

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA MARIA
CENTRO DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ESTRUTURAS E CONSTRUÇÃO CIVIL
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL

Camila Tamara Benetti

**ANÁLISE DA INFLUÊNCIA DO FATOR DE FRAGILIDADE η_c NO
DIMENSIONAMENTO DE VIGAS E PILARES DE CONCRETO
ARMADO, COM BASE NA NORMA NBR 6118:2023 E O PROJETO DE
NORMA EN 1992-1-1:2022**

Santa Maria, RS
2024

Camila Tamara Benetti

**ANÁLISE DA INFLUÊNCIA DO FATOR DE FRAGILIDADE η_c NO
DIMENSIONAMENTO DE VIGAS E PILARES DE CONCRETO ARMADO, COM
BASE NA NORMA NBR 6118:2023 E O PROJETO DE NORMA EN 1992-1-1:2022**

Trabalho de conclusão de curso, apresentado ao Curso de Engenharia Civil, da Universidade Federal de Santa Maria (UFSM, RS), como requisito parcial para obtenção do título de **Engenheira Civil**.

Orientador: Prof. André Lubeck

Santa Maria, RS
2024

Camila Tamara Benetti

**ANÁLISE DA INFLUÊNCIA DO FATOR DE FRAGILIDADE η_c NO
DIMENSIONAMENTO DE VIGAS E PILARES DE CONCRETO ARMADO, COM
BASE NA NORMA NBR 6118:2023 E O PROJETO DE NORMA EN 1992-1-1:2022**

Trabalho de conclusão de curso, apresentado ao Curso de Engenharia Civil, da Universidade Federal de Santa Maria (UFSM, RS), como requisito parcial para obtenção do título de **Engenheira Civil**.

Aprovado em 8 de janeiro de 2024:

André Lubeck, Dr. (UFSM)
(Presidente/Orientador)

Almir Barros Da Silva Santos Neto, Dr. (UFSM)

Eduardo Steffler Werner, Eng. Civil (UFSM)

Santa Maria, RS
2024

AGRADECIMENTOS

Dedico este trabalho a família que tenho o privilégio de ter, ao meu pai Airton e minha mãe Elaine. Sem eles com certeza não chegaria até aqui. Ao meu namorado Gustavo que tanto apoiou e incentivou minha jornada acadêmica.

Agradeço ao meu professor e orientador André Lubeck pelo apoio, dedicação e paciência para me orientar e pelas ideias.

Aos amigos que fiz em Santa Maria: Luiza e Thaís por todo companheirismo, por me ajudarem de alguma forma na elaboração deste TCC, pelas horas de estudo durante a graduação, pela explicação de algum exercício e pelos materiais compartilhados. Vinicius por todas as reservas no Primeira Mesa sempre bem aproveitadas.

Agradeço pela paciência e pelo convívio harmônico minha amiga e companheira de apartamento Tânia Mara, que apesar dos perrengues sempre nos mantivemos unidas, praticamente do início ao fim desse período acadêmico.

Agradeço aos meus amigos de Porto Lucena que de alguma forma estiveram do meu lado, pelos momentos de descontração e pela amizade que permaneceu mesmo à distância.

À Universidade Federal de Santa Maria que proporcionou ensino gratuito e de qualidade.

Enfim, obrigada a todas as pessoas que de alguma forma passaram em minha vida e me marcaram de algum modo. Levarei cada um em minha memória para sempre. Muito obrigada!

RESUMO

ANÁLISE DA INFLUÊNCIA DO FATOR DE FRAGILIDADE η_c NO DIMENSIONAMENTO DE VIGAS E PILARES DE CONCRETO ARMADO, COM BASE NA NORMA NBR 6118:2023 E O PROJETO DE NORMA EN 1992-1-1:2022

AUTORA: Camila Tamara Benetti

ORIENTADOR: André Lubeck

Tendo em vista que foi lançada a atualização da norma de Projeto de Estruturas de Concreto, NBR 6118:2023, e que esta nova versão trouxe modificações importantes quanto ao dimensionamento de elementos de concreto de alta resistência, este trabalho apresenta um comparativo no dimensionamento de vigas e pilares, comparando as versões da norma de 2014 e 2023 com o Fpr EN 1992-1-1:2022. Foi considerado o estado limite último de instabilidade, possível de ocorrer em configurações de equilíbrio de peças de concreto armado submetidas a solicitações normais. Com a utilização do aplicativo P-calc, ábacos e tabelas foram simulados e calculados pilares com seção transversal de 20x50 cm, esforço normal de serviço de 3000 KN e momento fletor de serviço de 90 KN.m, com resistência característica à compressão de 50, 60, 70, 80 e 90 MPa. O dimensionamento pela nova versão da norma apresentou um aumento máximo para concretos da classe C80 sendo 2,68 vezes maior que a área de aço calculada para a antiga versão da norma. Para o dimensionamento de vigas foi utilizado o software UniCalcPro, com elementos de seção transversal 20x50 cm, foi considerado momento fletor de serviço de 70 KN.m, com as mesmas classes de resistência dos pilares. Elas apresentaram um aumento máximo no consumo de aço para $f_{ck} = 90$ MPa sendo de 1,52% quando comparada a versão de 2023 com a de 2014 da norma.

Palavras-chave: NBR 6118:2014. Concreto de alta resistência. Dimensionamento de seções comprimidas.

ABSTRACT

ANALYSIS OF THE INFLUENCE OF THE FRAILTY FACTOR η_c IN THE DESIGN OF REINFORCED CONCRETE BEAMS AND COLUMNS, BASED ON THE NBR 6118:2023 STANDARD AND THE EN 1992-1-1:2022 DRAFT STANDARD.

AUTHOR: Camila Tamara Benetti

ADVISOR: André Lubeck

In light of the recent update Brazilian to the Concrete Structures Design Standard, NBR 6118:2023, which introduced significant modifications regarding the design of high-strength concrete elements, this study presents a comparative analysis of beam and column design, comparing the 2014 and 2023 versions of the standard with Fpr EN 1992-1-1:2022. The ultimate limit state of instability was considered, likely to occur in equilibrium configurations of reinforced concrete elements subjected to normal loads. Using the P-calc application, abacuses, and tables, columns with a cross-sectional area of 20x50 cm were simulated and calculated, with a service axial load of 3000 kN and a service bending moment of 90 kN·m, and characteristic compression strength of 50, 60, 70, 80, and 90 MPa. The design according to the new version of the standard showed a maximum increase for C80 concrete, being 2.68 times larger than the steel area calculated for the old version of the standard. For beam design, the UniCalcPro software was used with cross-sectional elements of 20x50 cm, considering a service bending moment of 70 kN·m, with the same strength classes as the columns. They showed a maximum increase in steel consumption for $f_{ck} = 90$ MPa, being 1.52% when comparing the 2023 version with the 2014 version of the standard.

Keywords: NBR 6118:2014. High-strength concrete. Compressed section design.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Tipos de flexão composta.....	16
Figura 2 - Seção retangular sob flexo-compressão normal.....	17
Figura 3 - Classes de resistência de concretos estruturais.....	20
Figura 4 - Diagrama tensão-deformação parábola-retângulo.....	22
Figura 5 - Diagramas obtidos com as equações.....	23
Figura 6 - Módulo tangente obtido do diagrama parábola-retângulo.....	24
Figura 7 - Distribuições de tensões no concreto.....	26
Figura 8 - Domínios de deformação no estado limite último de uma seção transversal.....	27
Figura 9 - Disposição das barras na seção.....	33
Figura 10 - Página inicial do Pcalc.....	33
Figura 11 - Página inicial do UniCalcPro.....	34
Figura 12 - Comparativo do consumo de aço em pilares.....	38
Figura 13 - Comparativo do consumo de aço em vigas.....	42

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Parâmetros do diagrama retangular simplificado em função do f_{ck}	26
Tabela 2 - Valores de ξ_{lim} e μ_{lim}	30
Tabela 3 - Taxas mínimas de armadura de flexão.....	31
Tabela 4 - Área de aço de pilares pela NBR 6118:2014.....	35
Tabela 5 - Área de aço de pilares pela NBR 6118:2023.....	36
Tabela 6 - Tensão de compressão de acordo com a nova versão da norma.....	37
Tabela 7 - Área de aço de pilares pelo Eurocode 2.....	38
Tabela 8 - Valores de coeficiente de minoração da resistência à compressão do concreto (γ_c').....	39
Tabela 9 - Consumo de aço de vigas.....	42

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

EC2	Eurocode 2
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
NBR	Norma Brasileira Regulamentadora
Ac	Área da seção
Mdx	Momento fletor na direção x
Nd	Esforço normal de cálculo
$M1d, min$	Momento mínimo de primeira ordem
h	Altura da seção transversal
$e1, min$	Excentricidade mínima
MPa	Mega Pascal
f_{ck}	Resistência à compressão característica do concreto
fcd	Resistência de cálculo à compressão do concreto
η_c	Coefficiente de fragilidade
σ_c	Tensão no concreto
ϵ_c	Deformação do concreto
ϵ_u	Deformação específica de encurtamento do concreto na ruptura
b	Largura da seção de uma viga
d	Altura útil (é a distância do centróide da armadura tracionada até a borda comprimida)
As	Área da seção da armadura
ϵ_{yd}	Deformação de escoamento
ϵ_s	Deformação do aço
γ_c	Coefficiente de minoração da resistência à compressão do concreto
γ_s	Coefficiente de minoração da resistência do aço
γ_f	Coefficiente de ponderação das ações
GPa	Gigapascal
d'	Distância medida entre a face do pilar e o eixo da armadura

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	13
1.1. JUSTIFICATIVA.....	14
1.2. OBJETIVOS.....	14
1.2.1. Objetivo Geral	14
1.2.2. Objetivos Específicos	14
2. REFERENCIAL TEÓRICO	15
2.1. PILARES.....	15
2.1.1. Solicitações	15
2.1.2. Momento Mínimo	16
2.1.3. Cálculo da Armadura Longitudinal com o Auxílio de Ábacos ou Tabelas... 16	
2.1.4. Taxa Geométrica Mínima e Máxima	18
2.2. VIGAS.....	19
2.3. CONCRETO DE ALTA RESISTÊNCIA.....	20
2.4. DIAGRAMA TENSÃO-DEFORMAÇÃO.....	21
2.4.1 Diagrama Tensão-Deformação Segundo a NBR 6118:2014	21
2.4.2. Diagrama Tensão-Deformação Segundo a NBR 6118:2023	25
2.5. DISTRIBUIÇÃO DE TENSÕES NA SEÇÃO.....	25
2.6. DOMÍNIOS DE DEFORMAÇÕES.....	27
2.6.1. Domínio 1	27
2.6.2. Domínio 2	28
2.6.3. Domínio 3	28
2.6.4. Domínio 4	28
2.6.5. Domínio 4a	29
2.6.6. Domínio 5	29
2.7. DIMENSIONAMENTO DE VIGAS.....	29
3. METODOLOGIA	32
3.1. DIMENSIONAMENTO DOS PILARES.....	32
3.2. DIMENSIONAMENTO DE VIGAS.....	34
4. RESULTADOS	35
4.1. PILARES.....	35
4.1.1. Dimensionamento dos pilares pela NBR 6118:2014	35
4.1.2. Dimensionamento dos pilares pela NBR 6118:2023	35
4.1.3. Dimensionamento dos pilares pelo projeto do Eurocode 2 (EN 1992-1-1:2022)	36
4.2. DIMENSIONAMENTO DE VIGAS.....	39
4.2.1. Dimensionamento de vigas pela NBR 6118:2014	40
4.2.2. Dimensionamento de vigas pela NBR 6118:2023	40

4.2.3. Dimensionamento de vigas pelo projeto do novo Eurocode 2 (EN 1992-1-1:2022)	41
5. CONSIDERAÇÕES FINAIS	43
5.1. SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....	43

1. INTRODUÇÃO

As obras que envolvem estruturas de concreto armado estão ficando cada vez mais arrojadas. Essa tendência está gerando uma demanda por um desempenho aprimorado do concreto, visando alcançar maior resistência, além de proporcionar economia de custos e otimização de espaços com ganhos em área livre e liberdade de criação.

A aplicação mais frequente do concreto de alta resistência se dá nos pilares de edifícios altos. Ao possibilitar a redução da seção transversal dos pilares, o concreto de alta resistência não apenas diminui o consumo de material, por propiciar menores seções transversais, mas também reduz a quantidade necessária de armaduras.

Nesse contexto, a Norma Brasileira, ABNT NBR 6118, responsável pela regulamentação dos critérios de projeto para estruturas de concreto, passou por modificações consideráveis em 2014, quando foram introduzidos os concretos do grupo II, conforme categorização da ABNT NBR 8953:2015, em que estão inclusos os concretos com resistência à compressão entre 55 e 90 MPa. Até então, a norma englobava apenas concretos com resistência entre 20 e 50 MPa. Em 2023, outra revisão desta norma foi publicada, trazendo novas atualizações. O incremento mais relevante adiciona o coeficiente de fragilidade η_c . Inspirado no Eurocode 2 (EN 1992-1-1:2004), este coeficiente atua diminuindo a resistência de concretos acima de 40 MPa.

Segundo Araújo (2023 a), o coeficiente de fragilidade foi reproduzido de maneira errônea na NBR 6118:2023 resultando na sobreposição de fatores. Segundo o autor, esse equívoco não tem grande impacto no dimensionamento à flexão simples e a flexo compressão com grandes excentricidades, contudo resulta em um consumo excessivo de aço em verificações de flexo-compressão com pequenas excentricidades, situação mais comum em pilares.

Diante disso, este trabalho busca estudar e analisar a influência do fator de fragilidade η_c na área de aço de pilares e vigas de concreto com diferentes valores de resistência à compressão do concreto, fazendo um comparativo entre as versões normativas da NBR 6118 de 2014 e 2023.

1.1. JUSTIFICATIVA

As atualizações normativas, quando trazem modificação na forma de verificação dos elementos, trazem impacto de segurança e economia. Logo após a publicação dessas atualizações, são comuns estudos que confrontam os procedimentos das normas divergentes de maneira a quantificar essas alterações.

Diante disso, este estudo justifica-se pela necessidade de entender o quanto as alterações na consideração de elementos de concreto de alta resistência influenciam no dimensionamento.

1.2. OBJETIVOS

1.2.1. Objetivo Geral

O objetivo geral deste estudo é analisar e comparar as diferenças no dimensionamento de pilares e vigas de concreto de alta resistência introduzidas a partir da publicação da norma ABNT NBR 6118:2023, e a sua versão antiga de 2014, bem como verificar esse resultado de dimensionamento para o Eurocode 2 (EN 1992-1-1:2022), que inspirou a norma vigente.

1.2.2. Objetivos Específicos

- a) Avaliar a influência da introdução do coeficiente η_c no dimensionamento de peças comprimidas e peças submetidas à flexão simples com resistências do concreto variando de 50 a 90 MPa.

2. REFERENCIAL TEÓRICO

2.1. PILARES

De acordo com a NBR 6118:2023, pilares são componentes lineares geralmente dispostos na vertical, caracterizados pela predominância das forças normais de compressão. Os principais pontos de análise no projeto estrutural de pilares incluem:

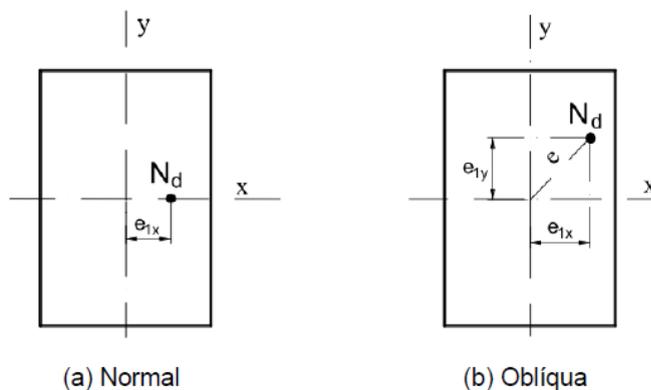
- a) A posição do pilar na estrutura;
- b) Tipo de excentricidade;
- c) Condições de contorno e características geométricas;
- d) Processo de cálculo dos efeitos de segunda ordem.

2.1.1. Solicitações

Segundo Bastos (2021) os pilares podem estar submetidos a forças normais e momentos fletores. A aplicação exclusiva de força normal no centro geométrico da seção caracteriza a compressão simples. Esses pilares estão localizados nos ambientes internos, com vigas contínuas nas duas direções passando por ele. Já quando ocorre a combinação de força normal e momento fletor caracteriza-se a flexão composta.

Ainda segundo Bastos (2021) na flexão composta normal existe a força normal e um momento fletor em uma direção, tal que o momento fletor gerado é causado pelo produto da carga aplicada pela excentricidade da mesma em relação ao eixo do elemento. Esses pilares geralmente ficam localizados nas bordas da edificação, com viga contínua passando apenas em uma direção. Na flexão composta oblíqua existe a força normal e dois momentos fletores, relativos às duas direções principais do pilar, causados pela excentricidade do carregamento em relação ao eixo do pilar nas duas direções. Esses pilares são usualmente encontrados nos cantos das edificações, sendo que as vigas não são contínuas em nenhuma das direções. Na Figura 1 observa-se a atuação de flexão composta normal e oblíqua.

Figura 1 - Tipos de flexão composta.



Fonte: Adaptado de BASTOS (2021).

2.1.2. Momento Mínimo

Segundo a NBR 6118:2023, podem ser feitas as substituições dos efeitos das imperfeições locais nos pilares, essas decorrentes de desaprumo e falta de retilinidade no eixo do pilar em estruturas reticuladas, pela consideração do momento mínimo de 1ª ordem conforme indicado na Equação 1:

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

Sendo h a altura da seção transversal na direção considerada em metros. Dessa equação obtém-se a excentricidade mínima, exposta na Equação 2:

$$e_{1, min} = 0,015 + 0,03 * h \quad (2)$$

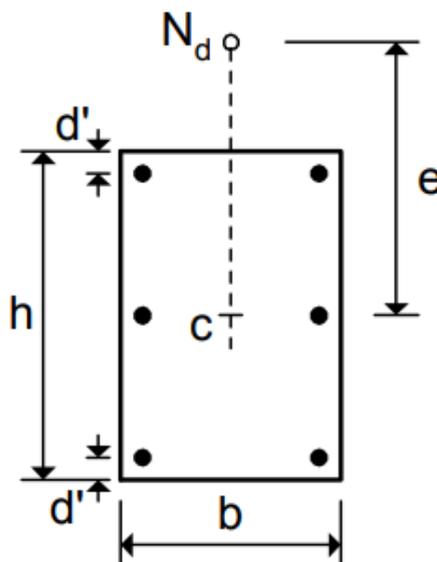
2.1.3. Cálculo da Armadura Longitudinal com o Auxílio de Ábacos ou Tabelas.

Quando o dimensionamento de pilares é feito manualmente é imprescindível o uso de ábacos sem a necessidade de aplicar as equações teóricas da flexão composta normal ou oblíqua. Além disso, os ábacos proporcionam a fácil escolha entre diferentes arranjos de armadura na seção transversal. Após encontrada a taxa mecânica de armadura a área de aço é calculada a partir da equação.

Geralmente são aplicados os ábacos de Venturini (1987) para a flexão composta normal e de Pinheiro (1994) para a flexão composta oblíqua, porém esses ábacos devem ser utilizados apenas no dimensionamento de pilares com concretos do Grupo I de resistência, porque foram desenvolvidos com alguns parâmetros numéricos que não se aplicam aos concretos do Grupo II.

A Figura 2 apresenta a notação aplicada nos ábacos de Araújo (2023 b). A distância d' é paralela à excentricidade (e), entre a face da seção e o centro da barra de canto. De modo geral tem-se $d' = c + \phi_t + \phi_l/2$, sendo c = cobrimento de concreto, ϕ_t = diâmetro do estribo e ϕ_l = diâmetro da barra longitudinal.

Figura 2 - Seção retangular sob flexo-compressão normal.



Fonte: ARAÚJO (2023).

A determinação da armadura longitudinal é iniciada pelo cálculo dos esforços adimensionais ν e μ . O valor de ν é definido por:

$$\nu = \frac{N_d}{bh\sigma_{cd}} \quad (3)$$

Sendo:

N_d o esforço normal de cálculo

σ_{cd} Tensão de compressão de cálculo no concreto

b a base da seção

h a altura da seção

O valor de μ , em função do momento fletor ou da excentricidade é:

$$\mu = \frac{M_{d,tot}}{Ac \cdot h \cdot \sigma_{cd}} \quad (4)$$

Sendo:

$M_{d,tot}$ momento total de cálculo

Ac área de concreto da seção

h altura da seção

σ_{cd} tensão de compressão de cálculo no concreto

A partir da escolha de uma disposição construtiva para a armadura no pilar, determina-se o ábaco a ser utilizado, em função do tipo de aço e do valor d'/h . Na tabela, com o par ν e μ , obtém-se, muitas vezes por interpolação, a taxa mecânica ω . A armadura é calculada pela expressão:

$$As = \omega b h \frac{\sigma_{cd}}{f_{yd}} \quad (5)$$

Sendo:

ω a taxa mecânica de armadura

f_{yd} resistência ao escoamento do aço

σ_{cd} tensão de compressão de cálculo no concreto

2.1.4. Taxa Geométrica Mínima e Máxima

Visando evitar a ruptura brusca da seção, a norma brasileira impõe o uso da armadura mínima. O item 17.3.5.3.1 da NBR 6118:2023 estabelece que a armadura longitudinal mínima pode ser calculada conforme a Equação 6.

$$As, min = (0,15 * Nd/fyd) \geq 0,004 * Ac \quad (6)$$

Ou seja, a taxa geométrica mínima de armadura longitudinal é 0,4%.

Com o objetivo de garantir um mínimo de ductilidade e espaço para a passagem e vibração do concreto, a NBR 6118:2023 no item 17.3.5.3.2 estabelece que a armadura máxima não deve superar 8% da seção de concreto, considerando-se esse limite inclusive na região de transpasse da armadura. Assim, nas regiões fora das emendas a taxa de armadura longitudinal fica igual a 4%, pois, nas regiões de emendas tem-se o dobro do número de barras.

2.2. VIGAS

A NBR 6118:2023 define vigas como elementos lineares ou barras em que a flexão é a solicitação preponderante. Elementos lineares são aqueles em que o comprimento longitudinal supera em pelo menos três vezes a maior dimensão da seção transversal. As vigas têm a finalidade de receber as ações das lajes, de outras vigas, de paredes de alvenaria, eventualmente de pilares, etc. A função das mesmas é basicamente vencer vãos e transmitir as ações atuantes aos apoios, geralmente os pilares (BASTOS, 2015).

As ações geralmente são exercidas perpendicularmente ao seu eixo longitudinal, podendo ser concentradas ou distribuídas. Podem também receber forças normais de compressão ou tração, na direção do eixo longitudinal. As vigas também podem fazer parte do contraventamento da estrutura, sendo responsável por proporcionar estabilidade global dos edifícios frente às ações horizontais. As armaduras das vigas são compostas por estribos e por barras longitudinais (BASTOS, 2006).

A flexão pode ser classificada em flexão pura, flexão simples e flexão composta, dependendo dos esforços solicitantes que atuam na seção. A flexão pura ocorre quando somente o momento fletor atua na seção. A flexão simples quando atuam conjuntamente o momento fletor e a força cortante, promovendo tensões normais e tangenciais na seção. Na flexão composta atuam conjuntamente momento fletor e força normal.

2.3. CONCRETO DE ALTA RESISTÊNCIA

O concreto de alta resistência é caracterizado por possuir resistência maior que a do concreto convencional. A NBR 8953:2015 (“Concreto para fins estruturais – classificação pela massa específica, por grupos de resistência e consistência”) subdivide os concretos em dois grupos de acordo com sua resistência característica à compressão (f_{ck}), de acordo com a Figura 3.

Figura 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: NBR 8953:2015.

Os concretos de alta resistência se enquadram no grupo II. Esta classificação não é definida mundialmente sendo utilizada pela NBR 6118:2023.

A produção de concreto de alta resistência exige diversos cuidados que vão desde a escolha de seus materiais, até a dosagem e controle de qualidade. Para diminuir efeitos negativos como calor de hidratação, retração térmica e fissuras são utilizadas adições. Além disso a elevada resistência se deve aos aditivos superplastificantes que reduzem o fator água/cimento garantindo a trabalhabilidade, resistência, e menor permeabilidade do concreto.

Esse material possui como desvantagens a ruptura frágil. Isto ocorre devido a menor ductilidade e, conseqüentemente, tem-se uma menor capacidade de distribuir as tensões. Além disso, ele apresenta também a possibilidade de perda de cobrimento devido a formação de um plano natural de separação deste (Aguilar, 2000).

Outra desvantagem do concreto de alta resistência é que em uma situação extraordinária, como é a de um incêndio, a baixa porosidade e a diminuição da

porosidade pode evitar a saída do vapor d'água quando o concreto é aquecido, gerando grandes pressões internas nos poros, e, se eventualmente essa pressão superar a resistência à tração do concreto, ocorrerá o spalling, ou seja, deslocamento (Kirchhof, 2010).

2.4. DIAGRAMA TENSÃO-DEFORMAÇÃO

A característica primordial do concreto é a sua notável resistência à compressão, medida através de ensaios em corpos de prova cilíndricos. Esses testes não só avaliam a resistência à compressão do concreto, mas também permitem a obtenção de outras propriedades fundamentais, como o módulo de deformação longitudinal (Carvalho e Figueiredo Filho, 2017).

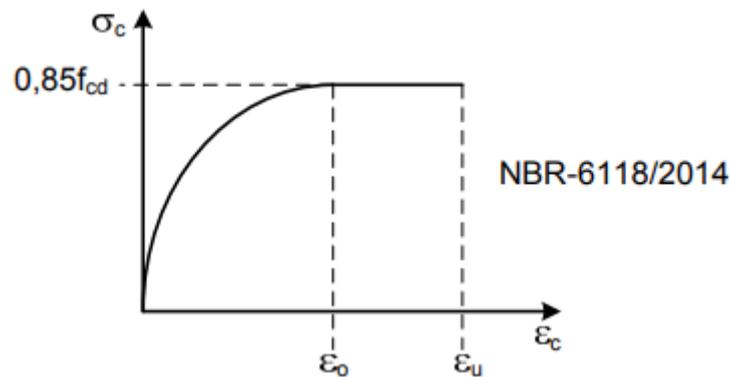
Os diagramas tensão-deformação exibem as relações entre as tensões aplicadas e as deformações resultantes do concreto. Nos testes de compressão, esses diagramas evidenciam uma porção inicial curvilínea, que assume uma forma parabólica, seguida por uma região subsequentemente linear (Carvalho e Figueiredo Filho, 2017).

Os diagramas de tensões obtidos experimentalmente para concretos de baixa resistência aproximam-se de um diagrama parábola-retângulo, adotado para simplificação de cálculos.

2.4.1 Diagrama Tensão-Deformação Segundo a NBR 6118:2014

Para análise do estado limite último a NBR 6118:2014 apresenta o diagrama tensão-deformação idealizado na Figura 4:

Figura 4 - Diagrama tensão-deformação parábola-retângulo.



Fonte: ARAÚJO (2023 a).

O diagrama tensão-deformação é descrito pelas seguintes Equações 7 a 9:

$$\sigma_c = 0,85f_{cd} \left[1 - \left(1 - \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_0} \right)^n \right], \text{ se } \varepsilon_c \leq \varepsilon_0 \quad (7)$$

$$\sigma_c = 0,85f_{cd}, \text{ se } \varepsilon_0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_u \quad (8)$$

$$\sigma_c = 0, \text{ se } \varepsilon_c > \varepsilon_u \quad (9)$$

Para $f_{ck} \leq 50$ MPa adota-se $n = 2$. Para classes superiores, n é calculado pela Equação 10:

$$n = 1,4 + \frac{23,4(90 - f_{ck})}{100^4} \quad (10)$$

Para concretos de classes até C50 adota-se as deformações específicas limites de:

$$\varepsilon_{c0} = 2,0 \text{ ‰} \quad (11)$$

$$\varepsilon_{cu} = 3,5 \text{ ‰} \quad (12)$$

Sendo:

ε_{cu} deformação última

ε_{c0} deformação que determina o início do patamar plástico

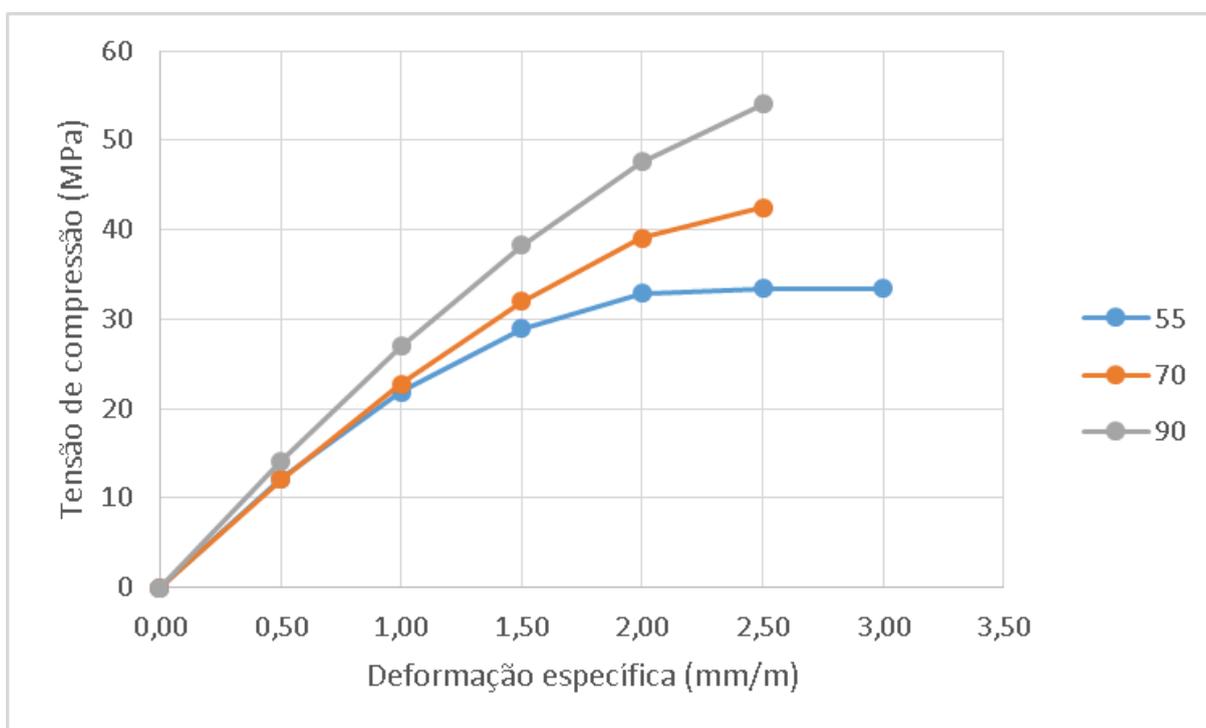
Para concretos de classes de C55 até C90 usam-se as Equações 13 e 14:

$$\varepsilon_{c0} = 2,0 \text{ ‰} + 0,085 \text{ ‰} (f_{ck} - 50)^{0,53} \quad (13)$$

$$\varepsilon_{cu} = 2,6 \text{ ‰} + 35 \text{ ‰} [(90 - f_{ck})/100]^4 \quad (14)$$

Segundo Aguiar (2000) a resistência do concreto influi diretamente no gráfico tensão-deformação: quanto maior a resistência, mais íngreme e mais linear é o ramo ascendente da curva, aumentando assim o módulo de deformação longitudinal. Além disso, a deformação correspondente à tensão máxima passa a aumentar e a deformação última passa a diminuir, ou seja, o trecho correspondente ao retângulo diminui com o aumento da resistência do concreto, indicando uma maior fragilidade dos concretos de alta resistência. Para concretos de $f_{ck} = 90$ MPa esse trecho desaparece, ocorrendo a necessidade de utilização de outros valores diferentes dos adotados usualmente. Na Figura 5, onde são apresentados os diagramas para algumas classes de concreto, esses detalhes podem ser observados.

Figura 5 - Diagramas obtidos com as equações.



Fonte: Adaptado de ARAÚJO (2023 a).

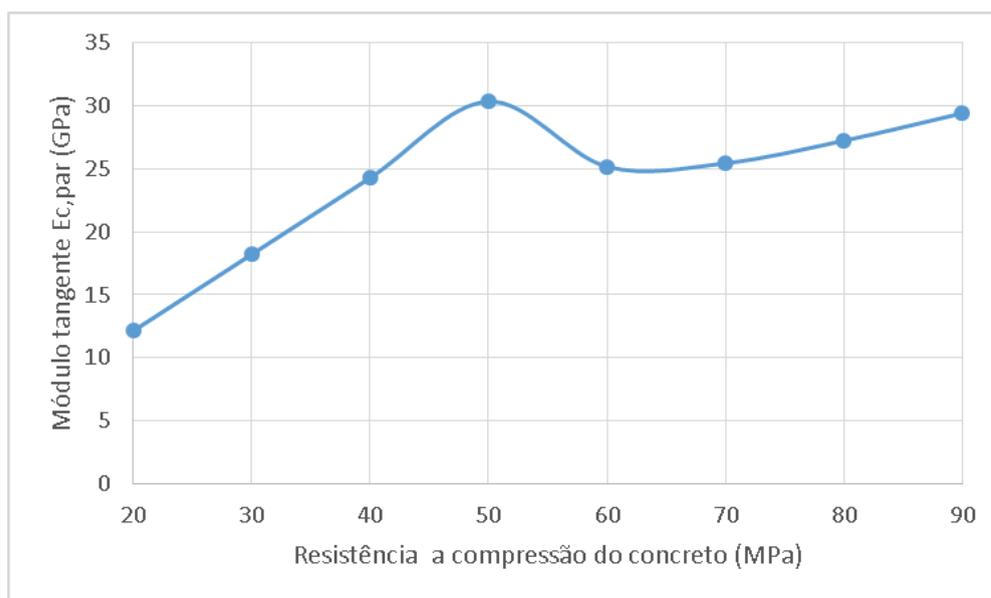
O módulo de elasticidade ou deformação é uma grandeza que mede a rigidez de um material sólido. Pode ser obtido através de relações entre tensão e a deformação específica. O módulo de deformação tangente é representado como a

inclinação da reta tangente à curva (Carvalho, 2017). Os concretos com maiores resistências à compressão deformam-se menos que os concretos de baixa resistência e por isso tem módulos de deformação longitudinal maiores. O seu valor pode ser obtido pela Equação 15. Esta equação é derivada da Equação 7 em relação a ε_c . Substituindo-se $\varepsilon = 0$ resulta na expressão do módulo tangente na origem do diagrama:

$$E_{c,par} = (0,85 * n * fcd) / \varepsilon_0 \quad (15)$$

No gráfico da Figura 6 é representada a variação do módulo de deformação tangente com a resistência à compressão do concreto.

Figura 6 - Módulo tangente obtido do diagrama parábola-retângulo.



Fonte: Adaptado de ARAÚJO (2023 a).

Observa-se no gráfico que para concretos com $f_{ck} > 50$ MPa, as equações remetem a um valor reduzido para o módulo de deformação longitudinal, ou seja, há uma incoerência na formulação, uma vez que resultados experimentais mostram um crescimento contínuo do módulo com a resistência. Dessa forma, o diagrama tensão-deformação como apresentado na NBR 6118:2014 não se mostra adequado para o cálculo de deformações para concretos de $f_{ck} > 50$ MPa, principalmente quando usado para o dimensionamento de pilares esbeltos. Uma vez que nesses

casos as armaduras são muito dependentes dos deslocamentos do eixo do pilar, (ARAÚJO, 2023 a).

2.4.2. Diagrama Tensão-Deformação Segundo a NBR 6118:2023

Para corrigir essa inconsistência, a nova versão da norma NBR 6118:2023 introduziu o fator de fragilidade (η_c), multiplicando o f_{ck} na Equação 18. Tal coeficiente foi extraído do projeto de atualização do Eurocode 2 (Fpr EN 1992-1-1:2022) e atuará reduzindo a resistência de concretos com $f_{ck} > 40$ MPa. A norma manteve inalterada as expressões para ε_0 , ε_u e n . O fator de fragilidade é dado por:

$$\eta_c = 1 \text{ para } f_{ck} \leq 40 \text{ MPa}; \quad (16)$$

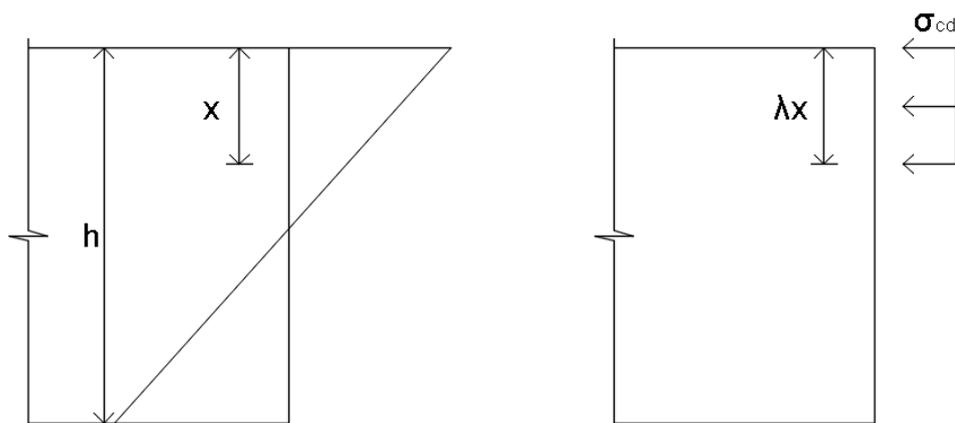
$$\eta_c = \left(\frac{40}{f_{ck}} \right)^{1/3} \text{ para } f_{ck} > 40 \text{ MPa}. \quad (17)$$

Segundo Araújo (2023 a), o coeficiente η_c foi criado para ser o único fator de fragilidade a ser considerado. Da forma com que é apresentada na nova versão da norma há uma sobreposição de fatores acarretando em consumo excessivo de aço. No projeto de revisão do Eurocode 2 (EN 1992-1-1:2022) emprega-se o fator de fragilidade η_c , contudo, $\varepsilon_0 = 2\text{‰}$, $\varepsilon_u = 3,5\text{‰}$ e $n = 2$ para todos os valores de f_{ck} . Retornando ao clássico diagrama parábola-retângulo.

2.5. DISTRIBUIÇÃO DE TENSÕES NA SEÇÃO

Segundo Araújo (2023 a), a norma NBR 6118:2014 permite que, ao invés de utilizar o diagrama parábola-retângulo, se utilize um diagrama retangular simplificado onde as tensões de compressão são retificadas, isso para simplificar os cálculos. Esse comportamento está ilustrado na Figura 8.

Figura 7 - Distribuições de tensões no concreto.



Fonte: Adaptado de ARAÚJO (2023 a).

Se admite a tensão de compressão no concreto igual a σ_{cd} atuante como sendo constante até a profundidade λx , sendo x a profundidade da linha neutra. Segundo a NBR-6118:2014:

$$\sigma_{cd} = \alpha_c * f_{cd} \quad (18)$$

Para concretos de classes até C50:

$$\alpha_c = 0,85$$

$$\lambda = 0,8$$

Para concretos de classes C50 até C90:

$$\alpha_c = 0,85 * [1 - (f_{ck} - 50)/200] \quad (19)$$

$$\lambda = 0,8 - (f_{ck} - 50)/400 \quad (20)$$

Esses resultados são resumidos na tabela a seguir:

Tabela 1 - Parâmetros do diagrama retangular simplificado em função do f_{ck} .

f_{ck} (MPa)	20-50	55	60	70	80	90
α_c	0,85	0,83	0,81	0,77	0,72	0,68
λ	0,8	0,79	0,78	0,75	0,73	0,7

Fonte: Autora (2023).

resultante de tração é aplicada no limite inferior do núcleo central, com tração máxima na fibra extrema mais próxima e compressão nula na extremidade oposta.

2.6.2. Domínio 2

Neste domínio a ruína ocorre por deformação plástica excessiva do aço, com deformação máxima de 10‰ e sem esmagamento do concreto. A linha neutra corta a seção transversal fazendo ocorrer esforços de tração e compressão. Neste domínio, em que a flexão predomina deve-se prevenir a ruptura frágil da peça na região tracionada, característica das seções pouco armadas, tendo uma armadura mínima de tração.

2.6.3. Domínio 3

A ruptura se ocorre por flexão com escoamento da armadura ocorrendo concomitantemente ao esmagamento do concreto comprimido. É a situação ideal, pois os dois materiais atingem sua capacidade resistente máxima sendo aproveitados integralmente. A ruína é dúctil, pois ocorre com aviso, havendo fissuração aparente e grandes deformações.

2.6.4. Domínio 4

Neste domínio o estado limite último é caracterizado pela deformação de ruptura do concreto ($\varepsilon_c = 3,5\text{‰}$), enquanto a deformação na armadura não atinge o escoamento, sendo inferior a ε_{yd} . O dimensionamento neste domínio deve ser evitado porque, além de ser uma alternativa antieconômica, a ruptura é frágil, sem aviso: o concreto se rompe sem que a armadura atinja sua capacidade de escoamento, não havendo fissuração do concreto que sirva de advertência.

Para evitar peças superarmadas pode-se aumentar a altura da seção transversal da peça, adotar o uso de armadura comprimida ou ainda aumentar a resistência do concreto à compressão (f_{ck}).

2.6.5. Domínio 4a

A seção transversal está submetida à flexão composta com armaduras comprimidas. A ruptura se dá por compressão excêntrica, estando toda a seção e as armaduras comprimidas, com exceção de uma pequena zona tracionada nas fibras abaixo da armadura.

2.6.6. Domínio 5

Neste domínio a linha neutra não corta a seção e a ruptura se dá por compressão não uniforme e sem tração. A ruptura é frágil, sem aviso, pois o concreto se rompe com encurtamento da armadura não havendo fissuração nem deformações que sirvam de advertência. A “reta g” da Figura 9 representa a ruptura da peça com a resultante de compressão aplicada no limite do núcleo central, ocasionando o encurtamento máximo de ϵ_{cu} na fibra extrema mais próxima e tração nula na extremidade oposta. Já a “reta b” da mesma figura representa a ruptura por compressão uniforme e axial, com a seção sofrendo apenas translação e rompendo o concreto com o encurtamento máximo ϵ_{c2} .

2.7. DIMENSIONAMENTO DE VIGAS

Uma vez determinados os esforços solicitantes, as armaduras longitudinais são calculadas para os máximos momentos positivos nos vãos e para os momentos negativos sobre os apoios da viga. Em caso de seção retangular deve-se calcular o momento fletor reduzido:

$$\mu = \frac{M_d}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{cd}} \quad (21)$$

Se $\mu \leq \mu_{lim}$, o dimensionamento é feito com armadura simples;

Se $\mu > \mu_{lim}$, o dimensionamento é feito com armadura dupla;

$$\mu_{lim} = \lambda * \xi_{lim}(1 - 0,5 \lambda \xi_{lim}) \quad (22)$$

O adimensional ξ é dado por:

$$\xi = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{\lambda} \quad (23)$$

A abertura de fissuras de uma viga de concreto é proporcional à deformação da armadura tracionada. Dessa forma, quanto maior for a deformação da armadura tracionada, maior será o aviso prévio da ruptura, manifestado pela fissuração intensa. Assim, para se obter a ruptura dúctil, deve-se garantir que a armadura tracionada tenha uma deformação mínima $\varepsilon_{s,min}$ da ordem de duas vezes a deformação de escoamento do aço (ε_{yd}). Os valores limites são dados na tabela a seguir :

Tabela 2 - Valores de ξ_{lim} e μ_{lim} .

Classe	até C50	C55	C60	C70	C80	C90
ξ_{lim}	0,45	0,35	0,35	0,35	0,35	0,35
μ_{lim}	0,2952	0,2408	0,2408	0,2408	0,2408	0,2408

Fonte: Adaptado de ARAÚJO (2023 a).

A área de aço é calculada pela equação:

$$A_s = \lambda \xi b d \frac{\sigma_{cd}}{f_{yd}} \quad (24)$$

Realizando o dimensionamento, obtém-se a área da armadura tracionada A_s e a área de armadura comprimida A_s' . A armadura tracionada deve ser maior que a armadura mínima. Isto é necessário para evitar uma ruptura brusca da seção na passagem do estado não fissurado (Estádio I) para o estado fissurado (Estádio II). Assim, a armadura tracionada deve ser suficiente para absorver o momento de fissuração. A área mínima de armadura a tração é obtida dimensionando-se a seção transversal de concreto armado, no estado limite último, para um momento fletor de cálculo $M_d = M_r$. Nas equações 25 e 26 são apresentadas as taxas de armadura mínima em função da resistência à compressão do concreto.

$$\rho_{min} = \frac{0,078 f_{ck}^{2/3}}{f_{yd}}, \text{ se } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \quad (25)$$

$$\rho_{min} = \frac{0,5512 \ln(1,8 + 0,10 f_{ck})}{f_{yd}}, \text{ se } f_{ck} > 50 \text{ MPa} \quad (26)$$

Além disso, deve-se respeitar o limite $\rho_{min} \geq 0,15\%$.

A seguir apresenta-se uma tabela com as taxas mínimas de armadura para o aço CA-50:

Tabela 3 - Taxas mínimas de armadura de flexão.

f_{ck} (MPa)	50	60	70	80	90
ρ_{min} (%)	0,24	0,26	0,27	0,29	0,3

Fonte: Adaptado de ARAÚJO (2023 a).

A área de aço mínima é dada pela Equação 27:

$$A_{s,min} = \rho_{min} * b * h \quad (27)$$

3. METODOLOGIA

3.1. DIMENSIONAMENTO DOS PILARES

No dimensionamento de pilares pela nova versão da norma NBR 6118:2023 os valores da taxa mecânica de armadura foram obtidos através da utilização dos ábacos desenvolvidos pelo engenheiro Matheus Oliveira Fernandes e o Dr. Artur Lenz Sartorti. Para empregar o modelo do novo Eurocode 2 se fará o uso da tabela A1.10 de Araújo (2023 b). Essas tabelas valem para todas as classes de resistência uma vez que $\lambda = 0,8$, $\varepsilon_0 = 2\text{‰}$, $\varepsilon_u = 3,5\text{‰}$, independente do f_{ck} .

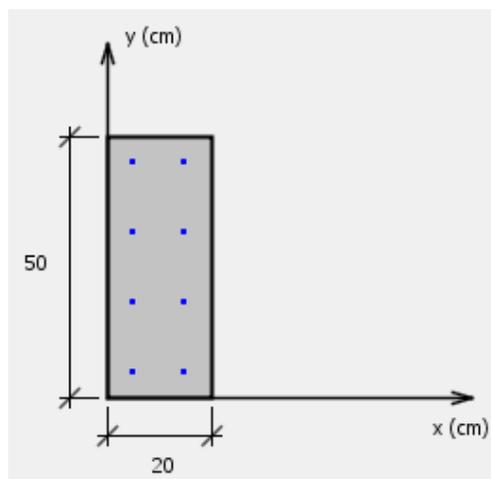
Para realizar a verificação do dimensionamento de pilares pela antiga versão da norma foi utilizado o *software* Pcalc. Segundo Cardoso Júnior e Kimura (2013), o Pcalc foi desenvolvido para análise de pilares submetidos à flexão composta oblíqua com a consideração da não linearidade física e geométrica. Ele permite ao usuário a análise de pilares de concreto de alta resistência.

Para o estudo serão considerados pilares com seção única e com as seguintes características:

- Seção transversal 20x50 cm
- Esforço normal de serviço 3000 KN
- Momento fletor de serviço 90 KN.m aplicado em torno no eixo x
- $\gamma_c=1,4$
- $\gamma_f=1,4$
- $\gamma_s=1,15$
- Cobrimento 2,5 cm
- Armadura transversal (estribos) com diâmetro de 5 mm
- Armadura longitudinal com diâmetro de 20 mm
- $d' = 5$ cm
- Aço CA-50 - f_{yk} 500 MPa
- Es 210 GPa
- $f_{ck} = 50, 60, 70, 80$ e 90 MPa

Os esforços de serviço são multiplicados pelo coeficiente de ponderação das ações (γ_f). Foi considerada a disposição das barras na seção de acordo com a Figura 10:

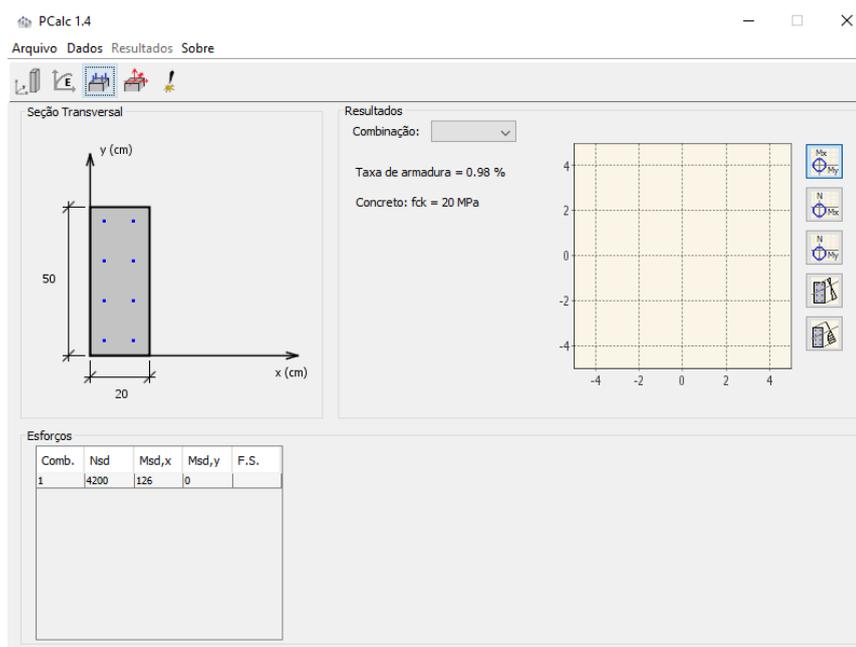
Figura 9 - Disposição das barras na seção.



Fonte: Autora (2023).

Os dados citados foram inseridos no aplicativo Pcalc. Em seguida, os dados relacionados à armadura utilizada para o pilar são solicitados. O aplicativo dispõe ao usuário a colocação de armaduras de maneira muito simples. É preenchida a linha e a coluna de armadura, informando a quantidade de barras e o cobrimento nas extremidades das faces. O programa também proporciona o uso de barras com diâmetros usualmente comerciais. Na figura a seguir observa-se a tela inicial do Pcalc com a seção e os esforços já lançados.

Figura 10 - Página inicial do Pcalc.



Fonte: Autora (2023).

3.2. DIMENSIONAMENTO DE VIGAS

O presente trabalho propõe, além do cálculo dos pilares, dimensionar também vigas para o estado limite último. Para isso foi utilizado o UniCalcPro, *software* desenvolvido na Universidade Federal de São Carlos. Na Figura 12 observa-se a página de entrada de dados para flexão simples do *software*.

Figura 11 - Página inicial do UniCalcPro.

The image shows the UniCalcPro software interface for rectangular section design. The window title is "Dimensionamento da Seção Retangular". The interface is divided into two main sections: "Dados de Entrada" (Input Data) and "Resultados" (Results).

Dados de Entrada:

- Momento:** Input field for M_d (kN.m) and a dropdown for γ_f (set to 1).
- Normal:** Input field for N_d (kN) and a dropdown for γ_f (set to 1). A legend indicates (-) tração and (+) compressão.
- Concrete:** Dropdown menu set to "CONCRETO".
- Steel:** Dropdown menu set to "CA50".
- Partial Safety Factors:** $\gamma_c = 1,4$ and $\gamma_s = 1,15$.
- Section Dimensions:** Input fields for b_w (cm), h (cm), and d (cm). A dropdown for "Diagrama" is set to "Selecionar".
- Buttons:** "Calcular" and "Fechar".

Resultados:

- Input fields for A_s (cm²), x (m), and z (m).
- Input fields for ϵ_c (‰) and ϵ_s (‰).

Fonte: UniCalcPro (2023).

Para o dimensionamento foram considerados os seguintes dados:

- Seção transversal de 20x40 cm, com altura útil (d) igual a 36 cm;
- Momento fletor de serviço 70 KN*m;
- $\gamma_f = 1,4$
- $\gamma_c = 1,4$
- $\gamma_s = 1,15$
- Aço CA-50 - Fyk 500 MPa
- $f_{ck} = 50, 60, 70, 80$ e 90 MPa
- Diagrama retangular.

4. RESULTADOS

4.1. PILARES

4.1.1. Dimensionamento dos pilares pela NBR 6118:2014

No dimensionamento dos pilares buscou-se a configuração que resistisse às tensões com menor área de aço possível. Para fazer o comparativo de maneira adequada foi desativada a função de verificação do momento mínimo para caracterizar a flexão composta normal. Na Tabela 4 é apresentada a área de aço obtida no Pcalc.

Tabela 4 - Área de aço de pilares pela NBR 6118:2014.

Classe do concreto	As (cm ²)
C50	50,27
C60	37,7
C70	25,13
C80	12,06
C90	As,min

Fonte: Autora (2023).

4.1.2. Dimensionamento dos pilares pela NBR 6118:2023

A força normal de cálculo é dada por:

$$Nd = \gamma_f * Nk = 1,4 * 3000 = 4200 \text{ kN}$$

Os esforços adimensionais são dados pelas Equações 3 e 4, contudo na elaboração dos ábacos de Fernandes e Sartorti é utilizado f_{cd} no à lugar da tensão de compressão de cálculo (σ_{cd}), assim a equação do esforço adimensional v fica da forma:

$$v = \frac{Nd}{Ac * f_{cd}}$$

Calculando-se para $f_{ck} = 50$ MPa, tem-se:

$$v = \frac{4200}{20 * 50 * (5,0/1,4)} = 1,18$$

De forma análoga para o esforço adimensional μ

$$\mu = \frac{Md}{A_c * h * f_{cd}}$$

$$\mu = \frac{12600}{20*50*50*(5,0/1,4)} = 0,07$$

$$\frac{d'}{h} = \frac{5}{50} = 0,1$$

Ábaco: C-10 $\rightarrow \omega = 0,65$

$$A_s = \frac{20*50*\frac{37,5}{10} * 0,65}{\frac{50}{1,15}} = 53,39 \text{ cm}^2$$

Varia-se a resistência do concreto e se faz o ajuste do ábaco para o respectivo valor, pois para cada valor de resistência característica à compressão do concreto tem-se um ábaco específico. Recalculando de forma análoga, os resultados são apresentados na Tabela 5:

Tabela 5 - Área de aço de pilares pela NBR 6118:2023.

Classe do concreto	A_s (cm ²)
C50	53,39
C60	44,36
C70	41,4
C80	39,43
C90	36,96

Fonte: Autora (2023).

4.1.3. Dimensionamento dos pilares pelo projeto do Eurocode 2 (EN 1992-1-1:2022)

O fator de fragilidade foi determinado pela Equação 17. Em seguida calcula-se a resistência de cálculo à compressão do concreto f_{cd} , dado por :

$$f_{cd} = f_{ck}/\gamma_c = f_{ck}/1,4$$

Determina-se a tensão de compressão de cálculo dada pela equação

$$\sigma_{cd} = 0,85 * \eta_c * f_{cd}$$

Na Tabela 6, para os respectivos valores de resistência à compressão do concreto tem-se o coeficiente de fragilidade (η_c), a resistência característica à compressão de cálculo (f_{cd}) e a tensão de compressão de cálculo (σ_{cd}):

Tabela 6 - Tensão de compressão de acordo com a nova versão da norma.

f_{ck} (MPa)	η_c	f_{cd} (MPa)	σ_{cd} (MPa)
50	0,93	35,7	26,5
60	0,87	42,9	31,8
70	0,83	50	35,3
80	0,79	57,1	38,6
90	0,76	64,3	41,7

Fonte: Autora (2023).

São calculados os valores dos esforços adimensionais pelas equações 3 e 4. Para $f_{ck} = 50$ MPa, tem-se:

$$v = \frac{4200}{20*50*(2,65)} = 1,58$$

$$\mu = \frac{12600}{20*50*50*(2,65)} = 0,1$$

Entrando na Tabela A1.10 com os valores de μ e v e interpolando linearmente, obtém-se $\omega = 0,87$. A área de aço é dada pela Equação 5, aplicada a seguir.

$$A_s = \frac{20*50*\frac{26,5}{10} * 0,87}{\frac{50}{1,15}} = 53,19cm^2$$

Calcula-se de forma análoga para os demais valores de resistência do concreto. Observa-se os resultados na Tabela 7:

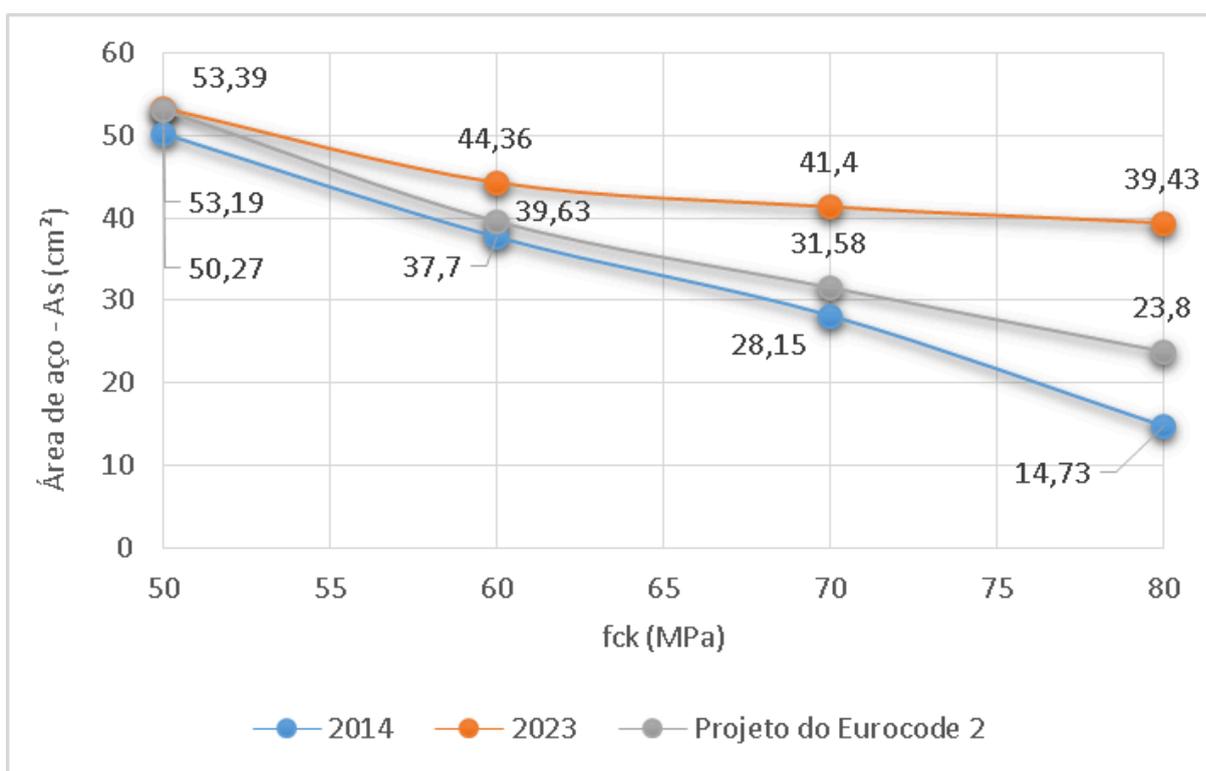
Tabela 7 - Área de aço de pilares pelo Eurocode 2.

Classe	As (cm ²)
C50	53,19
C60	39,63
C70	31,58
C80	23,8
C90	15,83

Fonte: Autora (2023).

No gráfico da Figura 13 observa-se um comparativo entre a área de aço obtida para cada método de dimensionamento. Como no dimensionamento através da NBR 6118:2014 com $f_{ck} = 90 \text{ MPa}$ resultou em armadura mínima e optou-se por não expor este resultado no gráfico.

Figura 12 - Comparativo do consumo de aço em pilares.



Fonte: Autora (2023).

Como relatado no capítulo 2, a armadura máxima não deve ultrapassar 4% da área de concreto. Observa-se que em alguns casos a área de aço ultrapassou o

valor limite de 40 cm². Como o objetivo deste trabalho é analisar o impacto do coeficiente η_c , isso foi desconsiderado.

Em uma situação real de dimensionamento deveria-se aumentar a área da seção transversal do pilar ou aumentar a resistência do concreto à compressão.

4.2. DIMENSIONAMENTO DE VIGAS

Para fazer o dimensionamento das vigas conforme a nova versão da norma brasileira uma adaptação se fez necessária no coeficiente de minoração da resistência à compressão do concreto (γ_c). Isso porque não é possível alterar os valores da resistência do concreto no UniCalcPro. O *software* só permite a utilização dos valores padrões do programa. Sabe-se que o *software* faz a seguinte operação com o valor de γ_c especificado como na Equação 28:

$$f_{cd} = f_{ck}/\gamma_c \quad (28)$$

O novo valor de resistência de cálculo à compressão do concreto requisitado pela norma é dado pela Equação 29:

$$f_{cd}' = (f_{ck}/\gamma_c) * \eta_c \quad (29)$$

Assim, percebe-se que é necessário achar um novo valor para o coeficiente de minoração da resistência à compressão do concreto (γ_c') que dividido pelo f_{ck} resulte no f_{cd}' . Esse valor será sempre maior que 1,4. O coeficiente η_c já havia sido calculado anteriormente para os respectivos valores de f_{ck} . Assim os valores inseridos no UniCalcPro referentes ao γ_c' estão representados na Tabela 8.

Tabela 8 - Valores de coeficiente de minoração da resistência à compressão do concreto (γ_c').

f_{ck}	η_c	γ_c	$f_{cd}'=(\eta_c/\gamma_c)*f_{ck}$	$\gamma_c'=f_{cd}'/f_{ck}$
50	0,93	1,4	33,15	1,51
60	0,87	1,4	37,44	1,6
70	0,83	1,4	41,49	1,69
80	0,79	1,4	45,35	1,76
90	0,76	1,4	49,06	1,83

Fonte: Autora (2023).

Exemplificando o cálculo para o concreto de $f_{ck} = 70$ MPa através das formulações apresentadas no capítulo 2. Este cálculo servirá como comparativo aos valores obtidos no aplicativo. Dessa forma, tem-se:

$$\alpha_c = 0,77 \text{ (de acordo com a Tabela 1)}$$

$$\lambda = 0,75$$

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 70/1,4 = 50 \text{ MPa}$$

$$M_d = \gamma_f * M_k = 1,4 * 7000 = 9800 \text{ kN} * m$$

4.2.1. Dimensionamento de vigas pela NBR 6118:2014

A tensão de compressão de cálculo é dada por:

$$\sigma_{cd} = \alpha_c * f_{cd} = 0,77 * f_{cd} = 38,5 \rightarrow \sigma_{cd} = 3,85 \text{ kn/cm}^2$$

$$\mu = \frac{M_d}{b*d^2*\sigma_{cd}} = \frac{9800}{20*36^2*3,85} = 0,09$$

Da Tabela 2 obtém-se $\mu_{lim} = 0,2280$. Como $\mu < \mu_{lim} \rightarrow$ armadura simples.

$$\xi = \frac{1-\sqrt{1-2\mu}}{\lambda} = \frac{1-\sqrt{1-2*0,09}}{0,75} = 0,14$$

$$A_s = \lambda\xi b d \frac{\sigma_{cd}}{f_{yd}} = 0,75 * 0,14 * 20 * 36 * \frac{3,85}{43,48} = 6,60 \text{ cm}^2$$

Da Tabela 3, obtém-se $\rho_{min} = 0,27\%$. Assim:

$$A_{s,min} = \rho_{min} * b * h = (0,27/100) * 20 * 40 = 2,16 \text{ cm}^2$$

Como $A_s > A_{s,min}$, adota-se o valor calculado $A_s = 6,60 \text{ cm}^2$.

4.2.2. Dimensionamento de vigas pela NBR 6118:2023

Para a versão da norma de 2023 o cálculo da resistência do concreto é dado por:

$$\eta_c = (40/70)^{(1/3)} = 0,83$$

$$\sigma_{cd} = \alpha_c * \eta_c * f_{cd} = 0,77 * 0,83 * 50 = 32 \rightarrow \sigma_{cd} = 3,20 \text{ kN/cm}^2$$

$$\mu = \frac{M_d}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{cd}} = \frac{9800}{20 \cdot 36^2 \cdot 3,2} = 0,12$$

Da Tabela 2 obtém-se $\mu_{lim} = 0,2280$. Como $\mu < \mu_{lim} \rightarrow$ armadura simples.

$$\xi = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{\lambda} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,12}}{0,75} = 0,17$$

$$A_s = \lambda \xi b d \frac{\sigma_{cd}}{f_{yd}} = 0,75 \cdot 0,17 \cdot 20 \cdot 36 \cdot \frac{3,2}{43,48} = 6,68 \text{ cm}^2$$

4.2.3. Dimensionamento de vigas pelo projeto do novo Eurocode 2 (EN 1992-1-1:2022)

Já o projeto do Eurocode 2 (2022) determina que:

$$\sigma_{cd} = 0,85 \cdot \eta_c \cdot f_{cd} = 0,85 \cdot 0,83 \cdot 50 = 35,3 \rightarrow \sigma_{cd} = 3,53 \text{ kN/cm}^2$$

$$\mu = \frac{M_d}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{cd}} = \frac{9800}{20 \cdot 36^2 \cdot 3,53} = 0,10$$

Da Tabela 2 obtém-se $\mu_{lim} = 0,2280$. Como $\mu < \mu_{lim} \rightarrow$ armadura simples.

$$\xi = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{\lambda} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,10}}{0,8} = 0,14$$

$$A_s = \lambda \xi b d \frac{\sigma_{cd}}{f_{yd}} = 0,8 \cdot 0,14 \cdot 20 \cdot 36 \cdot \frac{3,53}{43,48} = 6,63 \text{ cm}^2$$

Através do UniCalcPro obteve-se a área de aço igual a 6,61 cm² e 6,69 cm² pelas versões de 2014 e 2023, respectivamente, demonstrando compatibilidade nos resultados. Para os demais valores de f_{ck} o dimensionamento através das versões normativas brasileiras foi realizado no UniCalcPro, já para o projeto do Eurocode 2 foi realizado de forma análoga. Na Tabela 9 são apresentados os resultados da área de aço necessária para cada valor de f_{ck} . Todas as vigas estão no domínio 2 caracterizado pela flexão simples ou composta sem ruptura à compressão do concreto ($\varepsilon_c < \varepsilon_u$) e com o máximo alongamento permitido para as armaduras ($\varepsilon_s = 10$ ‰).

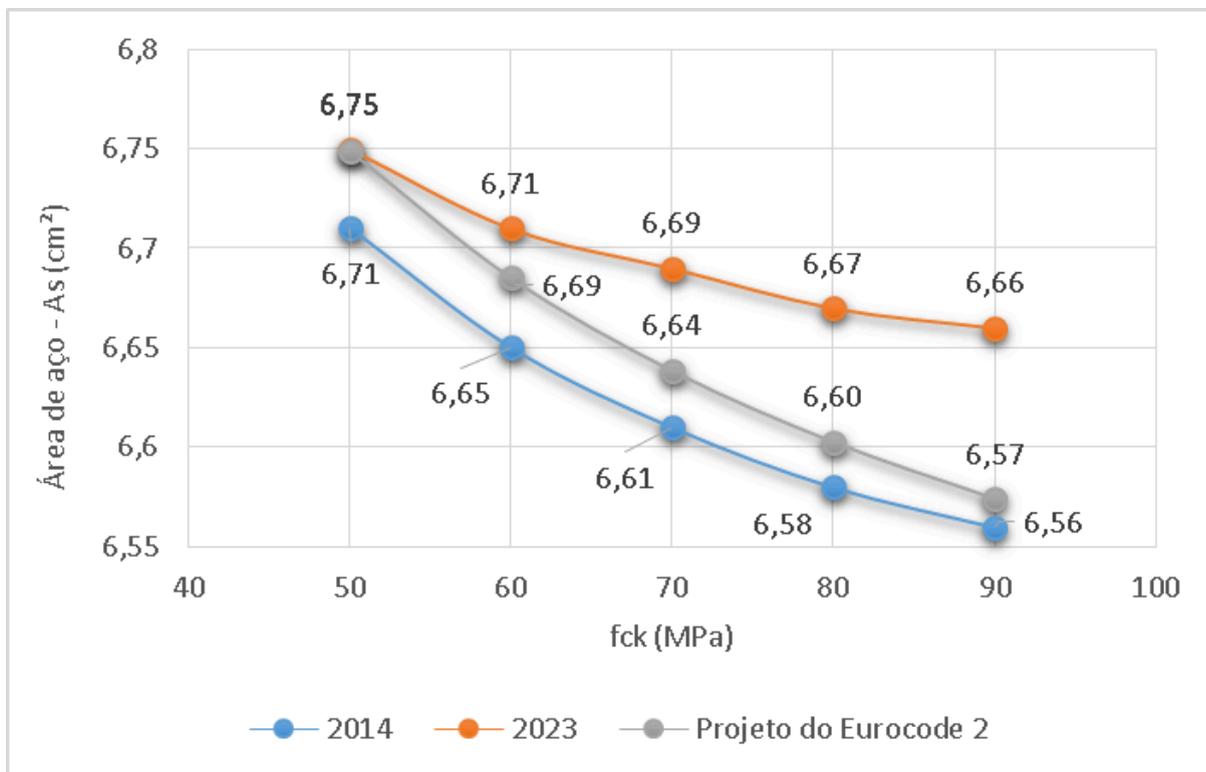
Tabela 9 - Consumo de aço de vigas.

f_{ck}	As (cm ²) NBR 6118:2014	As (cm ²) EC 1992-1-1:2022	As (cm ²) NBR 6118:2023
50	6,71	6,75	6,75
60	6,65	6,69	6,71
70	6,61	6,64	6,69
80	6,58	6,60	6,67
90	6,56	6,57	6,66

Fonte: Autora (2023).

Novamente observa-se que a NBR 6118:2023 apresentou valores de área de armadura necessária mais conservadores que a versão antiga, mas as variações são muito pequenas. Na Figura 14 é apresentado um resumo do consumo de aço para as duas versões da norma, bem como os resultados obtidos através da revisão do Eurocode 2.

Figura 13 - Comparativo do consumo de aço em vigas.



Fonte: Autora (2023).

5. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Ao analisar os resultados do Capítulo 4, nota-se inicialmente que no dimensionamento de vigas os resultados obtidos com os três procedimentos são praticamente os mesmos. O maior aumento na quantidade de armaduras aconteceu para o f_{ck} de 90 MPa, sendo a diferença de 1,52% entre as versões da normativa brasileira. Ou seja, nos casos de flexão simples a NBR 6118:2023 não trouxe mudanças significativas.

Da mesma forma, percebe-se que o aumento da resistência do concreto não trouxe significativa economia na área de aço necessária das vigas, com uma diminuição de 6,75 cm² para o f_{ck} de 50 MPa para 6,66 cm² para 90 MPa.

O aumento máximo na área de aço dos pilares se deu para concretos da classe C80. Comparando-se a versão antiga da norma com o Fpr EN 1992-1-1:2022 o aumento foi de 1,6 vezes (o aumento foi de 14,73 cm² para 23,8 cm²). Comparando-se as normas brasileiras obteve-se um aumento de 2,68 vezes.

Já com os pilares ocorre significativa redução no consumo de aço com o aumento da resistência do concreto, demonstrando vantagens na sua utilização, tanto para a economia no consumo de aço quanto na durabilidade da estrutura.

Através dos exemplos confirma-se que o acréscimo do coeficiente de fragilidade η_c não traz grandes consequências no dimensionamento à flexão simples. Entretanto os resultados foram bastante afetados nos casos de flexo-compressão com pequenas excentricidades.

Da mesma forma, confirma-se o indicado por Araújo (2023 a) que a transcrição do coeficiente de fragilidade da NBR 6118:2023 não foi realizada de maneira adequada a partir do projeto da Fpr EN 1992-1-1:2022, fazendo a nova versão da norma brasileira significativamente mais conservadora no dimensionamento de pilares.

5.1. SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Comparar o dimensionamento de um edifício em concreto armado executado com as duas versões da NBR 6118:2014 e NBR 6118:2023.

REFERÊNCIAS

AGUIAR, E. A. B. **Projeto de Pilares de Concreto de Alto Desempenho**. 2000. 202 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, SP, 2000.

ARAÚJO, J. M. **Curso de Concreto Armado**. VOLUME I. 5.ed. Rio Grande, RS: Dunas, 2023 a.

ARAÚJO, J. M. **Curso de Concreto Armado**. VOLUME III. 5.ed. Rio Grande, RS: Dunas, 2023 b.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 6118: Projeto de Estruturas de Concreto – Procedimento**. Rio de Janeiro, 2023.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 6118: Projeto de Estruturas de Concreto – Procedimento**. Rio de Janeiro, 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 8953: Concreto Para Fins Estruturais – Classificação Pela Massa Específica, por Grupos de Resistência e Consistência**. Rio de Janeiro, 2014.

BASTOS, P. S. S. **Flexão Composta e Pilares de Concreto Armado. Disciplina 2123 – Estruturas de Concreto II**. Bauru/SP, Departamento Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia - Universidade Estadual Paulista (UNESP), set/2021, 178p. Disponível em: <<https://www.feb.unesp.br/pbastos/concreto2/Pilares.pdf>>.

BASTOS, P. S. S. **Fundamentos do Concreto Armado**. Universidade Estadual Paulista. Bauru, 2006.

BASTOS, P. S. S. **Flexão Normal Simples – Vigas**. Universidade Estadual Paulista. Bauru, 2015.

CARDOSO JÚNIOR, S. D. **Sistema computacional para análise não linear de pilares de concreto armado**. 2014. 55 f. Monografia (Especialista em Gestão de Projetos de Sistemas Estruturais) – Escola Politécnica – Universidade de São Paulo, 2014.

CARVALHO, R. C; FIGUEIREDO FILHO, J.R. **Concreto Armado Segundo a NBR 6118:2014**. 4 ed. São Carlos, SP: EdUFSCar, 2017.

CARDOSO JÚNIOR, S. D; KIMURA, A. E. **Sistema computacional para análise não linear de pilares de concreto armado**. 55º Congresso Brasileiro do Concreto, IBRACON, 2013.

COMITÉ EUROPEU DE NORMALIZAÇÃO. NP EN 1992-1-1. **Eurocode 2: Projecto de estruturas de betão - Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios**. Março, 2010.

FERNANDES, M.O.; SARTORTI, A. L. **Ábacos para flexão composta normal em seções retangulares**. Centro Universitário Adventista de São Paulo, Campus Engenheiro Coelho, 2023. Disponível em :<<https://drive.google.com/drive/folders/17u7bgn866lgFP7KxKMCGUdelQG4SqVBX>>. Acesso em 28 de jan. 2024.

KIRCHHOF, L. D. **Estudo teórico-experimental da influência do teor de umidade no fenômeno de spalling explosivo em concretos expostos a altas temperaturas**. 2010. Dissertação (Doutorado) – Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 2010.

PINHEIRO, M. L.; BARALDI, L. T.; POREM, M. E. **Estruturas de Concreto: Ábacos Para Flexão Oblíqua**. Disponível em:<<https://maisengenharia.files.wordpress.com/2020/05/abacos-flexao-obliqua-pinhairo.pdf>>. Acesso em 28 de jan. 2024.

SUSSEKIND, J. C. **Curso de Concreto Armado**. 2.ed. Porto Alegre, RS: Globo, 1947.

VENTURINI, W.S.; RODRIGUES, R.O. **Dimensionamento de Peças Retangulares de Concreto Armado Solicitadas à Flexão Reta**. Disponível em:<<https://vtp.ifsp.edu.br/nev/Armadura-pilar/assets/pdf/flexreta.pdf>>. Acesso em 28 de jan. 2024.