental e o cobrimento nominal para $\Delta c = 10$ mm

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

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

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

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

^d No trecho dos pilares em contato com o solo junto aos elementos de fundação, a armadura deve ter cobrimento nominal ≥ 45 mm.

Fonte: Adaptado de NBR 6118 (2023)

Embora o aço tenha maior resistência à compressão e à tração do que o concreto, seu elevado custo, decorrente dos insumos necessários à sua produção, como minério de ferro, carvão e energia, justifica a escolha do concreto para aplicações estruturais, por ser mais econômico e atender adequadamente aos requisitos de segurança e custo.

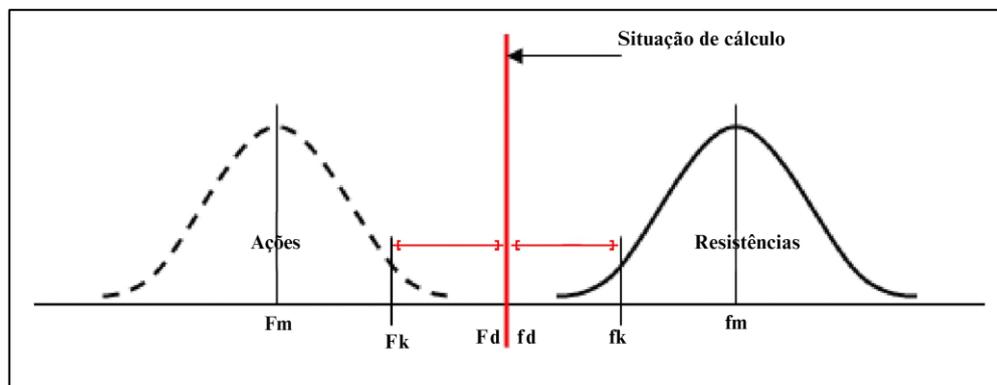
2.2 ESTADOS LIMITES

Ao projetar estruturas de concreto armado, deve ser garantido um nível de segurança adequado, atendendo às exigências de projeto previstas. Essa segurança está diretamente relacionada à verificação dos chamados estados limites. Estes representam as condições em que a estrutura deixa de atender aos requisitos funcionais ou de segurança da construção. Em outras palavras, são situações em que a estrutura se torna inadequada para o uso.

De acordo com o método semi-probabilístico, também conhecido como método dos estados limites, se majoram as ações e os esforços solicitantes, de modo que a probabilidade de serem ultrapassados seja minimizada. Estes esforços são chamados de esforços solicitantes de cálculo. O processo também se repete para os materiais, que têm as suas resistências minoradas, a fim de que se diminua a probabilidade da resistência real ser menor que os valores utilizados. Estas resistências minoradas são as chamadas resistências de cálculo.

Com a utilização destes valores, equaciona-se a situação de ruína, de maneira que as solicitações de cálculo sejam correspondidas pelas resistências de cálculo, como pode se observar na Figura 2.

Figura 2 - Representação esquemática do modelo semi-probabilístico



Fonte: Adaptado de Camacho (2008)

2.2.1 Estados limites últimos

Os Estados limites últimos (ELU) correspondem às situações em que a estrutura atinge 100% de sua capacidade de suporte, ou seja, estão relacionados ao colapso ou qualquer outra forma de ruína estrutural. Quando esses limites são alcançados, torna-se imprescindível a

paralisação parcial ou total da construção para evitar riscos. As verificações deverão ser feitas referentes aos seguintes estados-limites últimos, dispostos pela NBR 8681 (2003):

- a) Perda do equilíbrio da estrutura, global ou parcial, admitida a estrutura como um corpo rígido;
- b) Ruptura ou deformação plástica excessiva dos materiais;
- c) Transformação da estrutura, no todo ou em parte, em sistema hipostático;
- d) Instabilidade por deformação;
- e) Instabilidade dinâmica.

2.2.2 Estados limites de serviço

Os Estados limites de serviço correspondem à impossibilidade de uso normal da estrutura, estando associados à sua durabilidade, aparência, conforto dos usuários e adequada funcionalidade. Esses estados envolvem tanto o impacto sobre os usuários quanto sobre máquinas e equipamentos em operação. Estes são dispostos pela NBR 8681 (2003), como estados limites para o concreto armado:

- a) Danos “ligeiros” ou localizados, que comprometam o aspecto estético da construção ou a durabilidade da estrutura;
- b) Deformações excessivas que afetem a utilização normal da construção ou seu aspecto estético;
- c) Vibração excessiva ou desconfortável.

2.3 CONCRETOS ESTRUTURAIIS

A norma que regulamenta o concreto estrutural é a ABNT NBR 8953 (2015). Ela define os concretos em dois grupos, de acordo com a sua resistência característica à compressão aos 28 dias de idade (f_{ck}), determinada previamente através do ensaio de corpo de prova proposto pela ABNT NBR 5738 (2015), e rompidos de acordo com a ABNT NBR 5739 (2018).

A divisão se dá entre concretos do grupo I e grupo II, sendo os de grupo I aqueles que possuem valor menor ou igual a 50 MPa e grupo II aqueles com valor maior ou igual a 55 MPa, como pode se observar na Tabela 3. A letra C que antecede o valor da resistência, se refere à “concreto”. É válido também ressaltar que a NBR 6118 (2023) limita o segundo grupo a concretos de até 90 MPa.

Tabela 3 - Classes 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: Adaptado de NBR 8953 (2015)

A NBR 8953 ainda pontua que concretos de classe inferior a C20 não são tidos como estruturais e sua utilização só é possível se o desempenho for atendido conforme a NBR 6118 (2023) e ABNT NBR 12655 (2022).

2.3.1 Concretos de Alta Resistência

Concretos de alta resistência (CAR), segundo a NBR 12655 (2022), são aqueles que se encontram no grupo II, com resistência maior que 50 MPa.

Segundo Agostini (1992), o uso do concreto de alta resistência apresenta diversas vantagens em comparação não apenas com o concreto convencional, mas também com outros materiais de construção civil.

Uma das principais vantagens é a possibilidade de reduzir as seções estruturais, especialmente em pilares de edifícios altos, o que acaba proporcionando um maior espaço de utilização nos andares, em particular nos primeiros, que geralmente precisam suportar maiores sobrecargas e que por consequência necessitam de uma seção mais robusta.

Além disso, para vigas o uso do concreto de alta resistência permite o uso de seções mais esbeltas. Essas características resultam na diminuição do peso total da estrutura o que, por sua vez, reduz as cargas nas fundações.

Outro aspecto importante do concreto de alta resistência é o aumento da durabilidade. Com menor porosidade e permeabilidade, esse material é menos suscetível a agentes agressivos do ambiente.

Segundo Helene *et al.* (2011), é de grande importância que para o concreto de alta resistência alcançar estes resultados ele seja compacto e estabeleça um índice reduzido de

microfissuração, o que acaba por diminuir a trabalhabilidade dele. Este empacotamento dos grãos de cimento e a baixa relação água/cimento, faz com que a mistura adquira propriedades mecânicas altíssimas (Barros, 2016), necessitando, portanto, de aditivos e adições.

2.3.2 Aditivos e adições

O aditivo é, segundo a ABNT NBR 11768-1 (2019), “Produto adicionado e misturado no concreto, em quantidade geralmente não superior a 5% da massa de ligante total contida no concreto, com o objetivo de modificar suas propriedades no estado fresco e/ou no estado endurecido

Os principais tipos de aditivos são os incorporadores de ar, redutores de água, aceleradores e retardadores de pega. Quando o concreto se encontra no estado fresco, a utilização de aditivos altera as propriedades que dizem respeito a trabalhabilidade e abatimento. Já para quando o mesmo se encontra no estado endurecido, podemos ter melhoras em aspectos de durabilidade e proteção contra agentes agressivos do ambiente.

Aditivos redutores de água foram extremamente necessários para o aumento efetivo da resistência do concreto na história.

Nos anos 80, novos materiais como superplastificantes e microssílica permitiram o uso de um fator água/cimento extremamente baixo, enquanto mantiveram boa trabalhabilidade, tornando o concreto não só de alta resistência, mas também de grande impermeabilidade. A introdução de microssílica e superplastificantes tornou fácil produzir concretos com nível de resistência na faixa de 100 MPa. (SILVA, 1995)

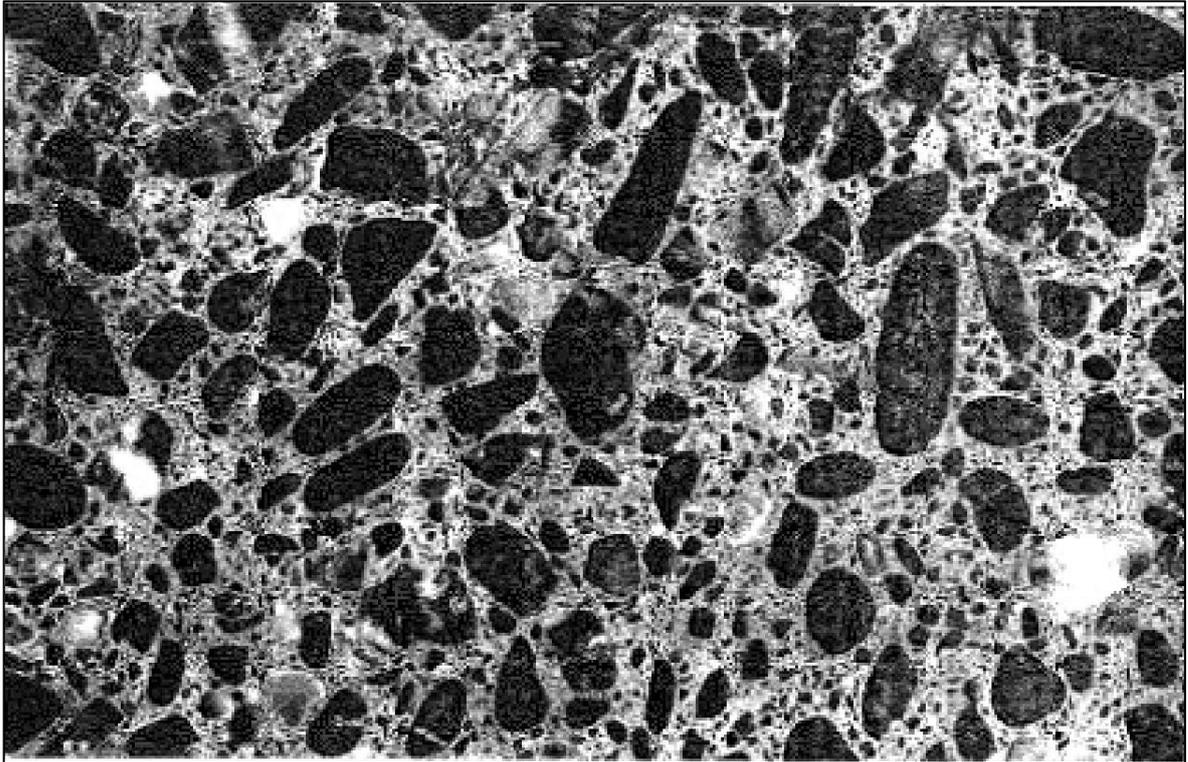
O processo utilizado para que se adquira uma maior trabalhabilidade, sem que haja uma super hidratação do cimento, por meio de aditivos superplastificantes, trabalha com a dispersão das suas partículas finas, por meio da repulsão eletrostática, o que diminui a necessidade de água e a viscosidade do concreto (TECNOMOR, 2023).

2.3.3 Fragilidade

À medida que a porosidade do concreto diminui, sua resistência aumenta, se também houver uma resistência adequada por meio dos agregados graúdos (Aïtcin, 2004). No entanto, o módulo de elasticidade, de modo geral, varia diretamente com as fases do concreto, sendo função do módulo do agregado, da matriz cimentícia e da zona de transição (Silva *et al.*, 2022).

O concreto é uma mistura complexa e heterogênea, portanto, conhecer sua composição é de suma importância para o entendimento de suas propriedades. Constituído por três fases, a pasta de cimento hidratada, o esqueleto granular e a zona de transição, é possível observar duas destas fases ao se estudar a seção transversal do corpo de prova exibido na Figura 3.

Figura 3 - Seção transversal de um corpo de prova de concreto



Fonte: Metha e Monteiro (2008)

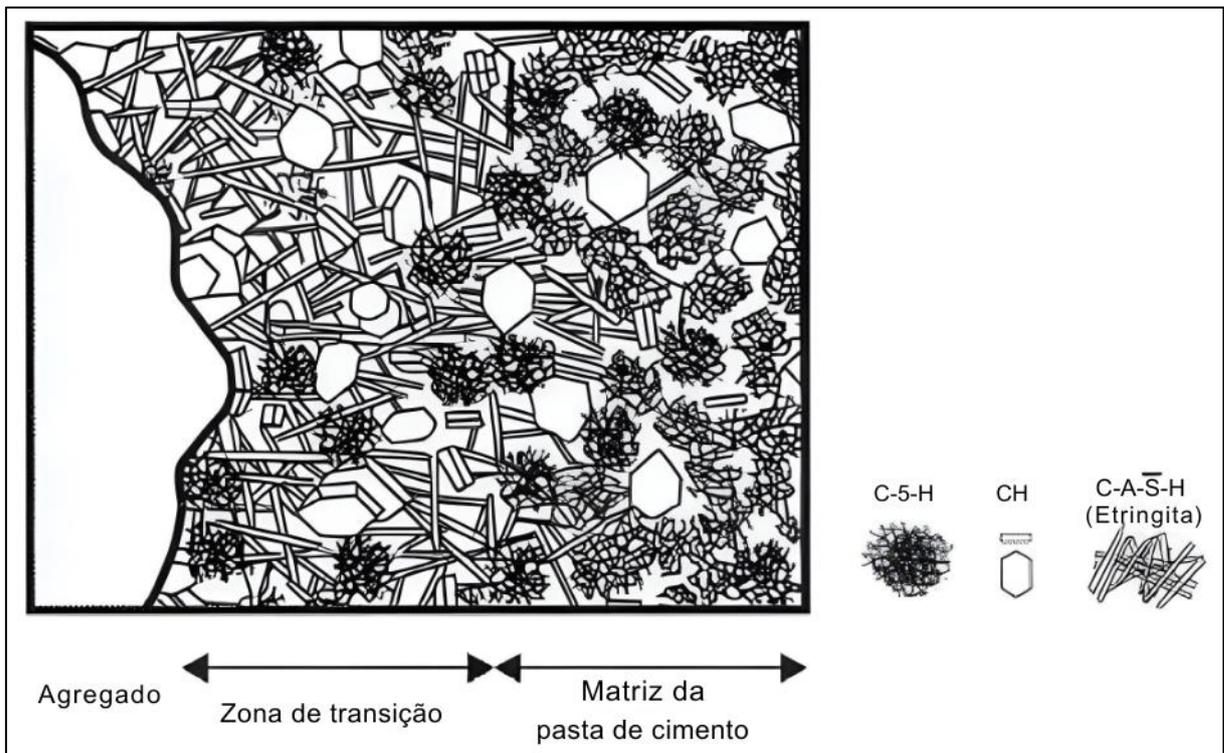
Os agregados de diversas dimensões constituem o esqueleto granular e as intersecções que ligam a mistura se trata da pasta de cimento.

A fase pasta de cimento hidratada se dá início na reação química produzida ao se inserir água ao cimento. Quando o cimento é disposto em água, o sulfato de cálcio e os compostos gerados a partir do mesmo, em alta temperatura, entram em solução e a fase líquida satura-se. Como resultado da interação entre o cálcio, aluminato e o sulfato, criam-se cristais aciculares que recebem o nome de etringita. A partir disto, em razão do tempo de hidratação, é possível notar cristais prismáticos, que ocupam agora, espaços antes ocupados pelas partículas de água e de cimento em dissolução, fazendo com que o concreto se torne mais compacto.

O esqueleto granular, também chamado de fase agregado, constitui de 60 a 70% do volume total do concreto e devido a sua resistência mecânica e aderência a pasta, influencia

fortemente na resistência à compressão do concreto (Freitas Júnior, 2005). De acordo com Metha e Monteiro (2008), também é sabido que o formato do agregado graúdo possui certa relação, por mais que indireta, com a resistência do concreto. Quanto mais achatado e alongado for o agregado, maior será a tendência do mesmo acumular água em sua superfície, o que acaba por enfraquecer a zona de transição, no contato existente entre a pasta e o agregado. Esta é a interface que conecta o esqueleto granular a pasta de cimento hidratada. Possui uma composição química diferente da matriz da pasta de cimento e a resistência mecânica desta região é de grande importância para a resistência a compressão geral do concreto. Pode se observar a separação das fases na Figura 4.

Figura 4 - Zona de transição



Fonte: Adaptado de Metha e Monteiro (2008)

Ainda de acordo com Metha e Monteiro (2008), a zona de transição é o elo mais fraco quando trata-se da resistência do concreto e é por causa dela que corre a ruptura do concreto com uma tensão inferior a tensão necessária para a ruptura dos demais componentes. Com o acúmulo de filmes de água na interface agregado/pasta após a formação de cristais nas proximidades, adquire-se uma região com grande quantidade de vazios, mais porosa. Isso faz com que seja uma região onde se deve ter mais cuidado, pois é nela que surgem as primeiras microfissuras do concreto e além disto, a aderência existente nesta interface, exerce um papel

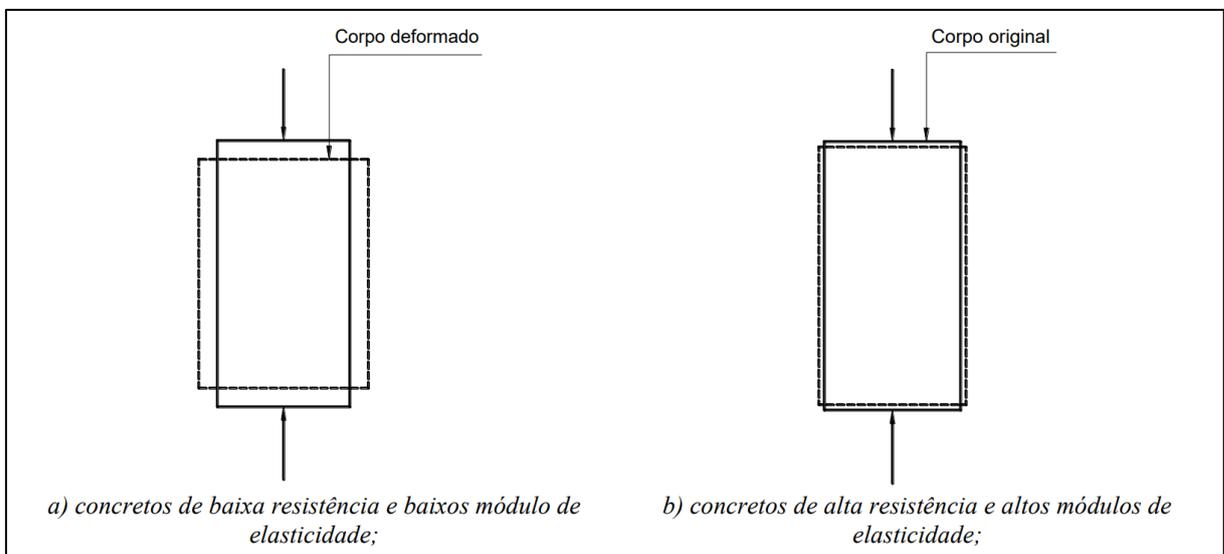
fundamental na grandeza do módulo de deformação longitudinal, uma vez que com uma menor relação água/cimento, haverá uma região menos porosa e por consequência com um maior módulo de deformação longitudinal, o que dá um caráter mais frágil para o material (Nascimento, 1997).

2.3.4 Módulo de deformação longitudinal

O módulo de deformação longitudinal, também conhecido como módulo de elasticidade, é um parâmetro físico relativo à medida da deformação que o concreto sofre sob a ação de tensões (Bastos, 2023).

Concretos de alta resistência têm maior módulo de deformação longitudinal, por conta de características como tipo de agregado, pasta de cimento e principalmente a zona de transição, na composição do concreto. Pode se observar o esquema de deformação relativo aos concretos de alta resistência em comparação com os de baixa resistência na Figura 5.

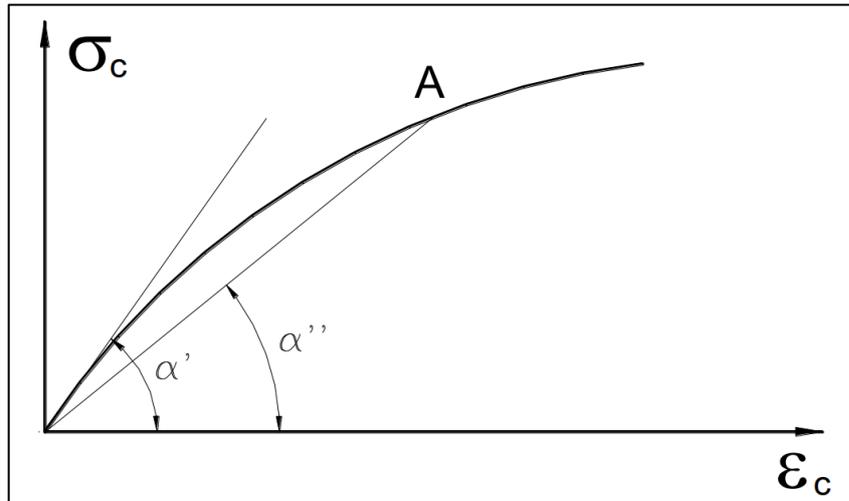
Figura 5 - Comparativo de deformações entre concretos de baixa resistência e de alta resistência



Fonte: Bastos (2023)

A obtenção dele se dá por meio do diagrama tensão x deformação ($\sigma \times \epsilon$), que no caso do concreto, apresenta um gráfico não-linear. Os valores de referência para ele são, o módulo de elasticidade tangente inicial, dado pelo ângulo formado entre a abscissa e a reta tangente à curva (α'), e o módulo de elasticidade secante (α''), dado pelo ângulo formado entre a abscissa e a reta secante a um ponto determinado da curva, como se verifica na Figura 6.

Figura 6 - Módulos de elasticidade do concreto à compressão



Fonte: Bastos (2023)

Na ausência da realização dos ensaios prescritos pelas ABNT NBR 8522-1 (2021) e ABNT NBR 8522-2 (2021), é permitido pela NBR 6118 (2023) estimar o módulo de elasticidade inicial do concreto aos 28 dias com as seguintes equações:

$$E_{ci} = \alpha_E \cdot 5600 \cdot \sqrt{f_{ck}} \text{ para } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \quad (1)$$

$$E_{ci} = 21,5 \cdot 10^3 \cdot \alpha_E \cdot \left(\frac{f_{ck}}{10} + 1,25\right)^{\frac{1}{3}} \text{ para } f_{ck} > 50 \text{ MPa} \quad (2)$$

Sendo α_E um parâmetro em função da natureza do agregado, com os mesmo valores sugeridos pelo *Comité Euro-International Du Béton* (CEB) (1990):

$$\alpha_E = 1,2 \text{ para basalto e diabásio}$$

$$\alpha_E = 1,0 \text{ para granito e gnaisse}$$

$$\alpha_E = 0,9 \text{ para calcário}$$

$$\alpha_E = 0,7 \text{ para arenito}$$

Onde E_{ci} e f_{ck} tem como unidade de entrada megapascal (MPa).

O módulo de deformação secante também pode ser estimado, através da seguinte equação:

$$E_{cs} = \alpha_i \cdot E_{ci} \quad (3)$$

Sendo:

$$\alpha_i = 0,8 + 0,2 \cdot \frac{f_{ck}}{80} \leq 1,0 \quad (4)$$

Para a norma europeia, o módulo de deformação secante se altera para cada versão, porém ainda mantendo a ideia de que o fator característico principal é o tipo de agregado utilizado. Para o *Eurocode 2* (2004) o módulo de elasticidade (E_{cm}) é limitado de 0 a 40% da resistência média à compressão do concreto em corpos de prova cilíndricos (f_{cm}), e é dado pela seguinte expressão:

$$E_{cm} = 22 \cdot \left[\frac{(f_{cm})}{10} \right]^{0,3} \quad f_{cm} \text{ em MPa e } E_{cm} \text{ em GPa} \quad (5)$$

$$f_{cm} = f_{ck} + 8(\text{MPa}) \quad (6)$$

Esta expressão tem como característica a utilização do quartzito como agregado graúdo, portanto, de forma análoga ao procedimento da NBR 6118, para os casos de calcário e arenito, os valores devem ser reduzidos em 10% e 30%, respectivamente. Para Basalto, os valores devem ser aumentados em 20%.

Para o *Eurocode 2* (2023) a formulação se altera novamente, apresentando o resultado em MPa:

$$E_{cm} = k_E \cdot f_{cm}^{\frac{1}{3}} \quad f_{cm} \text{ em MPa e } E_{cm} \text{ em MPa} \quad (7)$$

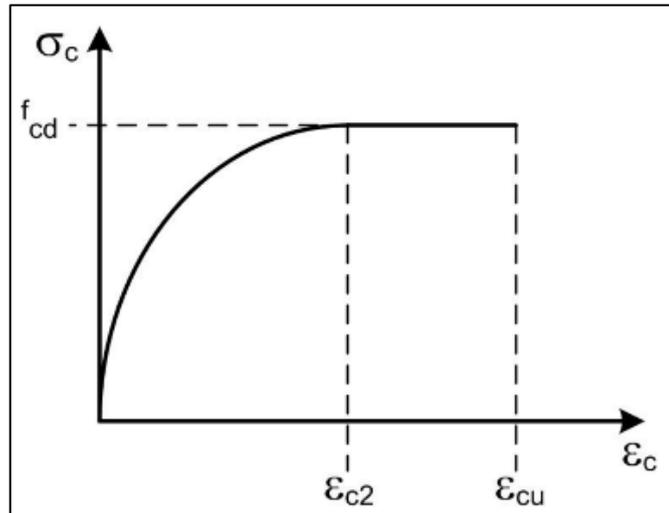
Para concretos que utilizam o quartzito $k_E = 9500$, já para outros agregados o valor pode variar entre 5000 e 13000.

2.3.5 Diagrama tensão-deformação

Para o concreto comprimido, sujeito a tensões inferiores a $0,5 \cdot f_c$ é permitido adotar a linearidade entre tensão x deformação, considerando para o módulo de deformação longitudinal o valor secante obtido com a equação (3). O gráfico é constituído por um trecho linear e outro não-linear. A não linearidade do diagrama se deve aos fenômenos de fluência e fissuração do concreto.

Pelo trecho inicial não-linear se aproximar de uma parábola e o trecho seguinte ser na maioria dos casos linear, a NBR 6118 (2023) assim como as demais normativas, permitem a adoção para simplificação do modelo, do que chamamos de diagrama parábola-retângulo, como se vê na Figura 7.

Figura 7 - Diagrama tensão-deformação parábola-retângulo para o concreto comprimido



Fonte: Araújo (2023)

Os valores de ϵ_{c2} e ϵ_{cu} são, respectivamente, a deformação específica de encurtamento do concreto no início do patamar plástico e na ruptura. Este diagrama, proposto inicialmente por Hognestad (1951), teve, devido ao avanço tecnológico do concreto e o aumento de sua resistência, adaptações para a implementação das características frágeis de concretos de alta resistência. Ele é representado pelas seguintes expressões:

$$\sigma_c = f_{cd} \cdot \left[1 - \left(1 - \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{c2}} \right)^n \right] \text{ para } 0 \leq \epsilon_c \leq \epsilon_{c2} \quad (8)$$

$$\sigma_c = f_{cd} \text{ para } \epsilon_{c2} \leq \epsilon_c \leq \epsilon_{cu} \quad (9)$$

$$\sigma_c = 0 \text{ para } \epsilon_c > \epsilon_{cu} \quad (10)$$

Nas equações apresentadas ϵ_c e σ_c representam, respectivamente, a deformação e a tensão correspondente de compressão. Para o *Eurocode 2* (2004), são definidos os valores de ϵ_{c2} , ϵ_{cu} e n pelas seguintes expressões:

$$\varepsilon_c(\text{‰}) = 2,0 \text{ para } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \quad (11)$$

$$\varepsilon_{c2}(\text{‰}) = 2,0 + 0,085 \cdot (f_{ck} - 50)^{0,53} \text{ para } f_{ck} > 50 \text{ MPa} \quad (12)$$

$$\varepsilon_{cu}(\text{‰}) = 3,5 \text{ para } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \quad (13)$$

$$\varepsilon_{cu}(\text{‰}) = 2,6 + 35 \cdot \left(\frac{90 - f_{ck}}{100} \right)^4 \text{ para } f_{ck} > 50 \text{ MPa} \quad (14)$$

$$n = 2,0 \text{ para } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \quad (15)$$

$$n = 1,4 + 23,4 \cdot \left(\frac{90 - f_{ck}}{100} \right)^4 \text{ para } f_{ck} > 50 \text{ MPa} \quad (16)$$

A tensão configurada como limite no gráfico da Figura 7, $f_{cd} = f_{cd1}$, representa a resistência à compressão de cálculo do concreto, conforme definida pelo *Eurocode 2* (2004):

$$f_{cd1} = \frac{\alpha_{cc} \cdot f_{ck}}{\gamma_c} \quad (17)$$

Adota-se um fator parcial de segurança do concreto (γ_c) igual a 1,5, e um coeficiente de redução para efeitos de longo prazo (α_{cc}) entre 0,8 e 1,0, com recomendação geral de 1,0.

No *Eurocode 2* (2004), a fragilidade do concreto é considerada nas variáveis ε_{c2} , ε_{cu} e n . A mesma abordagem foi adotada no *fib Model Code* (2010) e na NBR 6118 (2014), porém com os valores de $\gamma_c = 1,4$ e $\alpha_{cc} = \alpha_c = 0,85$.

Já no *Eurocode 2* (2023), os efeitos de fragilidade são incorporados diretamente na equação do f_{cd} por meio de um único coeficiente, η_{cc} , mantendo fixos os valores de ε_{c2} , ε_{cu} e n em 2,0‰, 3,5‰ e 2,0, respectivamente, e acrescentando critérios para a escolha do valor de α_{cc} , que teve também uma mudança em seu símbolo, sendo de agora em diante k_{tc} .

De acordo com o *fib Model Code* (2020), em condições normais de projeto, é possível assumir que o aumento da resistência após 28 dias compensa os efeitos de longo prazo. Assim, para obras novas, carregadas aos 28 dias ou posteriormente, com f_{ck} correspondente a 28 dias, é possível considerar $k_{tc} = 1,0$. Para obras carregadas aos 90 dias ou mais, com f_{ck} referente

a períodos superiores a 28 dias, mas inferiores ou iguais a 56 dias, o *Eurocode 2* (2023) permite manter essa consideração, desde que o cimento utilizado seja de classe CS.

Segundo Boni *et al.* (2024): “Simplificadamente pode-se associar à condição brasileira: CR (concreto com cimento CP V); CN (concreto com cimento CP II) e CS (concreto com cimento CP III ou CP IV)”.

No caso do *fib Model Code* (2020), para valores de f_{ck} referentes a idades superiores a 28 dias, e do *Eurocode 2* (2023) para idades superiores a 56 e inferiores a 91 dias, pode-se considerar $k_{tc} = 0,85$. No caso da NBR 6118 (2023) a abordagem é mais conservadora, fixando o $\alpha_c = 0,85$.

Dando continuidade ao caso do *Eurocode 2* (2023), a tensão limite $f_{cd} = f_{cd2}$ será dada pela seguinte expressão:

$$f_{cd2} = \frac{\eta_{cc} \cdot k_{tc} \cdot f_{ck}}{\gamma_c} \quad (18)$$

Para o valor de η_{cc} , considera-se, com o valor de f_{ck} em MPa:

$$\eta_{cc} = 1,0 \text{ para } f_{ck} \leq 40 \text{ MPa} \quad (19)$$

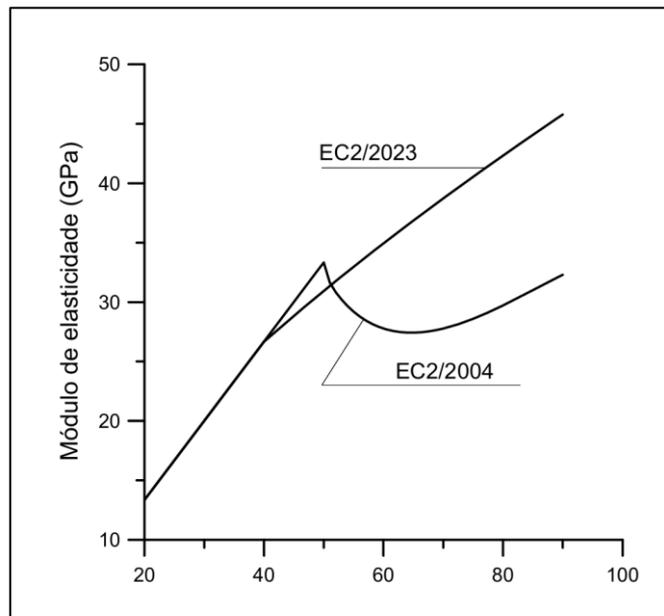
$$\eta_{cc} = \left(\frac{40}{f_{ck}}\right)^{\frac{1}{3}} \text{ para } f_{ck} > 40 \text{ MPa} \quad (20)$$

Para fins de comparação de resultados, ao utilizar o *Eurocode 2* (2004), basta adotar $k_{tc} = 1,0$. Já para a comparação com a NBR 6118 (2023), utiliza-se $k_{tc} = 0,85$. É válido lembrar que o símbolo do coeficiente de fragilidade para 6118 é o η_c .

Ainda, segundo Araújo (2023), se derivarmos a equação (8) em relação a ε_c e após isto, tomarmos $\varepsilon_c = 0$, teremos o módulo de deformação longitudinal, fornecido pelo diagrama parábola-retângulo ($E_{c,par}$). Na Figura 8, podemos notar a variação em função do f_{ck} . Nota-se que o valor utilizado de γ_c foi de 1,4.

$$E_{c,par} = \frac{n \cdot f_{cd}}{\varepsilon_{c2}} \quad (21)$$

Figura 8 - Módulo de deformação longitudinal em função da resistência característica à compressão do concreto



Fonte: Araújo (2023)

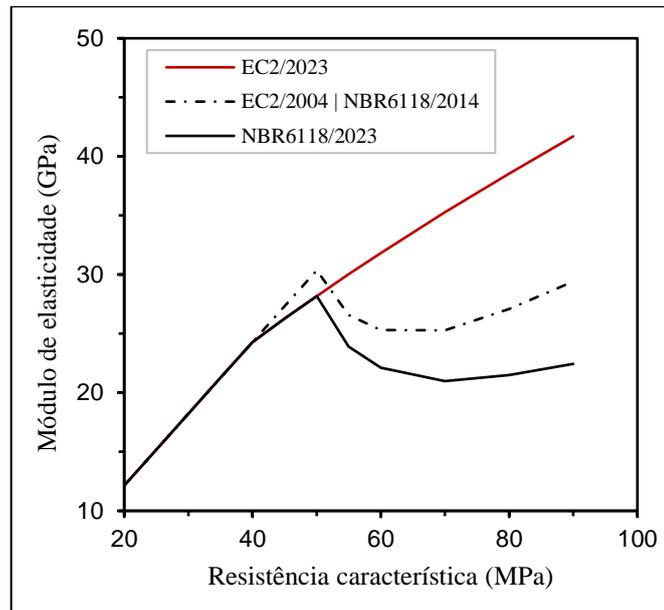
Devido ao fato do modelo do *Eurocode 2* (2004) apresentar uma redução totalmente incoerente no valor do módulo de elasticidade do concreto para $f_{ck} > 50$ MPa, não era possível utilizar o gráfico parábola-retângulo para análise não linear, de acordo com Araújo (2019). Entretanto, este erro foi corrigido na versão de 2023, o que permite a utilização do gráfico parábola-retângulo para dimensionar pilares esbeltos e seções transversais em geral.

Outro problema identificado no *Eurocode 2* (2004), conforme apontado por Araújo (2023), é a impossibilidade de utilizar tabelas de dimensionamento genéricas. Isso ocorre porque os parâmetros mudam completamente quando $f_{ck} > 50$ MPa, exigindo, assim, a elaboração de uma tabela específica para cada f_{ck} empregado.

O problema maior surge na atualização da norma brasileira, NBR 6118 (2023), que misturou os dois modelos do *Eurocode 2*, gerando um terceiro modelo que utiliza as mesmas equações de (8) a (16), mas que acaba considerando a tensão $f_{cd} = f_{cd2}$, com o valor de $k_{tc} = 0,85$ e $\gamma_c = 1,4$. Isto acaba criando uma superposição entre os efeitos de fragilidade, com o η_{cc} proveniente do *Eurocode 2* (2023) e com as expressões de ε_{c2} , ε_{cu} e n , provenientes do *Eurocode 2* (2004).

Este equívoco normativo acaba trazendo uma diminuição ainda maior do módulo de elasticidade para concretos de resistência superior a 50 MPa, como se observa na Figura 9.

Figura 9 - Gráfico do módulo de deformação longitudinal em função da resistência característica à compressão do concreto (comparativo entre normas)



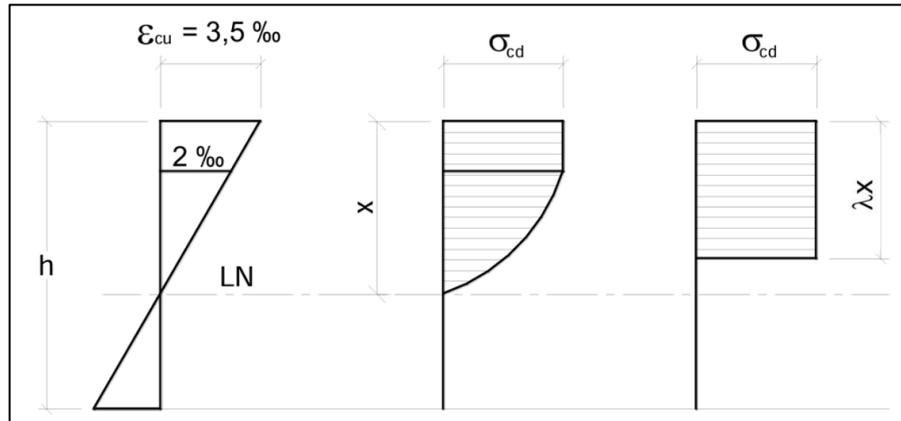
Fonte: O autor (2024)

Segundo Araújo (2023), o modelo apresentado no *Eurocode 2* (2023) foi desenvolvido por Moccia *et al.* (2021) a partir de um grande número de resultados experimentais. O modelo tem como objetivo aumentar o nível de segurança dos pilares submetidos à compressão simples ou composta. O que foi apresentado de novo na NBR 6118 (2023) não contém embasamento ou explicações capazes de justificar as redundâncias em relação a fragilidade do concreto (Araújo, 2023).

2.3.6 Diagrama retangular simplificado

Para a simplificação dos cálculos na análise de seções submetidas a flexão, todas as normas citadas até aqui permitem a substituição do diagrama parábola-retângulo por uma versão retangular simplificada, como nota-se na Figura 10.

Figura 10 - Diagramas tensão x deformação parábola-retângulo e retangular simplificado



Fonte: Adaptado de Bastos (2023)

Para o *Eurocode 2* (2004), os parâmetros de altura efetiva da zona de compressão (λ), resistência efetiva (η) e tensão máxima σ_{cd1} são definidos pelas seguintes expressões:

$$\lambda = 0,8 \text{ para } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \quad (22)$$

$$\lambda = 0,8 - \frac{(f_{ck} - 50)}{400} \text{ para } 50 < f_{ck} \leq 90 \text{ MPa} \quad (23)$$

$$\eta = 1,0 \text{ para } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \quad (24)$$

$$\eta = 1,0 - \frac{(f_{ck} - 50)}{200} \text{ para } f_{ck} > 50 \text{ MPa} \quad (25)$$

$$\sigma_{cd} = \sigma_{cd1} = \eta \cdot f_{cd1} \quad (26)$$

Para a NBR 6118 (2014) as considerações foram as mesmas, com ressalvas para este fator η , que acaba sendo incorporado em α_c , tendo certa semelhança com a equação (17).

$$\sigma_{cd} = \sigma_{cd1} = f_{cd1} = \frac{\alpha_c \cdot f_{ck}}{\gamma_c}, \text{ com } \alpha_c = 0,85 \cdot \eta \quad (27)$$

Já para o *Eurocode 2* (2023) o valor de λ é fixo 0,8, e a tensão máxima (σ_{cd2}) é definida por f_{cd2} presente na equação (18).

Na NBR 6118 (2023) há mais uma superposição dos coeficientes de fragilidade. Ela adota o mesmo α_c de (27), porém com as mesmas expressões de (22) e (25), que consideram a resistência efetiva ainda por grupo, herança do *Eurocode 2* (2004). Novamente, agora no diagrama retangular, há uma mistura dos modelos do *Eurocode 2* de 2004 e 2023.

2.4 ARMADURAS PASSIVAS

Diferentemente do concreto, o aço é caracterizado pela sua notável ductilidade. Composto principalmente por ferro e carbono, trata-se de um material amplamente utilizado na construção civil devido à sua versatilidade e propriedades mecânicas.

2.4.1 Classificações

De acordo com a NBR 7480 (2024), há uma divisão entre os aços utilizados em barras e fios. Barras são produtos de diâmetro nominal 6,3 mm ou superior, obtidos exclusivamente por laminação a quente sem processo posterior de deformação mecânica. Já os fios possuem diâmetro nominal 10,0 mm ou inferior, obtidos a partir de fio-máquina por trefilação ou laminação a frio. Os diâmetros nominais das barras e fios podem ser observados na Tabela 4.

Tabela 4 - Diâmetros nominais de fios e barras utilizados no concreto armado

	Diâmetros nominais (mm)											
Barras	6,3	8,0	10,0	12,5	20,0	22,0	25,0	32,0	40,0	-	-	-
Fios	3,4	3,8	4,2	4,6	5,0	5,5	6,0	6,4	7,0	8,0	9,5	10,0

Fonte: O Autor (2024)

Os aços utilizados em concreto armado são classificados pela NBR 7480 (2024) com base no valor característico da resistência de escoamento (f_{yk}). As barras são categorizadas como CA-25, CA-50 e CA-70, enquanto os fios pertencem à categoria CA-60. A sigla CA que precede a numeração indica a aplicação do aço para o Concreto Armado, enquanto a numeração indica o f_{yk} em kN/cm².

De acordo com a NBR 6118 (2023), os aços recomendados para barras são CA-25 e CA-50, ambos classificados como de alta ductilidade. Já os fios de aço CA-60 são considerados de ductilidade normal.

Além disto, uma característica essencial dos aços CA-50 e CA-60 é a presença de nervuras transversais oblíquas em sua superfície, como determinado pela NBR 7480 (2024). Essas nervuras desempenham um papel fundamental na aderência entre a armadura e o concreto.

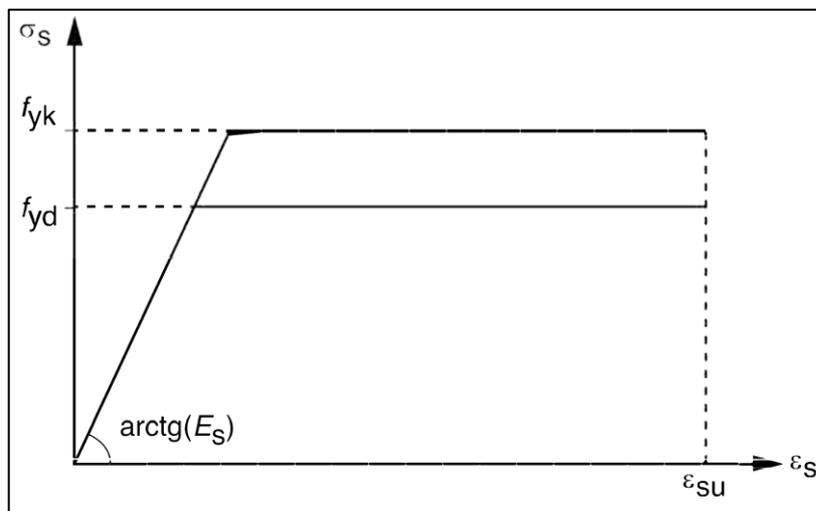
2.4.2 Diagrama tensão-deformação

O diagrama tensão-deformação para o aço assim como seus valores característicos de resistência ao escoamento, resistência à tração e deformação na ruptura, podem ser obtidos através de ensaios de tração dispostos pela NBR ISO 6892-1.

O valor de f_{yk} de acordo com a NBR 6118 (2023), para os aços sem patamar de escoamento é a que corresponde à deformação permanente de 2‰.

Para os aços, tanto com quanto sem patamar de escoamento, pode-se adotar o diagrama simplificado da Figura 11 para os cálculos nos estados-limites de serviço e último:

Figura 11 - Diagrama tensão-deformação para aços de armaduras passivas



Fonte: Adaptado de NBR 6118 (2023)

Tomando o diagrama tensão-deformação da Figura 11 como base, a tensão de escoamento de cálculo e a deformação específica de escoamento de cálculo do aço serão, respectivamente:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \quad (28)$$

$$\varepsilon_{yd} = \frac{f_{yd}}{E_s} \quad (29)$$

O coeficiente de minoração da resistência do aço (γ_s) apresentado na equação (28) possui o valor de 1,15, conforme preconizado tanto pela NBR 6118 quanto pelo *Eurocode 2*. Além disso, para armaduras passivas, a NBR 6118 (2023) permite, na ausência de ensaios ou valores fornecidos pelo fabricante, adotar o valor de 210 GPa para o módulo de elasticidade do aço (E_s). Esse aspecto chama atenção, pois, nas demais normas internacionais, o valor comumente adotado é de 200 GPa.

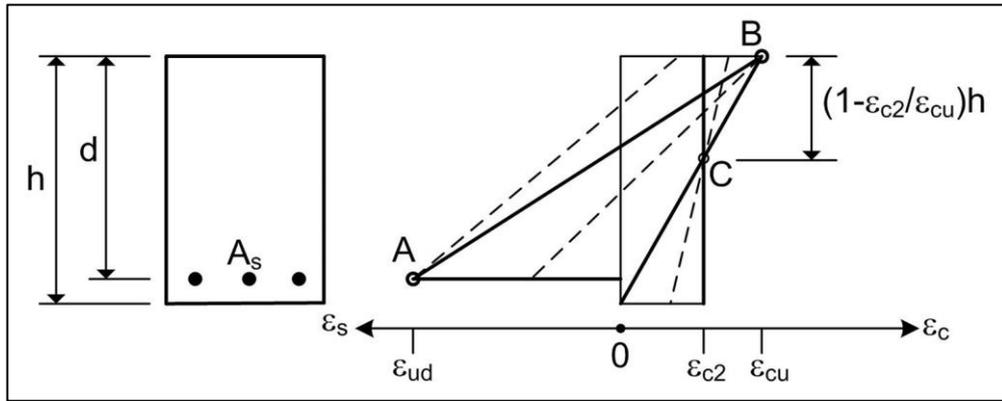
No trecho inclinado do diagrama da Figura 11, a Lei de Hooke ainda é válida. Nos trechos subsequentes, o limite de encurtamento é igual a $-\varepsilon_{cu}$, visando acompanhar o limite do concreto, enquanto o limite de alongamento (ε_{su}) é de 10‰.

Diferentemente da norma brasileira, o *Eurocode 2* permite uma maior deformação última do aço, apresentando valores característicos de 25‰, 50‰ e 75‰, dependendo da categoria de aço utilizado. Conforme apontado por Mendonça (2024), essa maior ductilidade prevista no código europeu, é justificada pela maior atividade sísmica na região, o que exige deformações mais significativas na estrutura para absorver a energia gerada pelos sismos. Além disso, para determinar o valor de deformação última de cálculo, considera-se 90% dos valores característicos mencionados.

2.5 DOMÍNIOS DE DEFORMAÇÃO

Uma das hipóteses utilizadas no dimensionamento de seções em concreto armado é a de que as seções permanecem planas mesmo após deformações. No ELU essa distribuição implica nos chamados domínios de deformações. Na Figura 12 pode-se ver como o *Eurocode 2* (2004) considera esta distribuição de deformações:

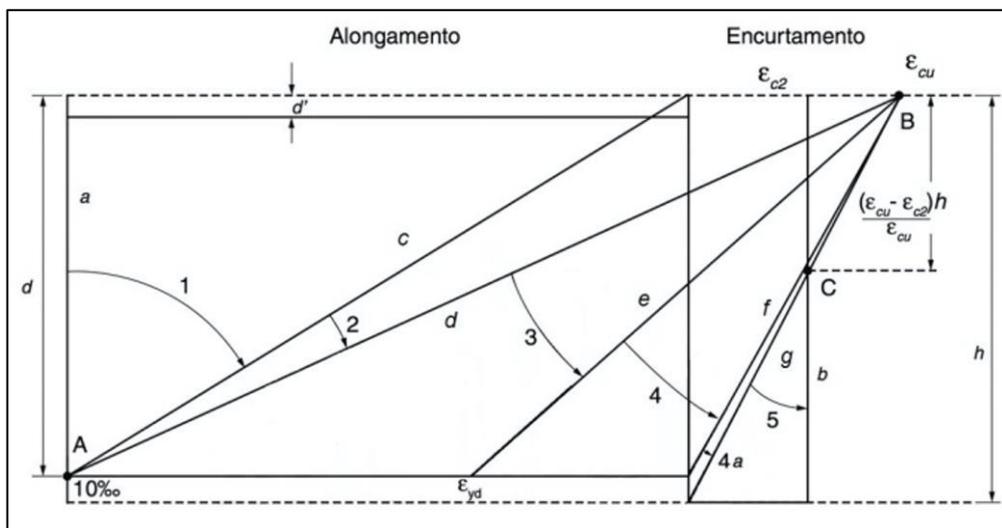
Figura 12 - Distribuições de deformações no ELU para o Eurocode 2 (2004)



Fonte: Araújo (2023)

Segundo Araújo (2023), qualquer reta que represente a distribuição das deformações na seção transversal passa pelos pontos A, B e C. Diagramas que passam pelo ponto B correspondem a flexão simples ou composta, enquanto diagramas que passam pelo ponto C correspondem a compressão simples ou flexão composta com a compressão aplicada no limite do núcleo central. Esta mesma distribuição pode ser vista no *fib Model Code* (1990) desde que haja a adoção do $\epsilon_{ud} = 10\text{‰}$. Nas normas brasileiras tanto a versão de 2014 quanto a de 2023 contam com o mesmo sistema de distribuição, mas com a separação por domínios de dimensionamento, como vê-se na Figura 13.

Figura 13 - Domínios de deformação de acordo com NBR 6118 (2023)



Fonte: Adaptado de NBR 6118 (2023)

Como se vê na Figura 13, os domínios de deformação representam as possibilidades de ruína da seção em relação aos valores últimos de deformação, seja do aço ou do concreto. Estes domínios, tais como casos especiais, são definidos pela NBR 6118 (2023) como:

- a) Reta a: Tração aplicada no centro da seção transversal, linha neutra posicionada em $x = -\infty$ e a ruptura ocorrendo pela deformação plástica excessiva do aço. Neste caso todos os pontos da seção estão sujeitos ao mesmo alongamento, portanto ambas as armaduras sob a mesma tensão de tração f_{yd} .

$$\varepsilon_s = 10\text{‰} \quad \varepsilon_c = -10\text{‰} \quad (30)$$

- b) Domínio 1: Flexo-tração ou tração com pequena excentricidade, linha neutra posicionada em $-\infty < x \leq 0$ e a ruptura ocorrendo pela deformação plástica excessiva do aço. Neste caso a seção apresenta tração em toda a sua superfície, porém de maneira não uniforme. A capacidade resistente da seção se caracteriza apenas pela armadura.

$$\varepsilon_s = 10\text{‰} \quad -10\text{‰} < \varepsilon_c < 0 \quad (31)$$

- c) Domínio 2: Flexão simples ou composta com grande excentricidade, linha neutra posicionada em $0 \leq x \leq x_{lim,2}$ e a ruptura ocorrendo pela deformação plástica excessiva do aço. A seção apresenta uma região comprimida e outra tracionada. Este domínio é conhecido por ter seções com pequena taxa de armadura.

$$\varepsilon_s = 10\text{‰} \quad 0 < \varepsilon_c < \varepsilon_{cu} \quad (32)$$

- d) Domínio 3: Flexão simples ou composta com grande excentricidade, linha neutra posicionada em $x_{lim,2} \leq x \leq x_{lim,3}$ e ruptura ocorrendo pelo encurtamento limite do concreto. Apresenta uma região comprimida e outra tracionada. Tratando-se da flexão simples, este domínio é conhecido por ter seções normalmente armadas e ser a situação ideal de projeto, pois utiliza de maneira eficiente os dois materiais.

$$\varepsilon_{yd} < \varepsilon_s < 10\text{‰} \quad \varepsilon_c = \varepsilon_{cu} \quad (33)$$

- e) Domínio 4: Flexão simples ou composta com grande excentricidade, linha neutra posicionada em $x_{lim,3} \leq x \leq x_{lim,4}$ e ruptura ocorrendo pelo encurtamento limite do concreto. Apresenta uma região comprimida e outra tracionada. Este domínio é conhecido por ter seções submetidas superarmadas, nos casos de flexão simples e por possuir uma ruptura frágil, pois o aço não chega ao seu patamar de escoamento.

$$0 < \varepsilon_s < \varepsilon_{yd} \quad \varepsilon_c = \varepsilon_{cu} \quad (34)$$

- f) Domínio 4a: Flexo-compressão com pequena excentricidade, linha neutra posicionada em $d \leq x \leq h$ e ruptura ocorrendo pelo encurtamento limite do concreto. Apresenta a maior parte da seção comprimida enquanto apenas a área do cobrimento resiste às tensões de tração. A seção resistente se caracteriza pelo concreto e o aço sob compressão.

$$\varepsilon_s \approx 0 \quad \varepsilon_c = \varepsilon_{cu} \quad (35)$$

- g) Domínio 5: Flexo-compressão com pequena excentricidade, linha neutra posicionada em $h \leq x < +\infty$ e ruptura ocorrendo pelo encurtamento limite do concreto. Se caracteriza pela seção estar toda comprimida, porém, de maneira não uniforme. A seção resistente se caracteriza pelo concreto e o aço sob compressão.

$$-\varepsilon_{c2} < \varepsilon_s < \sim 0 \quad \varepsilon_{c2} < \varepsilon_c < \varepsilon_{cu} \quad (36)$$

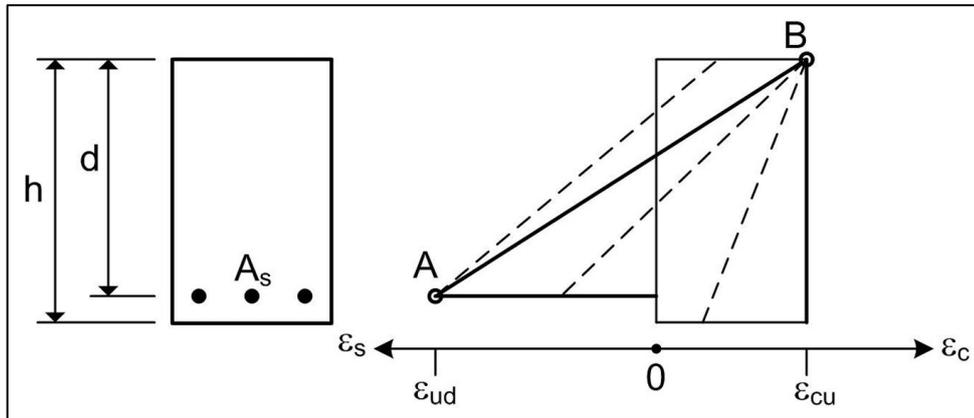
- h) Reta b: Compressão aplicada no centro da seção transversal, linha neutra posicionada em $x = +\infty$ e ruptura ocorrendo pelo encurtamento limite do concreto em ε_{c2} . A seção apresenta compressão uniforme e tanto o concreto quanto a armadura estão sendo solicitadas pelas mesmas tensões de compressão.

$$\varepsilon_s = -\varepsilon_{c2} \quad \varepsilon_c = \varepsilon_{c2} \quad (37)$$

Como pode ser visto na Figura 12, no problemas de flexo-compressão normal, existem três zonas de cálculo para as deformações. Uma expressão para o domínio 2 (reta que passa pelo ponto A), uma expressão para os domínios 3, 4 e 4a (reta que passa pelo ponto B) e uma última expressão para o domínio 5 (reta que passa pelo ponto C)

Na nova versão do *Eurocode 2* (2023), houve uma mudança considerável na distribuição de deformações, como mostrado na Figura 14.

Figura 14 - Distribuições de deformações no ELU para o *Eurocode 2* (2023)



Fonte: Araújo (2023)

O ponto C foi removido. Para a flexo-compressão há, portanto, apenas uma formulação para o domínio 2 e outra para os demais domínios. Isso implica em deformações diferentes do que NBR 6118 e o *Eurocode 2* (2004) utilizam para os domínios 5 e reta b. Essas deformações podem ser definidas, respectivamente, com as equações mostradas abaixo:

$$-\varepsilon_{c2} < \varepsilon_s < \sim 0 \quad \varepsilon_c = \varepsilon_{cu} \quad (38)$$

$$\varepsilon_s = -\varepsilon_{c2} \quad \varepsilon_c = \varepsilon_{cu} \quad (39)$$

2.5.1 Cálculo das deformações dos materiais

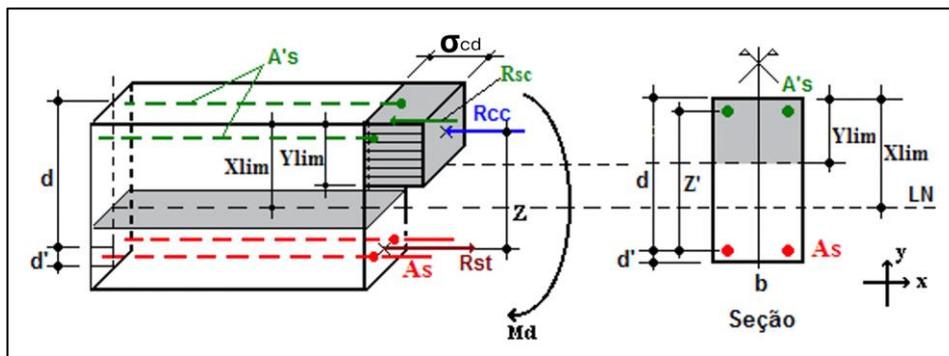
A deformação de cada material presente na seção transversal depende do domínio ao qual a linha neutra se encontra. A variável β_x corresponde à profundidade adimensional da linha neutra, sendo um parâmetro essencial para definir o domínio de deformações a qual a seção se encontra.

$$\beta_x = \frac{x}{d} \quad (40)$$

$$\beta_x = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_c + \varepsilon_s} \quad (41)$$

O equacionamento das deformações deve abranger as armaduras principais, secundárias e o concreto. No caso da flexão simples normal, adota-se o padrão em que a armadura principal apresenta deformação negativa (tração), enquanto a armadura complementar (de compressão) e a deformação máxima na flexão são consideradas positivas, representando compressão.

Figura 15 - Viga com armadura dupla



Fonte: Adaptado de Camacho (2015)

Nos casos de flexo-compressão, as equações que incluem ε_s passam por uma inversão de sinal, de modo que todas as deformações sejam consideradas positivas na compressão. Além disso, será adotada a convenção do prefixo $i = 1$ para a armadura principal, anteriormente definida no caso de flexão simples. As equações de ε'_s serão aplicadas a todas as camadas de barras situadas acima da barra principal ($i > 1$). A seguir mostram-se as expressões para cada intervalo de dimensionamento:

a) Reta a:

$$\varepsilon_s = 10\text{‰} \quad (42)$$

$$\varepsilon_c = -10\text{‰} \quad (43)$$

$$\varepsilon'_s = -10\text{‰} \quad (44)$$

b) Domínio 1 e 2:

$$\varepsilon_s = 10\text{‰} \quad (45)$$

$$\varepsilon_c = \varepsilon_s \cdot \left(\frac{\beta_x}{1 - \beta_x} \right) \quad (46)$$

$$\varepsilon'_s = \varepsilon_s \cdot \left(\frac{\beta_x - \frac{d'_i}{d}}{1 - \beta_x} \right) \quad (47)$$

c) Domínios 3, 4 e 4a:

$$\varepsilon_s = \varepsilon_c \cdot \left(\frac{1 - \beta_x}{\beta_x} \right) \quad (48)$$

$$\varepsilon_c = \varepsilon_{cu} \quad (49)$$

$$\varepsilon'_s = \varepsilon_c \cdot \left(1 - \frac{\frac{d'_i}{d}}{\beta_x} \right) \quad (50)$$

d) Domínio 5:

$$\kappa = \frac{\varepsilon_{cu} - \varepsilon_{c2}}{\varepsilon_{cu}} \quad (51)$$

$$\varepsilon_s = \varepsilon_{c2} \cdot \frac{1 - \beta_x}{\beta_x - \frac{\kappa \cdot h}{d}} \quad (52)$$

$$\varepsilon_c = \varepsilon_{c2} \cdot \frac{\beta_x}{\beta_x - \frac{\kappa \cdot h}{d}} \quad (53)$$

$$\varepsilon'_s = \varepsilon_{c2} \cdot \frac{\beta_x - \frac{d'_i}{d}}{\beta_x - \frac{\kappa \cdot h}{d}} \quad (54)$$

e) Reta b:

$$\varepsilon_s = -\varepsilon_{c2} \quad (55)$$

$$\varepsilon_c = \varepsilon_{c2} \quad (56)$$

$$\varepsilon'_s = \varepsilon_{c2} \quad (57)$$

Como ilustrado na Figura 14, o *Eurocode 2* (2023) apresenta uma nova distribuição de deformações que difere da NBR 6118 e do *Eurocode 2* (2004). Essa mudança exclui o ponto C, o que impacta diretamente as expressões de deformação do domínio 5 e da reta b. Como resultado, é possível utilizar o mesmo conjunto de expressões dos domínios 3, 4 e 4a para o domínio 5, além de que, a alteração no limite da reta b permite o encurtamento máximo do concreto em ε_{cu} , tornando as expressões para a reta b as seguintes:

$$\varepsilon_s = -\varepsilon_{cu} \quad (58)$$

$$\varepsilon_c = \varepsilon_{cu} \quad (59)$$

$$\varepsilon'_s = \varepsilon_{cu} \quad (60)$$

2.5.2 Limite da linha neutra

Para garantir uma ruptura dúctil e nos casos de flexão simples, evitar seções superarmadas, as normas estabelecem limites para a profundidade da linha neutra, promovendo maior segurança e desempenho dos elementos estruturais. O *Eurocode 2* (2004) permite uma redistribuição de momentos fletores, sem que haja a necessidade de verificar explicitamente a capacidade da rotação desde que se atenda:

$$\delta = 0,44 + 1,25 \cdot \beta_x \quad \text{para } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \quad (61)$$

$$\delta = 0,54 + 1,25 \cdot \left(0,6 + \frac{0,0014}{\varepsilon_{cu}} \right) \quad \text{para } f_{ck} > 50 \text{ MPa} \quad (62)$$

Para o *Eurocode 2* (2023) a consideração é a mesma, porém a formulação, agora independente do grupo do concreto se dá por:

$$\delta = \frac{1}{1 + 0,7 \cdot \varepsilon_{cu} \cdot \frac{E_s}{f_{yd}}} + \beta_x \quad (63)$$

O parâmetro δ neste caso, se refere a razão entre a quantidade de momento redistribuído e o momento fletor solicitante de cálculo. Como a estrutura é usualmente projetada sem considerar redistribuições nas vinculações, podemos considerá-lo unitário e adquirir portanto, os respectivos valores limites da profundidade da linha neutra.

Para o *Eurocode 2* (2004), existem os seguintes limites:

$$\beta_{x,at1} = 0,448 \quad \text{para } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \quad (64)$$

$$\beta_{x,at1} = \frac{0,368}{0,6 + \frac{0,0014}{\varepsilon_{cu}}} \quad \text{para } f_{ck} > 50 \text{ MPa} \quad (65)$$

Já para o *Eurocode 2* (2023), considerando também que ε_{cu} agora é um parâmetro fixo, obtém-se o seguinte limite:

$$\beta_{x,at1} = 1 - \frac{1}{1 + \frac{2,45}{1000} \cdot \frac{E_s}{f_{yd}}} \quad (66)$$

Segundo Araújo (2023), a equação (66) corresponde a uma distribuição de deformações tal que a deformação na armadura tracionada é igual a ε_{yd} e a deformação na borda comprimida da seção transversal é igual a $0,7 \cdot \varepsilon_{cu}$.

Para a NBR 6118 são fixados dois valores limites, a depender da grupo de concreto:

$$\beta_{x,at1} = 0,45 \quad \text{para } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \quad (67)$$

$$\beta_{x,dtl} = 0,35 \quad \text{para } f_{ck} > 50 \text{ MPa} \quad (68)$$

2.5.3 Posições da linha neutra

Uma forma de identificar o domínio em que uma seção transversal se encontra é por meio da equação (40). Para isso, basta substituir as deformações pelos valores correspondentes às divisões entre os domínios previamente estabelecidos.

$$\beta_{x,1 \rightarrow 2} = 0 \quad (69)$$

$$\beta_{x,2 \rightarrow 3} = \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + 10\%0} \quad (70)$$

$$\beta_{x,3 \rightarrow 4} = \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{yd}} \quad (71)$$

$$\beta_{x,4 \rightarrow 4a} = 1 \quad (72)$$

$$\beta_{x,4a \rightarrow 5} = \frac{h}{d} \quad (73)$$

2.6 DIMENSIONAMENTO

2.6.1 Hipóteses básicas

Segundo Araújo (2023), o dimensionamento das seções transversais sujeitas, tanto à flexão normal simples quanto composta, deve levar algumas hipóteses em consideração. São elas:

- a) Seções planas: Como já comentado na seção 2.5, considera-se a seção transversal plana mesmo após sofrer deformações;
- b) Aderência perfeita: A deformação do aço é a mesma do concreto, impedindo que haja o escorregamento;
- c) Tração do concreto: Não é levada em consideração a resistência a tração do concreto para o dimensionamento no ELU;

- d) Diagrama retangular simplificado: As tensões de compressão são adquiridas a partir do diagrama retangular e suas expressões;
- e) Comportamento do aço: É considerado o comportamento elasto-plástico do aço, ainda que com limites de deformação já citados em 2.4.2.

2.6.2 Parâmetros auxiliares

Um aspecto fundamental para a simplificação dos dimensionamentos é a definição de parâmetros auxiliares. Alguns desses parâmetros já foram introduzidos anteriormente. Vale destacar que a resistência à compressão de cálculo do concreto (f_{cd}) nas equações apresentadas a seguir será considerada como a resistência característica (f_{ck}) reduzida pelo fator de minoração (γ_c). Isso difere das expressões de f_{cd1} e f_{cd2} , abordadas na seção 2.3, que foram utilizadas especificamente na elaboração do diagrama tensão-deformação.

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad (74)$$

Altura do retângulo de tensões (σ_{cd}):

$$y = \lambda \cdot x \quad (75)$$

$$\beta_y = \frac{y}{d} \quad (76)$$

Braço de alavanca entre os esforços resistentes de cálculo R_{cd} e R_{sd} :

$$z = d - 0,5 \cdot y \quad (77)$$

$$\beta_z = \frac{z}{d} \quad (78)$$

$$\beta_z = 1 - 0,5 \cdot \lambda \cdot \beta_x \quad (79)$$

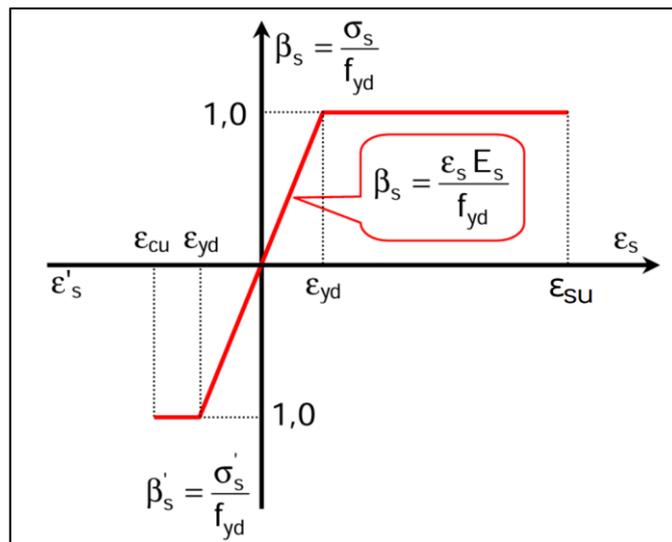
Parâmetro auxiliar para o concreto:

$$\beta_c = \frac{\lambda \cdot \sigma_{cd} \cdot \beta_x \cdot \beta_z}{f_{cd}} \quad (80)$$

$$\beta_c = \frac{\lambda \cdot \sigma_{cd} \cdot \beta_x \cdot (1 - 0,5 \cdot \lambda \cdot \beta_x)}{f_{cd}} \quad (81)$$

Com base no diagrama tensão-deformação apresentado na Figura 11 e ao adimensionalizar o eixo das ordenadas, obtêm-se as seguintes parametrizações para a tensão nas armaduras:

Figura 16 - Diagrama adimensional tensão-deformação do aço



Fonte: Adaptado de UFPR (2015)

$$\beta_s = \frac{\sigma_s}{f_{yd}} \quad (82)$$

$$\beta'_s = \frac{\sigma'_s}{f_{yd}} \quad (83)$$

Área de concreto da seção transversal:

$$A_c = b_w \cdot h \quad (84)$$

Força normal adimensionalizada:

$$v = \frac{N_{sd}}{A_c \cdot f_{cd}} \quad (85)$$

Momento fletor adimensionalizado:

$$\mu = \frac{M_{sd}}{A_c \cdot h \cdot f_{cd}} \quad (86)$$

Taxa mecânica de armadura:

$$\omega = \frac{A_s}{A_c} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \quad (87)$$

Taxa mecânica de armadura da *i*-ésima camada:

$$\omega_i = \frac{A_{s_i}}{A_c} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \quad (88)$$

Força resistente de cálculo do bloco de concreto comprimido:

$$R_{cd} = (b_w \cdot y) \cdot \sigma_{cd} \quad (89)$$

Força resistente de cálculo da armadura tracionada:

$$R_{sd} = A_s \cdot \sigma_s \quad (90)$$

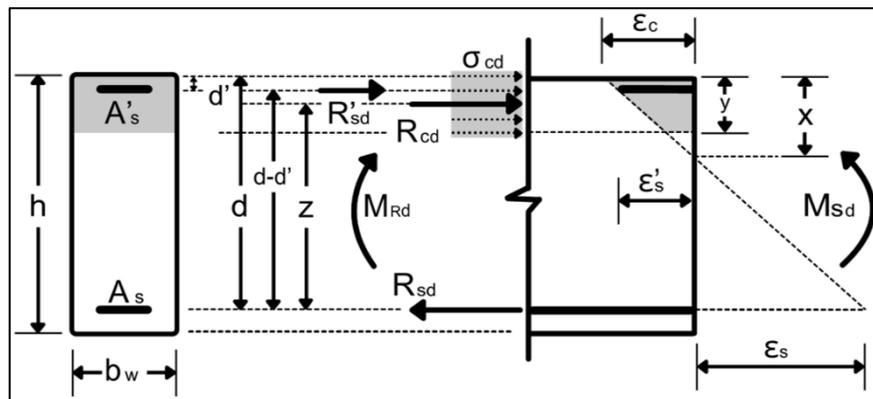
Força resistente de cálculo da armadura comprimida:

$$R'_{sd} = A'_s \cdot \sigma'_s \quad (91)$$

2.6.3 Flexão normal simples

Para uma seção transversal retangular submetida à flexão normal simples, é essencial determinar o binário de forças resistentes de cálculo provenientes do aço e do concreto. Utilizando as expressões apresentadas na seção 2.6.2, é possível calcular as forças resistentes ilustradas na Figura 17.

Figura 17 - Esquema de viga de seção retangular sujeita à flexão normal simples



Fonte: O Autor (2024)

Para a obtenção da resistência do bloco de concreto comprimido (R_{cd}), basta substituir na equação (89) o y de (75) e após isso, substituir x por $\beta_x \cdot d$.

$$R_{cd} = \lambda \cdot \beta_x \cdot b_w \cdot d \cdot \sigma_{cd} \quad (92)$$

Com base no binário das resistências, e aplicando a equação do equilíbrio dos momentos em relação ao ponto superior da seção transversal, obtém-se:

$$\sum M_S = 0 \therefore M_{Sd} = M_{Rd} \quad (93)$$

Além da condição de segurança e economia garantida pela equação (93), é necessário assegurar a condição de equilíbrio em relação às translações normais à face da seção. Para isso, a resultante das tensões normais atuantes deve ser igual à força normal solicitante, que, no caso da flexão simples, é nula. Assim, para uma seção com armadura simples, temos:

$$\sum F_x = 0 \therefore R_{cd} = R_{sd} \quad (94)$$

Calculando o momento das tensões no concreto a partir do centro de gravidade das armaduras tracionadas temos:

$$M_{Sd} = R_{cd} \cdot z \quad (95)$$

Substituindo R_{cd} da equação (92) na equação (95) e também o β_x , obtido ao isolá-lo na equação (80), chega-se a:

$$M_{Sd} = \beta_c \cdot b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd} \quad (96)$$

O mesmo procedimento pode ser realizado calculando o momento das tensões no aço a partir do centro de gravidade do bloco comprimido:

$$M_{Sd} = R_{sd} \cdot z \quad (97)$$

Substituindo R_{sd} da equação (90) na equação (97), conseqüentemente σ_s , obtido ao isolá-lo na equação (82) e também substituindo z por $\beta_z \cdot d$, teremos:

$$M_{Sd} = A_s \cdot \beta_s \cdot f_{yd} \cdot \beta_z \cdot d \quad (98)$$

Na ausência de armadura de compressão (A'_s), o problema é reduzido a duas incógnitas e duas equações de equilíbrio, formando um sistema linear possível e determinado. Inicialmente, resolve-se a equação (96), que apresenta apenas uma incógnita, seguida pela resolução da equação (98). A simplificação adotada para o diagrama retangular de tensões permite uma solução analítica para ambas as equações. No entanto, essa abordagem é válida apenas quando o valor de β_x é inferior a $\beta_{x,dtl}$.

Quando o limite da linha neutra não é respeitado, resultando em $\beta_x > \beta_{x,dtl}$, torna-se necessário complementar a armadura de tração com armadura de compressão para auxiliar o concreto na zona comprimida.

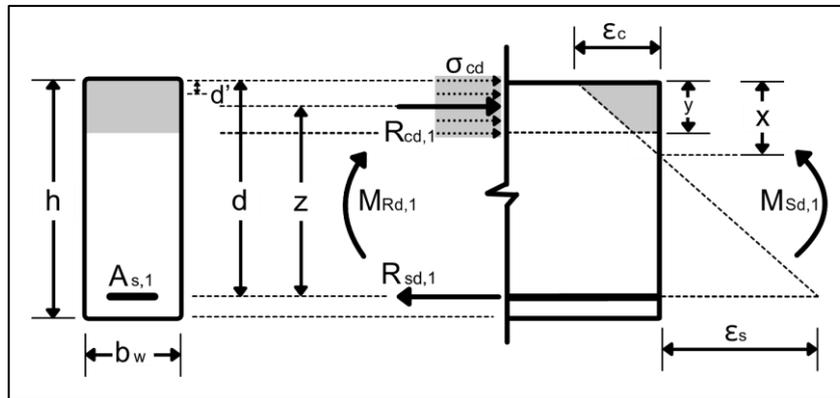
Com $A'_s \neq 0$, o sistema passa a ter três incógnitas (A_s , A'_s ou β_x) e apenas duas equações de equilíbrio, o que resultaria em um sistema indeterminado. Para evitar essa situação,

é usual fixar o valor de uma das incógnitas, neste caso, a altura da linha neutra, adotando $\beta_x = \beta_{x,atl}$. Com essa simplificação, o sistema se torna possível e determinado, permitindo novamente uma solução analítica.

O cálculo da armadura dupla é realizado por meio da decomposição em duas parcelas distintas:

- a) Primeira parcela: Considera-se toda a contribuição da zona de concreto comprimido e parte da armadura de tração.

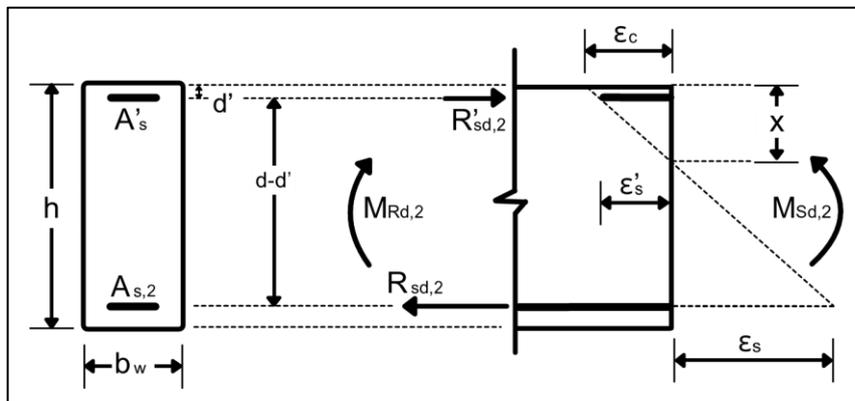
Figura 18 - Primeira parcela resistente do cálculo da armadura dupla da viga sujeita à flexão normal simples



Fonte: O Autor (2024)

- b) Segunda parcela: Compreende toda a armadura de compressão e o restante da armadura de tração.

Figura 19 - Segunda parcela resistente do cálculo da armadura dupla da viga sujeita à flexão normal simples



Fonte: O Autor (2024)

Desta forma, a resistência ao momento é expressão como:

$$M_{Rd} = M_{Rd,1} + M_{Rd,2} \quad (99)$$

Enquanto, a armadura de tração total é obtida pela seguinte soma:

$$A_s = A_{s,1} + A_{s,2} \quad (100)$$

Para a primeira parcela, valem todas as considerações feitas para a seção com armadura simples, com as equações (96) e (98) reescritas da seguinte maneira:

$$M_{sd,1} = \beta_c \cdot b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd} \quad (101)$$

$$M_{sd,1} = A_{s,1} \cdot \beta_s \cdot f_{yd} \cdot \beta_z \cdot d \quad (102)$$

Já para a segunda parcela, ao analisarmos a Figura 19, vê-se que se faz necessário reavaliar a equação do equilíbrio de forças.

$$\sum F_x = 0 \therefore R_{sd,2} = R'_{sd,2} \quad (103)$$

Com base nesta relação, ao comparar as equações (90) e (91), obtém-se:

$$A_{s,2} = A'_s \cdot \frac{\beta'_s}{\beta_s} \quad (104)$$

Avaliando o momento das tensões no aço comprimido a partir do centro geométrico da armadura tracionada, teremos:

$$M_{sd,2} = R'_{sd,2} \cdot (d - d') \quad (105)$$

Substituindo $R'_{sd,2}$ da equação (91) e logo em seguida σ'_s , obtido ao isolá-lo na equação (83), obtém-se:

$$M_{Sd,2} = A'_s \cdot \beta'_s \cdot f_{yd} \cdot (d - d') \quad (106)$$

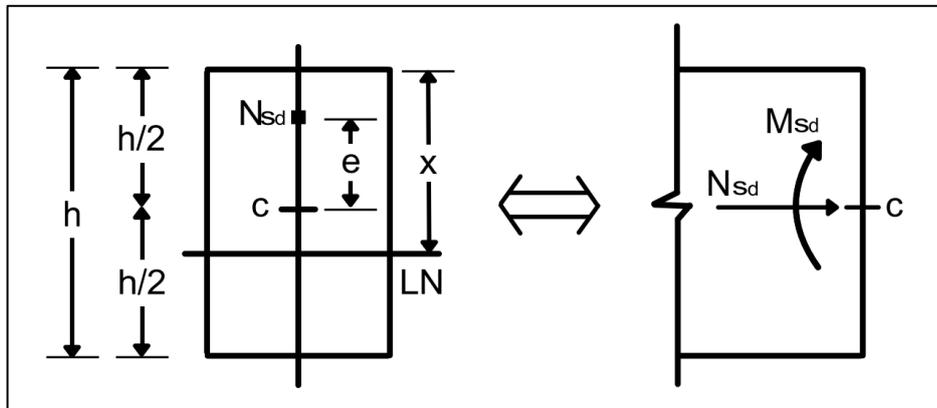
Partindo da equação (100), substituindo o $A_{s,1}$ obtido ao isolá-lo em (102), substituindo $A_{s,2}$ ao utilizar a parametrização de (104) em (106), tem-se a seguinte equação:

$$A_s = \frac{1}{\beta_s \cdot f_{yd}} \cdot \left[\frac{M_{Sd,1}}{\beta_z \cdot d} + \frac{M_{Sd,2}}{(d - d')} \right] \quad (107)$$

2.6.4 Flexão normal composta

Em seções transversais retangulares submetidas à flexo-compressão, quando a flexão se encontra em um plano que contém o eixo de simetria da seção transversal, temos o caso de flexo-compressão normal.

Figura 20 - Seção transversal submetida à flexão normal composta

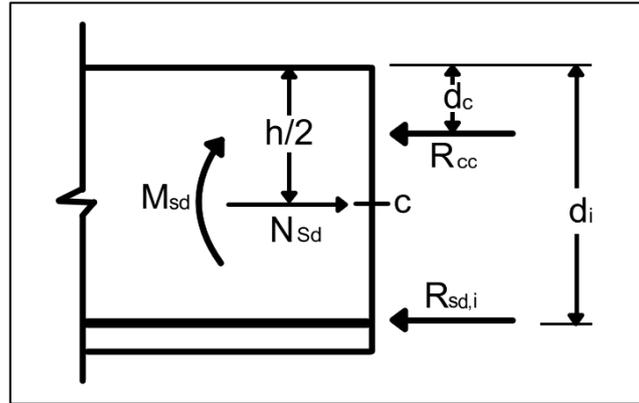


Fonte: Adaptado de Araújo (2003)

Ao multiplicar a força N_d pela excentricidade e , obtém-se o momento fletor de cálculo M_{Sd} . Obtendo as solicitações de cálculo, são encontradas as dimensões da seção de concreto e também o arranjo das armaduras necessários para que se satisfaçam as equações do equilíbrio.

O arranjo utilizado será simétrico e contará com uma separação de $A_{s,i}$ onde i representa o índice da camada em que as barras estão localizadas, sendo medido a partir da face superior da seção em relação ao ponto de aplicação. Esse esquema está ilustrado na Figura 21.

Figura 21 - Resultante das tensões para flexo-compressão normal



Fonte: Adaptado de Araújo (2003)

Supondo que as barras são todas do mesmo diâmetro, a área de aço por camada é diretamente proporcional a área total:

$$A_{s,i} = \frac{n_i}{NB} \cdot A_s \quad (108)$$

Sabendo que n_i se refere ao número de barras na camada i , e NB número total de barras de aço, podemos através das equações (87) e (88) correlacionar a equação (108) com a taxa mecânica de armadura:

$$\omega_i = \frac{n_i}{NB} \quad (109)$$

Admitindo o comportamento elasto-plástico do aço, é possível utilizar a equação (90) substituindo σ_s pelo valor obtido ao isolá-lo na equação (82). Após realizar os ajustes necessários para incluir o índice de camada, a equação resultante será:

$$R_{sd,i} = A_{s,i} \cdot \beta_{s,i} \cdot f_{yd} \quad (110)$$

Substituindo $A_{s,i}$ pelo valor determinado ao isolá-lo na equação (88) e, nesta mesma equação, substituindo ω_i pelo valor obtido na equação (109), obtém-se:

$$R_{sd,i} = \frac{n_i}{Nb} \cdot \omega \cdot A_c \cdot f_{cd} \cdot \beta_{s,i} \quad (111)$$

A força resistente do bloco de concreto comprimido pode ser admitida a mesma de (89), porém a altura do bloco (y) deve ser limitada a h para o domínio 5 e para a reta b.

$$y' = \min\{y, h\} \quad (112)$$

$$R_{cd} = (b_w \cdot y') \cdot \sigma_{cd} \quad (113)$$

Considerando NC como sendo o número total de camadas, tem-se, através da condição de equilíbrio de forças em x , a seguinte expressão:

$$\sum F_x = 0 \therefore N_{sd} - R_{cd} - \sum_{i=1}^{NC} R_{sd,i} = 0 \quad (114)$$

Substituindo $R_{sd,i}$ e R_{cd} pelos valores obtidos, respectivamente, nas equações (111) e (113), e dividindo toda a expressão por $(f_{cd} \cdot A_c)$, obtém-se:

$$v - \left(\frac{y'}{h}\right) \cdot \frac{\sigma_{cd}}{f_{cd}} - \frac{\omega}{NB} \cdot \sum_{i=1}^{NC} n_i \cdot \beta_{s,i} = 0 \quad (115)$$

Isolando ω chega-se em:

$$\omega = \frac{NB \cdot \left[v - \left(\frac{y'}{h}\right) \cdot \frac{\sigma_{cd}}{f_{cd}} \right]}{\sum_{i=1}^{NC} n_i \cdot \beta_{s,i}} \quad (116)$$

Conferindo o equilíbrio quanto aos momentos em relação ao ponto superior da seção transversal, chega-se em:

$$\sum M_s = 0 \therefore M_{sd} - N_{sd} \cdot \frac{h}{2} + R_{cd} \cdot \frac{y'}{2} + \sum_{i=1}^{NC} R_{sd,i} \cdot d_i = 0 \quad (117)$$

Substituindo, novamente, $R_{sd,i}$ e R_{cd} pelos valores obtidos, respectivamente, nas equações (111) e (113), e dividindo toda a expressão por $(f_{cd} \cdot A_c \cdot h)$, obtém-se:

$$\mu - \frac{v}{2} + \frac{\sigma_{cd}}{2 \cdot f_{cd}} \cdot \left(\frac{y'}{h}\right)^2 + \frac{\omega}{NB \cdot h} \cdot \sum_{i=1}^{NC} n_i \cdot \beta_{s,i} \cdot d_i = 0 \quad (118)$$

Novamente, basta isolar ω para que se obtenha:

$$\omega = \frac{NB \cdot h \cdot \left[-\mu + \frac{v}{2} - \frac{\sigma_{cd}}{2 \cdot f_{cd}} \cdot \left(\frac{y'}{h}\right)^2 \right]}{\sum_{i=1}^{NC} n_i \cdot \beta_{s,i} \cdot d_i} \quad (119)$$

Finalmente, ao igualar as equações (119) e (116), tem-se:

$$\left[\mu - \frac{v}{2} + \frac{\sigma_{cd}}{2 \cdot f_{cd}} \cdot \left(\frac{y'}{h}\right)^2 \right] \cdot \sum_{i=1}^{NC} n_i \cdot \beta_{s,i} + \frac{1}{h} \cdot \left[v - \left(\frac{y'}{h}\right) \cdot \frac{\sigma_{cd}}{f_{cd}} \right] \cdot \sum_{i=1}^{NC} n_i \cdot \beta_{s,i} \cdot d_i = 0 \quad (120)$$

A resolução da equação (120) se dá por meio de tentativas utilizando o parâmetro β_x . Tradicionalmente, para evitar a resolução direta dessa equação, utilizam-se ábacos como ferramenta para o dimensionamento. O processo segue as etapas descritas abaixo:

- a) Calcular v ;
- b) Calcular μ ;
- c) Localizar o par ordenado correspondente no ábaco;
- d) Estimar o valor de ω interpolando a partir das curvas de nível do ábaco;
- e) Com o valor obtido de ω , calcula-se A_s de forma analítica através da seguinte formulação:

$$A_s = \frac{\omega \cdot b_w \cdot h \cdot f_{cd}}{f_{yd}} \quad (121)$$

No entanto, com as diferentes expressões para ε_{c2} , ε_{cu} , λ e α_c , aplicadas aos concretos do grupo II, os ábacos genéricos não são mais viáveis para todas as classes de concreto, como já citado em 2.3.5. A introdução do fator de fragilidade limita a validade dos ábacos tradicionais até a classe C40. Para classes superiores, cada uma necessita de um ábaco próprio, o que inviabiliza seu uso racional e, por consequência, sua aplicação neste trabalho.

Dessa forma, adotar um procedimento numérico para determinar a posição da linha neutra e, posteriormente, calcular o valor de ω torna-se uma abordagem mais eficiente e prática.

2.6.5 Taxa geométrica de armadura

A taxa geométrica de armadura é uma grandeza adimensional que representa a razão entre a área de aço (A_s) e a área de concreto (A_c) de uma seção transversal de um elemento estrutural.

$$\rho(\%) = \frac{A_s}{A_c} \cdot 100 \quad (122)$$

Para atender aos critérios de Estado Limite de Serviço (ELS) relacionados à fissuração e também, garantir a ductilidade da seção transversal, as normas estabelecem uma taxa mínima de armadura para vigas e pilares.

Para o *Eurocode 2* a área mínima ($A_{s,min}$) para pilares, pode ser encontrada no *National Annex* (documento que impõe recomendações específicas por regiões da Europa), mas estabelece como recomendação o valor obtido pela seguinte expressão:

$$A_{s,min} = \min \left\{ \frac{0,10 \cdot N_{Sd}}{f_{yd}}; 0,002 \cdot A_c \right\} \quad (123)$$

Enquanto para vigas, na versão de 2004 do *Eurocode 2*, a expressão muda, mas ainda pode ser obtido consultando o *National Annex*.

$$A_{s,min} = \min \left\{ \frac{0,26 \cdot f_{ctm} \cdot b_t \cdot d}{f_{yk}}; 0,0013 \cdot A_c \cdot b_t \cdot d \right\} \quad (124)$$

Onde b_t denota a largura efetiva da área de tensão e f_{ctm} corresponde à resistência média à tração do concreto, que é dada pelas seguintes equações no *Eurocode 2*:

$$f_{ctm} = 0,30 \cdot f_{ck}^{(2/3)} \text{ para } f_{ck} \leq C50/60 \quad (125)$$

$$f_{ctm} = 2,12 \cdot \ln(1 + (f_{cm}/10)) \text{ para } f_{ck} > C50/60 \quad (126)$$

Na versão de 2023 do *Eurocode 2*, para se determinar a armadura mínima de uma viga, o momento resistente mínimo ($M_{R,min}$) deve ser menor ou igual ao momento de fissuração (M_{cr}), dado pela seguinte expressão:

$$M_{cr} = f_{ctm} \cdot W_0 \quad (127)$$

Onde W_0 trata-se do módulo de resistência da seção transversal bruta de concreto.

As duas últimas versões da norma brasileira utilizam um procedimento parecido com o do *Eurocode 2* (2023) para vigas, com algumas diferenças. A primeira sendo o momento limite, que passa a ser chamado de momento mínimo ($M_{d,min}$), e a segunda, que ao invés de se utilizar f_{ctm} , considera-se 80% da resistência característica superior do concreto à tração ($f_{ctk,sup}$). Na prática a mudança é irrisória, pois $f_{ctk,sup}$ é igual a $1,3 \cdot f_{ctm}$.

$$M_{d,min} = 0,8 \cdot W_0 \cdot f_{ctk,sup} \quad (128)$$

Ainda, é válido lembrar que a taxa mínima absoluta é limitada em 0,15%.

Para pilares, o procedimento segue de forma análoga ao apresentado na equação (123) para ambas as versões da NBR 6118. No entanto, aplica-se um critério ligeiramente mais conservador:

$$A_{s,min} = \min \left\{ \frac{0,15 \cdot N_{Sd}}{f_{yd}}; 0,004 \cdot A_c \right\} \quad (129)$$

A taxa máxima de armadura desempenha um papel crucial para garantir espaço adequado à passagem e vibração do concreto, além de atender aos critérios de ductilidade exigidos para os elementos estruturais.

O *Eurocode 2* (2004), além de permitir a definição de taxas máximas específicas para cada região por meio de seu *National Annex*, recomenda para vigas e pilares uma taxa máxima de $0,04 \cdot A_c$. Para pilares em regiões de emenda, essa taxa é aumentada para $0,08 \cdot A_c$.

A NBR 6118 adota critérios parecidos, estabelecendo um limite de $0,08 \cdot A_c$ para pilares, inclusive em regiões de emenda, e $0,04 \cdot A_c$ para vigas.

Já o *Eurocode 2* (2023) não apresenta limite máximo para a taxa de armadura, tanto para o caso de viga quanto pilar. Segundo Dahlgren e Svensson (2013), no *Eurocode 2* (2004) já havia casos em que o limite não era aplicado, como na Suíça, onde, de acordo com a *Betongföreningen* (2010), critérios como $\beta_{x,dtl}$ e a análise da capacidade rotacional plástica são considerados mais adequados para limitar a taxa de armadura em comparação com a adoção de um valor fixo.

3 METODOLOGIA

3.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Considerando o fator de fragilidade em concretos de alta resistência, tanto as normas brasileira quanto a europeia foram atualizadas para alinhar o comportamento projetado ao comportamento real. Para que a comparação entre essas normas seja conduzida de maneira precisa, é necessário estabelecer algumas premissas iniciais.

A análise será realizada em duas etapas principais. Na primeira etapa, serão comparados os resultados obtidos com as normas *Eurocode 2* (2004) e *Eurocode 2* (2023), além de um comparativo entre a NBR 6118 (2014) e a NBR 6118 (2023). Na segunda etapa, será feito um cruzamento entre os resultados dessas comparações, destacando as diferenças e similaridades entre as atualizações de cada conjunto normativo.

Adicionalmente, será analisado um caso adicional específico para pilares utilizando o *Eurocode 2* (2023), porém, restituindo o ponto C, presente na distribuição de deformações ilustrada na Figura 13. Esse ponto impacta diretamente peças dimensionadas no domínio 5 ou com a reta b. Esse caso será comparado com os critérios estabelecidos na versão de 2023 do *Eurocode 2*, com o objetivo de avaliar o impacto das mudanças na distribuição de deformações. Por fim, será realizada uma análise comparativa detalhada entre todas as taxas de armadura calculadas, proporcionando uma visão abrangente das implicações normativas e seus efeitos nos resultados obtidos.

O foco da análise será a taxa de armadura, buscando identificar se ocorreram acréscimos significativos ou não. Para garantir consistência, alguns parâmetros serão mantidos fixos para cada norma, conforme apresentado na Tabela 5:

Tabela 5 - Parâmetros fixos

Norma	γ_c	γ_s	E_s (GPa)	f_{yk} (MPa)
<i>Eurocode 2</i> (2004)	1,50	1,15	200	500
<i>Eurocode 2</i> (2023)	1,50	1,15	200	500
NBR 6118 (2014)	1,40	1,15	210	500
NBR 6118 (2023)	1,40	1,15	210	500
Caso adicional	1,50	1,15	200	500

Fonte: O Autor (2024)

Com o objetivo de direcionar o estudo para concretos de alta resistência, a amostra analisada será composta por concretos com resistência característica $f_{ck} \geq 45 \text{ MPa}$.

Para o dimensionamento das seções, serão utilizadas as variáveis específicas de cada norma apresentada ao longo deste trabalho. Para o concreto, será adotado o diagrama retangular simplificado, conforme ilustrado na Figura 10. Já para o aço, será utilizado o diagrama tensão-deformação representado na Figura 11.

Os limites que serão utilizados, quando necessário, de taxa de armadura para pilares e vigas serão, respectivamente, 8 e 4%.

3.2 VIGAS

Ao adotar os modelos de cálculo apresentados na seção 2.6.3, o problema sempre resultará em um sistema linear possível e determinado. Nesse contexto, a utilização de planilhas eletrônicas torna o processo de cálculo mais eficiente e ágil, portanto, neste trabalho foi utilizado para o dimensionamento de vigas o *software Microsoft Excel*.

Serão analisadas cinco seções retangulares com características geométricas distintas, acompanhadas por cinco momentos solicitantes de cálculo (M_{Sd}), como observa-se na Tabela 6.

Tabela 6 - Vigas analisadas

Seção transversal (i)	b_w (cm)	d (cm)	d' (cm)	h (cm)	M_{Sd} (kN. m)
1	12	27	3	30	100
2	14	27	3	30	100
3	14	37	3	40	200
4	20	37	3	40	300
5	14	87	3	90	1000

Fonte: O Autor (2024)

As análises feitas serão em relação a:

- Taxa de armadura (ρ) entre normas;
- Variação percentual da taxa de aço ($\Delta\rho$) entre versões do *Eurocode 2*;
- Variação percentual da taxa de aço ($\Delta\rho$) entre versões da NBR 6118;
- Diferença de taxas de armadura ($\rho_{6118(2023)} - \rho_{EC2(2023)}$) entre o *Eurocode 2* (2023) e a NBR 6118 (2023).

3.3 PILARES

Em razão da equação (120) ser resolvida somente por meio de tentativas envolvendo o parâmetro β_x , tornou-se indispensável o uso de um *software* que realizasse o método iterativo. Por isso, foi desenvolvido pelo professor Carlos Eduardo Rossigali, na linguagem de programação *Fortran*, um *software* capaz de resolver esta equação de forma numérica, utilizando parâmetros de entrada previamente calculados por meio do *Microsoft Excel*, organizados em um arquivo de texto.

Além disso, considerando o uso de dois modelos distintos de distribuição de deformações, foi necessário desenvolver uma versão alternativa do código, capaz de adotar a distribuição ilustrada na Figura 12.

Os parâmetros de entrada requeridos pelo *software* foram os seguintes:

- Esforço normal solicitante de cálculo em kN;
- Momento fletor solicitante de cálculo em kN.cm;
- Largura da seção em cm;
- Altura da seção em cm;
- Número de camadas de aço;
- Número de barras por camada;
- Distância do centro geométrico da camada até a face superior do pilar;
- Resistência característica do concreto à compressão em MPa;
- Coeficiente de minoração do concreto;
- Coeficiente de minoração do aço;
- Coeficiente de fragilidade;
- Deformação específica de encurtamento do concreto no início do patamar plástico em ‰;
- Deformação específica de encurtamento do concreto na ruptura em ‰;
- Altura efetiva da zona de compressão;
- Coeficiente de redução para efeitos de longo prazo;
- Resistência característica do aço em MPa;
- Módulo de elasticidade do aço em GPa.

Os dados gerados pelo *software* estão diretamente relacionados às iterações realizadas. Durante o processo, ajustes nos valores de β_x são efetuados enquanto os valores de F ,

provenientes da equação de equilíbrio, são calculados simultaneamente. O valor de β_x é considerado satisfatório quando F se torna suficientemente pequeno. Neste ponto, os dados gerados são:

- Valor de β_x ;
- Domínio de deformação;
- Taxa mecânica de armadura;
- Área total de aço em cm^2 .

Serão analisadas duas seções transversais retangulares distintas, submetidas a diferentes combinações de força de compressão e excentricidade. O objetivo é garantir que cada seção seja avaliada para uma situação em que esteja:

- a) Entre os domínios 3 e 4;
- b) No domínio 5;
- c) Na reta b.

Isso irá proporcionar uma análise abrangente do comportamento estrutural em diferentes cenários.

Os pilares, suas características geométricas e solicitações de cálculo podem ser vistas na Tabela 7.

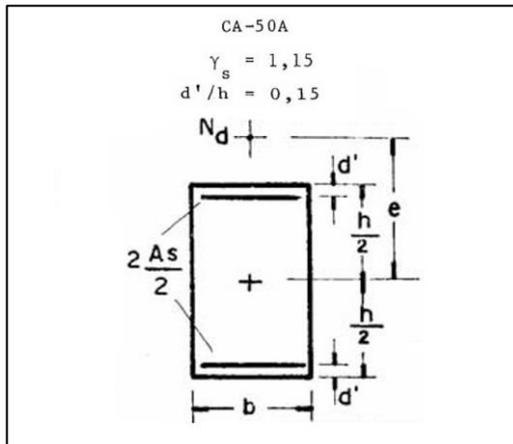
Tabela 7 - Pilares analisados

Seção transversal (i)	b_w (cm)	d (cm)	d' (cm)	h (cm)	N_{Sd} (kN)	e_y (cm)	M_{Sd} (kN.m)	Nº de camadas	Nº de barras por camadas
1	14	25	5	30	1900	2	3800	2	2
2	14	25	5	30	600	15	9000	2	2
3	14	25	5	30	2200	0	0	2	2
4	20	45	5	50	5200	2	10400	3	2
5	20	45	5	50	1300	20	26000	3	2
6	20	45	5	50	5200	0	0	3	2

Fonte: O Autor (2024)

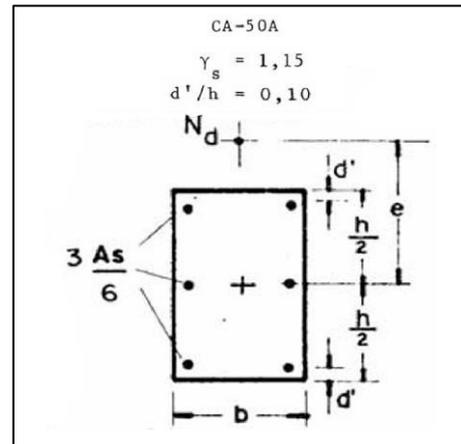
Como demonstrado em 2.6.4, a utilização de ábacos genéricos torna-se inviável para concretos com resistência superior à 40 MPa. Contudo, buscando estimar os valores de e_y e N_{Sd} , apresentados na Tabela 7, e assim determinar os casos necessários para as análises de cada domínio de deformação, foram adotados os ábacos A-3 e A-7 de Venturini (1987).

Figura 22 - Seção referente ao ábaco A-3



Fonte: Adaptado de Venturini (1987)

Figura 23 - Seção referente ao ábaco A-7



Fonte: Adaptado de Venturini (1987)

Conforme os valores de e_y e N_{sd} adotados para cada caso, as seções $i = 3$ e $i = 6$ foram analisadas em relação ao domínio de deformação à reta b. Já as seções $i = 1$ e $i = 4$ situam-se no domínio 5, quanto as seções $i = 2$ e $i = 5$ estão associadas aos domínios 3 e 4.

4 APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS

O dimensionamento das peças foi realizado utilizando os procedimentos detalhados nas seções 2.6 e 3.2. Foram abordados os métodos e critérios de cálculo mostrados, considerando os parâmetros e coeficientes de cada normativa *ipsis litteris*. Os resultados obtidos para cada seção transversal foram organizados e estão apresentados nas seções 4.1 e 4.2.

4.1 FLEXÃO SIMPLES NORMAL

Da Tabela 8 à Tabela 12 exibe-se a variação da taxa geométrica de armadura com a resistência do concreto.

Tabela 8 - Taxas de armadura (viga 12x30)

Taxa de armadura (%)	f_{ck} (MPa)						
	45	50	55	60	70	80	90
$\rho_{6118(2023)}$	3,670	3,550	3,754	3,773	3,816	3,824	3,841
$\rho_{6118(2014)}$	3,604	3,413	3,578	3,528	3,429	3,320	3,243
$\rho_{EC2(2023)}$	3,661	3,540	3,423	3,309	3,091	2,951	2,882
$\rho_{EC2(2004)}$	3,722	3,544	3,708	3,762	3,771	3,698	3,629

Fonte: O Autor (2024)

Tabela 9 - Taxas de armadura (viga 14x30)

Taxa de armadura (%)	f_{ck} (MPa)						
	45	50	55	60	70	80	90
$\rho_{6118(2023)}$	2,909	2,789	2,993	2,992	3,002	3,001	3,017
$\rho_{6118(2014)}$	2,843	2,652	2,818	2,748	2,615	2,497	2,419
$\rho_{EC2(2023)}$	2,900	2,779	2,662	2,562	2,479	2,422	2,380
$\rho_{EC2(2004)}$	2,962	2,784	2,941	2,956	2,919	2,834	2,764

Fonte: O Autor (2024)

Tabela 10 - Taxas de armadura (viga 14x40)

Taxa de armadura (%)	f_{ck} (MPa)						
	45	50	55	60	70	80	90
$\rho_{6118(2023)}$	3,253	3,138	3,327	3,294	3,264	3,265	3,277
$\rho_{6118(2014)}$	3,190	3,007	3,158	3,072	2,935	2,836	2,768
$\rho_{EC2(2023)}$	3,251	3,136	3,024	2,916	2,767	2,694	2,641
$\rho_{EC2(2004)}$	3,303	3,133	3,267	3,224	3,196	3,126	3,065

Fonte: O Autor (2024)

Tabela 11 - Taxas de armadura (viga 20x40)

Taxa de armadura (%)	f_{ck} (MPa)						
	45	50	55	60	70	80	90
$\rho_{6118(2023)}$	3,544	3,374	3,508	3,466	3,449	3,381	3,321
$\rho_{6118(2014)}$	3,492	3,377	3,266	3,158	2,954	2,869	2,807
$\rho_{EC2(2023)}$	3,431	3,249	3,400	3,313	3,178	3,082	3,014
$\rho_{EC2(2004)}$	3,303	3,133	3,267	3,224	3,196	3,126	3,065

Fonte: O Autor (2024)

Tabela 12 - Taxas de armadura (viga 14x90)

Taxa de armadura (%)	f_{ck} (MPa)						
	45	50	55	60	70	80	90
$\rho_{6118(2023)}$	2,877	2,770	2,936	2,905	2,865	2,851	2,860
$\rho_{6118(2014)}$	2,819	2,649	2,778	2,696	2,561	2,463	2,399
$\rho_{EC2(2023)}$	2,885	2,779	2,676	2,617	2,538	2,484	2,443
$\rho_{EC2(2004)}$	2,923	2,765	2,880	2,838	2,757	2,682	2,628

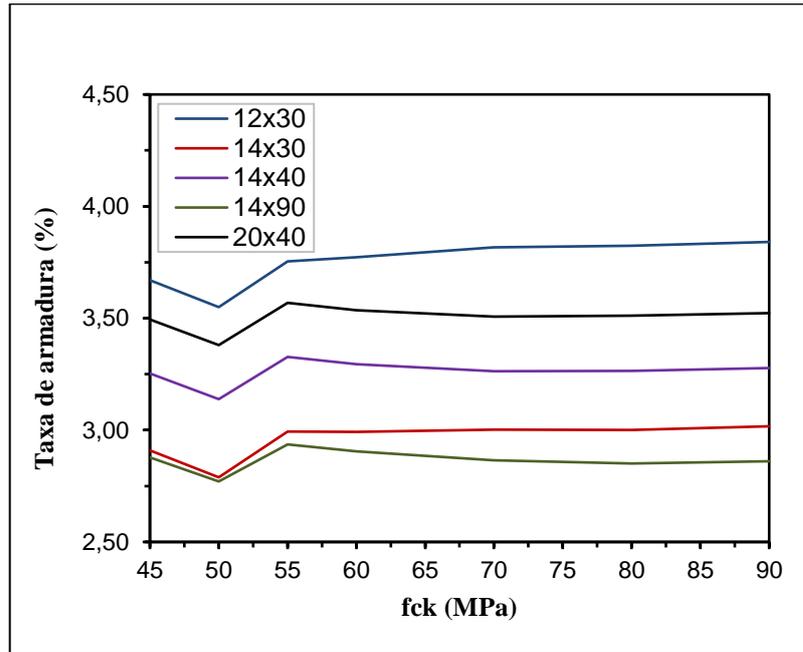
Fonte: O Autor (2024)

Numa seção transversal de concreto armado, sem levar em conta a análise da fragilidade, quando se aumenta a resistência do concreto a linha neutra se aproxima da fibra mais comprimida: a variável “ x ” diminui de valor. Conseqüentemente, o braço de alavanca (“ z ”) aumenta: será necessária uma área de aço menor para perfazer a força que forma o binário resistente. Neste caso, as curvas de variação de A_s (ou ρ) com f_{ck} seriam todas decrescentes.

Entretanto, em vários dos casos mostrados, isto não ocorre. As alterações nos valores dos parâmetros de fragilidade para os concretos de resistência mais alta, bem como a alteração no valor limite da posição da linha neutra (limite de ductilidade), fazem com que as curvas tenham aspectos diversos, especialmente na transição entre os concretos do Grupo I e o Grupo

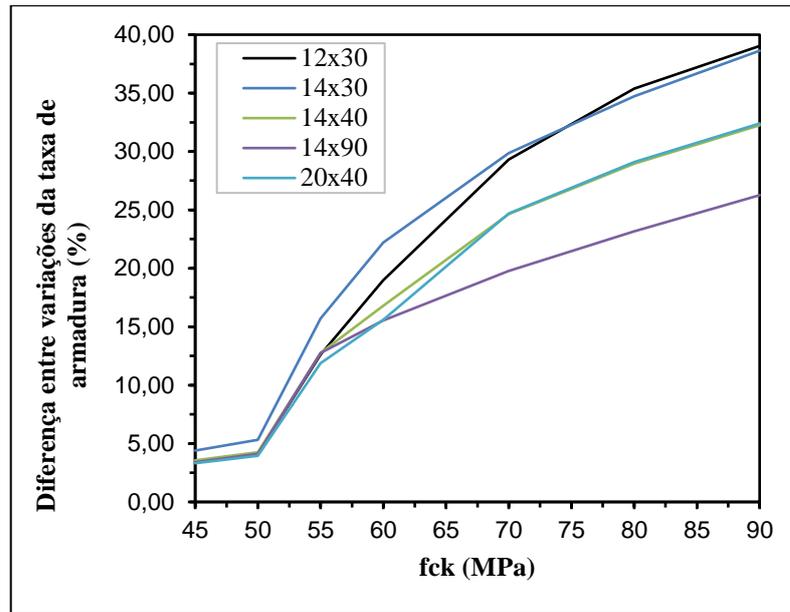
II (de 50 para 55 MPa). O aumento da fragilidade, nestes casos, acaba por compensar o acréscimo de resistência do concreto. Considerando a faixa de 45 a 90 MPa, em alguns pontos ocorrem máximos locais no consumo de aço para valores intermediários de f_{ck} ; em outros, a curva passa a ser crescente até o valor de 90 MPa, como pode se ver na Figura 24.

Figura 24 - Gráfico de taxa de armadura $\times f_{ck}$ (NBR 6118/2023) para as diferentes seções



Fonte: O Autor (2024)

Observa-se também, na Figura 25, a diferença entre as variações na taxa de armadura em relação ao f_{ck} , comparando a variação de 2004 para 2023 do *Eurocode 2*, com a variação de 2014 e 2023 da NBR 6118 para cada seção analisada.

Figura 25 - Gráfico da diferença entre as $\Delta\rho \times f_{ck}$ 

Fonte: O Autor (2024)

Tomando como ponto de partida os resultados da Tabela 8 à Tabela 12, efetuaram-se as seguintes análises:

Tabela 13 - Comparativos (viga 12x30)

(%)	f_{ck} (MPa)						
	45	50	55	60	70	80	90
$\Delta\rho_{EC2}$ (2023/2004)	-1,646	-0,121	-7,694	-12,04	-18,04	-20,21	-20,59
$\Delta\rho_{6118}$ (2023/2014)	1,838	4,015	4,914	6,930	11,28	15,18	18,44
$\Delta\rho_{6118(2023)\rightarrow EC2(2023)}$	0,248	0,275	9,676	14,01	23,45	29,60	33,29

Fonte: O Autor (2024)

Tabela 14 - Comparativos (viga 14x30)

(%)	f_{ck} (MPa)						
	45	50	55	60	70	80	90
$\Delta\rho_{EC2}$ (2023/2004)	-2,069	-0,154	-9,475	-13,31	-15,07	-14,54	-13,91
$\Delta\rho_{6118}$ (2023/2014)	2,330	5,167	6,241	8,898	14,79	20,19	24,72
$\Delta\rho_{6118(2023)\rightarrow EC2(2023)}$	0,313	0,350	12,44	16,80	21,07	23,90	26,78

Fonte: O Autor (2024)

Tabela 15 - Comparativos (viga 14x40)

(%)	f_{ck} (MPa)						
	45	50	55	60	70	80	90
$\Delta\rho_{EC2}$ (2023/2004)	-1,580	0,084	-7,421	-9,55	-13,45	-13,81	-13,83
$\Delta\rho_{6118}$ (2023/2014)	1,982	4,349	5,336	7,243	11,20	15,14	18,42
$\Delta\rho_{6118(2023)\rightarrow EC2(2023)}$	0,078	0,086	10,01	12,97	17,97	21,19	24,08

Fonte: O Autor (2024)

Tabela 16 - Comparativos (viga 14x90)

(%)	f_{ck} (MPa)						
	45	50	55	60	70	80	90
$\Delta\rho_{EC2}$ (2023/2004)	-1,316	0,481	-7,078	-7,806	-7,919	-7,379	-7,041
$\Delta\rho_{6118}$ (2023/2014)	2,087	4,593	5,685	7,735	11,86	15,78	19,22
$\Delta\rho_{6118(2023)\rightarrow EC2(2023)}$	-0,261	-0,291	9,727	11,02	12,87	14,80	17,08

Fonte: O Autor (2024)

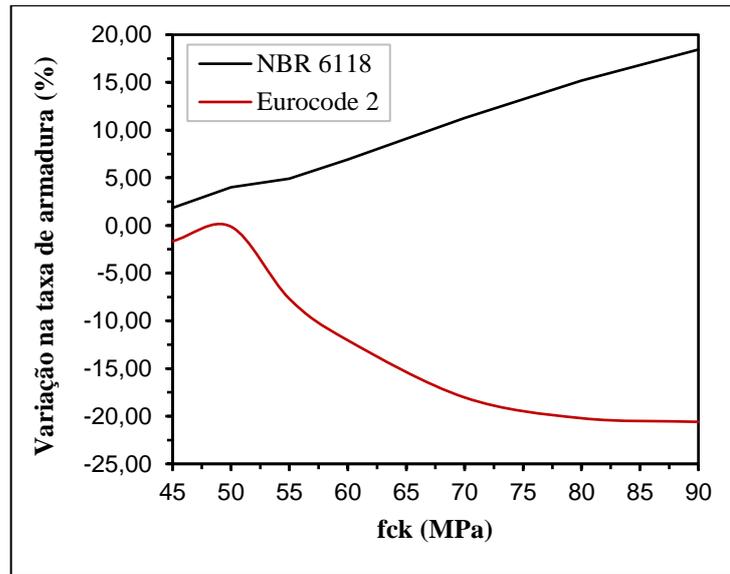
Tabela 17 - Comparativos (viga 20x40)

(%)	f_{ck} (MPa)						
	45	50	55	60	70	80	90
$\Delta\rho_{EC2}$ (2023/2004)	-1,473	0,078	-6,910	-8,881	-14,34	-15,17	-15,48
$\Delta\rho_{6118}$ (2023/2014)	1,842	4,025	4,957	6,715	10,35	13,93	16,92
$\Delta\rho_{6118(2023)\rightarrow EC2(2023)}$	0,072	0,080	9,271	11,97	18,71	22,39	25,53

Fonte: O Autor (2024)

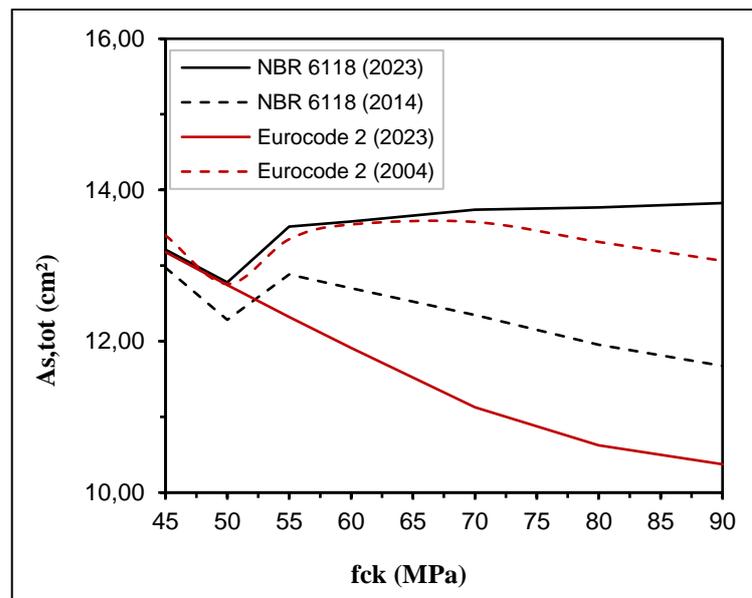
Das atualizações apresentadas, a que mais impactou negativamente o consumo de aço foi a da NBR 6118, e das peças dimensionadas, a viga com dimensões $b_w = 12\text{ cm}$ e $h = 30\text{ cm}$ foi a mais influenciada.

A variação percentual da taxa de armadura ($\Delta\rho$) mostrada na Tabela 13 exibe o contraste entre as atualizações. Para a NBR 6118, chega-se a um aumento na taxa de 18,44% em relação a sua versão anterior, para concretos de $f_{ck} = 90\text{ MPa}$, enquanto o decréscimo apresentado pela atualização do *Eurocode 2* foi de 20,59%. As diferenças entre as variações na taxa de armadura entre as versões podem ser vistas também, de maneira explícita na Figura 26.

Figura 26 - Gráfico de $\Delta\rho$ (viga 12x30) X f_{ck} 

Fonte: O Autor (2024)

Comparando agora, as taxas de armadura entre as normas, nota-se que a NBR 6118 (2023) teve um consumo substancialmente maior em relação ao *Eurocode 2* (2023). Pode-se observar os consumos obtidos para a viga em questão através da Figura 27.

Figura 27 - Gráfico de A_s (viga 12x30) X f_{ck} 

Fonte: O Autor (2024)

Os demais casos apresentaram dados similares aos mostrados e dentre as considerações possíveis, algumas possuem a necessidade de serem pontuadas.

O trecho de resistência de 45 a 50 MPa não mostrou diferenças ou variações de grande magnitude, o que revela que os diferentes procedimentos de cálculo, principalmente no cálculo da profundidade adimensional da linha neutra, presente no *Eurocode 2* (2023), não foram capazes de influenciar na taxa de armadura neste trecho, onde os parâmetros de fragilidade são iguais para ambas as normas.

Análogo ao que foi citado em 2.3.5, é válido pontuar que a presença de expressões que variam em função da resistência do concreto, do mesmo modo que inviabilizavam a utilização do gráfico parábola-retângulo para análises não lineares, acabam agravando o consumo de aço mesmo não considerando esse comportamento não linear do concreto. Isso se deve à descontinuidade das formulações, que acabaram sendo descartadas na nova versão do *Eurocode 2* melhorando e muito o comportamento do consumo de aço X resistência característica do concreto, com a reprodução desta melhora podendo ser vista no gráfico da Figura 27.

4.2 FLEXÃO COMPOSTA NORMAL

Em razão do dimensionamento dos pilares ter sido efetuado para cada domínio de interesse, a análise levará isto em consideração, apurando os valores e demonstrando para qual domínio de deformação as atualizações das normas tiveram maior impacto.

4.2.1 Domínios 3 e 4

Tabela 18 - Taxas de armadura para os domínios 3 e 4 (pilar 14x30)

Taxa de armadura (%)	f_{ck} (MPa)						
	45	50	55	60	70	80	90
$\rho_{6118(2023)}$	3,122	2,837	2,783	2,806	2,907	2,897	2,895
$\rho_{6118(2014)}$	2,963	2,532	2,357	2,294	2,145	1,946	1,794
$\rho_{EC2(2023)}$	3,423	3,145	2,888	2,653	2,239	1,957	1,809
$\rho_{EC2(2004)}$	3,268	2,844	2,675	2,684	2,545	2,333	2,165
$\rho_{Caso\ adicional}$	3,423	3,145	2,888	2,653	2,239	1,957	1,809

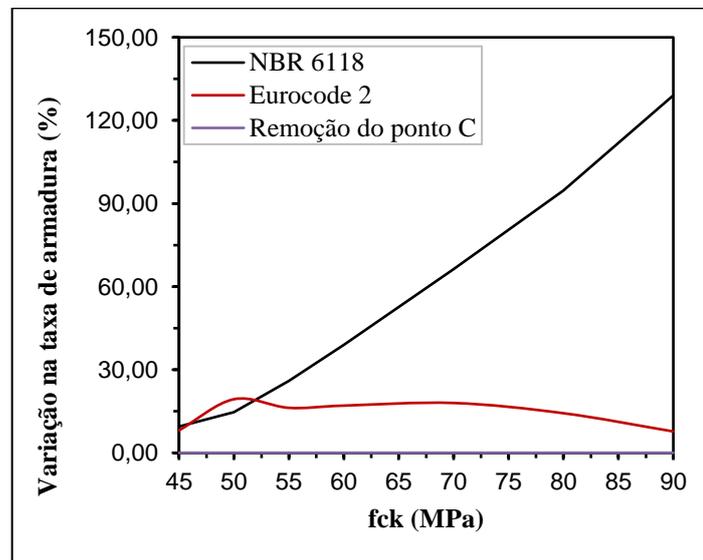
Fonte: O Autor (2024)

Tabela 19 - Taxas de armadura para os domínios 3 e 4 (pilar 20x50)

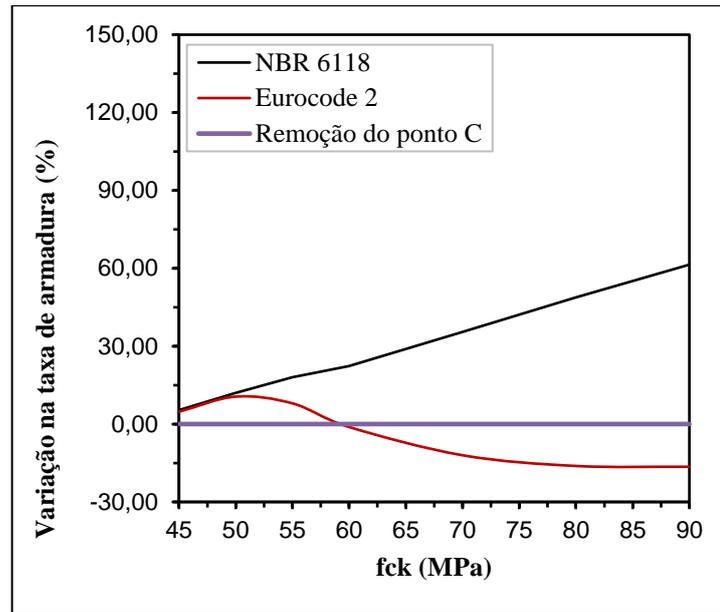
Taxa de armadura (%)	f_{ck} (MPa)						
	45	50	55	60	70	80	90
$\rho_{6118(2023)}$	1,731	1,480	1,410	1,361	1,274	1,216	1,201
$\rho_{6118(2014)}$	1,581	1,290	1,120	0,979	0,766	0,624	0,524
$\rho_{EC2(2023)}$	2,031	1,758	1,514	1,345	1,091	0,882	0,712
$\rho_{EC2(2004)}$	1,878	1,473	1,302	1,149	0,924	0,772	0,661
$\rho_{Caso\ adicional}$	2,031	1,758	1,514	1,345	1,091	0,882	0,712

Fonte: O Autor (2024)

Como se observa nas tabelas 18 e 19, assim como nas figuras 28 e 29, dos resultados obtidos para os pilares dimensionados entre os domínios 3 e 4, o pilar com as dimensões $b_w = 20\text{ cm}$ e $h = 50\text{ cm}$ foi o que apresentou maior variação, com um aumento na taxa de armadura de 129,1% para concretos de resistência igual à 90 MPa e de 94,67% para 80 MPa, isto em relação a atualização da NBR 6118. Já ao se analisar a maior variação obtida com a atualização do código europeu, verifica-se novamente algo similar ao contraste apresentado em 4.1, com uma variação de apenas 7,724% na taxa de armadura,

Figura 28 - Gráfico de $\Delta\rho \times f_{ck}$ (pilar 20x50 → domínios 3 e 4)

Fonte: O Autor (2024)

Figura 29 - Gráfico de $\Delta\rho \times f_{ck}$ (pilar 14x30 → domínios 3 e 4)

Fonte: O Autor (2024)

A remoção do ponto C na distribuição de deformações, neste caso, não teve importância alguma, o que já era esperado, pois como foi visto na seção 2.5.1, para os domínios 3, 4 e 4a, a deformação específica do concreto já é considerada a deformação específica última.

Sobre o consumo de aço em relação a norma europeia vigente, a NBR 6118 (2023) mostrou um consumo até 68,60% maior.

Portanto, conclui-se que para o caso dos domínio 3 e 4, o aumento da fragilidade gerou aumento de área de aço em poucos casos, dando a entender que este fenômeno é muito mais pronunciado na flexão simples.

4.2.2 Domínio 5

Tabela 20 - Taxas de armadura para o domínio 5 (pilar 14x30)

Taxa de armadura (%)	f_{ck} (MPa)						
	45	50	55	60	70	80	90
$\rho_{6118(2023)}$	6,333	5,865	5,604	5,376	5,003	4,738	4,581
$\rho_{6118(2014)}$	6,075	5,331	4,799	4,301	3,404	2,655	2,058
$\rho_{EC2(2023)}$	6,739	6,306	5,886	5,478	4,695	3,947	3,232
$\rho_{EC2(2004)}$	6,538	5,840	5,343	4,878	4,037	3,333	2,771
$\rho_{Caso\ adicional}$	6,780	6,341	5,916	5,504	4,714	3,961	3,240

Fonte: O Autor (2024)

Tabela 21 - Taxas de armadura para o domínio 5 (pilar 20x50)

Taxa de armadura (%)	f_{ck} (MPa)						
	45	50	55	60	70	80	90
$\rho_{6118(2023)}$	7,366	6,922	6,733	6,576	6,288	6,027	5,827
$\rho_{6118(2014)}$	7,122	6,417	5,986	5,546	4,668	3,876	3,232
$\rho_{EC2(2023)}$	7,517	7,127	6,763	6,396	5,641	4,918	4,221
$\rho_{EC2(2004)}$	7,645	6,978	6,554	6,170	5,392	4,639	4,002
$\rho_{Caso\ adicional}$	7,876	6,216	5,913	4,684	4,130	4,298	4,395

Fonte: O Autor (2024)

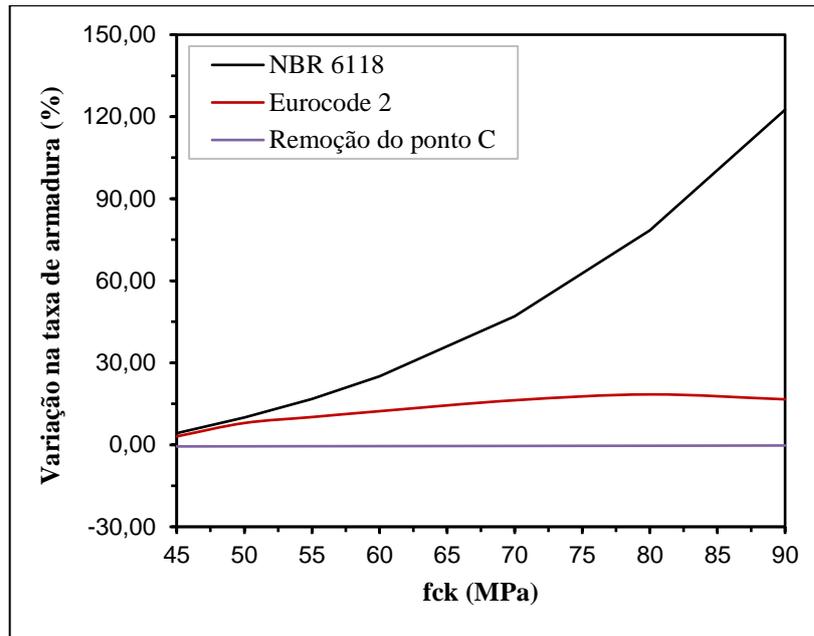
Diferentemente dos pilares submetidos aos domínios 3 e 4, como se observa nas tabelas 20 e 21, neste caso o pilar que teve maior aumento na taxa de aço, frente as atualizações normativas aquele com dimensões $b_w = 14\text{ cm}$ e $h = 30\text{ cm}$, com um aumento de 122,6% para concretos com 90 MPa de resistência. Ou seja, um pilar que de acordo com a versão de 2014 da norma, teria uma taxa de armadura igual a 2,058%, agora passaria a ter 4,581%.

Em relação à taxa de armadura obtida com a versão de 2023 do *Eurocode 2*, a norma brasileira consegue superar cerca de 41,73% para concretos com 90 MPa de resistência.

Quanto à influência da remoção do ponto C sobre o pilar em questão, que se verifica nas figuras 30 e 31, não houve grandes mudanças. Já para o outro pilar a mudança foi expressiva, podendo chegar a um aumento de até 36,59% para concretos com 70 MPa de resistência. Este fato tem relação direta com a deformação específica de encurtamento adotada. Como ao utilizar o *Eurocode 2* (2023) acaba-se adotando uma distribuição de deformações que não contém o ponto C, o domínio 5 começa a permitir que o aço sofra um encurtamento maior junto ao concreto, na sua deformação máxima. Isto leva a resultados, onde o aço comprimido acaba sendo mais eficiente do que determinadas resistências de concreto, e portanto, mais solicitado.

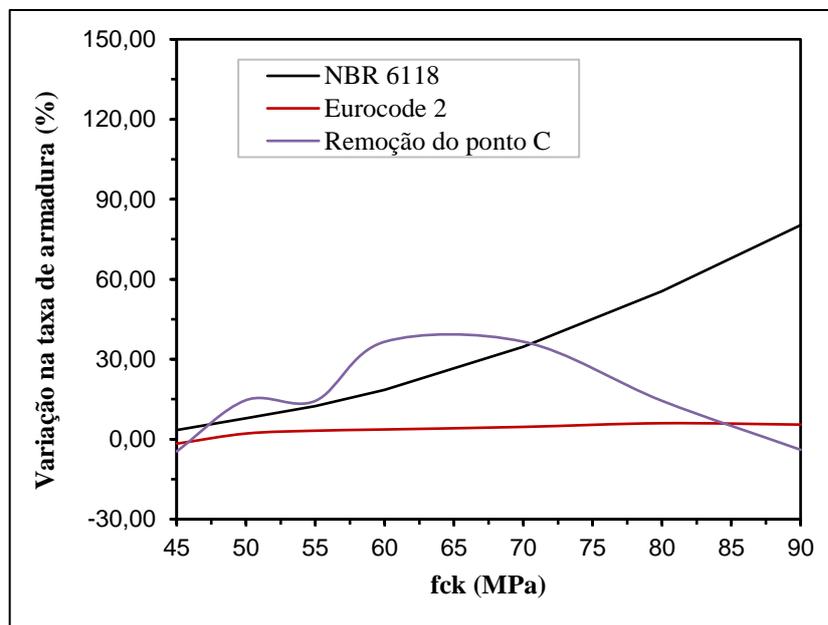
Como o caso em que esse acréscimo, devido a retirada do ponto C, aconteceu em um valor intermediário de f_{ck} , para uma dimensão de pilar e para a outra não, uma justificativa possível se dá pela profundidade da linha neutra, que influencia diretamente na sollicitação do aço ao encurtamento neste domínio.

Figura 30 - Gráfico de $\Delta\rho$ X f_{ck} (pilar 14x30 → domínio 5)



Fonte: O Autor (2024)

Figura 31 - Gráfico de $\Delta\rho$ X f_{ck} (pilar 20x50 → domínio 5)



Fonte: O Autor (2024)

Conclui-se que para o caso do domínio 5, que é típico de pilares, somente o caso adicional apresentou aumento de A_s em função do f_{ck} . O aumento da fragilidade com o aumento da resistência, não implicou em acréscimo no consumo de aço.

4.2.3 Reta b

Tabela 22 - Taxas de armadura para a reta b (pilar 14x30)

Taxa de armadura (%)	f_{ck} (MPa)						
	45	50	55	60	70	80	90
$\rho_{6118(2023)}$	6,217	5,762	5,313	5,094	4,747	4,511	4,375
$\rho_{6118(2014)}$	5,967	5,244	4,559	4,088	3,250	2,552	1,993
$\rho_{EC2(2023)}$	6,409	5,998	5,601	5,216	4,477	3,772	3,097
$\rho_{EC2(2004)}$	6,720	6,012	5,058	4,618	3,836	3,184	2,663
$\rho_{Caso\ adicional}$	6,966	6,520	6,088	5,670	4,866	4,100	3,366

Fonte: O Autor (2024)

Tabela 23 - Taxas de armadura para a reta b (pilar 20x50)

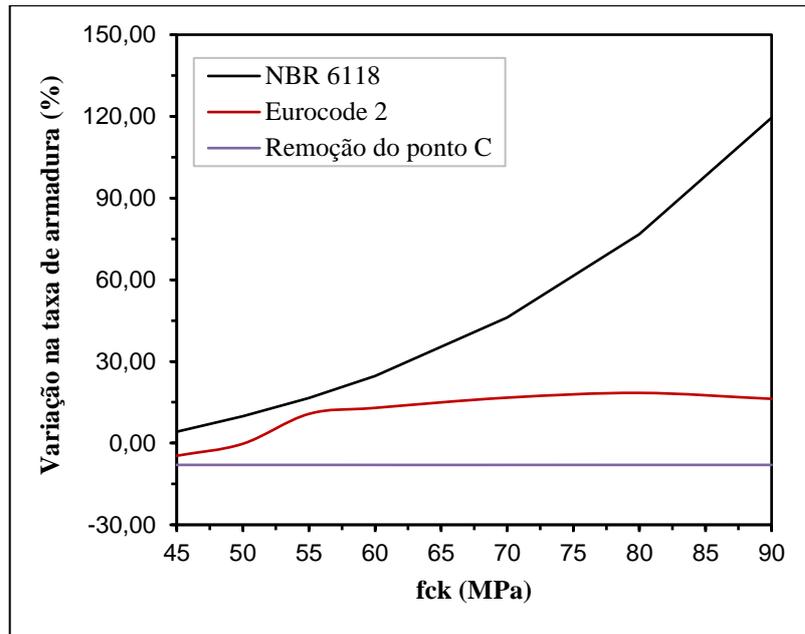
Taxa de armadura (%)	f_{ck} (MPa)						
	45	50	55	60	70	80	90
$\rho_{6118(2023)}$	6,126	5,671	5,225	5,006	4,660	4,423	4,288
$\rho_{6118(2014)}$	5,876	5,153	4,471	4,000	3,163	2,464	1,906
$\rho_{EC2(2023)}$	6,321	5,910	5,514	5,128	4,390	3,685	3,008
$\rho_{EC2(2004)}$	6,625	5,916	4,971	4,531	3,749	3,097	2,576
$\rho_{Caso\ adicional}$	6,870	6,425	5,993	5,574	4,771	4,005	3,271

Fonte: O Autor (2024)

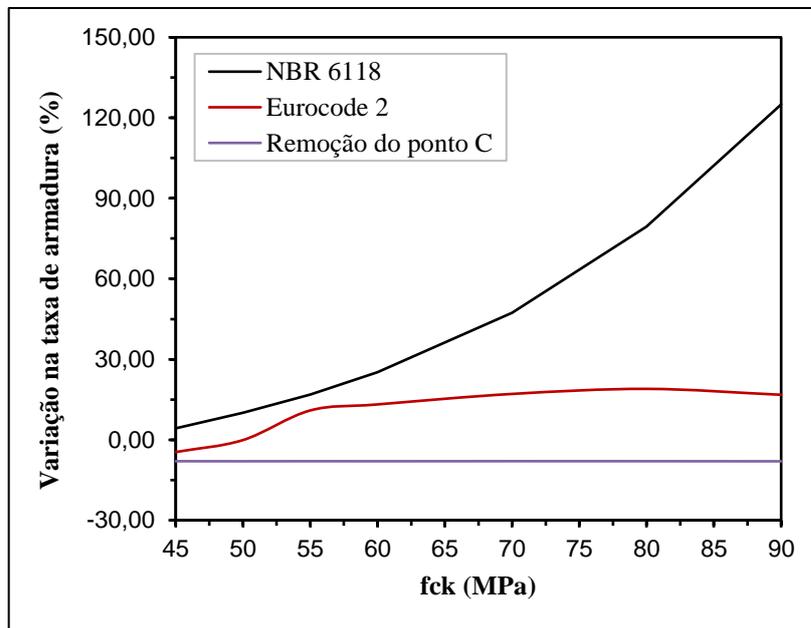
Como nota-se nas tabelas 22 e 23, para os pilares dimensionados à compressão uniforme, ou seja, com a reta b, pode ser visto o padrão repetindo novamente, com a atualização da norma brasileira trazendo um aumento que pode chegar a 125,0% na taxa de armadura, enquanto a atualização da norma europeia não supera os 18,97%.

Ao analisar os resultados de ambas as seções transversais, constata-se que elas possuem valores de taxas de armadura similares, pois as áreas das seções transversais têm valores próximos, tendo em vista que este domínio de deformação funciona com compressão uniforme.

Como observa-se nas figuras 32 e 33, em relação à remoção do ponto C, o que se vê para ambas as seções é praticamente o mesmo, uma diminuição da taxa de armadura de aproximadamente 8,017%. Novamente, isto se explica com o limite de deformação imposto pela nova versão do *Eurocode 2*, que permite um maior encurtamento do concreto, logo a armadura acaba sendo menos solicitada.

Figura 32 - Gráfico de $\Delta\rho \times f_{ck}$ (pilar 14x30 → reta b)

Fonte: O Autor (2024)

Figura 33 - Gráfico de $\Delta\rho \times f_{ck}$ (pilar 20x50 → reta b)

Fonte: O Autor (2024)

No caso da reta b, nenhum caso apresentou aumento de A_s em função do aumento do f_{ck} . Isso mostra que o aumento do consumo de aço pela maior fragilidade é muito mais pronunciado na flexão simples, ou mediante a excentricidade da força normal (ou seja, quando tem momento fletor pronunciado em relação à força normal).

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Os resultados apresentados de seções submetidas à flexão normal simples, confirmam o que foi indicado por Araújo (2023). Há um aumento na taxa de armadura entre as duas últimas versões da NBR 6118, que demonstra, ao ser comparado com a variação presente entre versões do *Eurocode 2*, um crescimento que pode ser equivocado. Dentre as seções transversais analisadas, o valor máximo obtido foi para a seção transversal com $f_{ck} = 90$ MPa, 12 centímetros de largura e 30 centímetros de altura.

Em relação às peças sujeitas a flexo-compressão normal, o aumento na taxa de armadura começa a tomar proporções expressivas. Os casos de pilares dimensionados frente a uma força normal de cálculo com grande excentricidade foram os que tiveram os maiores aumentos, chegando até 129,1% em relação a versão passada da norma brasileira. Além disso, nota-se também que em seções submetidas à flexão composta normal o aumento do consumo de aço com o acréscimo de fragilidade é um fenômeno muito menos pronunciado do que para a flexão simples normal.

Quanto à relação das dimensões geométricas com o acréscimo da taxa, nada se pode afirmar. Caso fossem consideradas as mesmas solicitações de cálculo para cada peça, seria possível notar alguma interação dos fatores de fragilidade para com a inércia da peça, o que fica inclusive de recomendação para futuras análises.

Com relação ao ponto C, removido na última versão do *Eurocode 2*, a reprodução do seu impacto, se dá neste trabalho nos elementos dimensionados para o domínio 5 e reta b. Para a reta b, seu impacto foi positivo, tendo em vista que à medida em que se aumenta a resistência do concreto, a taxa de armadura decai, porém, com o fator remoção do ponto C presente. Isto faz com que haja um decréscimo, que reduz o consumo final.

Já para o domínio 5, a remoção do ponto C teve um impacto muito maior, chegando a um aumento de até 36,59% na taxa de armadura. Se observa que, caso esta modificação no diagrama de distribuição de deformações não estivesse presente na nova versão do *Eurocode 2*, este decréscimo seria realocado para a variação percentual entre as versões da norma. Isto acaba dando a entender a adoção das deformações específicas de encurtamento iguais a ε_{cu} fazem com que não tenhamos uma redução tão abrupta da taxa de armadura, mesmo com a atualização da norma e as mudanças dos fatores que introduzem a fragilidade ao concreto.

É válido também pontuar que nenhuma das análises realizadas teve a taxa de aço máxima ou mínima atingida, mesmo nos casos em que houve acréscimos significativos.

Enfim, ao notar as análises dos dimensionamentos realizados, sob a ótica de cada versão dos critérios de cálculo vistos, é possível perceber como a introdução ou mudança, por menor que seja, de cada parâmetro, altera os resultados finais. De modo geral, pode-se ver que as alterações feitas no *Eurocode 2* (2004) não foram pensadas com imediatismo. A maneira com que o fator de fragilidade foi adotado, visando representar da melhor forma o comportamento real do material, enquanto contorna-se o problema que surge em análises não lineares, demonstra o real cuidado e perícia tido ao elaborar este modelo de cálculo.

Espera-se que o comitê técnico, ajuste a norma NBR 6118 (2023) para o modelo correto presente no *Eurocode 2* (2023). Ainda cabe a recomendação da utilização do novo diagrama de distribuição de deformações, o que irá corrigir a queda abrupta na taxa de armadura para peças sujeitas a flexão composta normal dimensionadas para o domínio 5.

5.1 SUGESTÕES DE PESQUISAS FUTURAS

Recomenda-se para futuras pesquisas a abordagem de outros tipos de seções e solicitações, sendo interessante investigar vigas com seção T e pilares com seções em formato T, L e circular, uma vez que estas configurações são frequentemente encontradas em estruturas reais e possuem comportamentos específicos que podem influenciar o dimensionamento. Seria de grande importância também a análise de seções submetidas à flexão composta oblíqua, a qual não foi abordada neste trabalho.

REFERÊNCIAS

- AGOSTINI, L. R. S. Pilares de concreto de alta resistência. 1992. Tese (Doutorado) – Universidade de São Paulo, São Paulo, 1992. Acesso em: 05 nov. 2024.
- AÏTCIN, P. C. High Performance Concrete. Québec: Université de Sherbrooke, 2004.
- ARAÚJO, J. M. A non-linear model for analysis and design of slender reinforced concrete columns. Magazine of Concrete Research, v. 71, p. 287-297, 2019. Disponível em: <https://www.icevirtuallibrary.com/doi/full/10.1680/jmacr.17.00428>. Acesso em: 7 nov. 2024.
- ARAÚJO, J. M. Curso de Concreto Armado – Volume 3. Rio Grande: Editora Dunas, 2003. p. 51-75.
- ARAÚJO, J. M. O novo modelo do Eurocode 2/2023 para dimensionamento à flexão simples e composta. 2023. Disponível em: https://www.editoradunas.com.br/dunas/EC2_2023.pdf. Acesso em: 9 nov. 2024.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto armado – Procedimento. Rio de Janeiro: ABNT, 2014.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto armado – Procedimento. Rio de Janeiro: ABNT, 2023.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 8681: Ações e segurança nas estruturas. Rio de Janeiro: ABNT, 2003.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 11768-1: Aditivos químicos para concreto de cimento Portland – Parte 1: Requisitos. Rio de Janeiro, 2019.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 12655: Concreto de cimento Portland – Preparo, controle e recebimento – Procedimento. Rio de Janeiro, 2015.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 5738: Concreto – Procedimento para moldagem e cura de corpos de prova. Rio de Janeiro: ABNT, 2015.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 5739: Concreto – Ensaio de compressão de corpos de prova cilíndricos. Rio de Janeiro: ABNT, 2018.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7480:2024: Aço destinado às armaduras para estruturas de concreto armado — Requisitos. Rio de Janeiro: ABNT, 2024.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 8953: Concreto para fins estruturais – Classificação pela massa específica, por grupos de resistência e consistência. Rio de Janeiro: ABNT, 2015.
- BARROS, L. M. Avaliação experimental do comportamento de vigas de concreto reforçadas com barras de GFRP em ambiente com alta concentração de cloretos. 2016. Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas) – Universidade de São Paulo, Escola de Engenharia de São

Carlos, São Carlos, 2016. Disponível em:

<https://www.teses.usp.br/teses/disponiveis/18/18158/tde-31012017-163751/publico/LaerteMeloBarrosDOcorrigida.pdf>. Acesso em: 15 nov. 2024.

BASTOS, P. S. Flexão simples – notas de aula da disciplina Estruturas de Concreto I. Bauru: Universidade Estadual Paulista – UNESP, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, 2023.

BASTOS, P. S. Fundamentos do concreto armado. 2019. Apostila (Disciplina Estruturas de Concreto I) 3 Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade Estadual Paulista, São Paulo, 2019.

BETONGFÖRENINGEN. Svenska Betongföreningens handbok till Eurokod 2, Volym I. Svenska Betongföreningen, Stockholm, Sweden, 2010.

BONI, R; SILVA, R; HELENE, P. Pilares curtos de concreto armado dimensionados de acordo com as normas ABNT NBR 6118:2014, ABNT NBR 6118:2023, fib Model Code 2020 e EN 1992-1-1:2023: Estudo da sustentabilidade. *Concreto & Construções*, n. 114, p. 49-58, abr./jun. 2024. Disponível em: <https://doi.editoracubo.com.br/10.4322/1809-7197.2024.114.0005>. Acesso em: 15 nov. 2024.

CAMACHO, J. S. Estudo das vigas: flexão normal simples. Ilha Solteira: Universidade Estadual Paulista – UNESP, Faculdade de Engenharia de Ilha Solteira, 2015. Disponível em: <https://www.feis.unesp.br/Home/departamentos/engenhariacivil/nepae/estudo-das-vigas.pdf>. Acesso em: 15 nov. 2024.

CAMACHO, J. S. Introdução ao estudo do concreto armado. Ilha Solteira: Universidade Estadual Paulista – UNESP, Faculdade de Engenharia de Ilha Solteira, 2008. Disponível em: https://www.feis.unesp.br/Home/departamentos/engenhariacivil/jeffcam_introducao_estudo_do_concreto_armado.pdf. Acesso em: 15 nov. 2024.

COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON. CEB-FIP Model Code 1990. London: Thomas Telford, 1993.

DAHLGREN, A.; SVENSSON, L. Guidelines and Rules for Detailing of Reinforcement in Concrete Structures: A Compilation and Evaluation of Ambiguities in Eurocode 2. 2013. Disponível em: <https://publications.lib.chalmers.se/records/fulltext/188834/188834.pdf>. Acesso em: 1 dez. 2024.

SANTOS, R. E. A armação do concreto no Brasil: história da difusão da tecnologia do concreto armado e da construção de sua hegemonia. 2008.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. Eurocode 2: Design of Concrete Structures – Part 1-1: General Rules and Rules for Buildings. EN 1992-1-1:2004. Brussels, 2004.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. Eurocode 2: Design of Concrete Structures – Part 1-1: General Rules and Rules for Buildings. EN 1992-1-1:2023. Brussels, 2023.

- FREITAS JÚNIOR, J. A. Estudo comparativo de métodos de dosagem para concretos de alta resistência com o uso de materiais disponíveis na região metropolitana de Curitiba. 2005. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Paraná, Curitiba.
- HELENE, P.; TUTIKIAN, B. F.; ISAIA, G. C. Concreto de alto e ultra desempenho. São Paulo: Ed. IBRACON, 2011.
- HOGNESTAD, E. A study of Combined Bending and Axial Load in Reinforced Concrete Members. University of Illinois Engineering Experiment Station, Bulletin Series No. 399, Urbana, 1951.
- INTERNATIONAL FEDERATION FOR STRUCTURAL CONCRETE. fib Model Code 2010. Lausanne, Switzerland, 2010.
- KIMURA, A. E. ABNT NBR 6118: Evolução, tendências e desafios. XVI Encontro Nacional de Engenharia e Consultoria Estrutural, 2013.
- MEHTA, P. K.; MONTEIRO, P. J. M. Concreto: microestrutura, propriedades e materiais. São Paulo: IBRACON, 2008.
- MENDONÇA, R. LIVE: “Diferenças entre NBR-6118 e Eurocode no uso do IDEA StatiCa”. Apresentado por BIM WORKS Brasil. YouTube, 9 maio 2024. Disponível em: <https://www.youtube.com/watch?v=pfolBJwMaQE>. Acesso em: 15 nov. 2024.
- MOCCIA, F.; YU, Q.; RUIZ, M. F.; MUTTONI, A. Concrete compressive strength: From material characterization to a structural value. *Structural Concrete*, v. 22, p. 1-21, 2021. Disponível em: <https://doi.org/10.1002/suco.202000211>. Acesso em: 15 nov. 2024.
- NASCIMENTO, F. T. F. Concreto de alto desempenho e sua aplicação em vigas de edifícios. 1997. Dissertação (Mestrado em Engenharia das Estruturas) – Universidade de São Paulo, São Carlos, 1997.
- SANTOS, R. E. A armação do concreto no Brasil: história da difusão do sistema construtivo concreto armado e da construção de sua hegemonia. 2008. 327 f. Tese (Doutorado em Educação: Conhecimento e Inclusão Social) – Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2008. Disponível em: <https://repositorio.ufmg.br/bitstream/1843/FAEC-84KQ4X/1/2000000140.pdf>. Acesso em: 15 nov. 2024.
- SILVA, C. M.; SANTOS Jr., G. L.; SILVA, I. K.; CAVALCANTE, J. R. D. Concreto de alto desempenho: composição, produção e propriedades. Ponta Grossa – PR: Atena Editora, 2022.
- SILVA, I. S. Concreto de alta resistência: composição, propriedades e dimensionamento. 1995. Tese de Doutorado. Universidade de São Paulo.
- TECNOMOR. Qual é a função dos aditivos superplastificantes para concreto plástico? 2023. Disponível em: <https://tecnomor.com.br/qual-e-a-funcao-dos-aditivos-superplastificantes-para-concreto-plastico/>. Acesso em: 7 nov. 2024.

UFPR. Estruturas de Concreto Armado: CA-007/2016. Curitiba: Universidade Federal do Paraná, 2016. Disponível em: https://estruturas.ufpr.br/wp-content/uploads/2016/08/ApostilaCA-vMK_cap7.pdf. Acesso em: 15 nov. 2024.

UFPR. Estruturas de Concreto Armado: CA-005/2015. Curitiba: Universidade Federal do Paraná, 2015. Disponível em: <https://estruturas.ufpr.br/wp-content/uploads/2015/04/CA-005-2015.pdf>. Acesso em: 15 nov. 2024.

VENTURINI, W. S. Ábacos para flexão composta normal: dimensionamento de peças retangulares de concreto armado solicitadas à flexão reta. Disponível em: <https://wwwp.feb.unesp.br/pbastos/concreto2/Abacos%20Flexao%20Normal%20Venturini.pdf>. Acesso em: 15 nov. 2024.