

UNIVERSIDADE DE CAXIAS DO SUL – UCS
ÁREA DO CONHECIMENTO DE CIÊNCIAS EXATAS E ENGENHARIA
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL

JOÃO PAULO DA SILVA SABEDOTTI

**DESENVOLVIMENTO DE PROGRAMA PARA ANÁLISE COMPARATIVA DAS
RESISTÊNCIAS À FLEXO-COMPRESSÃO NORMAL DE PILARES EM
CONCRETO ARMADO COM SEÇÃO RETANGULAR, SEGUNDO REVISÃO DA
NORMA ABNT NBR 6118:2023**

CAXIAS DO SUL

2023

JOÃO PAULO DA SILVA SABEDOTTI

**DESENVOLVIMENTO DE PROGRAMA PARA ANÁLISE COMPARATIVA DAS
RESISTÊNCIAS À FLEXO-COMPRESSÃO NORMAL DE PILARES EM
CONCRETO ARMADO COM SEÇÃO RETANGULAR, SEGUNDO REVISÃO DA
NORMA ABNT NBR 6118:2023**

Trabalho de conclusão de curso apresentado ao Curso de Engenharia Civil da Universidade de Caxias do Sul, como requisito parcial à obtenção de título de Engenheiro Civil.

Orientador: Prof. Esp. Maurício Monteiro Almeron

CAXIAS DO SUL

2023

JOÃO PAULO DA SILVA SABEDOTTI

**DESENVOLVIMENTO DE PROGRAMA PARA ANÁLISE COMPARATIVA DAS
RESISTÊNCIAS À FLEXO-COMPRESSÃO NORMAL DE PILARES EM
CONCRETO ARMADO COM SEÇÃO RETANGULAR, SEGUNDO REVISÃO DA
NORMA ABNT NBR 6118:2023**

Trabalho de conclusão de curso
apresentado ao Curso de Engenharia
Civil da Universidade de Caxias do Sul,
como requisito parcial à obtenção de
título de Engenheiro Civil.

Aprovado em: 29 / 11 / 2023

Banca Examinadora:

Prof. Esp. Maurício Monteiro Almeron
Universidade de Caxias do Sul – UCS

Prof. Dr. Gustavo Ribeiro da Silva
Universidade de Caxias do Sul – UCS

Prof. Me. Luciano Zatti
Universidade de Caxias do Sul - UCS

RESUMO

Este trabalho teve como objetivo a verificação dos impactos de resistência gerados pela atualização da norma ABNT NBR 6118:2023, em relação à norma ABNT NBR 6118:2014, em pilares de concreto armado com seções transversais retangulares. Através do desenvolvimento de um programa na linguagem de programação Python, buscou-se a automatização de cálculos para obtenção de curvas de resistências dos materiais, através da representação dos diagramas de resistência a forças normais e momentos fletores por flexo-compressão normal da seção transversal, pelo método do estado-limite último. O aplicativo criado tem função de receber dados de entrada, referente às características geométricas e propriedades dos materiais do pilar, e gerar os pontos do gráfico de interação de forças resistentes do pilar, para ambos os sentidos de estudo e para as duas versões da norma ABNT NBR 6118, a agora substituída ABNT NBR 6118:2014 e a nova ABNT NBR 6118:2023, lançada oficialmente em 28 de agosto de 2023. Através do programa criado, são gerados dados para dois exemplos de pilares com configurações distintas, no intuito de expor resultados e melhor avaliar os impactos causado pelas alterações da nova norma. Fazendo uso dos dados gerados, foram analisados os esforços resistentes a forças normais e momentos nas seções transversais dos pilares, através dos valores resistentes máximos e comparados percentualmente, além dos diagramas plotados e apresentados em interface, com as diferentes versões normativas sobrepostas no mesmo gráfico.

Palavras-chave: pilares, diagramas de interação, flexo-compressão normal, Python, ABNT NBR 6118:2023

ABSTRACT

This work aims to assess the resistance impacts generated by the update of the ABNT NBR 6118:2023 standard in comparison to the ABNT NBR 6118:2014 standard, in reinforced concrete pillars with rectangular cross-sections. Through the development of a program in the Python programming language, the automation of calculations was pursued to obtain material resistance curves. This was achieved by representing diagrams of resistance to normal forces and bending moments due to normal flexure-compression of the cross-section using the ultimate limit state method. The created application is designed to receive input data related to the geometric characteristics and material properties of the pillars. It generates points on the interaction diagram of resistant forces for both study directions and for the two versions of the ABNT NBR 6118 standard: the now-replaced ABNT NBR 6118:2014 and the new ABNT NBR 6118:2023, officially launched on August 28, 2023. Through the program, data were generated for two examples of pillars with different configurations to present results and better assess the impacts caused by the changes in the new standard. Using the generated data, the resistant forces to normal forces and moments in the cross-sections of the columns were analyzed. This included the comparison of maximum resistant values as a percentage, along with plotted diagrams presented in an interface, with different normative versions overlaid on the same graph.

Key words: pillars, interaction diagrams, normal flexure-compression, Python, ABNT NBR 6118:2023.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Diagrama Tensão-Deformação para o Concreto Sob Compressão	20
Figura 2 - Diagrama Tensão-Deformação para o Concreto Sob Tração	21
Figura 3 - Diagrama Tensão-Deformação para Diversas Resistência de Concreto ..	23
Figura 4 - Diagrama Tensão-Deformação para o Aço em Armaduras Passivas	24
Figura 5 – Elementos Estruturais e Cargas Solicitantes	27
Figura 6 - Distinções entre Pilar e Pilar-Parede	28
Figura 7 – Exemplo de Esbeltez e Robustez em Pilares.....	30
Figura 8 – Valores de l_0 e l para Pilares	31
Figura 9 – Distribuição Mínima de Armaduras Longitudinais em Pilares.....	34
Figura 10 – Espaçamentos entre Armaduras Longitudinais	34
Figura 11 - Tipos de Pilares em Edifícios	35
Figura 12 - Pilares Intermediários - Vista Tridimensional	36
Figura 13 - Pilares Intermediários - Planta Baixa	36
Figura 14 - Pilares Intermediários - Situação de Projetos	36
Figura 15 - Pilares de Extremidade - Vista Tridimensional.....	37
Figura 16 - Pilares de Extremidade - Planta Baixa.....	37
Figura 17 - Pilares de Extremidade - Situação de Projeto.....	37
Figura 18 - Pilares de Canto - Vista Tridimensional	38
Figura 19 - Pilares de Canto – Planta Baixa	38
Figura 20 - Pilares de Canto - Situação de Projeto	38
Figura 21 - Solicitações Normais em Pilares.....	39
Figura 22 - Tração e Compressão Simples em Pilares	40
Figura 23 - Momentos Fletores em Pilares.....	41
Figura 24 - Representação de Flexão Composta Normal	41
Figura 25 - Representação de Flexão Composta Oblíqua	42
Figura 26 - Diagrama Tensão-Deformação para Aço de Armadura Passiva	48
Figura 27 – Domínios de Deformação para o Estado-Limite Último.....	49
Figura 28 - Regiões de Deformação	52
Figura 29 - Área de Trabalho do Software PCalc.....	57
Figura 30 – Etapas de Desenvolvimento do Trabalho.....	58
Figura 31 - Seção Transversal e Dimensões Geométricas	61
Figura 32 – Convenções de Sinais para Esforços Resistentes	62

Figura 33 – Sentidos Arbitrados para Momentos na Seção	63
Figura 34 – Posicionamento da Seção Transversal no Plano Cartesiano	63
Figura 35 – Exemplos de Disposições das Barras na Seção Transversal	64
Figura 36 – Início do Domínio de Deformação 1	66
Figura 37 - Fim do Domínio de Deformação 1	67
Figura 38 - Fim do Domínio de Deformação 2	67
Figura 39 - Fim do Domínio de Deformação 3	68
Figura 40 - Fim do Domínio de Deformação 4	68
Figura 41 - Fim do Domínio de Deformação 4a	69
Figura 42 - Fim do Domínio de Deformação 5	69
Figura 43 - Fluxograma de Cálculos Realizados pelo Sistema	70
Figura 44 – Processo de Cálculo de Forças Resistentes de Seção Transversal	71
Figura 45 - Pontos de Deformação	72
Figura 46 - Fracionamento da Área Comprimida	75
Figura 47 – Fracionamento das Áreas das Bitolas de Aço	76
Figura 48 - Obtenção de Áreas para Objetos Circulares	77
Figura 49 – Processo de Funcionamento do Programa	79
Figura 50 – Tela Principal do Programa ResisPilar	84
Figura 51 – Janela de Considerações Normativas	85
Figura 52 – Janela de Diagramas Tensão x Deformação	86
Figura 53 - Diagrama Tensão-Deformação do Concreto - f_{ck} de 45 MPa	89
Figura 54 - Diagrama Tensão-Deformação do Concreto - f_{ck} de 60 MPa	89
Figura 55 - Diagrama Tensão-Deformação do Concreto - f_{ck} de 80 MPa	90
Figura 56 - Diagrama Tensão-Deformação do Concreto - f_{ck} de 90 MPa	90
Figura 57 – Seção Transversal do Pilar – Exemplo 1	91
Figura 58 – Diagrama de Interação N-Mx - Pilar 1 - f_{ck} 25 MPa	92
Figura 59 - Diagrama de Interação N-Mx - Pilar 1 - f_{ck} 45 MPa	92
Figura 60 - Diagrama de Interação N-Mx - Pilar 1 - f_{ck} 60 MPa	93
Figura 61 - Diagrama de Interação N-Mx - Pilar 1 - f_{ck} 80 MPa	93
Figura 62 - Diagrama de Interação N-Mx - Pilar 1 - f_{ck} 90 MPa	94
Figura 63 - Diagrama de Interação N-My - Pilar 1 - f_{ck} 25 MPa	96
Figura 64 - Diagrama de Interação N-My - Pilar 1 - f_{ck} 45 MPa	96
Figura 65 - Diagrama de Interação N-My - Pilar 1 - f_{ck} 60 MPa	97

Figura 66 - Diagrama de Interação N-My - Pilar 1 - f_{ck} 80 MPa.....	97
Figura 67 - Diagrama de Interação N-My - Pilar 1 - f_{ck} 90 MPa.....	98
Figura 68 - Seção Transversal do Pilar – Exemplo 2	100
Figura 69 - Diagrama de Interação N-Mx - Pilar 2 - f_{ck} 25 MPa.....	101
Figura 70 - Diagrama de Interação N-Mx - Pilar 2 - f_{ck} 45 MPa.....	101
Figura 71 - Diagrama de Interação N-Mx - Pilar 2 - f_{ck} 60 MPa.....	102
Figura 72 - Diagrama de Interação N-Mx - Pilar 2 - f_{ck} 80 MPa.....	102
Figura 73 - Diagrama de Interação N-Mx - Pilar 2 - f_{ck} 90 MPa.....	103
Figura 74 - Diagrama de Interação N-My - Pilar 2 - f_{ck} 25 MPa.....	104
Figura 75 - Diagrama de Interação N-My - Pilar 2 - f_{ck} 45 MPa.....	105
Figura 76 - Diagrama de Interação N-My - Pilar 2 - f_{ck} 60 MPa.....	105
Figura 77 - Diagrama de Interação N-My - Pilar 2 - f_{ck} 80 MPa.....	106
Figura 78 - Diagrama de Interação N-My - Pilar 2 - f_{ck} 90 MPa.....	106
Figura 79 - Evolução da Resistência Máxima à Compressão do Pilar 1	108
Figura 80 - Evolução da Resistência Máxima à Compressão do Pilar 2	108
Figura 81 - Resistências Máximas a Momentos do Pilar 1 – Sentido x.....	109
Figura 82 - Resistências Máximas a Momentos do Pilar 1 – Sentido y.....	109
Figura 83 - Resistências Máximas a Momentos do Pilar 2 – Sentido x.....	110
Figura 84 - Resistências Máximas a Momentos do Pilar 2 – Sentido y.....	110

LISTA DE QUADROS

Quadro 1 - Caracterização dos Domínios de Deformação	50
--	----

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Classes de Resistência de Concretos	22
Tabela 2 - Características das Classificações de Aços para Concreto Armado	25
Tabela 3 – Valor de Coeficiente Adicional em Pilares, γ_n	31
Tabela 4 – Cobrimento Nominal para Classes de Agressividade Ambiental	32
Tabela 5 - Valores de Coeficientes γ_c e γ_s	45
Tabela 6 - Valores para Coeficientes de Fragilidade η_c	47
Tabela 7 – Valores para Coeficiente de Fragilidade η_c	88
Tabela 8 – Resistências Máximas a Momento – Pilar 1 – Sentido x	95
Tabela 9 – Resistências Máximas a Momento – Pilar 1 – Sentido y	98
Tabela 10 - Resistências Máximas a Compressão – Pilar 1.....	99
Tabela 11 - Resistências Máximas a Momento – Pilar 2 – Sentido x	103
Tabela 12 - Resistências Máximas a Momento – Pilar 2 – Sentido y	107
Tabela 13 - Resistências Máximas a Compressão – Pilar 2.....	107

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ELU	Estado-limite último
FCN	Flexo-compressão Normal
LN	Linha neutra
NBR	Norma Brasileira

LISTA DE SÍMBOLOS

A	Área
A_c	Área de concreto na seção transversal
A_s	Área de aço de armaduras passiva
Es	Módulo de elasticidade do aço de armadura passiva
f_{cd}	Resistência de cálculo à compressão do concreto
f_{ck}	Resistência característica à compressão do concreto
f_{yd}	Resistência de cálculo ao escoamento do aço
f_{yk}	Resistência característica ao escoamento do aço
kg	Quilograma
kN	kiloNewton
m	metro
m^3	Metro Cúbico
MPa	Megapascal
M_{RCd}	Momento resistente de cálculo para o concreto
M_{RSd}	Momento resistente de cálculo para o aço
M_x	Momento em x
M_y	momento em y
N	Força normal
N_d	Força normal solicitante de cálculo
N_{RCd}	Esforço normal resistente de cálculo para o concreto
N_{RSd}	Esforço normal resistente de cálculo para o aço
R_d	Esforço resistente de cálculo
S_d	Esforço solicitante de cálculo
γ_c	Coefficiente de ponderação da resistência do concreto
γ_s	Coefficiente de ponderação de resistência do aço
x_0	Posicionamento da linha neutra no sistema de coordenadas
ϵ_c	Deformação específica do concreto
ϵ_{cu}	Deformação específica do concreto na ruptura
ϵ_{c2}	Deformação específica do concreto no início do patamar plástico
ϵ_s	Deformação específica do aço da armadura passiva
ϵ_{yd}	Deformação específica do aço no início do escoamento
η_c	Coefficiente de fragilidade do concreto

λ	Índice de esbeltez
σ	Tensão
%	Porcento
‰	Por mil

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	15
1.1 OBJETIVOS	16
1.1.1 Objetivo Geral	16
1.1.2 Objetivos Específicos	16
1.2 DELIMITAÇÕES	17
2 REFERENCIAL TEÓRICO	18
2.1 NORMAS NA CONSTRUÇÃO CIVIL	18
2.2 CONCRETO	18
2.3 AÇO	23
2.4 CONCRETO ARMADO	26
2.5 PILARES	28
2.5.1 Pilares intermediários	35
2.5.2 Pilar de extremidade	36
2.5.3 Pilar de canto	37
2.6 FORÇAS ATUANTES EM PILARES	38
2.6.1 Tração e compressão simples	39
2.6.2 Flexo-compressão	40
2.6.2.1 Flexão Composta Normal	41
2.6.2.2 Flexão Composta Oblíqua	42
2.7 NÃO LINEARIDADES FÍSICAS E GEOMÉTRICAS	42
2.8 ESTADO LIMITES	44
2.8.1 Estado Limite Último (E.L.U.)	44
2.8.2 Estado Limite de Serviço (E.L.S.)	53
2.9 REVISÕES DA NORMA ABNT NBR 6118	53
2.10 ÁBACOS	54
2.11 PROGRAMAS COMPUTACIONAIS	55
2.11.1 Python	56
2.11.2 PCALC	57
3 METODOLOGIA	58

3.1 ANÁLISES NORMATIVAS	59
3.2 DETERMINAÇÃO DOS PROCEDIMENTOS DE CÁLCULO	59
3.2.1 Modelo de Cálculo	60
3.2.2 Parâmetros de Cálculo	60
3.2.3 Procedimentos de Cálculo	62
3.2.3.1 Convenções de Sinais para Forças e Momentos	62
3.2.3.2 Posicionamento dos Elementos	63
3.2.3.3 Determinação das Deformações Máximas dos Materiais.....	64
3.2.3.4 Linha Neutra e Distâncias dos Limites de Deformação	65
3.2.3.5 Deformações e Esforços Resistentes.....	69
3.2.3.6 Diagramas de Interação N-M e Esforços Máximos Encontrados	78
3.3 DESENVOLVIMENTO DE PROGRAMA	78
3.3.1 Funcionamento do programa	79
3.3.2 Modelo de implementação	80
3.3.3 Transcrição do programa e validade das informações geradas	80
3.3.4 Ferramentas da interface visual	81
3.4 GERAÇÃO DE DADOS.....	82
3.5 ANÁLISE DOS DADOS	82
4 RESULTADOS	84
4.1 PROGRAMA RESISPILAR.....	84
4.2 DIAGRAMAS TENSÃO-DEFORMAÇÃO DO CONCRETO.....	87
4.3 AVALIAÇÃO DAS RESISTÊNCIAS DOS PILARES	91
4.3.1 Pilar nº 1	91
4.3.2 Pilar nº 2	100
5 CONCLUSÃO	112

1 INTRODUÇÃO

A maior parte dos campos de atuação da engenharia civil está associada à utilização de concreto armado (VANDERLEI, 1999). As estruturas produzidas com este material são amplamente utilizadas em âmbito internacional, sendo especialmente predominantes no contexto brasileiro (BASTOS, 2019). De acordo com Coelho (2008), o concreto armado figura como um dos elementos fundamentais na evolução da civilização contemporânea. Dessa forma, fica clara a necessidade de o engenheiro possuir habilidades relacionadas à esta combinação de materiais (VANDERLEI, 1999). Dentre os elementos estruturais comumente utilizados neste tipo de sistema estrutural, podem-se citar lajes, fundações, vigas e pilares (ABNT NBR 6118:2023).

O cálculo e dimensionamento de pilares desempenham um papel crucial no campo da engenharia estrutural, pois são estes elementos que transferem as cargas dos pavimentos da edificação para as fundações, que serão posteriormente transferidas ao solo (VANDERLEI, 1999). Isso posto, Fernandes (2018) entende que a falha desses elementos pode impactar de forma substancial o desempenho de uma edificação. A flexão composta, tanto reta quanto oblíqua, é um tipo de solicitação recorrente nos pilares, sendo eles os elementos estruturais mais comumente sujeitos a esse tipo de carga (CECCON, 2008). A análise simultânea de diversos efeitos e configurações nestas estruturas apresenta uma complexidade que requer a utilização de métodos numéricos iterativos e sucessivos para sua devida consideração (ARAÚJO, 2011). Para tais verificações, tem sido adotada a prática de elaborar ábacos para a etapa inicial de dimensionamento e verificação de elementos estruturais no campo da engenharia civil (RIBEIRO, 2011).

Coral (2015) analisa o fato de que a utilização de programas computacionais é amplamente empregada em praticamente todas as etapas de projetos estruturais no campo da engenharia. À medida que a humanidade avança em suas tecnologias, instrumentos inovadores são criados no intuito de aprimorar as análises de modelos matemáticos e de materiais, com o objetivo de obter construções de melhor qualidade (BRITZ, 2011). Entre as principais ferramentas computacionais de análises, dimensionamento e detalhamento estruturais, pode-se citar os seguintes aplicativos: Eberick, CAD/TQS, Cypecad, Ftool, SAP2000 e o PCalc (SILVA, 2017). Essas

ferramentas, cada uma com suas peculiaridades, proporcionam a modelagem mais precisa possível, permitindo uma aproximação do comportamento real da estrutura e obtendo resultados cada vez mais refinados (SILVA, 2017).

Em âmbito nacional, a ABNT NBR 6118:2023 tem o objetivo de estabelecer os princípios gerais que orientam o desenvolvimento de projetos de estruturas de concreto. Esta norma apresenta as orientações relacionadas aos dimensionamentos de diversas estruturas componentes de uma edificação. Isso se realiza na imposição de parâmetros e delimitações, para que a estrutura a ser construída apresente qualidade, segurança e longevidade.

Neste contexto, torna-se importante frisar que normas técnicas não são vitalícias, sendo revisadas com o passar dos tempos. Tais mudanças são realizadas na intenção de melhor adequar a normativa às inovações tecnológicas e ao conhecimento adquirido a cada dia que passa. A ABNT realizou a revisão da norma anteriormente em vigor, do ano de 2014, para a ABNT NBR 6118:2023, atualmente vigente.

Portanto, este trabalho teve por objetivo a criação de um programa para auxiliar a análise do impacto causado pela revisão da norma ABNT NBR 6118, realizada em agosto de 2023, na avaliação de resistência de pilares de concreto armado com seções retangulares, quando comparadas à norma anteriormente vigente.

1.1 OBJETIVOS

1.1.1 Objetivo Geral

O objetivo principal deste trabalho é analisar e determinar as principais implicações que a alteração da norma ABNT NBR 6118 traz para as resistências de cálculo à flexo compressão normal em pilares em concreto armado com seção retangular, através do desenvolvimento de um programa de cálculo automático de resistências à forças normais e momentos fletores.

1.1.2 Objetivos Específicos

Ademais, estabeleceram-se os seguintes objetivos específicos:

- a) desenvolver um *software*, através da linguagem de programação Python, para auxiliar o estudo de resistência de pilares com seções retangulares;
- b) analisar as diferenças normativas apresentadas pela atualização da ABNT NBR 6118:2023, quando comparadas à norma válida anteriormente;
- c) analisar, comparativamente, as características e resultados apresentados para cálculo de pilares com diferentes configurações, através da norma atualizada e da norma anteriormente vigente.

1.2 DELIMITAÇÕES

Definiram-se os seguintes parâmetros de restrição para o presente estudo:

- a) o estudo foi desenvolvido amparado pela ABNT NBR 6118:2014 e pela ABNT NBR 6118:2023;
- b) estabeleceu-se a utilização da linguagem de programação Python para o desenvolvimento da implementação do *software* do trabalho;
- c) o estudo contempla apenas pilares, sem considerar pilares-parede.
- d) o trabalho limitou-se a analisar apenas as resistências de pilares de concreto armado;
- e) o estudo é desenvolvido baseado apenas em modelos matemáticos e numéricos, não realizando estudos experimentais;
- f) é analisada a capacidade resistente de uma única seção transversal de um lance de pilar de concreto armado

2 REFERENCIAL TEÓRICO

Este capítulo apresenta uma revisão bibliográfica sobre pilares, concreto armado e as características dos materiais de sua composição. Explanou-se a importância de avaliação de resistência dos materiais, assim como o método de análise de esforços resistentes para tais estruturas. Por fim, apresentou-se a importância da utilização de programas e ferramentas tecnológicas para desenvolvimento de estudos relacionados à construção civil.

2.1 NORMAS NA CONSTRUÇÃO CIVIL

No âmbito brasileiro, diversas instituições são responsáveis por estabelecer normas, sendo estas entendidas como documentos que fornecem diretrizes para ações técnicas relacionadas à engenharia (BOTELHO, 1998). A Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT), como entidade responsável pela padronização técnica no Brasil, desempenha o papel fundamental de fornecer o suporte necessário para o avanço tecnológico da indústria nacional (ROSA, 2006). Domingues (2018) apresenta que as normas estabelecidas pela ABNT possuem embasamento jurídico, tornando-se obrigatórias em sua observância quando não houver outra norma emitida por órgão público competente.

No Brasil, a norma atual que regula e parametriza as estruturas de concreto armado é a NBR 6118, da ABNT (RIBEIRO, 2011). Segundo esta norma, a ela “cabe definir os critérios gerais que regem o projeto das estruturas de concreto, sejam elas de edifícios, pontes, obras hidráulicas, portos ou aeroportos etc.”. Ela também infere que as ideias apresentadas por essa norma devem ser complementadas por outras normas, com critérios específicos, como é o caso das normas ABNT NBR 8953:2015, que trata sobre classificações de concretos para fins estruturais e da ABNT NBR 7480:2007, que trata sobre especificações dos aços utilizados em estruturas de concreto armado.

2.2 CONCRETO

O concreto é uma composição de materiais, compreendido por cimento, água, agregados miúdos e agregados graúdos, juntamente com ar (COUTO *et al.*). Além

disso, o autor infere a possibilidade de incorporação do material adições e aditivos químicos, com o propósito de aprimorar ou alterar suas características. Ramos (2001) traz em seu trabalho que este é o material mais indicado para obras de engenharia, quando se trata de resistência a aplicações de compressão, sendo a sua especificação imprescindível.

O concreto é um dos materiais mais desfrutados no âmbito da indústria civil (ARIVABENE, 2015). Entre os pontos positivos do concreto, pode-se citar a versatilidade na criação de elementos estruturais com este material, permitindo uma ampla gama de formas e tamanhos, o que o torna uma opção mais econômica e prontamente disponível no local de construção (MEHTA; MONTEIRO, 1994). É igualmente digno de nota, segundo Andrade *et al.*, que esses materiais atendem às exigências da sociedade, no que tange à segurança, habitação, fortificação, higiene, transporte, educação, saúde, lazer, e infraestrutura pública.

Porém, Leonhardt *et al.* (1977) destacam inconveniências na utilização deste material, como grande peso próprio do material, baixa capacidade de isolamento térmico e acústico das estruturas, alto custo de manutenção. Desta forma, dentro das propriedades mecânicas do concreto, destacam-se alguns pontos importantes de análise, como as resistências à tração e à compressão, o módulo de elasticidade e a conexão entre tensão e deformação (PADRE, 2017).

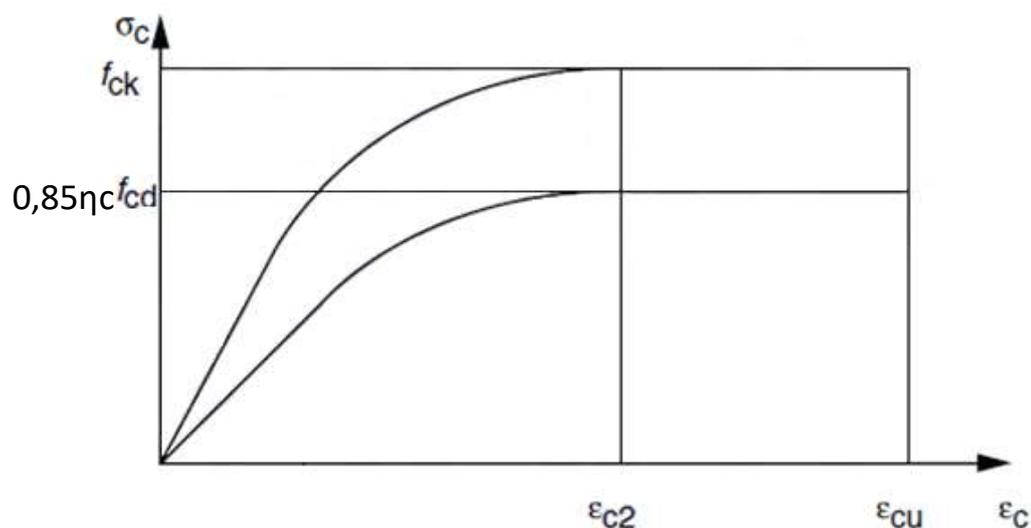
A resistência à compressão uniaxial representa a propriedade mecânica primordial do concreto, não apenas devido à predominância de cargas de compressão em seu comportamento estrutural, mas também devido à possibilidade de estabelecer correlações empíricas entre essa resistência e outros parâmetros físicos (PFEIL, 1988). Apesar disso, Ramos (2001) apresenta a ideia de que este composto de materiais se encontra em estado frequente de aplicação de múltiplas forças simultâneas, que podem ser também de cisalhamento, torção e tração. Entretanto, este material possui a resistência à compressão como sua principal característica de desempenho (CARVALHO; FIGUEIREDO FILHO, 2015).

A distribuição das tensões no concreto ocorre, segundo Carvalho e Pinheiro (2009) em formato parábola-retângulo. Collins, Mitchell e Macgregor (1993) indicam que o formato do diagrama de tensão-deformação está relacionado diretamente à resistência à compressão do material. A curva parabólica é estabelecida a partir do ponto inicial da deformação até o início do patamar plástico de encurtamento, momento em que a tensão permanece constante até atingir a deformação de ruptura

do concreto (KANNO, 2016). A Figura 1, presente na norma ABNT NBR 6118:2023, apresenta o gráfico com a representação idealizada de como ocorre a deformação (encurtamento) do concreto quando sujeito a tensões de compressão.

Segundo a ABNT NBR 6118:2023, a Figura 1 pode ser considerada para se realizar a análise do gráfico de tensão-deformação ($\sigma \times \epsilon$) para o concreto sem fissuras. Em situações de baixas cargas e curta duração, o concreto apresenta um comportamento elástico, diferentemente de quando submetido a tensões médias e altas, onde o comportamento passa a ser inelástico (KANNO, 2016). Percebe-se que a fragilidade do concreto aumenta, na medida que a sua resistência também aumenta (RAMOS, 2001).

Figura 1 - Diagrama Tensão-Deformação para o Concreto Sob Compressão

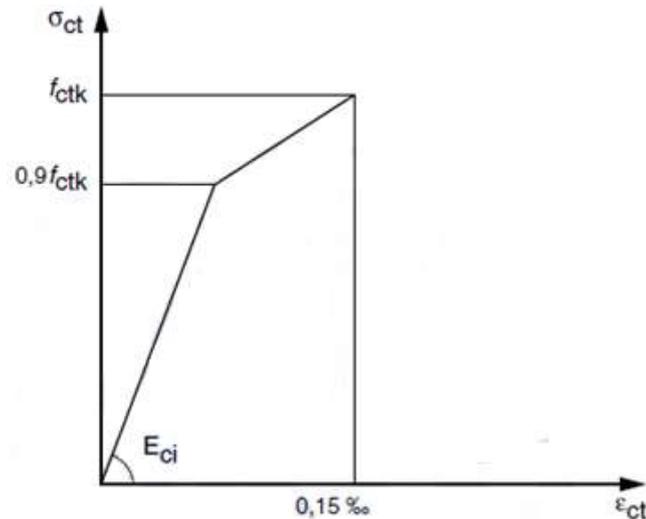


Fonte: Adaptado de ABNT NBR 6118:2023.

Em sua generalidade, a resistência à compressão e a resistência à tração possuem relações, ao passo que ao se aumentar a característica de uma delas, a outra cresce também (VANDERLEI, 1999) A resistência à tração do concreto demonstra uma notável disparidade quando contrastada com a sua resistência à compressão, devido à propensão do material à geração de fissuras e microfissuras internas (FIGUEIREDO, 2011). Ramos (2001) confirma esta afirmação, completando com a ideia de que o material apresenta grande instabilidade nestas situações. Magalhães (2014) também conclui que a resistência à tração deste material, quando comparada à sua resistência compressiva, é baixa. Assim como para a situação do

concreto em compressão, a ABNT NBR 6118:2023 traz o gráfico tensão *versus* deformação, bilinear, para a tração no concreto, quando não fissurado, que pode ser visualizado na Figura 2.

Figura 2 - Diagrama Tensão-Deformação para o Concreto Sob Tração



Fonte: ABNT NBR 6118:2023.

Os diagramas de tensão-deformação e os valores do módulo de elasticidade exibem variações significativas quando se trata de concretos de alta resistência em comparação com os concretos de resistência normal (NOGUEIRA, 2006). O concreto de alta resistência, também referido como concreto de alto desempenho, é conhecido por apresentar superior resistência à compressão e durabilidade (ROCHA, 2014).

Os chamados concretos com elevada resistência possuem características resistentes superiores aos chamados concretos convencionais, sendo necessário entender o ponto que os separa em classificações distintas (BRITZ, 2011). Por meio da utilização de concretos de alta resistência, é possível obter uma diminuição da seção transversal dos pilares, reduzindo, assim, a taxa de armaduras e melhorando o desempenho estrutural desses elementos (KANNO, 2016). Apesar disso, Britz (2011) destaca que o desempenho de um concreto está relacionado ao seu uso, e não especificamente à sua resistência, significando que nem todo o concreto de alta resistência seguramente apresenta um bom desempenho na estrutura onde está inserido.

A norma ABNT NBR 8953:2015, apesar de não descrever as nomenclaturas desta categorização claramente, separa os tipos de concretos com base em suas

consistências e resistências, em dois grupos: grupo I e grupo II. A Tabela 1 apresenta a distinção entre estes grupos para cada classe de resistência de concretos. Para Brites (2011), pode-se considerar os materiais pertencentes ao grupo II, com resistências entre 55 MPa e 100 MPa, como concretos de alta resistência.

Tabela 1 - Classes de Resistência de Concretos

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		
C50	50	C100	100

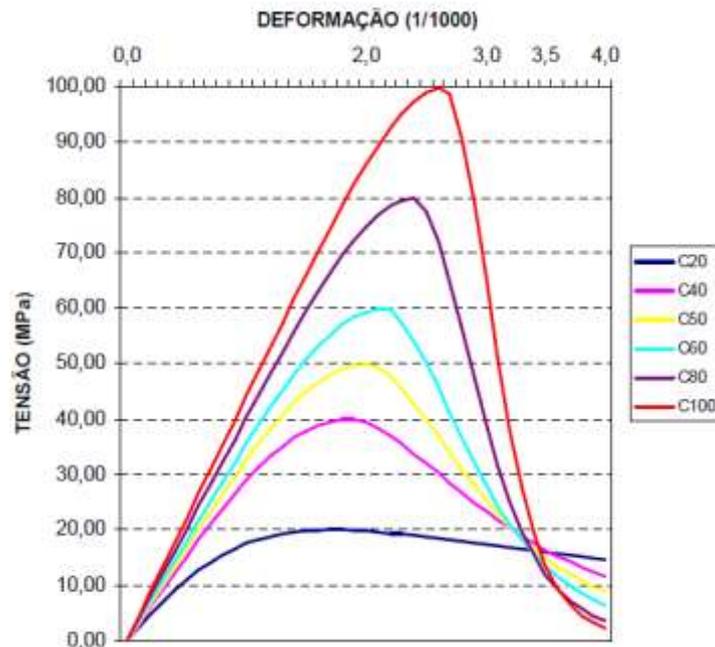
Fonte: Adaptado de ABNT NBR 8953:2015.

Apesar disso, a ABNT NBR 6118:2023 não engloba todas as classes de resistência apresentadas na Tabela 1. Segundo essa norma, ela é aplicada apenas a estruturas que possuam concretos com massa específica compreendida entre os valores de 2.000 kg/m³ e 2.800 kg/m³. Desta forma, ainda segundo a ABNT NBR 6118:2023, ela engloba apenas os concretos com resistência entre C20 e C50 (pertencentes ao Grupo 1 da ABNT NBR 8953:2015), e entre C55 e C90 (pertencentes ao grupo 2 da mesma norma). A Figura 3 apresenta uma representação visual dos comportamentos de tensão *versus* deformação para concretos com resistências características diferentes.

. É possível entender que, com as mudanças das classes de concreto, os comportamentos dos materiais são diferentes (NOGUEIRA, 2006). O autor cita, como pontos principais a se analisar, o aumento da tensão máxima, conforme é aumentado a classe de concreto, assim o aumento das deformações diretamente relacionado a este aumento de tensão.

Nesse contexto, emerge uma notável ênfase na excelência do concreto, visando assegurar a durabilidade essencial e, assim, minimizar a probabilidade de eventuais patologias (ARIVABENE, 2015).

Figura 3 - Diagrama Tensão-Deformação para Diversas Resistência de Concreto



Fonte: Nogueira (2006).

2.3 AÇO

O aço é um material siderúrgico produzido a partir da fusão do ferro, com adição de carbono em uma quantidade que varia até 2%, resultando na formação de uma liga conhecida como ferro-carbono (IMIANOWSKY; WALENDOWSKY, 2017). Devido à sua natureza homogênea, eles podem ser submetidos a processos de laminação, forjamento, estampagem e estriação (FERRAZ, 2003). Ferraz (2003) conclui que as propriedades do aço podem ser ajustadas por meio de tratamentos térmicos ou químicos, ampliando ainda mais suas possibilidades de aplicação.

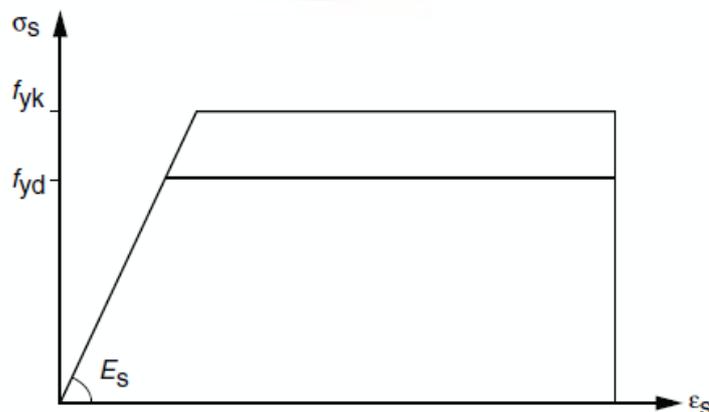
De modo geral, os aços exibem características mecânicas notáveis, demonstrando uma resistência significativa à tração, compressão e flexão (FERRAZ, 2003). Imianowski e Walendowsky (2017) trazem a ideia de que este material possui propriedades mecânicas superiores ao concreto e é amplamente utilizada na indústria devido à sua versatilidade e resistência. Já Fernandes (2018) traz a ideia de que os principais atributos que concorrem para a caracterização de um aço compreendem a

sua resistência típica ao escoamento sob tração, seu limite de resistência e a capacidade de alongamento até o ponto de ruptura, visto que categorias diferentes de aço apresenta características distintas.

As armaduras longitudinais presentes nos pilares desempenham um papel essencial na resistência estrutural, garantindo a capacidade de suportar as cargas aplicadas, enquanto a armaduras transversais tem como principal função prevenir a flambagem, proporcionando estabilidade e rigidez ao elemento (OLIVEIRA, 2004).

O diagrama de tensão *versus* deformação para o aço apresenta comportamento bilinear para esta forma de solicitação (SANTOS, 1994). A Figura 4, apresenta pela ABNT NBR 6118:2023, exibe o diagrama tensão-deformação para armaduras passivas em estruturas de concreto armado. A resistência característica ao escoamento do aço, f_{yk} , em aços sem limite de escoamento definido, corresponde à tensão que resulta em uma deformação permanente de 0,2% (NOGUEIRA, 2006).

Figura 4 - Diagrama Tensão-Deformação para o Aço em Armaduras Passivas



Fonte: ABNT NBR 6118:2023.

A norma brasileira ABNT NBR 7480:2007 desempenha um papel fundamental ao estabelecer as especificações para o aço utilizado como armadura em estruturas de concreto armado (IMIANOWSKY; WALENDOWSKY, 2017). Isso porque, segundo o autor, é por meio dessa norma que se torna possível identificar os tipos de aço adequados para esse tipo de construção. Estes materiais devem estar em conformidade com as diretrizes estabelecidas pelo Inmetro, que regulamenta a fabricação desses materiais de acordo com as normas da ABNT NBR 7480:2007, tendo a sua avaliação realizada pelo Sistema Brasileiro de Avaliação da Conformidade (Silva *et al.*, 2009).

Durães e Silva (2020) expõe que as barras de aço são classificadas em categorias, de acordo com o valor característico de sua resistência de escoamento. Essa categorização tem base em sua resistência, que é determinada por sua composição química e processo de fabricação (IMIANOWSKY; WALENDOWSKY, 2017). Essas categorias são denominadas CA25 e CA50, para as barras, e CA60, para os fios de aço (DURÃE; SILVA, 2020).

A Tabela 2, adaptado da ABNT NBR 7480:2007, apresenta as principais diferenças para entre as classes de aço existentes. Essa classificação permite identificar e selecionar os materiais adequados para as diversas aplicações em estruturas de concreto armado (DURÃES; SILVA, 2020). As barras e fios de aço utilizados como armadura para concreto armado são das categorias CA-50 e CA-60 (SILVA *et al.*, 2009). O aço denominado CA-50 é amplamente empregado na construção civil, destacando-se por possuir uma superfície dotada de nervuras e ser produzido por meio do processo de laminação a quente, apresentando notável soldabilidade, excelente maleabilidade e elevada resistência mecânica (IMIANOWSKY; WALENDOWSKY, 2017). Por outro lado, o autor aponta que o aço CA-60 é utilizado em proporções intermediárias, também possuindo superfície nervurada, mas sendo fabricado por meio do processo de trefilação.

Tabela 2 - Características das Classificações de Aços para Concreto Armado

Tipo de aço	CA-25	CA-50	CA-60
Limite de Tensão de Escoamento (MPa)	250	500	600
Limite de resistência à tração (MPa)	300	540	660
Alongamento (%)	18	8	5
%C	0,12	0,26	0,12
%Mn	0,82	0,91	0,78
%P	0,02	0,03	0,02
%S	0,04	0,026	0,031

Fonte: Adaptado de ABNT NBR 7480:2007.

Teobaldo (2004) explica que a consideração da corrosão é crucial ao utilizar o aço, uma vez que esse fenômeno acarreta alterações físico-químicas resultantes da reação do material com o ambiente. Essas mudanças no material transformam o aço em compostos químicos semelhantes ao minério de ferro, resultando na perda de propriedades fundamentais, como resistência mecânica, elasticidade, ductilidade, além de reduzir a seção resistente do material (TEOBALDO, 2004).

2.4 CONCRETO ARMADO

O concreto armado é um sistema estrutural, utilizado amplamente na construção civil, que combina as propriedades do concreto e do aço, sendo a aderência entre esses materiais um fator determinante para o seu desempenho (UKASINSKI, 2015). Kanno (2016) afirma que o termo "concreto armado" é usado para descrever uma estrutura composta de concreto com elementos de reforço de aço incorporados dentro dele. Logo, o concreto armado é originado quando se coloca uma armadura de aço na estrutura de concreto (ARIVABENE, 2015).

No Brasil, o método construtivo predominante é o concreto armado, sendo comum o fato de as estruturas serem compostas por elementos como vigas, pilares, lajes e fundações, entre outros, formando os modelos estruturais (GROSSMANN, 2019). Com este material, segundo Couto *et al.* (2013) assegura-se uma maior capacidade de suporte, considerando que o concreto e a armadura atuam de forma conjunta e complementar, desempenhando funções distintas no processo de dimensionamento.

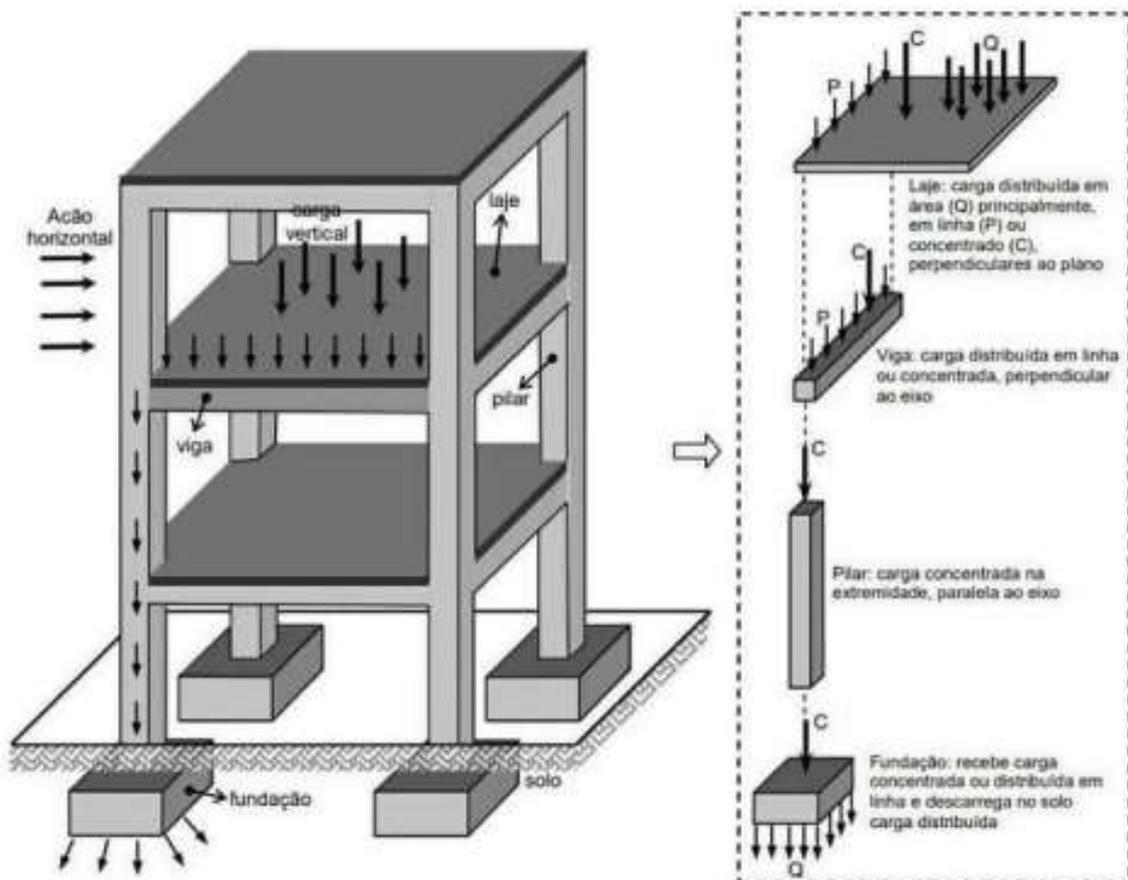
A utilização de concreto armado apresenta diversas vantagens: fácil moldagem e estruturação, emprego de mão de obra sem grandes qualificações, materiais encontrados em abundância na natureza, facilidade no manuseio, grandes resistências a adversidades climáticas e a altas temperaturas (ANDOLFATO, 2002). Apesar disso, apresenta algumas desvantagens, podendo-se citar o grande peso próprio, proteção térmica e acústica reduzida, quando comparada a outros materiais, presença de fissuras e necessidade de precisão na disposição de elementos na construção, como as armaduras (COUTO *et al.*, 2013).

Alguns fatores fazem com que o concreto armado possua seu desempenho de não linearidade física (PINTO, 1997). Isto explica-se, segundo a visão do escritor, principalmente pelo fato de que os materiais que o compõem não apresentam

performance elástica perfeita, além de agentes como a fluência, escoamento das armaduras e efeitos de fissuração. A transferência de tensões entre a armadura de aço e o concreto é um processo complexo que sofre forte influência das solicitações externas aplicadas à peça (FERNANDES, 2000). Incrementos adicionais de carga só podem ser alcançados por meio da contribuição do aço (NAWY, 2005).

No contexto de edificações verticais, esta combinação de materiais desempenha um papel fundamental na construção de elementos estruturais como lajes, vigas, fundações e pilares (COUTO *et al.*, 2013). De acordo com Pinheiro (2007), estes são os principais componentes estruturais de uma obra de construção civil. Enquanto as lajes e vigas são peças horizontais de uma estrutura, os pilares são caracterizados pela sua posição vertical, todos tendo o propósito de absorver cargas e transmiti-las para outras peças, com a função final de transferi-las para o solo. A Figura 5 expõe o posicionamento destes elementos estruturais em uma construção, assim como as cargas atuantes

Figura 5 – Elementos Estruturais e Cargas Solicitantes



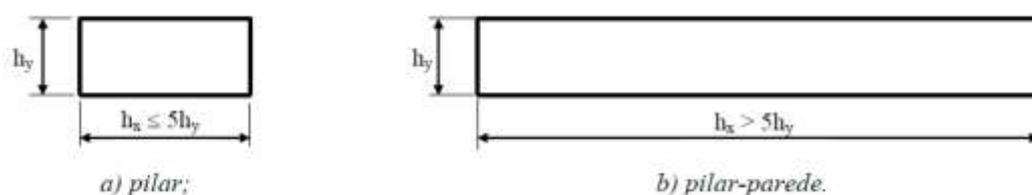
2.5 PILARES

A norma ABNT NBR 6118:2023 caracteriza os pilares como estruturas normalmente dispostas verticalmente, retilíneas, onde predominam as forças normais de compressão. Sua função primordial no sistema estrutural consiste em transferir as cargas aplicadas para as fundações (CLÍMACO, 2005). Isto acontece, segundo Scadelai (2004), porque o caminho natural dos carregamentos, na maior parte das estruturas, tem início nas lajes, que as transferem para as vigas, seguindo para os pilares e, ao final para as fundações. Coral (2015) complementa, afirmando que os pilares são elementos que aglomeram estas reações provenientes de vigas e lajes de um andar, e das cargas dos andares superiores, além de seu próprio peso, transferindo-as para as fundações

Dentro da área de cálculo estrutural, um dos principais pontos a se destacar é o dimensionamento de pilares (FERNANDES (2018)). Os pilares de concreto armado possuem comportamentos estruturais abstrusos, sendo comumente não-lineares (JÚNIOR, 1997). Coral (2015) apresenta que o dimensionamento de pilares deve trazer consigo a capacidade de determinar um conjunto de esforços resistentes, de forças normais e momentos, aos quais ele deve ser capaz de exercer. Estas peças possuem grande relevância na construção de edificações, pois, como indica Vanderlei (1999), toda ação realizada em estruturas que nele se apoiam, como lajes e vigas, podem torná-lo de grandes dimensões, quando muito solicitado.

É importante entender que existem diferenças entre pilares e pilares-parede. Segundo estabelece a ABNT NBR 6118:2023, obtém-se um pilar parede quando a maior das dimensões da seção transversal do pilar é no mínimo cinco vezes maior que a menor de suas dimensões. A Figura 6 apresenta visualmente a diferença entre um pilar-parede e um pilar comum. A norma ressalta que existem diferenças nos cálculos e dimensionamentos dos pilares, sendo necessária à sua distinção preliminar.

Figura 6 - Distinções entre Pilar e Pilar-Parede



Fonte: Bastos (2021).

No âmbito do dimensionamento de pilares de concreto armado, quando submetidos a flexo-compressão, seja ela normal ou oblíqua, são consideradas premissas essenciais acerca da dinâmica nos materiais utilizados (KANNO, 2016). A ABNT NBR 6118, traz as seguintes premissas para estes comportamentos:

- a) uma área transversal perpendicular ao eixo longitudinal do elemento, que é inicialmente plana e perpendicular a esse eixo, mantém essa condição mesmo após sofrer deformações;
- b) a aderência entre o concreto e o aço é perfeita, resultando em uma deformação idêntica para ambos os materiais; assim, torna-se possível calcular a deformação em qualquer ponto da seção, independentemente de ser aço ou concreto, considerando que ambos os materiais estão perfeitamente aderidos.
- c) na análise estrutural, a resistência do concreto à tração é considerada negligenciável, e, portanto, é atribuída à armadura de aço a responsabilidade por resistir a todas as forças de tração presentes na estrutura.

Além disso, a norma ABNT NBR 6118:2023 sinaliza algumas características físico-estruturais que regem o dimensionamento destes elementos. Entre essas características, pode-se mencionar a área da seção bruta, o coeficiente de esbeltez, área de armaduras e cobrimento, além dos tipos de materiais utilizados e das forças atuantes.

O coeficiente de esbeltez (λ) de um pilar decorre da sua configuração e das conexões que este elemento possui em suas extremidades (PINTO, 2017). A Equação 1, adaptada da NBR 6118:2023 para pilares retangulares, é apresentada por Grossmann (2019).

$$\lambda_{ret.} = \frac{\sqrt{12} \cdot l_e}{h} \quad (1)$$

Onde:

$\lambda_{ret.}$ Igual ao índice de esbeltez para um pilar retangular;

l_e igual ao comprimento equivalente;

h igual à dimensão do pilar na direção a ser analisada.

Conforme estabelecido pela ABNT NBR 6118:2023, pilares com índice de esbeltez acima de 200 não são aceitos, exceto em situações específicas onde a força normal seja inferior a $0,1 * f_{cd} * A_c$. Pinto (2017) apresenta uma classificação dos pilares, de acordo com o coeficiente encontrado:

- a) curto: $\lambda \leq 35$;
- b) médio: $35 < \lambda \leq 90$;
- c) medianamente Esbelto: $90 < \lambda \leq 140$;
- d) esbelto: $140 < \lambda \leq 200$

A Figura 7 apresenta um exemplo da diferença entre um pilar esbelto e um pilar robusto. Entende-se que a magnitude, influenciada pelas proporções da seção transversal e pelo seu comprimento, está associada à propensão do elemento a sofrer efeitos de instabilidade local, como a flambagem (DEUSCHLE, 2019).

Figura 7 – Exemplo de Esbeltez e Robustez em Pilares



Fonte: Schneider (2020)

A medida de l_e varia de acordo com a tipologia da estrutura, considerando se há presença de nós fixos ou móveis, bem como as condições de suporte no topo e na base do pilar (BASTOS, 2021). A ABNT NBR 6118:2023 indica que em elementos comprimidos, como é o caso de pilares, que possuam vínculos em suas duas extremidades, deve se considerar a Equação 2 para a adoção do valor de l_e (ABNT NBR 6118:2023). A Figura 8 mostra a origem dos valores utilizados nesta equação.

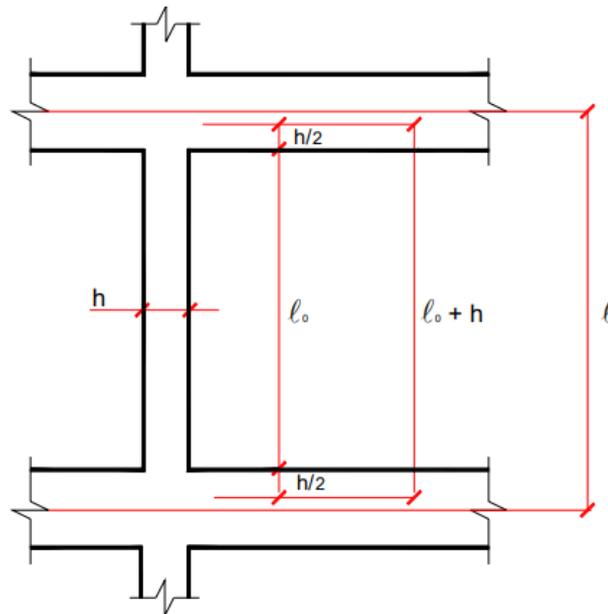
$$l_e = \text{mín}(l_0 + h, l) \quad (2)$$

Onde:

l_0 igual à distância entre faces internas dos elementos horizontais que vinculam o pilar;

l igual à distância entre eixos dos elementos horizontais que vinculam o pilar.

Figura 8 – Valores de l_0 e l para Pilares



Fonte: Scadelai (2004).

Em relação à estrutura bruta da peça, a norma traz que os pilares geralmente não podem possuir dimensões inferiores a 19 cm; em situações específicas, em que se exige a necessidade de o pilar possuir dimensão inferior a 19 centímetros, deve-se considerar um coeficiente de majoração superior à estrutura, a fim de garantir a segurança das estruturas, sendo 14 centímetros a menor dimensão possível para o pilar. Invariavelmente, o pilar deve possuir a área de sua seção igual ou superior à 360 cm² (ABNT NBR 6118:2023).

A Tabela 3 apresenta os valores de coeficientes adicionais γ_n , calculados pela Equação 3, ambos apresentados pela ABNT NBR 6118:2023.

Tabela 3 – Valor de Coeficiente Adicional em Pilares, γ_n

b (cm)	≥ 19	18	17	16	15	14
γ_n	1,00	1,05	1,10	1,15	1,20	1,25

Fonte: Adaptado de ABNT NBR 6118:2023.

$$\gamma_n = 1,95 - 0,05 * b \quad (3)$$

Sendo:

b igual a menor dimensão da seção, em centímetros.

A NBR 6118:2023 também estabelece outro fator crucial conhecido como cobrimento, que se refere à espessura da camada de concreto responsável por proteger a armadura. Esta proteção se estende desde a superfície externa da estrutura até a barra mais próxima desempenha um papel crucial na conferência de proteção, tanto em termos de resistência física, garantida pela estanqueidade, quanto em termos de proteção química, por meio da formação de uma película, resultado da elevada alcalinidade e da ação isolante da massa de concreto (MARAN *et al.*, 2015). A Tabela 4 traz os valores permitidos pela norma para cobrimentos nominais para cada classe de agressividade ambiental.

Tabela 4 – Cobrimento Nominal para Classes de Agressividade Ambiental

Tipo de estrutura	Componente ou elemento	Classe de Agressividade Ambiental			
		I	II	III	IV
		Cobrimento Nominal (mm)			
Concreto Armado	Laje	20	25	35	45
	Viga/pilar	25	30	40	50
	Elementos estruturais em contato com o solo	30	30	40	50
Concreto Protendido	Laje	25	30	40	50
	Viga/pilar	30	35	45	55

Fonte: Adaptado de ABNT NBR 6118:2023.

Araújo (2003) destaca que a capacidade de resistência de uma estrutura às intempéries e aos efeitos da exposição a agentes agressivos de estruturas de concreto armado está intrinsecamente ligada à espessura e qualidade do cobrimento do concreto, além das características do material empregado. Por isso, é fundamental

considerar corretamente o cobrimento, uma vez que, de acordo com a ABNT NBR 6118:2023, esse parâmetro tem um impacto direto na conservação da estrutura.

Além disso, a norma apresenta também indicações de configurações de armaduras em pilares. A norma preconiza que, em estruturas poligonais, o arranjo deve possuir minimamente uma barra em cada vértice da seção (ABNT NBR 6118:2023). A norma traz também valores mínimos de taxas de armaduras longitudinais nos pilares, sendo representadas pela Equação 4:

$$A_{s,min} = 0,15 * N_d / f_{yd} \geq 0,004 * A_c \quad (4)$$

Onde:

$A_{s,min}$ igual a área de armaduras transversais mínima da seção transversal;

A_c igual a área da seção transversal do concreto;

N_d igual a força normal de cálculo

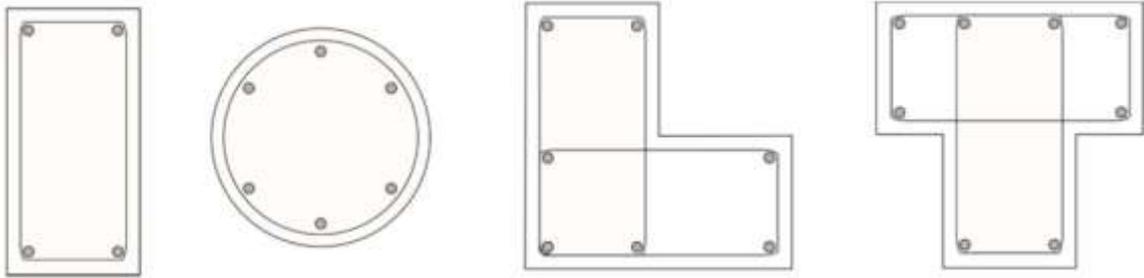
f_{yd} igual à tensão de escoamento de cálculo

A ABNT NBR 6118:2023 também parametriza as taxas de armaduras máximas permitidas em pilares. A norma traz que a taxa de armadura máxima permitida é igual a 8% da área de concreto. Para esta limitação, deve-se considerar também a sobreposição existente em regiões de emenda em pilares. Por isso, indica-se a utilização de 4% como a taxa máxima permitida para armaduras de uma seção.

Silva (2017) lembra também que o arranjo das armaduras, quando uniformemente distribuído na seção do pilar, traz vantagens tanto na parte construtiva em si, quanto na parte de cálculos projetistas. Porém, a ABNT NBR 6118:2023 faz considerações importantes relacionadas às dimensões das armaduras. Em relação ao diâmetro das barras, a norma traz o valor de 10mm como sendo o diâmetro mínimo permitido para armações longitudinais. Esta dimensão também não pode ser superior a 1/8 da menor das dimensões da área transversal.

Existe também, por parte da norma, uma delimitação das distribuições das armaduras no pilar. O primeiro parâmetro a ser trazido é que, para seções de formato poligonal, deve-se dimensionar ao menos uma barra por extremidade. A Figura 9 apresenta indicações de distribuição das posições mínimas de armaduras longitudinais para diferentes formatos de pilares.

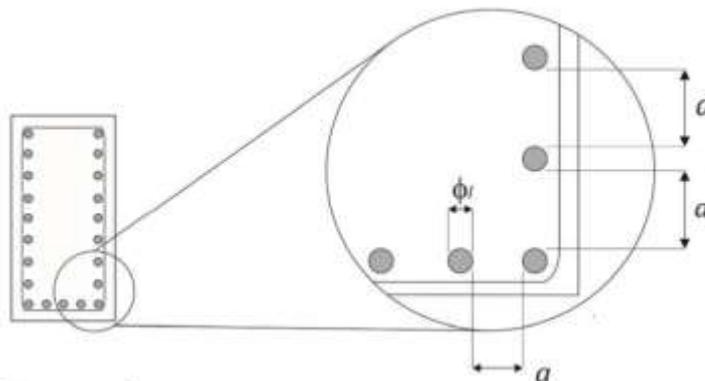
Figura 9 – Distribuição Mínima de Armaduras Longitudinais em Pilares



Fonte: Pinto (2017)

O segundo parâmetro é relativo aos espaçamentos máximos e mínimo entre as barras. A Figura 10 traz a representação de uma seção transversal, com a determinação dos espaçamentos entre armaduras que devem sempre ser analisados.

Figura 10 – Espaçamentos entre Armaduras Longitudinais



Fonte: Adaptado de Pinto (2017)

A dimensão máxima entre os eixos de duas barras deve ser a menor entre as duas seguintes opções:

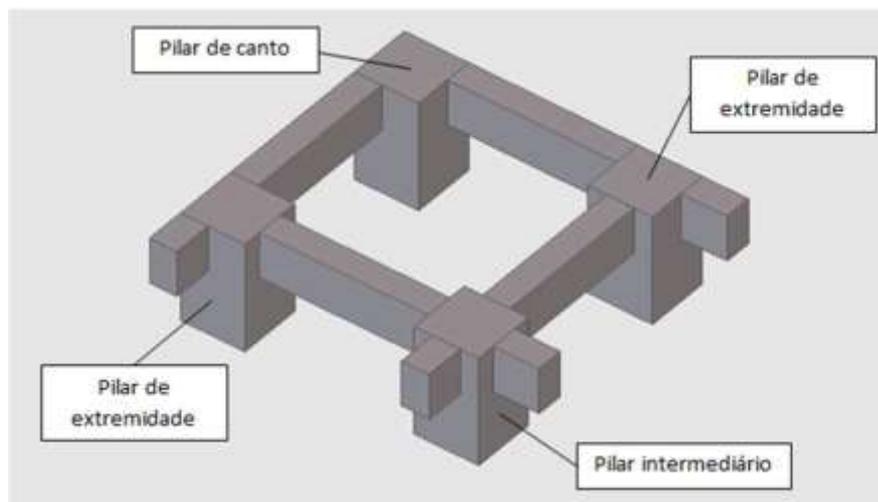
- a) duas vezes a menor dimensão a seção;
- b) 400 mm.

Já em relação aos espaçamentos mínimos, a distância entre faces de duas barras longitudinais deve possuir dimensão igual ou superior às seguintes situações:

- a) 20 mm;
- b) diâmetro da barra longitudinal;
- c) 1,2 vezes a máxima dimensão do agregado graúdo do concreto.

Os pilares comuns também possuem diferenciações entre si. Scadelai (2004) apresenta a ideia de que os pilares podem ser categorizados de três formas distintas. Para o autor, esta classificação está relacionada às solicitações iniciais que são exercidas em cada estrutura. Uma representação simples destas diferenciações pode ser visualizada na Figura 11, e esclarecido na sequência.

Figura 11 - Tipos de Pilares em Edifícios



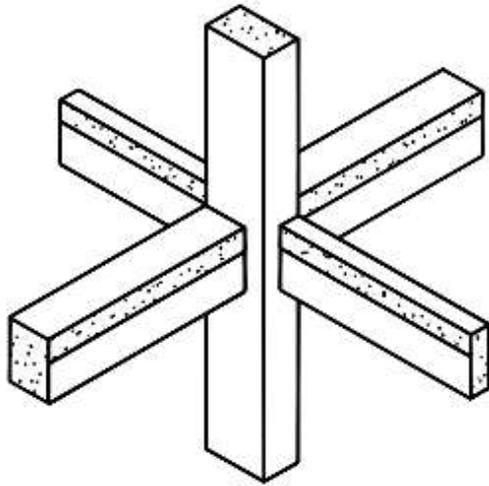
Fonte: Chaves (2013).

2.5.1 Pilares intermediários

Pilares intermediários, também conhecidos como pilares de centro, são pilares que apresentam solicitação de compressão simples centrada, ou seja, que não apresentam excentricidades iniciais. Segundo Casagrande e Silva (2011), este tipo de pilar tem vínculo apenas com viga contínuas e que, por recomendação da norma ABNT NBR 6118, consideram-se para os cálculos como se fossem simplesmente apoiadas. Desta forma, segundo o autor, a transmissão de momentos para o pilar é considerada nula. Coral (2015) apresenta que, embora os pilares intermediários possam estar sujeitos a flexão composta normal, os momentos aplicados são tão insignificantes que seu dimensionamento é realizado com base nos momentos mínimos.

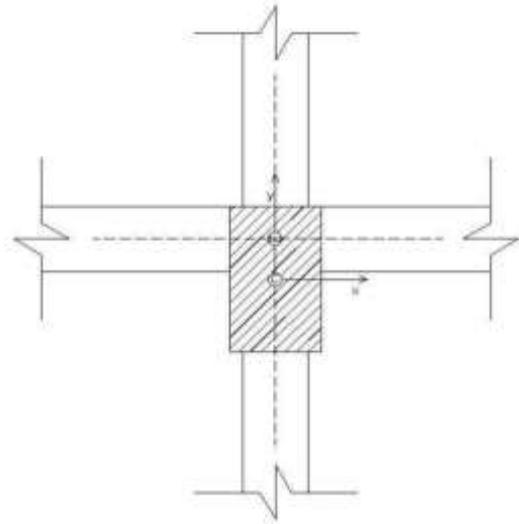
As Figuras 12, 13 e 14 apresentam, respectivamente, os pilares intermediários em vista tridimensional, em planta baixa e em análise de projeto.

Figura 12 - Pilares Intermediários - Vista Tridimensional



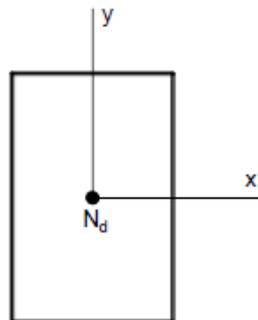
Fonte: Scadelai (2004).

Figura 13 - Pilares Intermediários - Planta Baixa



Fonte: Casagrande e Silva (2011).

Figura 14 - Pilares Intermediários - Situação de Projetos

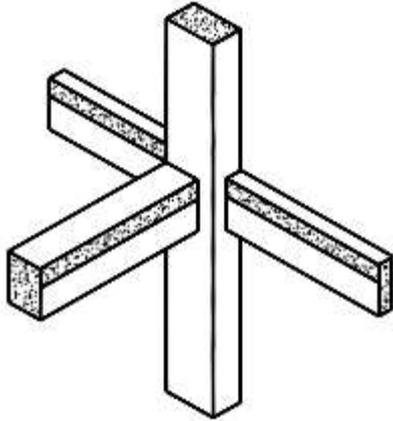


Fonte: Bastos (2015).

2.5.2 Pilar de extremidade

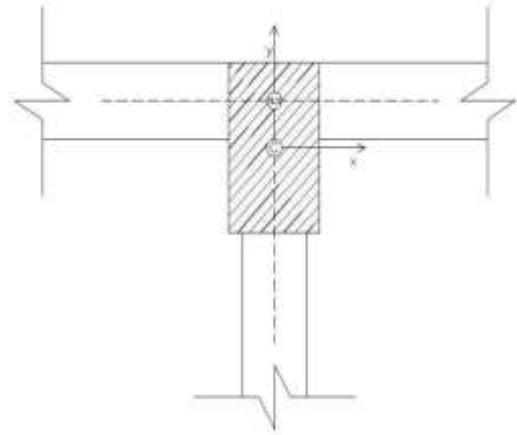
O pilar de extremidade, conhecido também como pilar lateral, de face ou de borda, é aquele que se encontra nas margens das edificações (CASAGRANDE; SILVA, 2011). O autor entende que a denominação "pilar de extremidade" deriva do fato de que esse tipo de pilar normalmente serve como apoio extremo para uma viga, ou seja, uma viga que não se estende além do pilar, interrompendo sua continuidade. Desta forma, na situação de projeto ocorre a Flexão Composta Normal (FCN), decorrente da não continuidade da viga sobre o pilar. As representações destes pilares podem ser visualizadas nas Figuras 15, 16 e 17.

Figura 15 - Pilares de Extremidade -
Vista Tridimensional



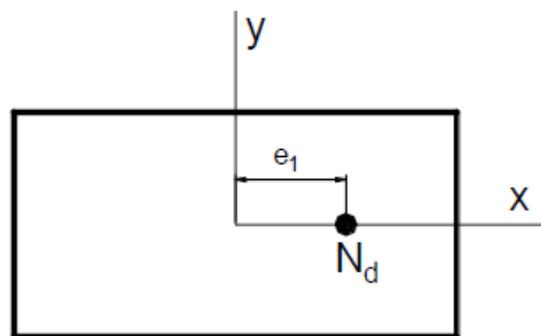
Fonte: Scadelai (2004).

Figura 16 - Pilares de Extremidade -
Planta Baixa



Fonte: Casagrande e Silva (2011).

Figura 17 - Pilares de Extremidade - Situação de Projeto

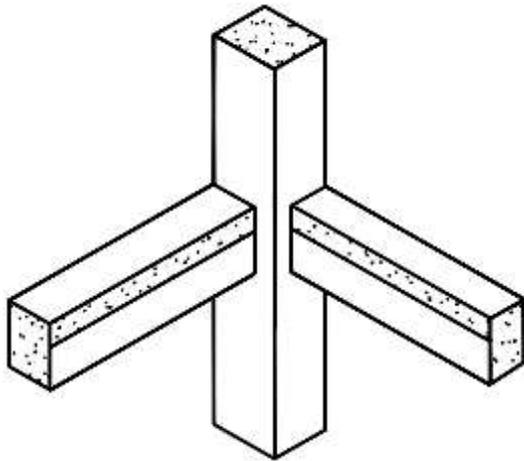


Fonte: Bastos (2015).

2.5.3 Pilar de canto

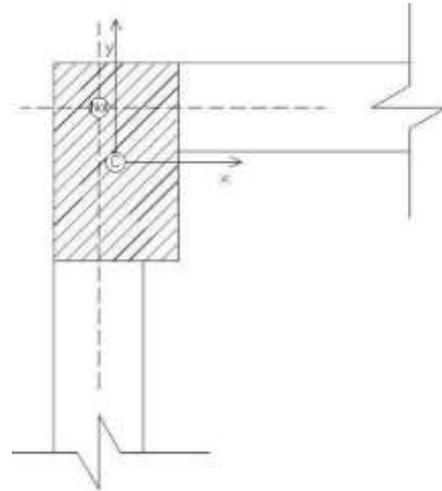
Na generalidade, o pilar de canto é localizado nos ângulos dos edifícios, trazendo assim a sua denominação, devido à sua posição (CASAGRANDE; SILVA, 2011). Kanno (2016) propõe a ideia de que, durante o projeto estrutural destes pilares, ocasiona-se a flexo-compressão oblíqua, o que resulta em excentricidades nas duas direções principais da seção transversal. Tal força oblíqua é consequente, segundo Casagrande e Silva (2011) da interrupção de duas vigas no pilar, em ambos os sentidos, segundo. Tal como para os pilares anteriores, as Figuras 18, 19 e 20 trazem as diferentes representações para os pilares de canto.

Figura 18 - Pilares de Canto - Vista Tridimensional



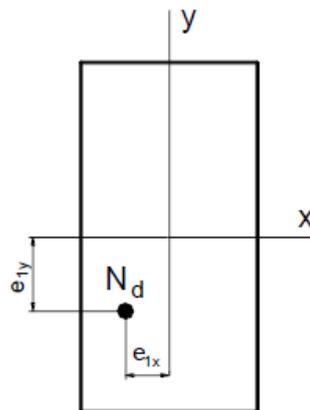
Fonte: Bastos (2015).

Figura 19 - Pilares de Canto – Planta Baixa



Fonte: Casagrande e Silva (2011).

Figura 20 - Pilares de Canto - Situação de Projeto



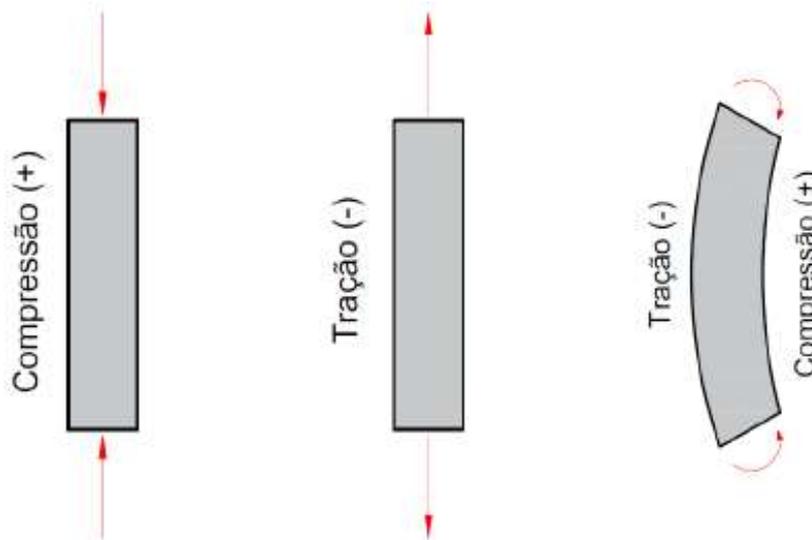
Fonte: Bastos (2015).

2.6 FORÇAS ATUANTES EM PILARES

Um carregamento em uma estrutura trata-se da mistura entre as diversas ações prováveis de atuarem simultaneamente sobre uma estrutura, em determinado tempo (ABNT NBR 6118:2023). Sofrendo carregamentos ao longo de sua composição, as estruturas possuem comportamentos diferentes, dependendo de cada ação exercida sobre ela (CORAL, 2015). Conforme destacado por Clímaco (2016), nas estruturas de concreto armado mais comumente utilizadas, os pilares são submetidos a combinações de forças normais e momentos fletores. Através destas combinações de

forças solicitantes na estrutura, o pilar acaba por experimentar deformações e tensões normais ao longo de sua seção transversal (JÚNIOR, 1997). A Figura 21 representa as forças de tração e compressão que são geradas nos pilares de concreto armado.

Figura 21 - Solicitações Normais em Pilares



Fonte: Grossmann (2019).

As tensões sofridas pelo sistema são responsáveis pelos esforços resistentes da estrutura, que equilibram os esforços solicitantes, no intuito de assegurar o equilíbrio da seção (JÚNIOR, 1997). Desta forma, segundo o autor, exige-se uma análise numérica detalhada do comportamento de pilares, visto que as não-linearidades físicas e geométricas da construção são características intrínsecas a estes elementos estruturais.

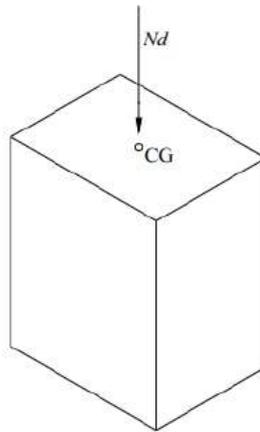
É de extrema importância realizar uma análise minuciosa das forças atuantes nas edificações, levando em consideração sua magnitude, direção e sentido, a fim de obter uma visão estrutural consistente que abranja a transferência adequada dessas ações até o solo e o correto dimensionamento dos elementos estruturais (REBELLO, 2000).

2.6.1 Tração e compressão simples

A tração simples, assim como a compressão, é observada quando um elemento é submetido a forças que atuam ao longo de seu eixo em ângulo reto, sendo, assim,

normal ao plano da seção transversal (HIBBELER, 2010). Tais forças, segundo indica Alves (2013), são aplicadas no centro geométrico da peça, o que indica que as tensões nela aplicadas são uniformes. Fusco (1981) denomina estas cargas que geram tensões normais na seção transversal, tanto de tração quanto de compressão, de solicitações normais. A Figura 22 mostra como são representadas as forças de tração e compressão simples, em um centro geométrico de um pilar.

Figura 22 - Tração e Compressão Simples em Pilares



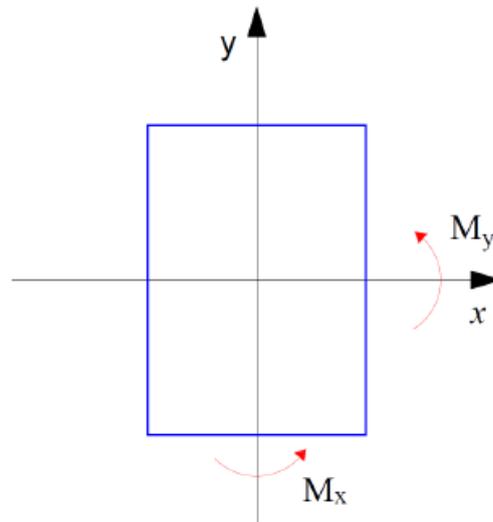
Fonte: Fernandes (2018).

No entanto, é importante ressaltar que a compressão centrada é uma simplificação de cálculo e não representa uma situação realista (MELO, 2009).

2.6.2 Flexo-compressão

A flexão composta ocorre quando força normal e momento fletor atuam simultaneamente sobre o pilar, apresentando duas possíveis situações: flexão composta normal e flexão composta oblíqua (ALVES, 2013). Essa carga pode ser resultante da transferência de forças de vigas e/ou lajes, assim como devido a imperfeições em fases de construção (UKASINSKI, 2015). Uma variedade de modos de flexão pode ser aplicada a uma seção transversal retangular de concreto armado (CARVALHO; PINHEIRO, 2009). A Figura 23 indica os momentos fletores que ocorrem em pilares.

Figura 23 - Momentos Fletores em Pilares



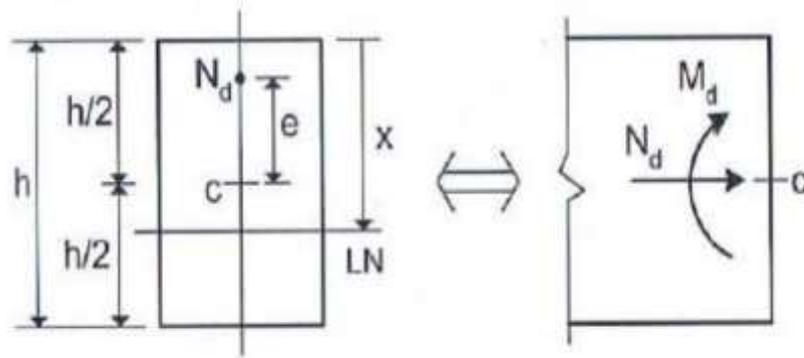
Fonte: Grossmann (2019).

2.6.2.1 Flexão Composta Normal

Quando um pilar está sujeito a um momento fletor em apenas um dos seus planos principais, ocorre o fenômeno de flexo-compressão normal (MELO, 2009). Na flexão composta normal, ocorre a presença de uma força normal e um momento fletor atuando em uma direção (CORAL, 2015).

Na flexão normal, observa-se a presença de um eixo de simetria na seção transversal, alinhado com o plano de carregamento (UKASINSKI, 2015). A Figura 24 mostra a situação de projeto a ser considerada, quando existe presença de flexão composta normal.

Figura 24 - Representação de Flexão Composta Normal

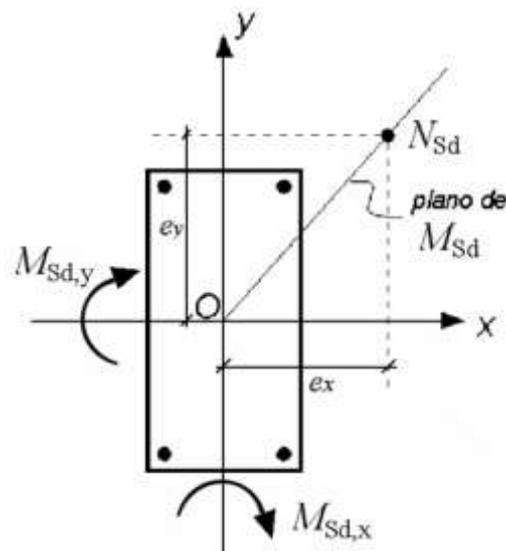


Fonte: Araújo (2003).

2.6.2.2 Flexão Composta Oblíqua

Na flexão composta oblíqua, a força normal está acompanhada por dois momentos fletores, relacionados às duas direções principais do pilar (CORAL, 2015). Este tipo de ação é caracterizado pela presença simultânea de força normal e momento fletor, onde o plano de aplicação do momento fletor não coincide com nenhum eixo de simetria da seção transversal, seja a simetria da seção de concreto ou da disposição da armadura (JÚNIOR, 1997). A Figura 25 indica a ocorrência das excentricidades no elemento e a situação de flexão oblíqua composta em projetos.

Figura 25 - Representação de Flexão Composta Oblíqua



Fonte: Smaniotto (2005)

Ukasinski (2015) reflete que, pelo fato de o plano de aplicação da carga não coincidir com nenhum dos eixos de simetria da seção, resulta-se em um comportamento distinto. Júnior (1997) apresenta que, em casos em que a seção não apresentar nenhum eixo de simetria, a flexão composta será sempre oblíqua.

2.7 NÃO LINEARIDADES FÍSICAS E GEOMÉTRICAS

As estruturas, em sua generalidade, apresentam um comportamento não linear devido a dois fatores principais: o comportamento não linear do material e as alterações geométricas que ocorrem durante a aplicação de carregamentos (ROCHA,

2014). Esses eventos são nomeados, respectivamente, de não linearidade física e não linearidade geométrica (MAGALHÃES, 2014).

A não linearidade geométrica origina-se na medida que as deformações apresentadas pela estrutura resultam em esforços adicionais, devendo ser adequadamente incorporados no processo de cálculo, levando em conta os chamados esforços de segunda ordem (REGALLA, 2015). Em outras palavras, a estrutura se deforma na medida que as cargas são aplicadas, tanto horizontais quanto verticais, originando estes esforços adicionais (SANTOS, 2019). Dessa forma, segundo Pinto *et al.* (2002), os impactos decorrentes da não linearidade geométrica referem-se às consequências analisadas ao considerar o equilíbrio da estrutura em sua configuração deslocada. É comumente chamada de teoria da segunda ordem o estudo direcionado às estruturas que incluem os efeitos de não linearidade geométrica, enquanto a teoria para sistemas indeformados é nomeada teoria da primeira ordem. (ARAUJO, 1984).

No dimensionamento de pilares de concreto armado, é essencial ter conhecimento das excentricidades a serem consideradas, independentemente de sua resistência à compressão (AGUIAR, 2000). Isso porque, conforme concluiu o autor, as excentricidades representam a consideram de fatores com imperfeições geométricas e efeitos de segunda ordem, além de outras características que não são consideradas em situações básicas de projetos. Essas excentricidades, segundo Rocha (2014) podem ser de primeira ou segunda ordem.

Excentricidades de primeira ordem, de acordo com Assis, Porto e Canchumani (2019), decorre de momentos fletores externos ao longo do pilar ou do ponto teórico de aplicação da força normal não coincidir com o centro de gravidade da seção transversal. Já as excentricidades de segunda ordem, conforme a ABNT NBR 6118:2023, são estabelecidas como o resultado do deslocamento horizontal dos nós da estrutura, influenciado pela ação simultânea de cargas verticais e horizontais, que acabam por interferir no modelo retilíneo dos eixos da estrutura. Desta forma, segundo traz a norma, as estruturas devem ser determinadas para que mantenham a sua estabilidade mesmo sofrendo a combinação mais desfavorável de ações. As figuras 24 e 25 exibem as excentricidades de primeira ordem causadas em cada situação de projeto, onde na flexo-compressão normal, como trazido por Assis, Porto e Canchumani (2019), existe excentricidade em apenas um dos sentidos, enquanto na flexo-compressão oblíqua a excentricidade é presente em duas direções

Sob outra perspectiva, como pode ser observado na Figura 1, os componentes constituintes do concreto armado não exibem um comportamento elástico ideal (SANTOS, 2019). Assim, ao analisar uma estrutura, se faz necessária a análise da estabilidade global e local das estruturas (MEDEIROS, 2018). Porém, devido a variação de rigidez apresentada por pilares a cada lance de uma estrutura, deve-se entender que existem diferenças entre as análises globais e locais para pilares (SANTOS, 2019).

Ao adotar uma abordagem sistêmica global da estrutura, é possível realizar o estudo do conjunto dos elementos estruturais e compreender a interação e o comportamento sinérgico desses componentes (GATTELLI, 2022). Já para efeitos locais, a não linearidade física pode ser tomada de forma estimada, em estruturas que apresentem esforços globais de segunda ordem, em construções com ao menos 4 andares (ABNT NBR 6118:2023). Para métodos de dimensionamento de pilares, analisando-os localmente, a ABNT NBR 6118:2023 traz simplificações para serem consideradas nos diferentes modelos de análise, sendo eles: pilar-padrão com rigidez k , pilar padrão com curvatura aproximada, acoplado a diagramas M , N e $1/r$ e método geral.

2.8 ESTADO LIMITES

As avaliações estruturais em uma construção possuem o objetivo de verificar o correto atendimento dos estados limites último e de serviço (ABNT NBR 6118:2023). Essas análises, segundo a ABNT NBR 6118:2023, podem ser afetados pelas consequências das ações em uma estrutura. Desta forma, faz-se necessário realizar a análise de segurança para os estados limites últimos e os estados limites de serviço de uma construção, levando em conta as combinações últimas e combinações de serviço, respectivamente (SMANIOTTO, 2005).

2.8.1 Estado Limite Último (E.L.U.)

Para que o sistema cumpra com o seu proposto, deve-se garantir que os efeitos solicitantes de cálculo sejam inferiores aos efeitos resistentes de cálculo (BENDÔ, 2011). A ABNT NBR 6118:2023 traz a condição analítica de segurança para as

estruturas, onde as solicitações em uma estrutura não podem ser superiores às resistências apresentadas por ela. A Equação 5 traz esta condição apresentada.

$$R_d \geq S_d \quad (5)$$

Onde:

R_d igual à resistência de cálculo;

S_d igual à solicitação de cálculo

De forma semelhante, Carvalho e Figueiredo Filho (2015) inferem que, para se garantir a segurança de um sistema, precisa-se que as cargas solicitantes, já majoradas, sejam inferiores às solicitações últimas, que poderiam ocasionar na ruína de uma estrutura. Por isso, a ABNT NBR 6118:2023 traz a ideia de aplicação de coeficientes de ponderação, a serem aplicados para as resistências dos materiais, no intuito de garantir a segurança e bom desempenho das estruturas. A norma indica os valores que devem ser utilizados para verificação da resistência no estado-limite último. Tais índices estão apresentados na Tabela 5.

Tabela 5 - Valores de Coeficientes γ_c e γ_s

Combinações	Concreto γ_c	Aço γ_s
Normais	1,4	1,15
Especiais ou de construção	1,2	1,15
Excepcionais	1,2	1,0

Fonte: Adaptado de ABNT NBR 6118:2023.

Tais coeficientes são utilizados nas Equações 6 e 7, trazidas pela ABNT NBR 6118:2023, para se obter as resistências de cálculo para o aço e para o concreto, minorando as resistências características destes materiais.

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad (6)$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \quad (7)$$

Sendo:

- f_{cd} igual à resistência de cálculo à compressão do concreto;
- f_{ck} igual à resistência característica à compressão do concreto;
- γ_c igual à ao coeficiente de ponderação de resistência do concreto;
- f_{yd} igual à resistência de cálculo ao escoamento do aço;
- f_{yk} igual à resistência característica ao escoamento do aço;
- γ_s igual ao coeficiente de ponderação de resistência do aço.

O fato de o aço possuir coeficientes superiores ao do concreto está relacionado à sua ductilidade (KANNO, 2016). Kanno (2016) conclui que, por se tratar de um material mais dúctil, este material apresenta alto nível de deformação pré-rompimento, alertando ao problema eminente, enquanto o concreto possui rompimento brusco.

Ao passo que a estrutura recebe forças solicitantes maiores que as tensões resistentes suportadas pelo material, sejam elas forças normais ou momentos fletores, obtém-se a ruptura por falta de capacidade resistente (PINTO, 2017). Segundo o autor, este fator pode estar relacionado às capacidades resistentes do concreto, pela sua excessiva compressão, ou pelo aço, por sua excessiva deformação.

O Estado Limite Último (E.L.U.) é definido pela falha da estrutura, que pode ser causada pela ruptura de um dos materiais ou pela deformação permanente excessiva da peça, tornando-a inutilizável (PFEIL, 1988). Segundo Araújo (2003), o estado limite de uma estrutura é alcançado quando não são atendidos os critérios de segurança e adequado desempenho em serviço. A ABNT NBR 6118:2023 traz que este estado limite refere-se à situação em que ocorre o colapso ou qualquer outra forma de falha estrutural, que leva à interrupção do uso da estrutura. No contexto das análises no estado-limite último, é possível utilizar o diagrama tensão-deformação apresentado pela Figura 1 como recurso, sendo a sua formação determinada pela Equação 8, também apresentada pela ABNT NBR 6118:2023.

$$\sigma_c = 0,85 * \eta_c * f_{cd} * \left[1 - \left(1 - \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c2}} \right)^n \right] \quad (8)$$

Sendo:

- σ_c igual à tensão no concreto, em MPa;
- ε_{c2} igual à deformação específica do concreto no início do patamar plástico, em ‰;

- ε_c igual à deformação específica em uma fibra genérica do concreto, em ‰;
- f_{cd} igual à resistência de cálculo à compressão do concreto, em MPa;
- n índice utilizado na equação.
- η_c igual a coeficiente de fragilidade, adimensional.

O valor de n , para concretos com f_{ck} menores ou iguais à 50 MPa, é igual a 2. Para valores superiores, considera-se a Equação 9.

$$n = 1,4 + 23,4 * \left(\frac{90 - f_{ck}}{100} \right)^4 \quad (9)$$

Sendo:

- f_{ck} igual à resistência característica à compressão do concreto, em MPa.

Para o coeficiente de fragilidade η_c , os valores são variáveis, e tem relação direta com a classe de concreto utilizada na estrutura a ser estudada. A Tabela 6 mostra os valores a serem considerados para este coeficiente para cada classe de concreto.

Tabela 6 - Valores para Coeficientes de Fragilidade η_c

f_{ck} (MPa)	η_c
≤ 40	1
> 40	$\left(\frac{40}{f_{ckc}} \right)^{\frac{1}{3}}$

Fonte: ABECE (2023)

Os valores de ε_{c2} e ε_{cu} representam, respectivamente, a deformação característica do concreto em seu encurtamento, quando ocorre a transição para o comportamento plástico, e as mesmas características para o seu momento de ruptura (SILVA, 2017). A ABNT NBR 6118:2023 traz uma diferença entre os valores de ε_{c2} e ε_{cu} , dependendo da classe característica de resistência do material que se está trabalhando. Para concretos que possuam f_{ck} iguais ou superiores a 50 MPa, utiliza-se as Equações 10 e 11 para determinação de ε_{c2} e ε_{cu} , respectivamente.

$$\varepsilon_{c2} = 2‰ \quad (10)$$

$$\varepsilon_{cu} = 3,5\text{‰} \quad (11)$$

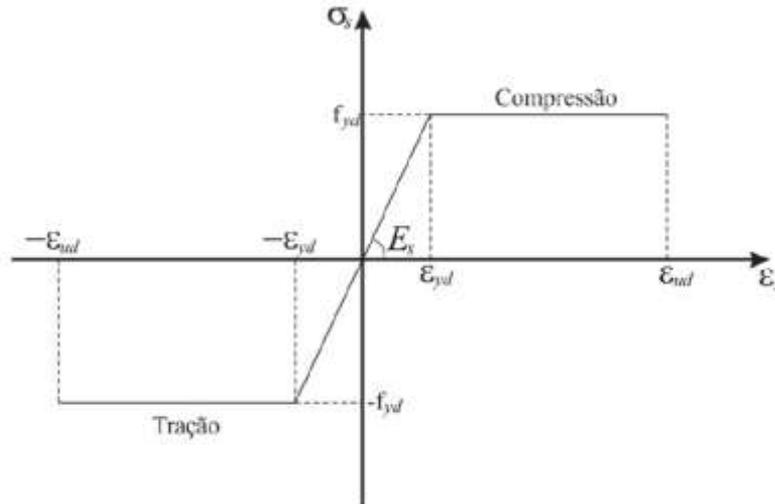
Já para concretos com resistências características superiores a 50 MPa, utiliza-se as equações 12 e 13 para determinação das deformações características do concreto.

$$\varepsilon_{c2} = 2\text{‰} + 0,085\text{‰} * (fck - 50)^{0,53} \quad (12)$$

$$\varepsilon_{cu} = 2,6\text{‰} + 35\text{‰} * [(90 - fck) / 100]^4 \quad (13)$$

No caso do aço, é observado que o comportamento do material segue um diagrama tensão-deformação característico de um modelo elasto-plástico ideal, onde os limites definidos nos domínios de deformação são respeitados (RIBEIRO, 2011). A Figura 26 apresenta o diagrama de tensão versus deformação para o aço, para efeito de cálculo do ELU, tendo a Equação 14 para se obter o valor de ε_{yd} .

Figura 26 - Diagrama Tensão-Deformação para Aço de Armadura Passiva



Fonte: Pinto (2017).

$$\varepsilon_{yd} = \frac{f_{yd}}{E_s} \quad (14)$$

Onde:

ε_{yd} igual à deformação específica de cálculo de escoamento do aço, em ‰;

f_{yd} igual à resistência ao escoamento do aço da armadura passiva, em MPa;

E_s igual ao módulo de elasticidade do aço da armadura passiva, em MPa.

A ABNT NBR 6118 traz que os valores máximos de deformação são iguais a 10‰ e ε_{cu} , para tração e compressão, respectivamente. A norma indica que, na ausência de informações apresentadas pelo fornecedor ou de ensaios para o material, é recomendada a utilização do valor de 210 GPa para o módulo de elasticidade do aço.

Para que uma estrutura entre em colapso, é necessário que as deformações máximas do concreto ou do aço sejam atingidas (FERNANDES *et al.*, 2018). Segundo explica Araújo (1984), existem duas principais formas pela qual a ruína dos pilares pode ocorrer: vulnerabilidade no equilíbrio e perda de potencial resistente. É natural que a falha pela desestabilização da estrutura ocorra em pilares com maiores índices de esbeltez, enquanto o fenômeno de acabamento da resistência ocorra em estruturas menos esbeltas (RIBEIRO, 2011).

Uma das análises fundamentais a serem realizadas em estruturas de concreto é a determinação do domínio de deformação da seção em estudo, considerando os estados limites últimos de ruptura e/ou deformação plástica excessiva (UKASINSKI, 2015). Isso porque a condição de ruptura do concreto comprimido ou de deformação plástica excessiva da armadura tracionada é identificada pelos diferentes domínios de deformação (JÚNIOR, 1997). A Figura 27 apresenta os domínios de estado limite, correspondentes aos diferentes padrões de deformação que ocorrem nas seções transversais de vigas, pilares e tirantes quando sujeitos a tensões normais (ABNT NBR 6118:2023).

O ELU de uma seção é atingido quando a configuração das deformações ao longo de sua altura se enquadra em uma das seis categorias de deformação definidas (ABNT NBR 6118:2023). As deformações sofridas pelos elementos, como vistas na Figura 27, podem ser de expansão ou contração, resultantes de tensões normais de tração ou compressão, respectivamente (CHAVES, 2013). O autor também afirma que as formas de ruptura convencionais podem ocorrer devido à deformação plástica da armadura sob tensões de tração (ao longo da reta a e nos domínios 1 ou 2), ou devido ao encurtamento máximo do concreto (ao longo da reta b e nos domínios 3, 4, 4a ou 5).

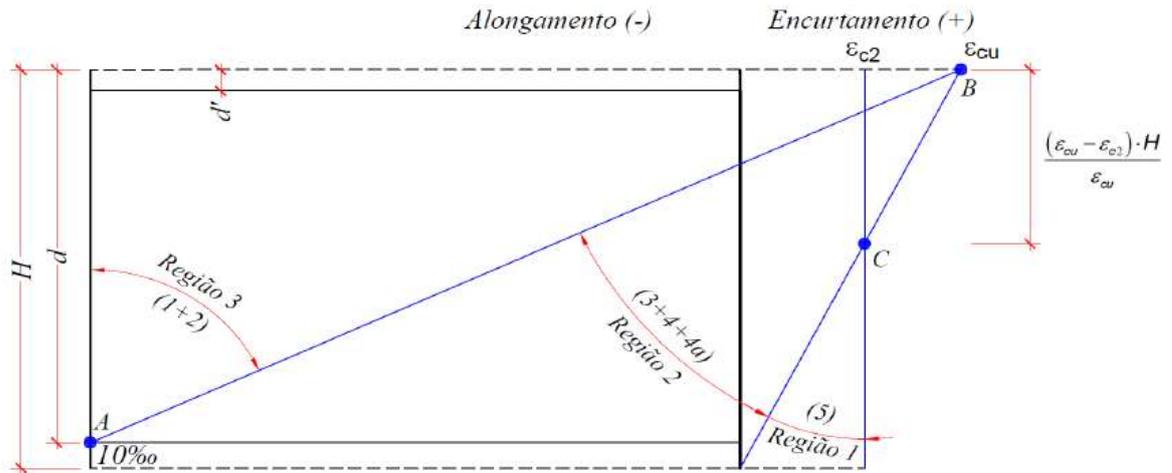
(conclusão)

3	Flexão simples ou composta com ruptura do concreto à compressão e com escoamento do aço, há um aproveitamento eficiente de ambos os materiais.	$\left(\frac{\varepsilon_{cu}}{10\%_0 + \varepsilon_{cu}}\right) * d < x_0$ $< \left(\frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{yd} + \varepsilon_{cu}}\right) * d$
4	Flexão simples ou composta que causa a ruptura do concreto à compressão e a tração do aço sem escoamento resulta em uma falha frágil nessa região, o que leva a uma utilização inadequada do aço.	$\left(\frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{yd} + \varepsilon_{cu}}\right) * d < x_0 \leq d$
4a	Flexão composta com ruptura do concreto à compressão e armadura comprimida, o aço da armadura menos comprimida não é plenamente aproveitado, tendo em vista a sua limitada capacidade de deformação.	$d < x_0 \leq h$
5	Compressão não uniforme, sem tração, é caracterizada pela sua ruptura frágil, que ocorre sem deformação e fissuração.	$h < x_0 < \infty$
Reta B	Compressão Uniforme	$x_0 \rightarrow \infty$

Fonte: Adaptado de Grossmann (2019).

Para Araújo (2010), não se faz obrigatório contemplar todos os seis setores mencionados e mostrados na Figura 27, uma vez que é possível agrupá-los em apenas três áreas distintas. Os seis domínios de deformação acabam por se transformar em 3 polos de ruína, A, B e C, assim, gerando três regiões de deformação (SILVA, 2017), que se encontram explicitadas pela Figura 28.

Figura 28 - Regiões de Deformação



Fonte: Grossmann (2019).

Conforme explica Silva (2017), as três regiões podem ser explicadas da seguinte forma:

- região 1 – Estabelecida pelo polo C, onde acontece o esmagamento do concreto em seções totalmente afetadas por forças de compressão;
- região 2 – definida pelo polo B, também sofrendo esmagamento, porém em seções que não são inteiramente comprimidas;
- região 3 – Definida pelo polo A, onde existe a ocorrência de modificação em excesso da armadura, que se encontra em estado de tração.

Carvalho e Figueiredo Filho (2015) expõe que, entre as diversas configurações de deformações específicas para o aço ϵ_s e para o concreto ϵ_c , existe um conjunto de momento fletor e esforço normal à qual a seção consegue resistir. O gráfico do tracejado de resistência que pode ser criado, traz a representação da capacidade máxima que determinada estrutura é capaz de suportar (PINTO, 2017). Para tal construção o autor afirma que, é necessário saber algumas características da estrutura, como área de concreto, assim como área de aço e sua consequente distribuição no plano. Desta forma, segundo Pinto (2017), consegue-se entender a participação destes elementos na estrutura, e sua contribuição na chegada ao estado limite último da peça.

2.8.2 Estado Limite de Serviço (E.L.S.)

A ABNT NBR 6118:2023 indica que os estados limites de serviço são os parâmetros críticos onde a estrutura passa a não atender a algumas necessidades características como bem-estar do usuário, estética e funcionalidade das estruturas. Vibração, deterioração por corrosão, alteração de forma e corrosão são algumas das peculiaridades encontradas em estruturas que tiveram o estado limite de serviço infringido (IMIANOWSKY; WALENDOWSKY, 2017).

Este trabalho será baseado em cálculos de estado limite último, não realizando considerações referentes ao estado limite de serviço que, segundo Smaniotto (2005), trazem determinações referentes a alterações na estrutura, como deformação do elemento ou fissuras.

2.9 REVISÕES DA NORMA ABNT NBR 6118

A ABNT NBR 6118 foi criada no ano de 1940 e teve alterações nos anos de 1960, 1978, 2003 e 2014 (ALTO QI, 2023). A mais nova versão da norma é a ABNT NBR 6118:2023, atualizada em agosto de 2023, tendo possíveis emendas a serem lançadas até o início do ano de 2024 (ABECE, 2023). Tal alteração, segundo a ABECE (2023), teve intenção de tornar mais claro alguns procedimentos e requisitos. Ela também afirma que, por estar diretamente interligada com o conforto e segurança das pessoas, é imprescindível que ela seja atualizada e aprimorada ao longo dos anos.

Em relação às alterações trazidas na ABNT NBR 6118:2023, quando comparada à norma anteriormente em vigor, uma das principais mudanças está relacionada à compressão no concreto. A Equação 15 apresenta o cálculo para obtenção da tensão de pico do concreto pela ABNT NBR 6118:2014. Esta equação sofreu alteração com a nova versão da norma, onde incluiu-se o coeficiente de fragilidade η_c . A Equação 08 apresenta a atualização deste cálculo.

$$\sigma_c = 0,85 * f_{cd} * \left[1 - \left(1 - \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c2}} \right)^n \right] \quad (15)$$

Onde:

σ_c igual à tensão no concreto, em MPa;

- ε_{c2} igual à deformação específica do concreto no início do patamar plástico, em ‰;
- ε_c igual à deformação específica em uma fibra genérica do concreto, em ‰;
- f_{cd} igual à resistência de cálculo à compressão do concreto, em Mpa;
- n índice utilizado na equação.

Segundo a ABECE (2023), a adição do coeficiente de fragilidade η_c tende a reduzir a tensão de pico para algumas classes de concreto, principalmente com maiores resistências. Isto se deve ao fato de que a fragilidade dos concretos aumenta na medida que a sua resistência também aumenta.

A ABECE (2023) também afirma que tal alteração terá consequência provável em pilares com concreto de resistência elevada. Tal impacto se dará na de forma que, na medida que o concreto perderá capacidade resistentes de compressão, a tendência é que as taxas de armadura na estrutura aumentem.

Outra alteração importante que tende a ser trazida pela ABNT NBR 6118:2023 é referente ao item 7.4.7.4 da norma. Na versão anterior, de 2014, a norma possibilita a redução em 5 mm, dos cobrimentos nominais de uma estrutura, desde que amparada por um controle adequado de qualidade. Porém, segundo a ABECE (2023), este item estava sendo utilizado deliberadamente para se reduzir os níveis de cobrimento das estruturas, mesmo onde não houve controle rigoroso sobre a produção. Desta forma, o item teve alteração, limitando a possibilidade de redução no cobrimento apenas para estruturas pré-fabricadas, e estipuladas pela ABNT NBR 9062:2017.

2.10 ÁBACOS

Uma das opções empregadas para executar o dimensionamento de pilares de concreto armado é por meio da utilização de ábacos (FERNANDES, 2018). Um ábaco de resistência de um pilar leva em consideração o estudo de suas características, que está ligado diretamente a atributos geométricos e físicos da seção (FERNANDES *et al.*, 2018). Kanno (2016) completa afirmando que os diagramas de interação são utilizados para verificar a capacidade resistente de um corte transversal de concreto armado com armaduras previamente definidas.

Estes gráficos de interação, como infere Araújo (2014), são construídos para uma seção transversal específica de concreto armado, levando em consideração a

disposição das armaduras e um valor definido para o esforço normal de cálculo N_d . No entanto, é importante ressaltar que os diagramas disponíveis na literatura possuem algumas restrições e estão desatualizados devido às constantes atualizações das normas vigentes (RIBEIRO, 2011).

2.11 PROGRAMAS COMPUTACIONAIS

O avanço da tecnologia na engenharia civil trouxe benefícios significativos para os processos pré e pós-obra, tornando-os mais eficientes e possibilitando um progresso notável nesse campo (PEREIRA; PASTA, 2018). Diversos desafios enfrentados na engenharia podem ser solucionados não apenas por meio de aplicações matemáticas existentes, mas também pela integração de conhecimentos de outras áreas, como a computação (BURDEN; FAIRES, 2008). *Softwares* especializados, tenham eles orientação tanto direta quanto indiretamente para a construção civil, desempenham um papel fundamental no apoio à elaboração, execução e gerenciamento de projetos, orçamentos, armazenamento de dados e outras atividades relacionadas (PEREIRA; PASTA, 2018).

Silva (2017) expõe que há uma ampla variedade de programas computacionais dedicados ao cálculo e dimensionamento de estruturas de concreto armado no mercado. Para a autora, a maioria destes *softwares* comerciais empregados em projetos de engenharia são soluções que viabilizam uma modelagem altamente precisa, produzindo resultados que se aproximam significativamente do comportamento real da estrutura. No cenário atual, é amplamente difundido o emprego de programas computacionais nos campos de projetos e análises estruturais (CORAL, 2015). Podem-se citar o Eberick, o CAD/TQS, o Ftool e o PCalc como alguns dos principais exemplos de ferramentas utilizadas de cálculo estruturais.

O Eberick é um *software* nacional criado pela empresa AltoQI com o propósito de realizar cálculos estruturais tanto para concreto armado moldado in-loco quanto para concreto pré-moldado. (TRAZZI; SOVAT, 2016). Este programa segue as diretrizes e parâmetros impostos pela ABNT NBR 6118:2014. A análise estrutural neste sistema é realizada através da utilização de um sistema de pórtico tridimensional e modelos de grelhas (SILVA, 2017). Os sistemas CAD/TQS apresentam semelhanças com o Eberick em termos de funcionalidades, porém adotam uma abordagem estrutural baseada em pórticos espaciais, onde as lajes são

modeladas por meio de grelhas ou elementos finitos de placas (SILVA, 2017). Por outro lado, Silva (2017) apresenta que o Ftool é um aplicativo interativo baseado em interface gráfica, projetado especificamente para realizar análises estruturais de pórticos planos com enfoque educacional (SILVA, 2017).

Pereira (2013) explica que os *softwares* em geral são concebidos a partir da implementação de linguagens de programação e dos seus respectivos modelos. Uma linguagem de programação consiste em um conjunto de convenções e regras, de sintaxe e semântica, que são utilizadas para expressar instruções de forma padronizada, a fim de serem compreendidas e executadas por um computador programável (GOTARDO, 2015). Para o autor, essa linguagem estabelece as bases para a definição e criação de programas de computador. Entre algumas das principais linguagens de programação, pode-se citar: Python, C++, Java, C#, Javascript (PEREIRA, 2013).

CORAL (2015) enfatiza a necessidade de aprofundar o embasamento teórico dos engenheiros civis que atuam na área de estruturas, a fim de minimizar ao máximo possíveis falhas de cálculo e possibilitar uma análise criteriosa dos resultados provenientes desses programas.

2.11.1 Python

Python é uma linguagem de programação que se destaca por sua simplicidade e clareza, além de possuir uma poderosa biblioteca padrão e ser adequada para desenvolver projetos de grande porte (MENEZES, 2010). Criada por Guido van Rossum em 1990, enquanto trabalhava no Instituto Nacional de Pesquisa para Matemática e Ciência da Computação da Holanda (CWI), teve base em sua experiência anterior no desenvolvimento da linguagem ABC (BORGES, 2014)

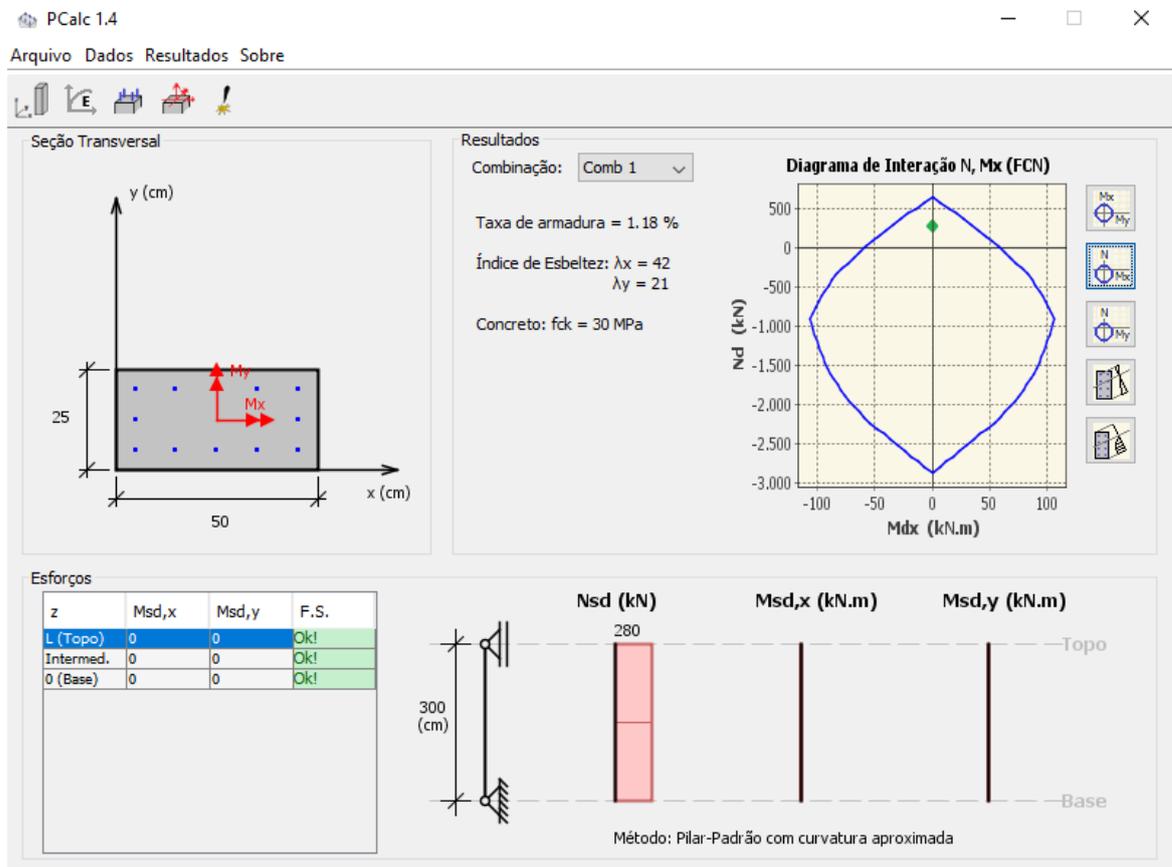
Esta linguagem é amplamente utilizada como uma linguagem de propósito geral, especialmente em tarefas de *script* (LUTZ; ASCHER, 2007). Oliveira (2018) acredita que, por apresentar formato claro e acessível de ser utilizado, essa linguagem possibilita o desenvolvimento de “*scripts*” que são amplamente utilizados em diversos campos de conhecimento, nas mais diversas aplicações. Seu destaque está na sua sintaxe clara e concisa, tornando-a uma excelente opção para desenvolvimento rápido de aplicações, além de apresentar diversas estruturas de alto nível, tais como

dicionários, listas, data/hora, entre outras, bem como módulos prontos que visam facilitar a execução de tarefas frequentes (BORGES, 2014).

2.11.2 PCALC

O programa de computador denominado PCalc, criado por Sander Cardoso Júnior, foi desenvolvido em linguagem Java e tem como objetivo analisar pilares sujeitos à flexão composta oblíqua, considerando tanto a não-linearidade física quanto a geométrica do elemento (SANTOS, 2019). Silva (2017) pontua que o *software* PCalc foi desenvolvido com o propósito de realizar o cálculo e dimensionamento de pilares sujeitos à flexão composta oblíqua, levando em consideração os efeitos decorrentes da não linearidade geométrica e física. Como resultado, o programa gera os diagramas para a análise do Estado Limite Último, juntamente com os resultados equivalentes (SILVA, 2017). A Figura 29 mostra a área principal de trabalho do programa, apresentando os diagramas de interação para uma situação qualquer.

Figura 29 - Área de Trabalho do *Software* PCalc



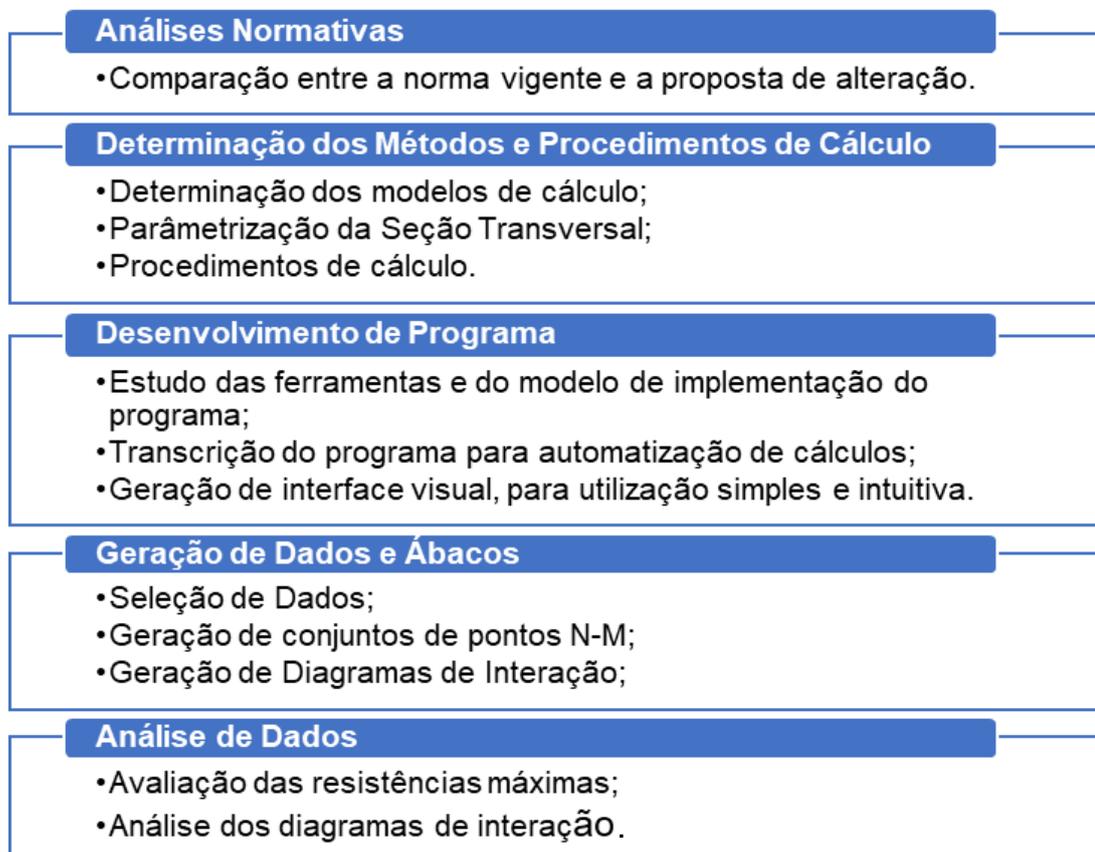
Fonte: Autor (2023)

3 METODOLOGIA

O presente trabalho tem como alvo as diretrizes apresentadas pela atualização da norma ABNT NBR 6118:2023. O estudo tem início e baseia-se nas alterações desta norma quando comparados à sua versão anterior, do ano de 2014. A nova edição traz consigo diversas alterações em parâmetros e inclusão de novas informações, sendo uma parte delas referente à resistência do concreto e dos cálculos para realizar este estudo. Tais alterações são específicas para algumas classes desse material, e têm influência direta em dimensionamentos de estruturas de concreto armado, sendo o pilar um dos tipos de elemento mais impactados. Desta forma, faz-se necessário realizar o estudo de resistência de pilares de concreto armado, que tem ligação direta com as alterações apresentadas na norma.

O estudo possui 5 etapas de execução em seu desenvolvimento. A Figura 30 apresenta as 5 etapas de desenvolvimento do trabalho, em ordem sequencial de execução.

Figura 30 – Etapas de Desenvolvimento do Trabalho



O trabalho visou, através de um desenvolvimento de um programa e de análises quantitativas, comparar e analisar os impactos causados pelas mudanças normativas em avaliações de resistência de pilares retangulares de concreto armado. Tais impactos foram analisados através da obtenção de conjuntos de esforços resistentes de determinadas seções, quando alvos de flexo-compressão normal, avaliando os pontos de esforços máximos, tanto para forças normais quanto para momentos fletores. Através dos pontos, geram-se os diagramas de interação N-M, que indicam os limites de resistência a que determinado pilar sofrer carregamentos.

3.1 ANÁLISES NORMATIVAS

Para realização das análises normativas, foram determinadas as principais alterações trazidas pela ABNT NBR 6118:2023 em relação à versão de 2014. Examinaram-se os parâmetros de cálculo de ambas as normas, determinando as principais alterações apresentadas e especificando os impactos na análise de pilares. As análises normativas são pertinentes não apenas para os modelos matemáticos de cálculo do estudo, mas também para a delimitação de alguns parâmetros e características abrangidas pelas normas.

A investigação das alterações normativas foi realizada de duas formas individuais, mas que se acrescentam. A primeira foi feita através da leitura e comparação entre as diferentes versões da mesma norma. Somando-se a isso, analisaram-se informações compartilhadas por Alio Kimura, diretor-adjunto de Normas Técnicas da ABECE, por meio de palestra direcionada às alterações da norma.

3.2 DETERMINAÇÃO DOS PROCEDIMENTOS DE CÁLCULO

A determinação dos métodos de cálculo do estudo se baseou nas orientações apresentadas pela ABNT NBR 6118, nas versões de 2014 e de 2023, para determinação de esforços resistentes de elementos lineares. O estudo foi conduzido para ambas as normas para que fosse possível analisar e comparar as diferenças apresentadas entre elas.

3.2.1 Modelo de Cálculo

O modelo de cálculo selecionado para estudar e determinar as resistências de pilares de concreto armado foi a análise de esforços resistentes de seções transversais, pelo método de Estados-limites últimos, de estruturas submetidas a forças normais e momentos fletores. Este modelo além, de fornecer o conjunto de pontos de resistência máximos, permite a geração de diagramas de forças normais *versus* momentos fletores, por flexo-compressão normal. O modelo ampara-se nas hipóteses básicas trazidas pela ABNT NBR 6118, da separação da seção transversal em domínios de estado-limite último da seção transversal, tendo a representação destes domínios sido apresentada na Figura 27.

O modelo para análise das resistências desenvolvido baseia-se apenas nas informações da seção transversal do pilar, não considerando características como altura e desaprumo, informações relevantes para dimensionamentos de pilares em estruturas.

3.2.2 Parâmetros de Cálculo

Para o desenvolvimento do estudo da resistência de um pilar, se faz necessária a determinação de todos os parâmetros físicos e geométricos que são pertinentes para o estudo de resistência de pilares, delimitando todos aqueles que são utilizados nos cálculos. Tais características estão relacionadas aos materiais utilizados, assim como formatos e dimensões da estrutura a ser analisada.

Para o estudo de materiais, precisou-se primordialmente determinar as abrangências apresentadas pelo concreto e pelo aço, os materiais componentes do concreto armado. Para o concreto, precisou-se estipular a classe de concreto a ser aplicada para o modelo, assim como o coeficiente de ponderação de resistência deste material, γ_c . A classe de concreto fornece a resistência a característica do material à compressão f_{ck} , parâmetro importante para se determinar as resistências de cálculo e deformações máximas.

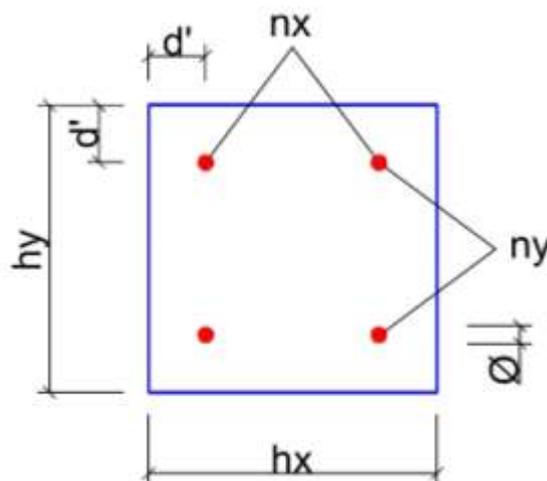
De forma semelhante, foram determinados os parâmetros necessários para as armaduras longitudinais em aço dos cortes transversais. Para este material, necessita-se de sua resistência característica ao escoamento f_{yk} , o coeficiente de ponderação de resistência γ_s e o módulo de elasticidade E_s . Estes dados, assim como

para o concreto, parametrizam as resistências de cálculo do material, assim como deformações máximas a que a estrutura pode ser submetida.

Em relação às características geométricas dos pilares, são necessárias algumas propriedades para realizar a sua análise. Por ter sido definido como critério principal o estudo de pilares com seção transversal com formato retangular, é necessário que se estipule as dimensões de largura e comprimento para dada configuração.

Além destes dados, faz-se necessário indicar as características das armaduras do pilar. É imprescindível que se saiba a disposição das barras em ambos os sentidos da seção, assim como seus diâmetros e a distância de seu centro até as faces do corte transversal, chamado de d' . A Figura 31 apresenta um exemplo de seção transversal de um pilar qualquer, assim como as informações geométricas pertinentes.

Figura 31 - Seção Transversal e Dimensões Geométricas



Fonte: Autor (2023)

Através da parametrização, algumas características do pilar devem ser atendidas, para o modelo de estudo. Em relação às suas armaduras longitudinais, o pilar precisa minimamente possuir uma barra por vértice. Além disso, todas as armaduras são dispostas no perímetro da seção transversal, alinhadas entre si, através do parâmetro d' . Também se determinou a utilização da mesma bitola para todas as armaduras do pilar, não havendo assim diferenças de diâmetros entre armaduras ao longo da seção.

3.2.3 Procedimentos de Cálculo

A seguir serão apresentados os procedimentos utilizados para realizar o estudo das resistências de uma seção qualquer de pilar retangular de concreto armado. Os processos que serão apresentados foram realizados amparados pela norma ABNT NBR 6118, nas versões de 2014 e 2023, tendo as suas diferenças expostas.

3.2.3.1 Convenções de Sinais para Forças e Momentos

A convenção de sinais utilizada para os esforços resistentes do pilar, tanto para forças normais quanto para momentos, pode ser visualizada na Figura 32. Valores positivos de resistências a esforços normais remetem a tração, enquanto dados negativos fazem referência a esforços de compressão. Para momentos, os esforços no sentido horário foram considerados negativos, enquanto as forças no sentido anti-horário foram consideradas positivas.

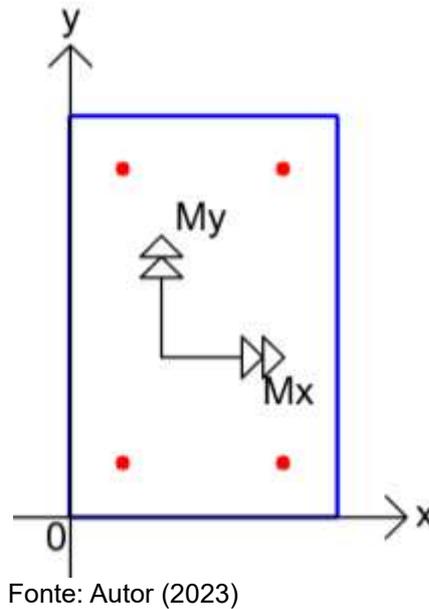
Figura 32 – Convenções de Sinais para Esforços Resistentes



Fonte: Autor (2023)

A seção transversal de um pilar pode também sofrer momentos em duas direções, dependendo do sentido da análise selecionado. Por isso, se faz necessário estabelecer a convenção utilizada para cada sentido, visto que a mudança de dimensões geométricas impacta diretamente no estudo de cada momento. A Figura 33 apresenta os sentidos utilizados de M_x e M_y para as análises que serão realizadas.

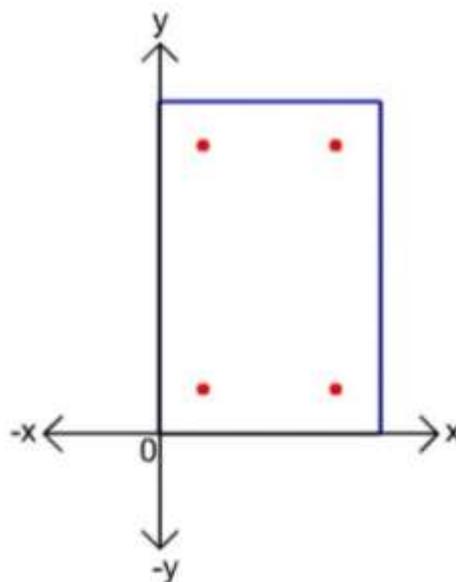
Figura 33 – Sentidos Arbitrados para Momentos na Seção



3.2.3.2 Posicionamento dos Elementos

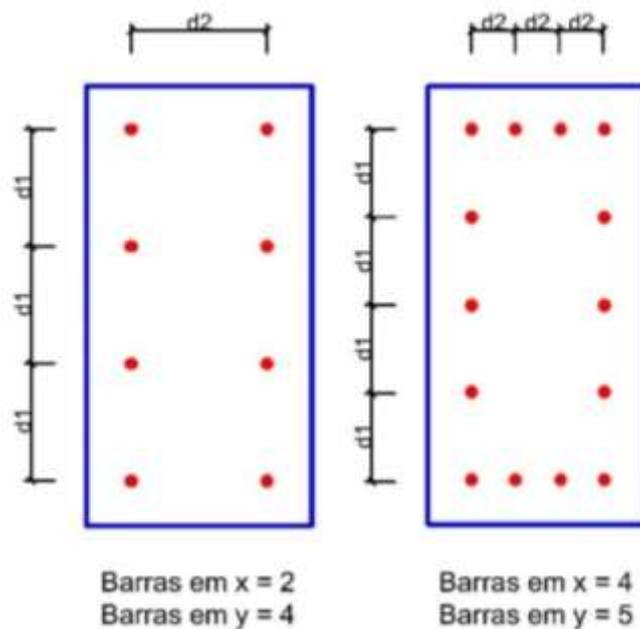
Com os parâmetros pertinentes para a estruturação geométrica do pilar, posicionou-se a seção transversal em um plano cartesiano, com o início nos pontos x e y iguais a zero, conforme apresenta a Figura 34. Desta forma, as faces do pilar ficam alinhadas ao plano inicial do sistema de coordenadas.

Figura 34 – Posicionamento da Seção Transversal no Plano Cartesiano



O posicionamento das barras longitudinais também é disposto no plano, onde a primeira barra tem ambas as coordenadas x e y iguais ao parâmetro d' . Pelo fato de serem necessários ao menos uma barra por vértice, ou seja, o número de barras em x e em y sendo minimamente igual a dois, são organizadas as demais barras de extremidade da seção, sendo as distâncias horizontais e verticais do centro da seção da armadura em relação às faces do pilar iguais a d' . Para situações em que o número de barras no sentido é maior que 2, o saldo é disposto de forma equidistante para aquele sentido, de forma a manter simetria no pilar. A Figura 35 apresenta exemplos de disposição de barras em diferentes configurações de seções transversais, e suas equidistâncias.

Figura 35 – Exemplos de Disposições das Barras na Seção Transversal



Fonte: Autor (2023)

3.2.3.3 Determinação das Deformações Máximas dos Materiais

Para a determinação dos limites de deformação, primeiramente se faz necessário o estabelecimento das deformações máximas dos materiais selecionados. Conforme indica a ABNT NBR 6118, para situações de tensões de tração em determinada região, é possível desprezar a resistência do concreto a este fenômeno. Desta forma, somente as armaduras de aço são responsáveis pela resistência à

tração, em regiões que recebem tais esforços. Para estes efeitos, a norma fixa o valor da deformação máxima do aço ε_s em 10‰.

Já para situações de resistência à compressão, a norma admite que ambos os materiais trabalham conjuntamente. Para as regiões de atuação do concreto, as deformações específicas de encurtamento no início do patamar plástico e na ruptura são diretamente dependentes da classe de concreto selecionada. As Equações 10, 11, 12 e 13 apresentam as determinações de ε_{c2} e ε_{cu} para cada classe de concreto. Para situações de esmagamento, o aço tem seu limite ε_s igual ao limite ε_{cu} do concreto.

3.2.3.4 Linha Neutra e Distâncias dos Limites de Deformação

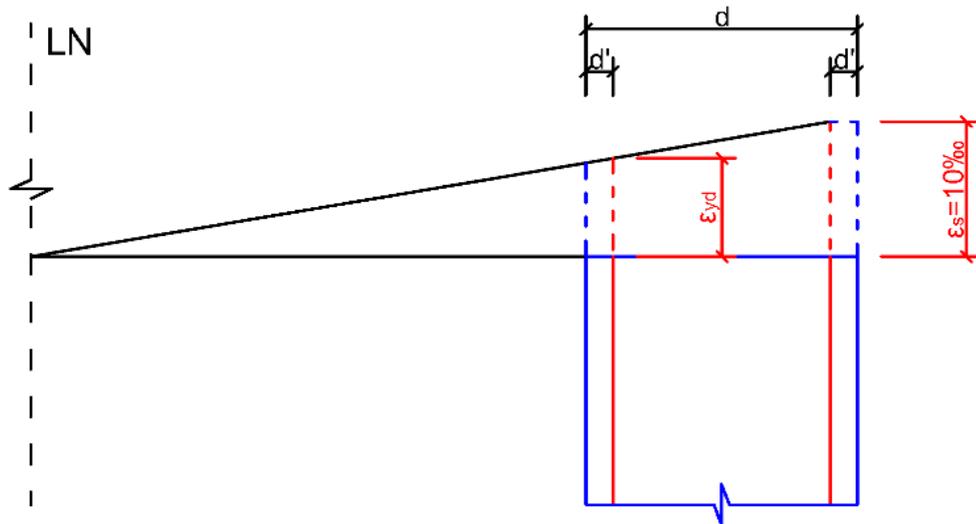
O modelo de análise de domínios de estado-limite último de seções transversais é realizado através da implementação de uma linha neutra, que atravessa o plano de estudo, seja no sentido x ou y. Esta linha, que inicia na posição $-\infty$ e vai até o $+\infty$, identifica a distância do plano cartesiano onde a deformação da seção é igual a 0. Com este ponto determinado, identificam-se as deformações atuantes em cada ponto da seção transversal, sejam elas deformações de tração ou de compressão.

Os domínios de deformação mostrados na Figura 27, e que estão caracterizados no Quadro 1, possuem pontos específicos de transição, para o sentido x ou y de estudo, onde a dinâmica de cálculos é alterada. Desta forma, determinaram-se as distâncias dos planos de transição entre domínios, em relação ao eixo 0 do sistema de coordenadas. Estas distâncias limites entre domínios, dentro do sistema de coordenadas apresentado na Figura 34, são identificados por semelhança de triângulos.

Para o início e final do domínio 1, considera-se sempre os valores de $-\infty$ e 0, respectivamente. Porém, pelo modelo de cálculo adotado, identifica-se um número tangível para a posição da linha neutra, a partir de onde a tensão de tração inicia a ter variação. Como apresenta a Figura 36, este posicionamento é identificado, por semelhança de triângulos, quando a primeira linha de armadura atinge a deformação ε_{yd} , já apresentada pela Equação 14. A partir desta posição, começam a existir variações nas tensões para as armaduras. A Equação 16 apresenta o cálculo

realizado para obter este posicionamento. Para os casos em que o valor encontrado foi maior que 0, o domínio foi descartado, pois indica que a seção transversal passa diretamente da tração máxima uniforme para o domínio 2.

Figura 36 – Início do Domínio de Deformação 1



Fonte: Autor (2023)

$$LN = \frac{\varepsilon_{yd} * (d - d') - 0,001 * d'}{\varepsilon_s - 0,001} \quad (16)$$

Onde:

LN igual à distância da linha neutra em relação ao eixo 0;

ε_{yd} igual à deformação específica de cálculo de escoamento do aço, em ‰;

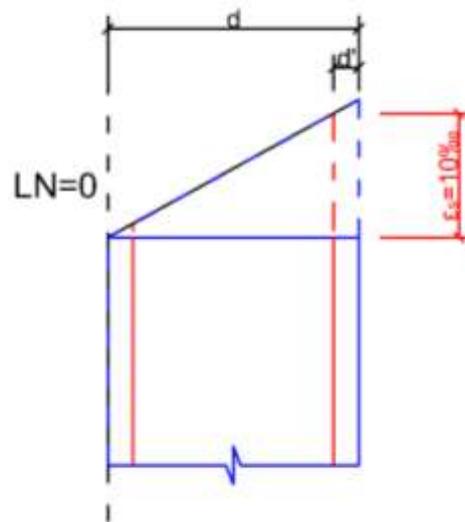
d igual ao comprimento da seção no sentido estudado, em cm;

d' igual à distância entre o centro da armadura e a face da seção, em cm;

ε_s igual à deformação específica do aço, em ‰.

A Figura 37 representa o fim do domínio de deformação 1 para qualquer seção transversal. Esta determinação é independente de qualquer configuração geométrica estipulada para o pilar a ser estudado, visto que, pelo que foi arbitrado anteriormente, é neste ponto que a seção transversal tem início no plano cartesiano.

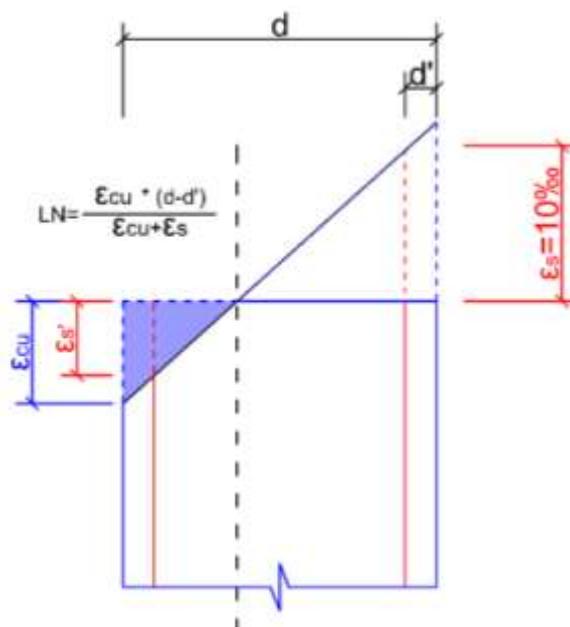
Figura 37 - Fim do Domínio de Deformação 1



Fonte: Autor (2023)

O fim do domínio 2 acontece quando a área comprimida é igual a ε_{cu} . A Equação 17 traz o cálculo utilizado para definir a distância da linha neutra em relação ao ponto 0 do sistema de coordenadas, enquanto a Figura 38 traz a esquematização desse posicionamento

Figura 38 - Fim do Domínio de Deformação 2



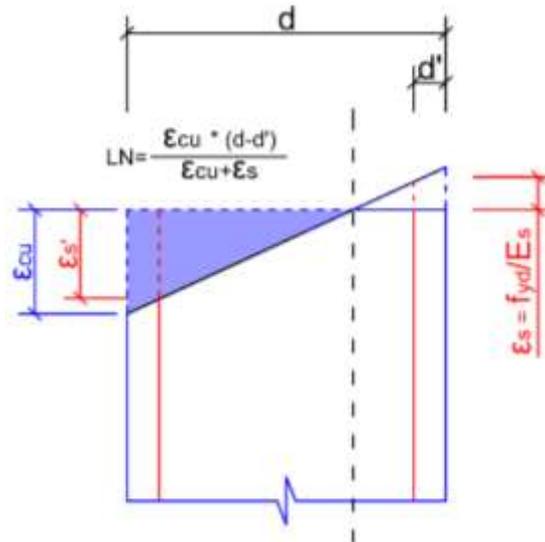
Fonte: Autor (2023)

$$LN = \frac{\varepsilon_{cu} * (d - d')}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_s}$$

(17)

A posição para a linha neutra, no momento do fim do domínio 3, também é obtida através da Equação 17. sendo o ponto máximo de alongamento ϵ_s determinado pela Equação 14. A Figura 39 exibe a representação do fim do domínio 3 e início do domínio 4.

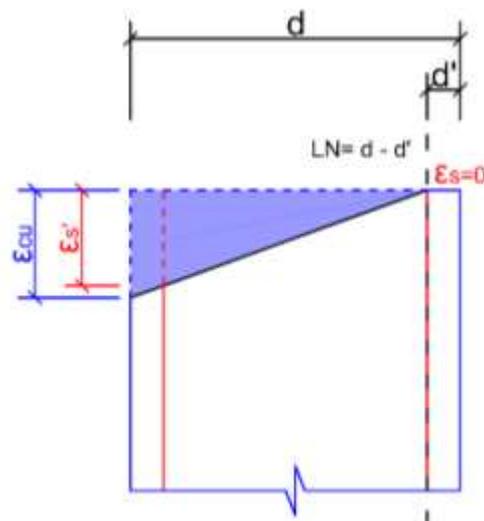
Figura 39 - Fim do Domínio de Deformação 3



Fonte: Autor (2023)

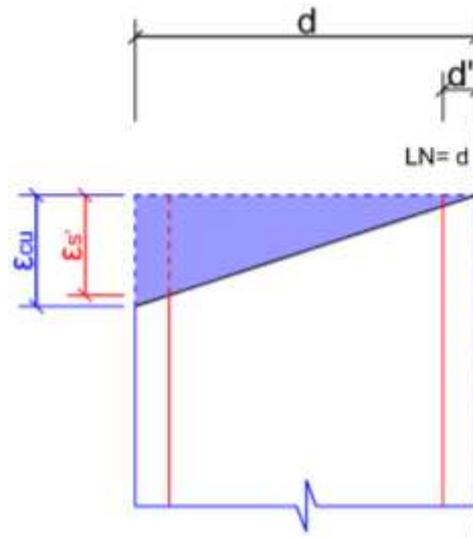
As distâncias da linha neutra em relação ao eixo inicial, para o fim dos domínios 4 e 4a, é sempre igual a $d - d'$ e d , respectivamente. As Figuras 40 e 41 mostram sua representação.

Figura 40 - Fim do Domínio de Deformação 4



Fonte: Autor (2023)

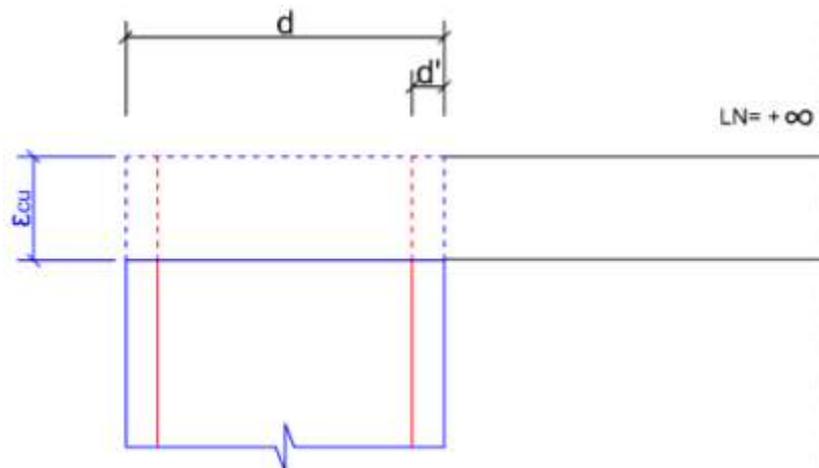
Figura 41 - Fim do Domínio de Deformação 4a



Fonte: Autor (2023)

O fim do domínio de deformação 5, possível de ser visualizado na Figura 42, será sempre igual a $+\infty$, valor que determina a compressão uniforme de toda a seção.

Figura 42 - Fim do Domínio de Deformação 5



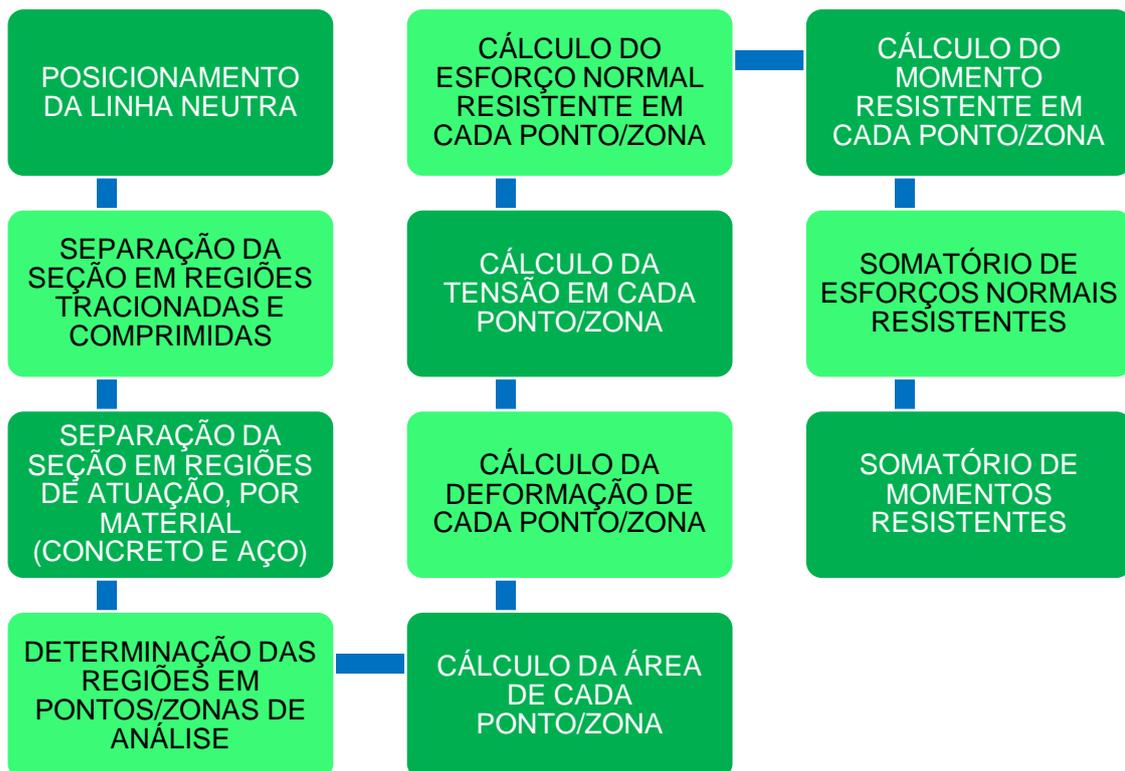
Fonte: Autor (2023)

3.2.3.5 Deformações e Esforços Resistentes

O modelo de estudo baseado na norma parte do princípio de que, para cada posição da linha neutra, cada ponto da seção transversal sofrerá uma deformação específica, e, conseqüentemente, realizará esforços resistentes. Isto significa que cada ponto possui uma força normal resistente perpendicular à seção e,

Porém, para cada posicionamento da linha neutra ao longo da seção transversal, é necessário desenvolver um processo de cálculos para que sejam obtidos os esforços resistentes da seção transversal. A Figura 44 apresenta uma esquematização do processo realizado para a obtenção dos conjuntos de esforços para determinada linha neutra. A seguir será explicada cada etapa.

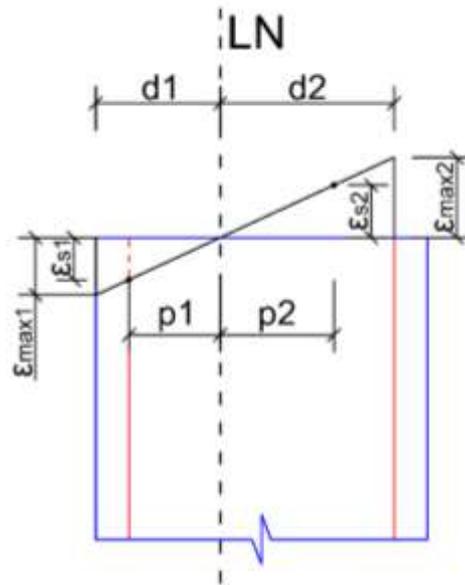
Figura 44 – Processo de Cálculo de Forças Resistentes de Seção Transversal



Fonte: Autor (2023)

Para uma posição de linha neutra qualquer, o processo de determinação da deformação de um ponto ocorre por semelhança de triângulos, visto que os pontos de deformação neutra e de deformação máximo, seja ele de tração ou compressão, obedecem a linearidade geométrica da figura. Utilizou-se a Equação 18 para determinar a deformação de um ponto específico da seção transversal. A Figura 45 apresenta um exemplo de obtenção de deformação por semelhança de triângulos, para um ponto de deformação qualquer

Figura 45 - Pontos de Deformação



Fonte: Autor (2023)

$$\varepsilon_s = \frac{p \cdot \varepsilon_{max}}{d} \quad (18)$$

Onde:

ε_s igual à deformação no ponto especificado, em %;

ε_{max} igual à deformação máxima do triângulo, em %;

p igual à distância do ponto em relação à linha neutra, em cm;

d igual à distância da linha neutra em relação ao ponto de deformação máximo, em cm.

Com a deformação de um ponto definida, é possível indicar a tensão em cada ponto, seja para o aço ou para o concreto. Pelo fato de os materiais possuírem comportamentos diferentes de tensões, este processo é realizado separadamente para o aço e para o concreto.

Para as armaduras, a tensão entre as deformações segue os princípios apresentados na Figura 26. Entre a deformação neutra e os pontos ε_{yd} , utilizou-se a Lei de Hooke, apresentada pela Equação 19. Entre os pontos ε_{yd} e os pontos máximos de deformação, a tensão é igual a f_{yd} , valor determinado pela Equação 7. Esta equação é válida tanto para as situações de tração, como de compressão, conforme traz a ABNT NBR 6118.

$$\sigma_s = E_s * \varepsilon_s \quad (19)$$

Onde:

σ_s igual à tensão na região, em MPa;

E_s igual ao módulo de elasticidade do material, em MPa;

ε_s igual à deformação no ponto, em ‰.

Já para o concreto, a tensão é variável em relação à norma analisada. Apesar de ambas as tensões seguirem o diagrama tensão-deformação idealizado, as equações para sua obtenção são diferentes. Desta forma, foram utilizadas diferentes equações dependendo do estudo a ser realizado.

Para a versão da norma de 2014, utilizou-se a Equação 15 para deformações inferiores a ε_{c2} , enquanto para valores superiores a tensão é igual a $0,85 * f_{cd}$. Já para a versão atual da norma, de 2023, utilizou-se a Equação 8 para obtenção dos valores tensão para deformações no intervalo de 0 a ε_{c2} , enquanto para deformações entre ε_{c2} e ε_{cu} , a tensão utilizada foi igual a $0,85 * \eta_c * f_{cd}$, com o valor de η_c definido pela Tabela 6. Os valores de f_{cd} são calculados de acordo com a Equação 6.

É importante salientar que a ABNT NBR 6118, apesar de indicar que a distribuição de tensões no concreto deve seguir o diagrama parábola-retângulo anteriormente mencionado, ela também permite a simplificação do diagrama. Tal facilidade consiste na substituição do diagrama para um retângulo simples, com tensões fixas, com parâmetros específicos para cada formato e classe de concreto configurados para o pilar de estudo. Este modelo, segundo indica a norma, traz variações ínfimas, que não tornam necessário a aplicação de coeficientes para sua correção. De qualquer forma, na busca pela maior precisão possível para os cálculos a serem realizados, não foi utilizada a simplificação permitida pela norma.

Para a obtenção das forças resistentes normais de cada ponto da seção, foi necessário obter-se a área de atuação de uma tensão, visto que a intensidade da força é caracterizada pela Equação 20.

$$N = \sigma * A \quad (20)$$

Sendo:

- N igual à força normal, perpendicular à área, em kN;
 σ igual à tensão exercida em uma área, em kN/cm²;
 A igual à área de atuação da pressão, em cm².

Desta forma, precisou-se determinar a área e deformação, para os pontos da seção, para que se pudesse encontrar a força normal resistente para cada ponto. Ambos os materiais, por terem características físicas e geométricas distintas, como já mencionado, precisaram ser analisados separadamente.

Para o aço, material que possui formato circular de seção transversal, decidiu-se por considerá-lo uma peça inteira, com deformação única. Desta forma, a deformação utilizada para o cálculo de tensão de cada bitola foi a deformação no centro geométrico de sua seção. Para o cálculo de sua área, utilizou-se a Equação 21, visto que todas as armaduras de aço apresentam seção transversal com formato circular.

$$A = \pi * r^2 \quad (21)$$

Onde:

- A igual à área do círculo, em cm²;
 r igual ao raio do círculo, em cm.

Com áreas e tensões determinadas para cada barra da seção transversal, utilizou-se a Equação 20 para obtenção da força normal resultante. Os esforços resistentes seguem a convenção de sinais apresentados em 3.2.3.1., onde a força resistente para cada situação tem sentido contrário à deformação que sofre. O somatório dos esforços obtidos, para cada armadura, resulta na obtenção da força normal resistente denominada N_{Rsd} .

Ainda para as armaduras de aço, cada força normal resistente é responsável por causar um momento resistente por parte da seção transversal. A Equação 22 exhibe o cálculo para obtenção do momento resistente causado por cada bitola, onde a força normal foi considerada sendo aplicada no seu centro geométrico.

$$M_{Rd} = N_{Rd} * dx \quad (22)$$

Onde:

M_{Rd} igual ao momento resistente de cálculo, em kN*m;

N_{Rd} igual à força normal resistente de cálculo no ponto, em kN;

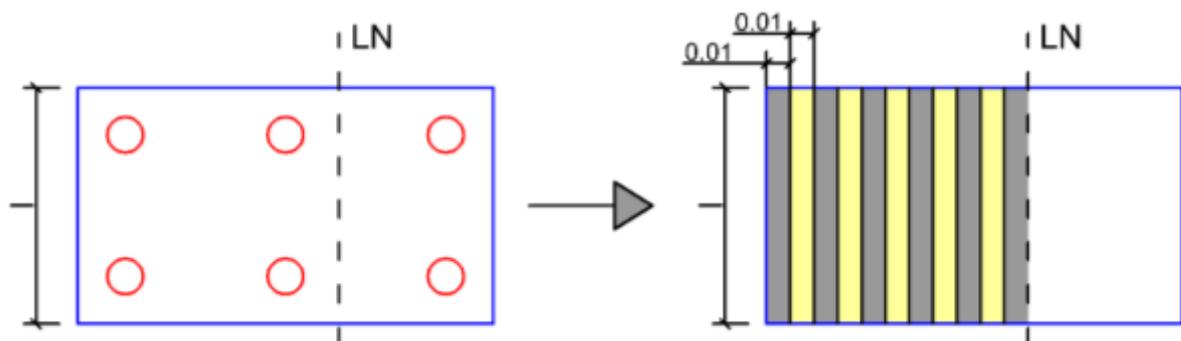
dx igual à distância entre a aplicação da força normal e o centro geométrico, em m.

O centro geométrico da seção, para pilares retangulares, é igual à metade do comprimento da seção no sentido analisado. O somatório de todos os momentos resistentes na seção, por parte das bitolas de aço, resulta no que foi determinado M_{Rsd} .

Para as análises do concreto, o modelo apresenta situação mais complexa. Pelo fato de a área de participação do concreto ser muito superior e possuir variações de deformações muito superiores em relação às armaduras de aço, adotou-se modelo diferente de avaliação. Por terem deformações diferentes para cada parte da seção transversal, assim como a área de concreto e de aço ser variável, precisou-se separar em duas etapas, complementares uma à outra.

Primeiramente, idealizou-se o estudo da área comprimida como se fosse composta exclusivamente por concreto, imaginando a ausência de armaduras. Em sequência, fracionou-se o comprimento da área comprimida em pequenas partes, de 0,01 cm. Desta forma, a área de cada fragmento é igual a $0,01 * l$, sendo l a largura da seção transversal a ser estudada. A Figura 46 esclarece o procedimento para obtenção de cada área, onde os fracionamentos idealizados estão representados pelas cores cinza e amarelo.

Figura 46 - Fracionamento da Área Comprimida



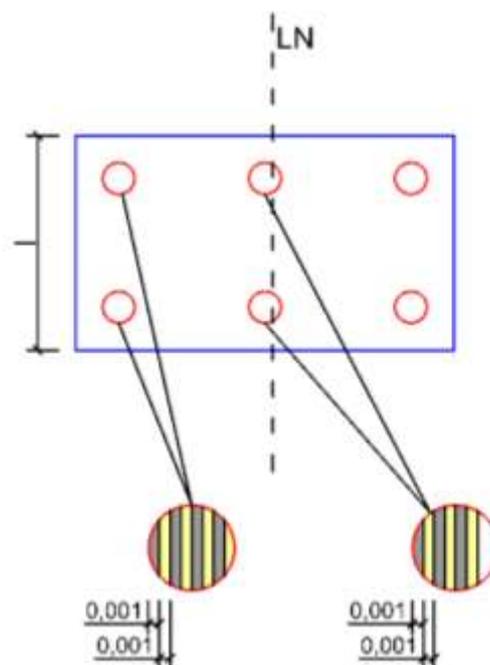
Fonte: Autor (2023)

Com a área definida, obteve-se a deformação média para cada área, ou seja, a deformação do ponto do centro geométrico da região. A deformação média permite maior precisão, na obtenção da tensão resultante em determinada área. Através da deformação, obtém-se a tensão de cada espaço, com o auxílio do diagrama parábola retângulo da norma estudada. Posteriormente, define-se a sua força resistente normal, através da Equação 20. A força normal de cada fração de área foi considerada sendo aplicada no seu centro geométrico.

Assim como para a parte de aço, através da Equação 22, determinam-se os momentos resistentes de cada ponto. De forma semelhante, somam-se todas as forças normais, gerando a variável N_{Rcd} , enquanto a soma dos momentos é atribuída a M_{Rcd} .

Porém, como pode-se perceber analisando a Figura 46, os cálculos realizados para o concreto consideram que a área comprimida é composta apenas por concreto, o que não representa a situação real dos pilares. Isto posto, se faz necessário desconsiderar as áreas de atuação que são ocupados pelo corte das armaduras longitudinais. A Figura 47 esquematiza dois exemplos de fracionamento das áreas, onde as áreas marcadas nas cores cinza e amarelo são as áreas das bitolas que sofrem compressão.

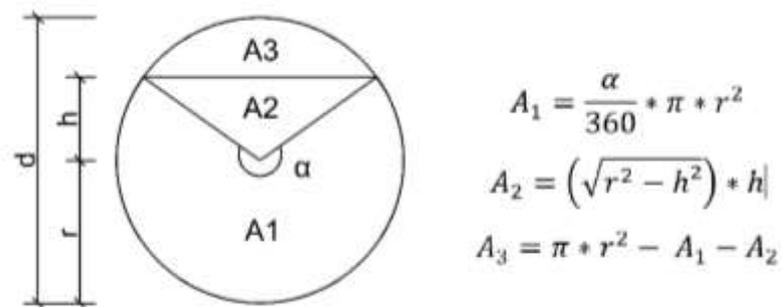
Figura 47 – Fracionamento das Áreas das Bitolas de Aço



Fonte: Autor (2023)

Para tal processo, realizou-se procedimento similar ao fracionamento das áreas do concreto, porém desta vez apenas para as áreas de aço em estado de compressão. O fracionamento ocorreu em distâncias iguais a 0,001 cm, no intuito de oferecer maior precisão nos resultados. A Figura 48 mostra o método utilizado de obtenção de áreas para frações de um círculo.

Figura 48 - Obtenção de Áreas para Objetos Circulares



Fonte: Autor (2023)

Com as áreas determinadas, utilizou-se o mesmo método descrito anteriormente para a obtenção da tensão na região, com a utilização da deformação média da área. Para efeitos de simplificação, considerou-se a deformação nestas regiões como o valor médio entre a deformação no início da área e ao seu final.

Obtidas as tensões para cada zona, utilizou-se novamente a Equação 20 para descobrir as forças normais atuantes em cada parte da seção circular. Tais forças normais, para efeito de simplificação, foram consideradas com sendo aplicadas na metade da largura de cada região, ou seja, a 0,0005 cm do plano onde cada área inicia. Apesar desta distância não ser o ponto real da aplicação dessas forças, admitiu-se este modelo de cálculos, devido à facilidade no estudo e impacto irrelevante para as considerações.

Através das forças normais posicionadas, foi possível determinar também os momentos resistentes por elas causadas, através da Equação 22 novamente. Tais valores definidos de forças normais e momentos foram então subtraídos de N_{Rcd} e M_{Rcd} , respectivamente.

Finalmente, com todos os esforços calculados tanto para o concreto quanto para o aço, utilizou-se as Equações 23 e 24 para a determinação do conjunto final de pontos de esforços resistentes para determinada seção transversal.

$$N_{r\ total} = N_{Rsd} + N_{Rcd} \quad (23)$$

$$M_{r\ total} = M_{Rsd} + M_{Rcd} \quad (24)$$

Onde:

$N_{r\ total}$ igual à força normal resistente total de cálculo, em kN;

N_{Rsd} igual à força normal resistente total de cálculo para o aço, em kN;

N_{Rcd} igual à força normal resistente total de cálculo para o concreto, em kN;

$M_{r\ total}$ igual ao momento resistente total de cálculo, em kN*m;

M_{Rsd} igual ao momento resistente total de cálculo para o aço, em kN*m;

M_{Rcd} igual ao momento resistente total de cálculo para o concreto, em kN*m.

3.2.3.6 Diagramas de Interação N-M e Esforços Máximos Encontrados

Os diagramas de interação são construídos a partir da repetição da sequência de cálculos indicadas no item 3.2.3.5, para cada variação de posição da linha neutra. Isso significa que, para repetição realizada, foi gerado um conjunto de pontos de força normal resistente e momento resistente. Estes pontos são dispostos em um gráfico plotado, onde o eixo horizontal representa os momentos resistentes e o eixo vertical, as forças normais.

Pela natureza do estudo, os cálculos realizados geram conjuntos de pontos pertencentes apenas aos quadrantes onde os momentos são negativos. Porém, pela condição simétrica que as seções transversais possuem, a inversão do sentido de estudo reproduz uma curva espelhada em relação ao eixo 0, fazendo com que, para uma mesma força normal, um pilar possa resistir a uma força normal de mesma intensidade, porém no outro sentido. Por isso, os diagramas de interação N-M para os pilares foram desenhados para os momentos positivos e negativos

3.3 DESENVOLVIMENTO DE PROGRAMA

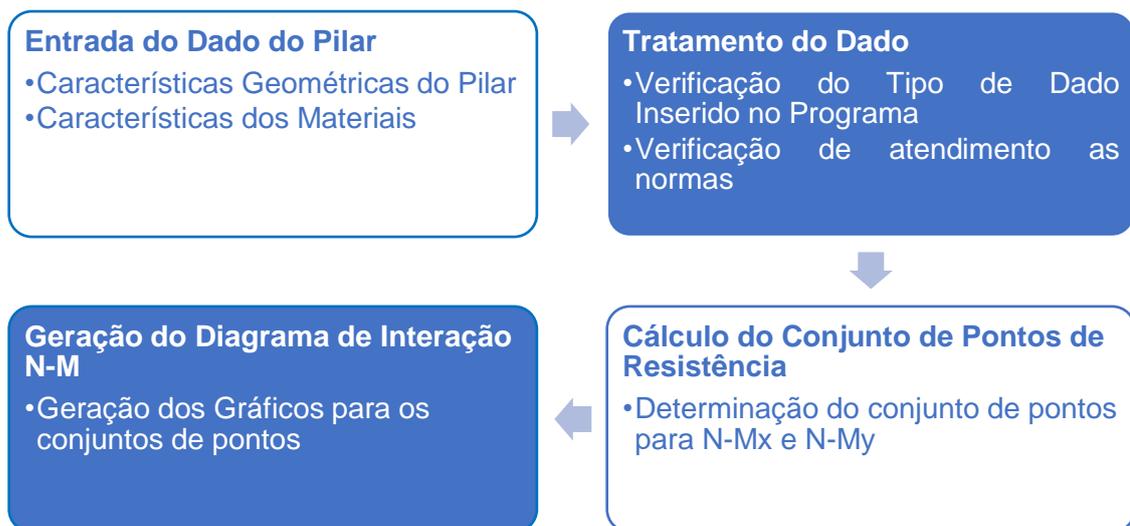
O programa denominado ResisPilar foi criado a partir da linguagem de programação Python. O aplicativo foi concebido com o intuito de automatizar e agilizar todos os cálculos pertinentes para o estudo de resistência de uma configuração qualquer de pilar retangular, quando submetidos à flexo-compressão normal. Além

disso, o programa também é responsável pela geração de diagramas e imagens, que são pertinentes para avaliação do estudo.

3.3.1 Funcionamento do programa

O sistema operacional funciona através do fornecimento, por parte do usuário, dos dados de entrada pertinentes para o estudo. Tais informações a serem inseridas estão relacionadas à configuração geométrica do pilar, assim como as características de seus materiais. Estas informações, quando confirmadas pelo usuário, realizam automaticamente os estudos de resistências da seção do pilar, para ambos os sentidos de análise. Os dados são apresentados em tela, através de valores e gráficos interativos. A Figura 49 mostra o processo idealizado do sistema desenvolvido.

Figura 49 – Processo de Funcionamento do Programa



Fonte: Autor (2023)

O *software* foi desenvolvido parametrizando-se na ABNT NBR 6118, tendo os resultados apresentados para as versões de 2014 e 2023 da norma. Dessa forma, é possível analisar separada e conjuntamente os dados e diferenças entre si, caso existam.

3.3.2 Modelo de implementação

O programa ResisPilar foi desenvolvido através da junção de diversas ferramentas e bibliotecas presentes para a linguagem de programação utilizada. Através do *software* de edição de código fonte Visual Studio Code, foi possível escrever e organizar os dados em quatro arquivos de códigos diferentes, complementares uns aos outros, todos essenciais para o íntegro funcionamento do aplicativo.

O arquivo denominado “calculos” traz consigo todas as funções criadas para realizar os cálculos citados no item 3.2. deste trabalho. Tais funções são criadas com variáveis genéricas que, quando ativadas, são substituídas pelos valores inseridos pelo usuário. Este arquivo é executado quando as funções são chamadas pelo arquivo principal.

O segundo repositório, denominado ‘desenhos’, é responsável pela geração de imagens que são apresentadas pelo *software*. Assim como o arquivo “calculos”, ele apresenta funções que são executadas, a partir das ações desenvolvidas na interface.

O terceiro documento, nomeado “verificacoes” é responsável pela realização da verificação das conformidades dos dados inseridos com a norma. Este arquivo realiza as considerações referente à parametrização estipulada, indicando possíveis não conformidades. Assim como os arquivos anteriores, possui funções que são chamadas pelo arquivo principal.

O último dos arquivos, denominado “main”, é o arquivo responsável pelo funcionamento e agregação de todas as informações contidas nos demais arquivos. Ele é responsável pelo recebimento de informações e coordenação das ações a serem realizadas para os cálculos e geração de informações. É neste arquivo também onde foi desenvolvida a interface visual do produto.

3.3.3 Transcrição do programa e validade das informações geradas

O programa foi primeiramente desenvolvido para atender à norma anteriormente em vigor, do ano de 2014. O *software* PCalc, foi utilizado como balizador para o programa, de forma que os resultados obtidos devem ser iguais em ambos os programas, para a mesma configuração de seção transversal. Depois de completamente desenvolvido e testado, o algoritmo de cálculo foi copiado e alterado

para atendimento dos parâmetros da atualização da norma, mantendo o restante de sua estrutura intacto.

O processo de desenvolvimento do programa foi definido em várias etapas de teste durante a sua execução, com processos de repetição e de *debug*, para encontrar possíveis falhas e realizar suas correções. Após a conclusão do programa, o mesmo foi alvo de repetitivos testes, para diferentes configurações, para análise da acuracidade

3.3.4 Ferramentas da interface visual

O programa foi realizado baseado em diversas ferramentas de código aberto, chamadas de bibliotecas, presentes para a linguagem Python. Estes utensílios tiveram a função principal de tornar as informações numéricas e codificadas em objetos visuais, como imagens e gráficos. Usaram-se essencialmente três bibliotecas no desenvolvimento da aplicação: OpenCV, Matplotlib e Tkinter

A biblioteca OpenCV foi utilizada com o propósito de transformar as linhas de código apresentadas em imagens coloridas. A principal aplicação destinada para esta ferramenta foi o desenho geométrico das seções transversais do pilar de estudo. Esta ferramenta, além de criar as imagens, permitiu salvá-las em diretório do sistema, tornando-o interativo.

O instrumento denominado Matplotlib, foi empregada para a transformação de dados em diagramas. A biblioteca permite a criação de gráficos interativos, que possibilitam a fácil navegação e utilização do usuário. A aplicação utilizou-se desse acessório para gerar os diagramas de tensão *versus* deformação dos materiais, além dos diagramas de interação N-M da seção transversal.

Já a biblioteca Tkinter foi responsável por unir todas as informações criadas em uma interface visual amigável para o usuário. Através desta ferramenta, criaram-se campos e listas para entrada e seleção de dados, assim como botões para realização de ações interativas no *software*. Esta ferramenta também foi responsável pela agregação das demais bibliotecas utilizadas.

3.4 GERAÇÃO DE DADOS

A concepção de dados para análise dos impactos da alteração da norma foi realizada através do programa desenvolvido ResisPilar. O conjunto de dados utilizados no estudo consistiu nos diagramas de interação N-M para ambos os sentidos do pilar, além dos esforços resistentes máximos de tração, compressão e momento. Além disso, foram plotados os diagramas de tensão-deformação para as classes de concreto estudadas, para efeitos de comparação entre as normas.

Os dados foram gerados para duas configurações geométricas diferentes de seção transversal. Dentre as configurações, foram variadas a largura e comprimento da seção, assim como o número de armaduras longitudinais em ambos os sentidos e o diâmetro das bitolas.

Em relação às características dos materiais dos pilares, foram determinadas cinco configurações diferentes. Todas as configurações mantiveram as características para o aço, enquanto variou-se apenas a classe de concreto. Utilizou-se, para o aço, material da classe CA-50 para a geração das informações, enquanto para as classes de concreto, determinou-se a utilização das classes C25, C45, C60, C80 e C90. Para os coeficientes de ponderação das resistências γ_s e γ_c , utilizaram-se os valores de 1,15 e 1,4, respectivamente. O valor do módulo de elasticidade utilizado foi igual a 210 GPa, conforme indicam as normas.

3.5 ANÁLISE DOS DADOS

A etapa de análise de dados parte das informações que serão coletadas na etapa anterior. Os valores coletados e devidamente organizados foram analisados, com ajuda do *software* Excel, através de montagem de planilhas. Nesta etapa, almeja-se inspecionar quantitativamente e qualitativamente a redução encontrada para as cargas resistentes de pilares retangulares em concreto armado na ABNT NBR 6118:2023 em relação à norma em vigor anteriormente.

Os dados a serem analisados são apresentados das seguintes formas:

- a) valores máximos das resistências a forças normais e momentos, para todos os pilares;

- b) comparações entre as diferenças, numérica e percentualmente, de resistências máximas dos pilares, para ambas as normas, para a mesma classe de concreto;
- c) comparativos para as diferentes classes de concreto;
- d) comparativos visuais entre os diagramas de interação, para diferentes normas e configurações iguais.

4 RESULTADOS

Aqui serão expostas as análises e resultados obtidos das etapas realizadas para a verificação da correta construção do questionário.

4.1 PROGRAMA RESISPILAR

O aplicativo ResisPilar foi concebido com a ideia de ter sua funcionalidade distribuída em apenas três janelas, com função específica para cada uma no funcionamento do programa. A distribuição em partes setorizou as informações, tornando o programa intuitivo e de fácil utilização.

A janela principal do programa, apresentada pela Figura 50, é a base de funcionamento de toda a sua estrutura. Esta tela, que também é a tela de abertura do programa, traz imagens e campos para a inserção de dados por parte do usuário. A tela apresentada é dividida em 4 áreas principais: “Dados da Seção Transversal”, “Características dos Materiais”, “Dados Adicionais” e “Diagramas de Interação – Flexo-Compressão Normal”.

Figura 50 – Tela Principal do Programa ResisPilar

The screenshot displays the main interface of the ResisPilar software, divided into four main sections:

- Dados da Seção Transversal:** Contains input fields for Dimension x (cm), Dimension y (cm), Number of Bars in X (bars), Number of Bars in Y (bars), Spacing d' (cm), and Bar diameter (mm). It includes a diagram of a rectangular section with dimensions h_x , h_y , d' , n_x , and n_y . Buttons for "Confirmar Seção Transversal" and "Considerações Normativas" are present.
- Características dos Materiais:** Divided into "Dados para Concreto" (Concrete) and "Dados para Armaduras de Aço" (Steel Reinforcement). It includes fields for characteristic resistance, modulus of elasticity, and coefficients. A "Confirmar Características dos Materiais" button is at the bottom.
- Dados Adicionais:** Includes fields for Area of Steel (A_s), Area of Concrete (A_c), Reinforcement Ratio, and design resistance for concrete and steel. A "Diagramas de Tensão X Deformação" button is located here.
- Diagramas de Interação - Flexo-Compressão Normal:** Features a dropdown for "Norma ABNT NBR 6118", a "Gerar Diagrama de Interação N-M" button, and a "Sentido do Diagrama de Interação" dropdown. The main area is a graph titled "Diagramas de Interação N-M (FCN)" with "Força Normal (kN)" on the y-axis and "Momento (kNm)" on the x-axis. The graph shows a grid with axes ranging from -400 to 400.

Fonte: Autor (2023)

A região chamada de “Dados da Seção Transversal” é onde o usuário insere as informações das características geométricas, como dimensões do pilar e de suas armaduras, assim como as quantidades de barras presentes em cada sentido da seção transversal. Após a inserção dos dados, o botão “Confirmar Seção Transversal”, quando clicado, faz o tratamento dos dados, verificando inconsistências nas informações inseridas pelo utilizador. Não havendo informações impossíveis para as informações inseridas, o sistema armazena as informações para o pilar, além de gerar a imagem da seção de acordo com as informações inseridas.

Ainda na mesma região, o botão “Considerações Normativas” é responsável por gerar a segunda janela do programa. Esta aba, que pode ser visualizada na Figura 51, traz consigo algumas informações sobre a os dados inseridos anteriormente e considerações dessas informações, quando comparados com os parâmetros normativos. Esta tela é totalmente visual, não sendo possível fazer interações com ela. A tela, apesar de apontar possíveis erros, não barra o funcionamento do estudo subsequente pois, apesar de possuir parâmetros fora da norma, este fato não impede a análise da resistência da seção transversal do pilar.

Figura 51 – Janela de Considerações Normativas

Erros/Considerações para Seção Transversal - Desenvolvido por João Paulo da Silva Sabedotti

Considerações Sobre a Seção Transversal Informada

Informações da Seção Transversal

Dimensão x: 20.0 cm
 Dimensão y: 55.0 cm
 Número de barras no sentido x: 2.0 barras
 Número de barras no sentido y: 2.0 barras
 Espaçamento d: 5.0 cm
 Bitola de aço: 12.5 mm
 Diâmetro Característica do Agregado Graúdo Considerado: 1.9 cm

Considerações Normativas

Disposições Gerais

O pilar a ser estudado é um pilar normal, e não um pilar parede.
 As dimensões x e y estão dentro dos parâmetros da ABNT NBR 6118. Apenas lembre que, para pilares que possuem dimensão entre 14 e 19 cm, deve ser considerado coeficiente adicional γ_n para esforços solicitantes de cálculo.

Áreas de Aço

A área de aço mínima de armaduras longitudinais para a seção é de 4.4 cm², equivalente a $0,004 \cdot A_c$ (ou $0,15 \cdot N_d / f_{yd}$, inferior a $0,04 \cdot A_c$)
 A área de armaduras longitudinais da seção (4.909 cm²) é MAIOR que a área mínima trazida pela norma (4.4 cm²)
 A área de aço máxima de armaduras longitudinais para a seção é de 88.0 cm², equivalente a $0,08 \cdot A_c$, porém considera-se $0,04 \cdot A_c$ devido às emendas. Desta forma, a área de aço máximo a ser considerada é igual 44.0 cm²
 A área de armaduras longitudinais da seção (4.909 cm²) é MENOR que a área máxima trazida pela norma (44.0 cm²).

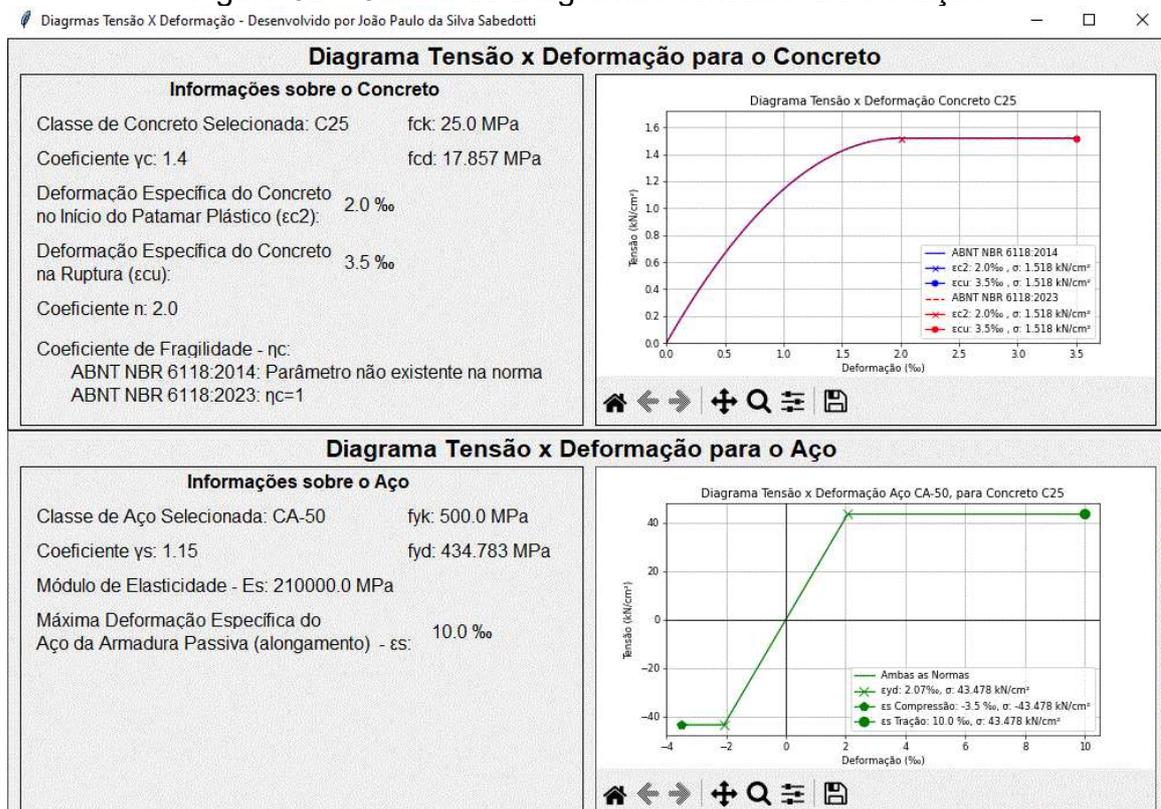
Espaçamentos e Dimensões das Bitolas

O espaçamento entre barras no sentido x (8.75 cm) é menor ou igual ao máximo permitido pela ABNT NBR 6118 (40.0 cm).
 O espaçamento entre barras no sentido y (43.75 cm) é maior do que o máximo permitido pela ABNT NBR 6118 (40.0 cm).
 O espaçamento no sentido x (8.75 cm) é maior que o espaçamento mínimo permitido pela ABNT NBR 6118 (2 cm)
 O espaçamento no sentido y (43.75 cm) é maior que o espaçamento mínimo permitido pela ABNT NBR 6118 (2 cm)
 A bitola da seção transversal informada está dentro das indicações feitas pela ABNT NBR 6118

Voltando à tela principal, a segunda região, chamada de “Características dos Materiais” é o local onde são inseridas as características dos materiais, como o módulo de elasticidade do aço, as resistências características dos materiais e seus coeficientes de ponderação. Após a inserção de dados, o botão “Confirmar Características dos Materiais” é responsável pela aplicação do filtro nas informações, conferindo as conformidades. Com as informações todas possíveis de serem executadas pelo programa, o sistema organiza as informações nas respectivas variáveis e dá sequência no cálculo completo das resistências do pilar informado, além de gerar outros dados adicionais.

A terceira área do programa é chamada de “Dados Adicionais”. Este campo é responsável por trazer algumas informações adicionais, de cálculos realizados pelo programa com as informações inseridas. Este campo apresenta informações como resistências de cálculo dos materiais e áreas da seção transversal, assim como taxa de armaduras. Além disso, possui um botão denominado ‘Diagramas de Tensão X Deformação’, que é responsável pela abertura da terceira e última tela do programa, que pode ser vista na Figura 52.

Figura 52 – Janela de Diagramas Tensão x Deformação



Fonte: Autores (2023)

Pode-se ver, na tela apresentada, que ela é separada em duas partes principais, sendo uma delas a apresentação das informações sobre o aço e a outra sobre o concreto. Na parte à esquerda de cada janela, são apresentadas as informações numéricas do pilar, obtidas pelos cálculos realizados pelo programa. À direita dessas informações, são trazidos os diagramas de tensão-deformação de cada material. Destacam-se as informações apresentadas para o concreto, onde apresentam-se diferenças entre a norma na versão de 2014 e de 2023. Similarmente, o diagrama plotado traz as curvas para ambas as normas, no intuito de possibilitar melhor compreensão entre elas. Referente ao aço, o diagrama criado apresenta apenas uma curva, que abrange ambas as atualizações da norma. Isso se deve ao fato de que, para esse material, as análises são as mesmas, não havendo diferenças entre tensões para uma deformação.

Na quarta e última zona presente da janela principal, têm-se a principal análise realizada pelo sistema. Esta região, chamada de “Diagramas de Interação – Flexo-Compressão Normal”, é responsável por trazer os diagramas com as curvas de resistência calculadas para o pilar do estudo. Ela é formada por duas regiões de entrada, onde o usuário tem a possibilidade de inserir a versão da norma a ser analisada e o sentido de forças resistentes do diagrama a ser apresentado. Além disso, a versão da norma pode ser selecionada como “Ambas”, para que os gráficos sejam plotados simultaneamente. O botão “Gerar Diagrama de Interação N-M” é responsável por concretizar o desenho nos gráficos. Este gráfico, além de ser interativo possibilitando a sua movimentação e ampliação, também possui legendas com os principais dados por ele apresentados, sendo estes as resistências máximas à tração e à compressão, além do momento máximo suportado pelo pilar de estudo.

4.2 DIAGRAMAS TENSÃO-DEFORMAÇÃO DO CONCRETO

A partir da Tabela 6, que apresenta os valores e equações a serem utilizados para o coeficiente de fragilidade η_c do cálculo de tensões no concreto através da ABNT NBR 6118:2023, pôde-se obter os números tangíveis para sua aplicação. A Tabela 7 apresenta os valores a serem utilizados nos cálculos e geração de diagramas para cada classe do material. Lembra-se que a versão da norma do ano de 2014 ainda não possuía a inserção deste coeficiente nos cálculos de diagramas de tensão-deformação deste material.

Tabela 7 – Valores para Coeficiente de Fragilidade η_c

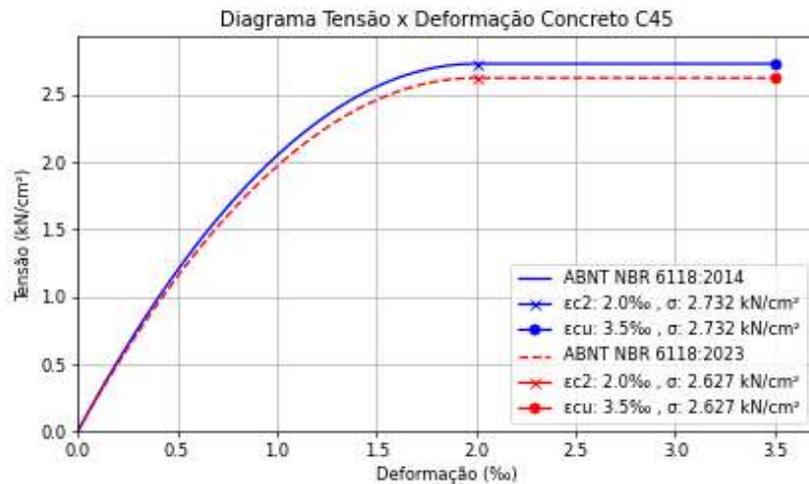
RESISTÊNCIA CARACTERÍSTICA DO CONCRETO - f_{ck}	COEFICIENTE η_c
20	1
25	1
30	1
35	1
40	1
45	0,961
50	0,928
55	0,899
60	0,874
70	0,830
80	0,794
90	0,763

Fonte: Autor (2023)

A partir dos resultados, é possível ver que, para concretos com resistência característica à compressão de até 40 MPa, o coeficiente de fragilidade é igual a 1. Isso traz a ideia de que, para essas classes de concreto, os diagramas de tensão-deformação e as análises de resistência à compressão desses materiais são iguais para as versões da norma de 2014 e 2023.

Já para concretos que possuem resistências características superiores a 40 MPa, percebe-se que o coeficiente de fragilidade tem seu valor reduzido, dependendo de sua classe. Isto indica que a resistência, para a versão da norma de 2023, tem seu valor reduzido em relação à norma anterior, para a mesma deformação. A Figura 53, apresenta o diagrama parábola retângulo para concreto com f_{ck} igual a 45 MPa, o primeiro item apresentado na Tabela 7 a ter coeficiente de fragilidade diferente de 1. Todos os diagramas levam em consideração o coeficiente de ponderação das resistências do concreto γ_c igual a 1,4.

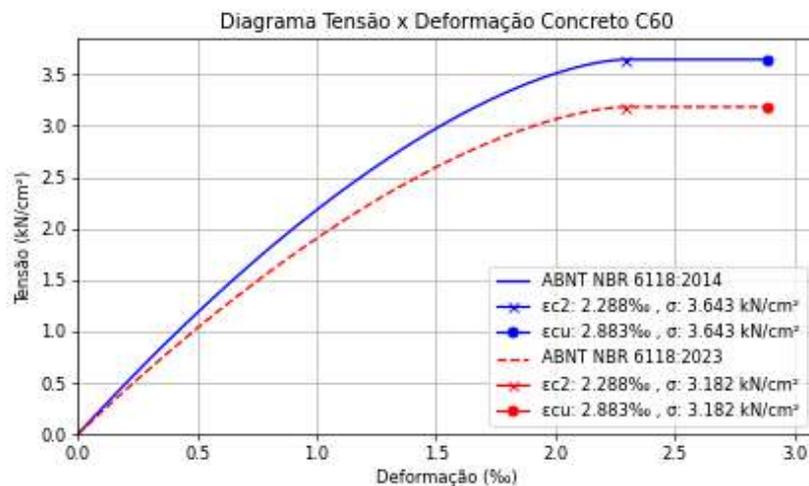
Figura 53 - Diagrama Tensão-Deformação do Concreto - f_{ck} de 45 MPa



Fonte: Autor (2023)

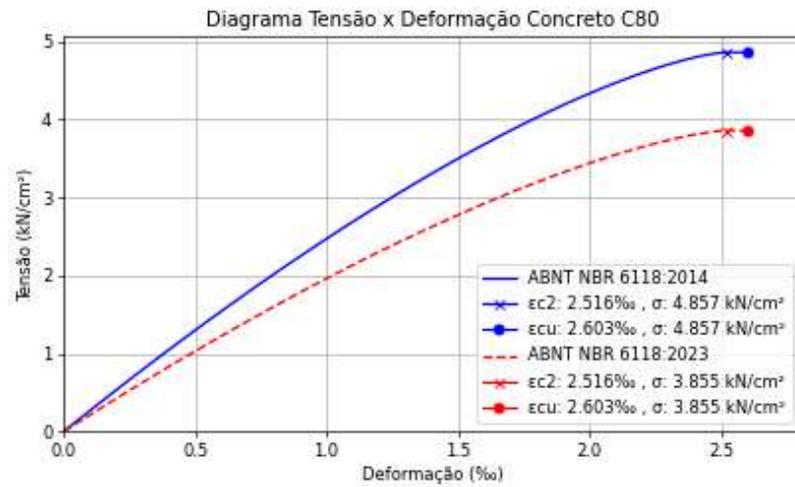
Percebe-se, comparando os diagramas, que a curva que representa a ABNT NBR 6118:2023 varia em relação à versão de 2014. Verifica-se que, para mesma deformação, a tensão tem seu valor reduzido, algo que está diretamente ligado à aplicação do coeficiente de fragilidade no estudo. Para efeitos comparativos, as Figuras 54, 55 e 56 apresentam os diagramas gerados para concreto com resistências características iguais a 60, 80 e 90 MPa, classes que foram utilizados nos estudos que serão posteriormente apresentados.

Figura 54 - Diagrama Tensão-Deformação do Concreto - f_{ck} de 60 MPa



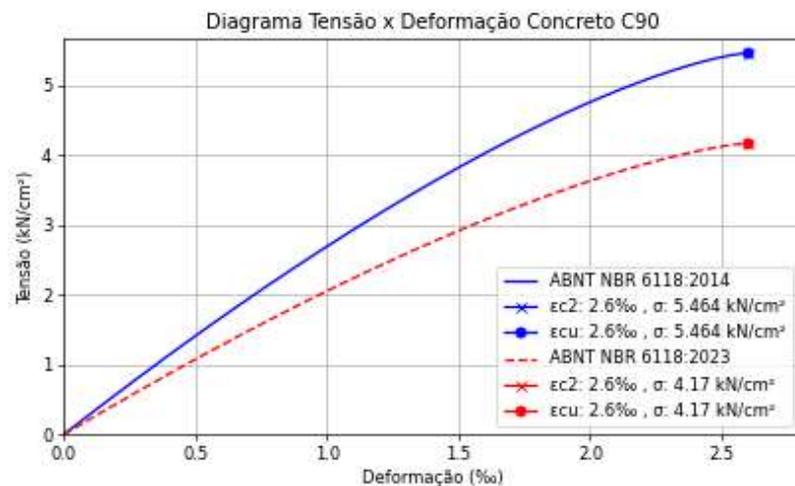
Fonte: Autor (2023)

Figura 55 - Diagrama Tensão-Deformação do Concreto - f_{ck} de 80 MPa



Fonte: Autor (2023)

Figura 56 - Diagrama Tensão-Deformação do Concreto - f_{ck} de 90 MPa



Fonte: Autor (2023)

Pode-se compreender que para, para as classes de concreto apresentadas, existe também redução, conforme variação da norma, porém de forma mais acentuada, conforme aumenta-se a resistência características do material. Isso é constatado através dos valores apresentados pela Tabela 7, que quanto maior o valor da resistência característica do concreto, menor o seu coeficiente de fragilidade. Isso acaba por caracterizar uma diferença percentual maior de redução da resistência do concreto entre as normas, conforme o f_{ck} aumenta.

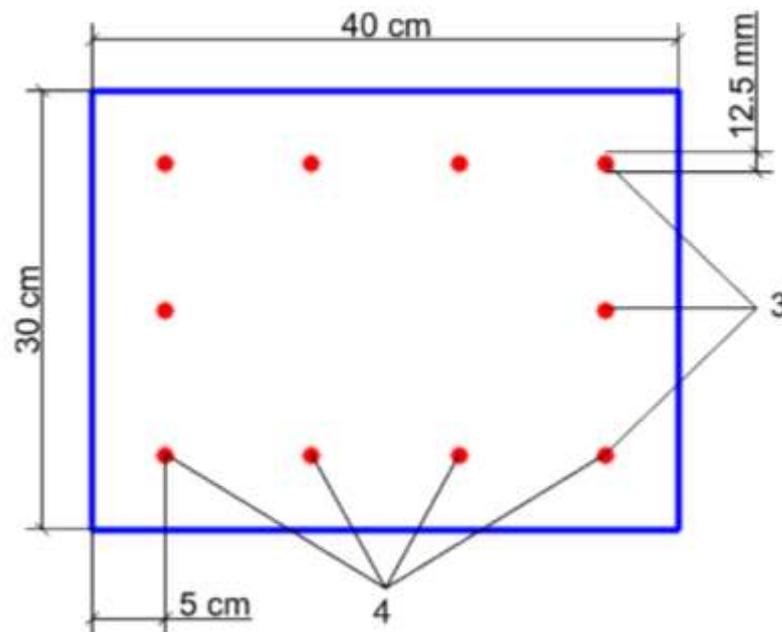
4.3 AVALIAÇÃO DAS RESISTÊNCIAS DOS PILARES

A seguir serão apresentados os resultados gerados para duas diferentes configurações geométricas para pilares. Serão apresentadas as configurações utilizadas assim como os seus diagramas de resistência e seus esforços resistentes máximos.

4.3.1 Pilar nº 1

O primeiro pilar estudado possui as dimensões e características apresentadas pela Figura 57, que apresenta uma esquematização geométrica de sua seção transversal.

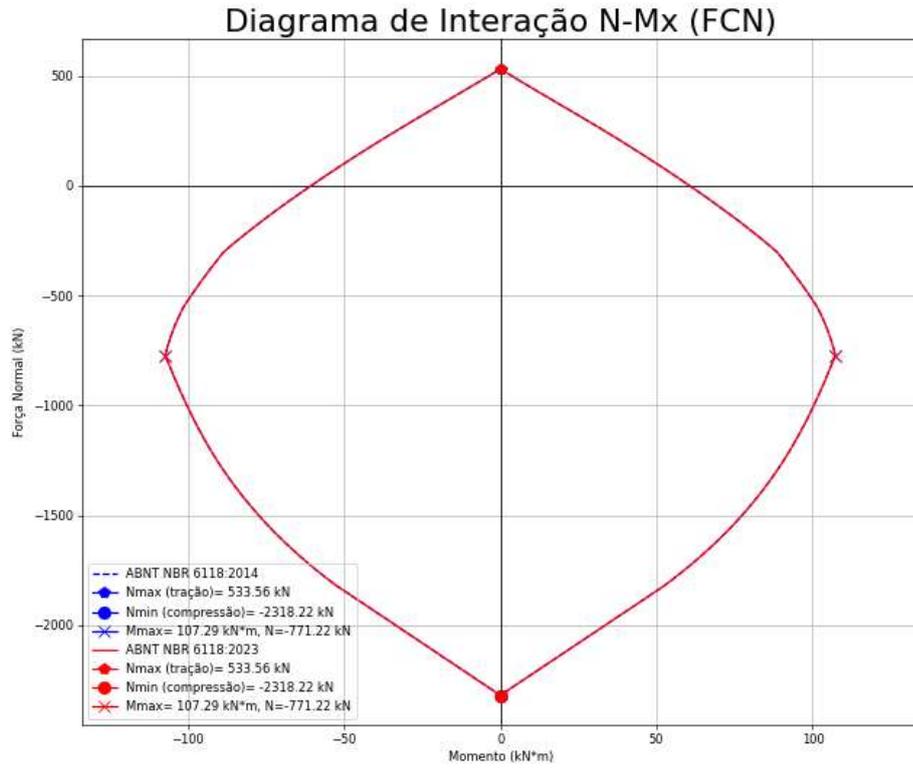
Figura 57 – Seção Transversal do Pilar – Exemplo 1



Fonte: Autor (2023)

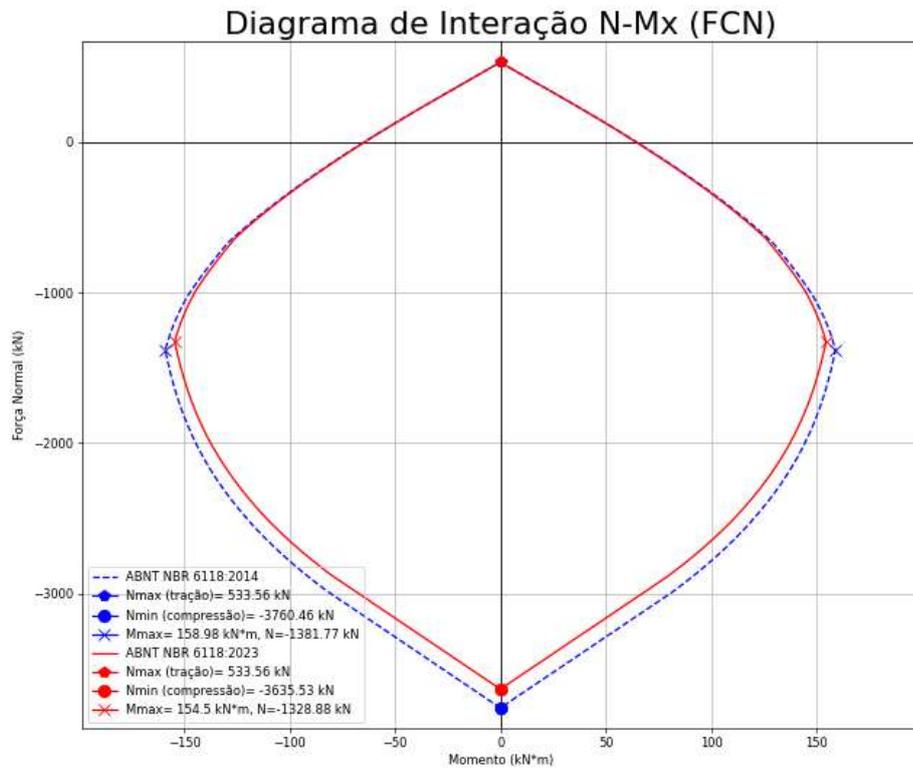
Os diagramas tensão deformação para os concretos com f_{ck} iguais a 25, 45, 60, 80 e 90, com momento em x, estão apresentados nas Figuras 58, 59, 60, 61 e 62, respectivamente. Para todos as resistências, foram inseridos no mesmo diagrama de interação as curvas de ambas as revisões da norma ABNT NBR 6118, podendo-se distinguir as curvas pelas diferentes cores.

Figura 58 – Diagrama de Interação N-Mx - Pilar 1 - f_{ck} 25 MPa



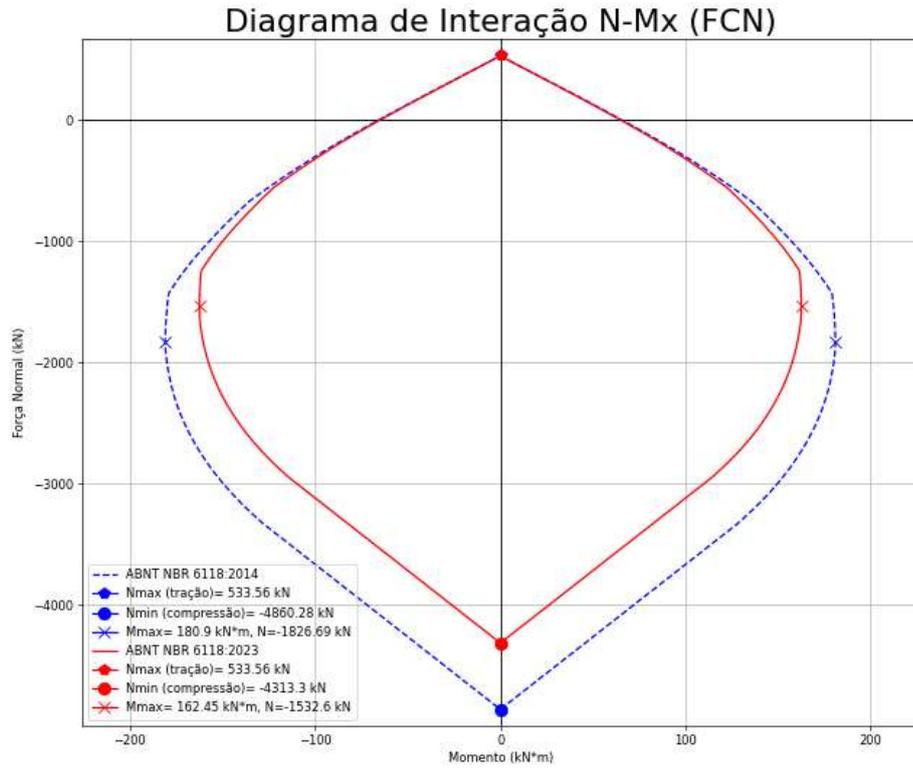
Fonte: Autor (2023)

Figura 59 - Diagrama de Interação N-Mx - Pilar 1 - f_{ck} 45 MPa



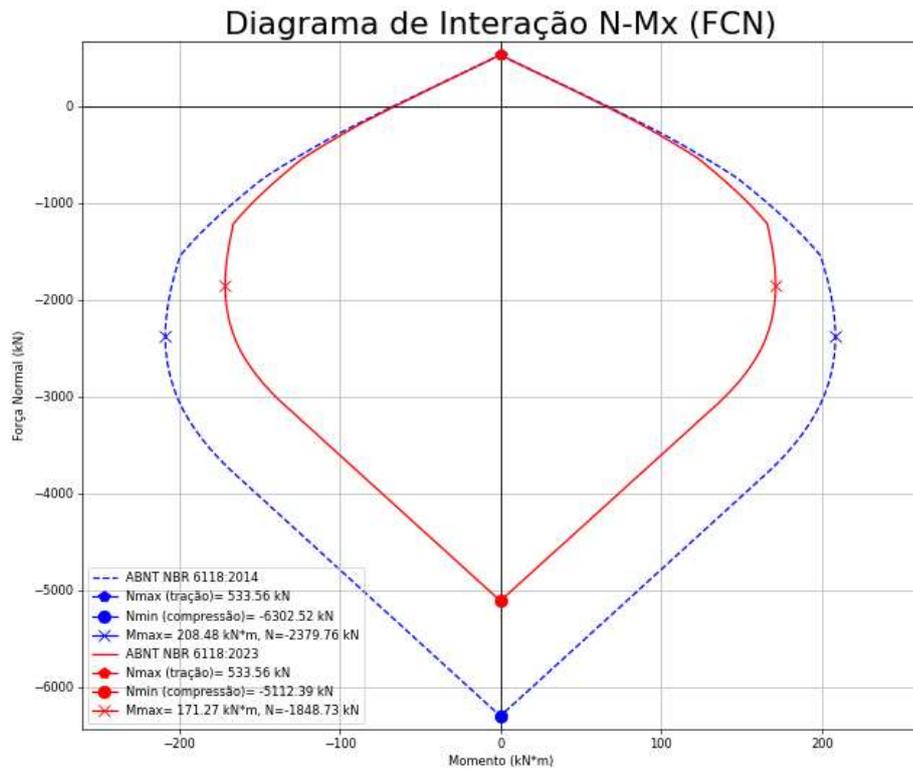
Fonte: Autor (2023)

Figura 60 - Diagrama de Interação N-Mx - Pilar 1 - f_{ck} 60 MPa

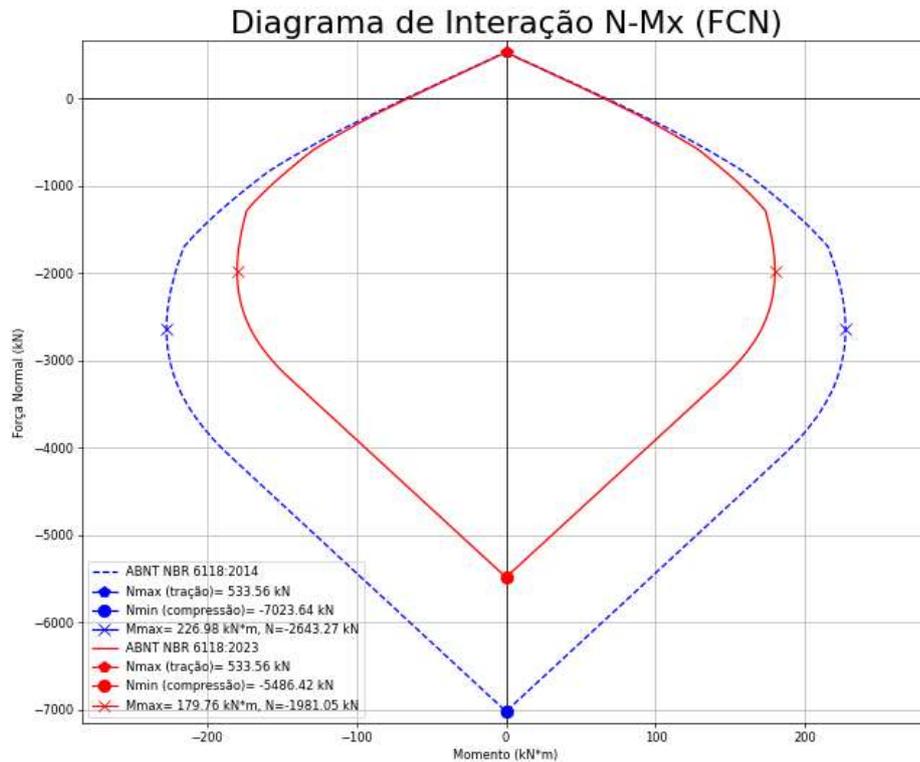


Fonte: Autor (2023)

Figura 61 - Diagrama de Interação N-Mx - Pilar 1 - f_{ck} 80 MPa



Fonte: Autor (2023)

Figura 62 - Diagrama de Interação N-Mx - Pilar 1 - f_{ck} 90 MPa

Fonte: Autor (2023)

Analisando graficamente os cinco diagramas, percebem-se distinções muito claras entre eles. Primeiramente, para o concreto com resistência característica igual a 25 MPa, visualiza-se apenas uma curva de resistência no diagrama, mesmo considerando o fato de que o diagrama foi plotado para apresentar ambas as versões da norma. Este fato já era esperado como resultado, visto que o coeficiente para este material, conforme trazido pela Tabela 7, é igual a 1. Desta forma, para essa classe de concreto, não existem diferenças entre o cálculo de resistências entre as edições.

Já para os materiais com f_{ck} iguais a 45, 60, 80 e 90, percebe-se o deslocamento dos diagramas da versão de 2023 em comparação à atualização anterior. É nítido que a curva da nova norma sofre um encolhimento de forma, o que representam resistências menores tanto à momentos quando à compressão máxima por parte do pilar. Identifica-se a sobreposição dos diagramas apenas nas partes tracionadas do diagrama, sendo estas as únicas regiões de similaridade entre os valores.

Analisando numericamente, é possível ver que, para todos os diagramas gerados, o esforço resistente normal máximo positivo é o mesmo: 533,56 kN. Este

valor, que é referente à resistência à tração da seção transversal, acaba por ser igual, independente do concreto utilizado. Isto acontece devido ao fato que o método dos Estados-Limites últimos considera apenas a resistência do aço para esforços de tração, ignorando a participação do concreto nos cálculos. Desta forma, o valor está diretamente relacionado à quantidade de barras longitudinais presentes na seção, assim como seus diâmetros e seu posicionamento na seção.

É factível também analisar numericamente as resistências máximas a momentos na seção transversal para o sentido apresentado. A Tabela 8 apresenta o conjunto de pontos N-M que representa o esforço resistente máximo de cálculo suportado pelo pilar no sentido x, para cada concreto estudado, e a redução percentual sofrida nas resistências.

Tabela 8 – Resistências Máximas a Momento – Pilar 1 – Sentido x

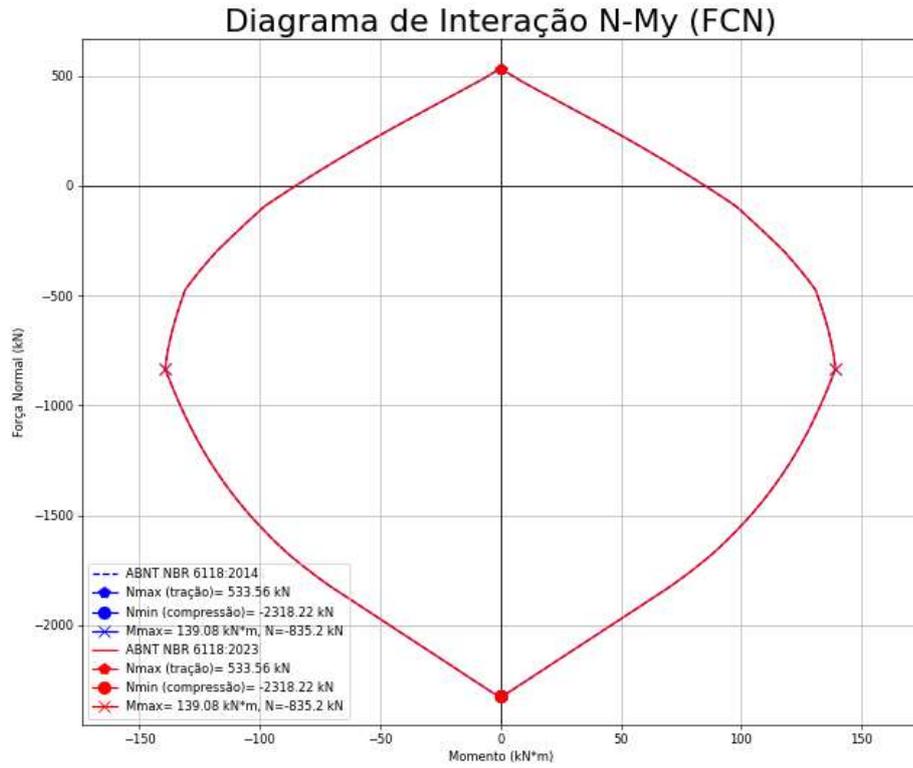
f_{ck} (MPa)	ABNT NBR 6118:2014		ABNT NBR 6118:2023		DIFERENÇA PERCENTUAL	
	MOMENTO (kN.m)	FORÇA NORMAL (kN)	MOMENTO (kN.m)	FORÇA NORMAL (kN)	MOMENTO (kN.m)	FORÇA NORMAL (kN)
25	107,29	-771,22	107,29	-771,22	0,000%	0,000%
45	158,98	-1381,77	154,5	-1328,88	2,818%	3,828%
60	180,9	-1826,69	162,45	-1532,6	10,199%	16,100%
80	208,48	-2379,76	171,27	-1848,73	17,848%	22,314%
90	226,98	-2643,27	179,76	-1981,05	20,804%	25,053%

Fonte: Autor (2023)

Vislumbra-se, como já explicitado antes, a equivalência de resultados apresentados para a classe de concreto C25, que não possui alterações nas resistências de cálculo das estruturas. Porém, é importante ver que, para as demais classes de concreto, houve diferenças significativas nos momentos resistentes máximos sofridos pela seção transversal, assim como nas forças normais resistentes para atingi-las. Percebe-se que, em todos os casos em que houve variação, a resistência a momentos teve redução, assim como na força normal resistente. Verifica-se também que esta segunda força tem porcentagem de redução superior à primeira, para todas as classes estudadas.

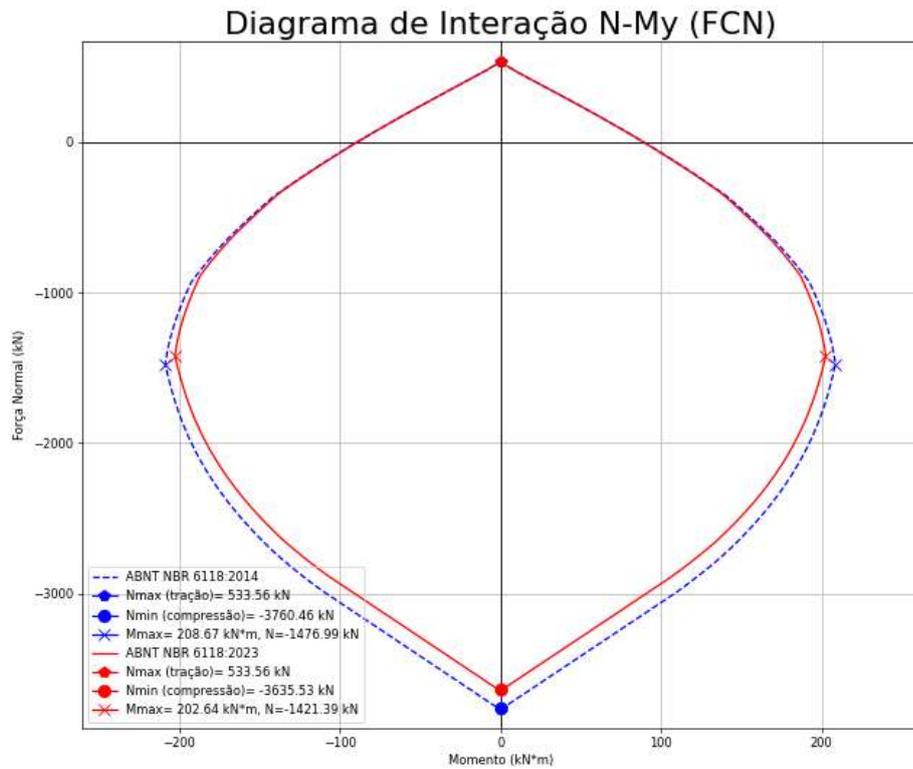
Ainda para o mesmo pilar, considera-se pertinente a avaliação do outro sentido de estudo dos diagramas de interação, chamado de y. As Figuras 63, 64, 66, 66 e 67 apresentam os resultados obtidos

Figura 63 - Diagrama de Interação N-My - Pilar 1 - f_{ck} 25 MPa



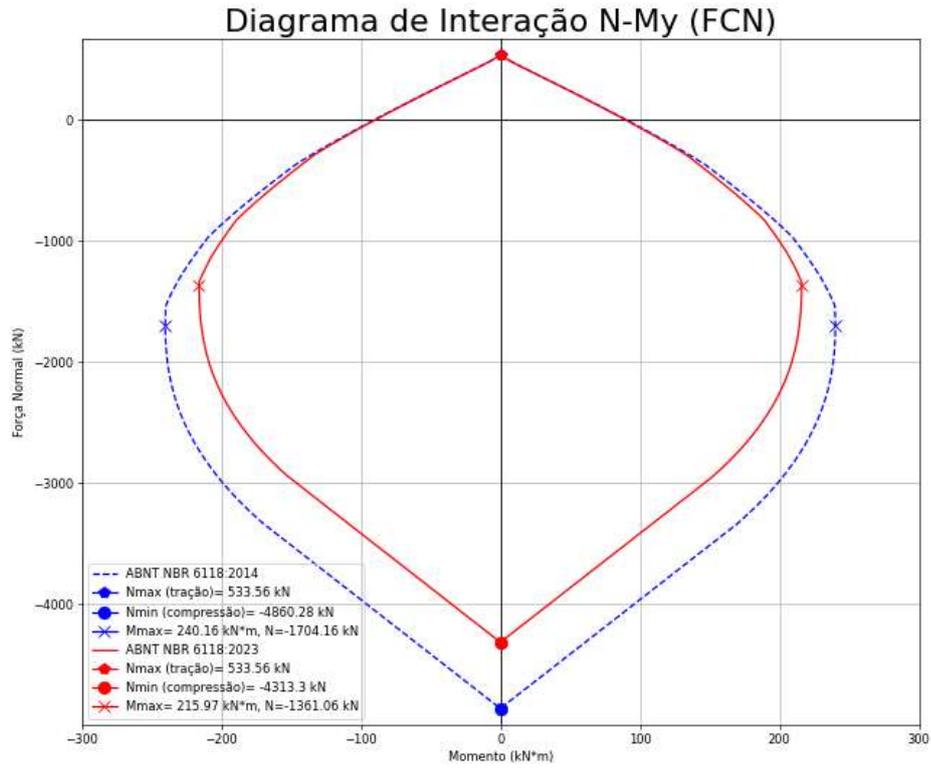
Fonte: Autor (2023)

Figura 64 - Diagrama de Interação N-My - Pilar 1 - f_{ck} 45 MPa



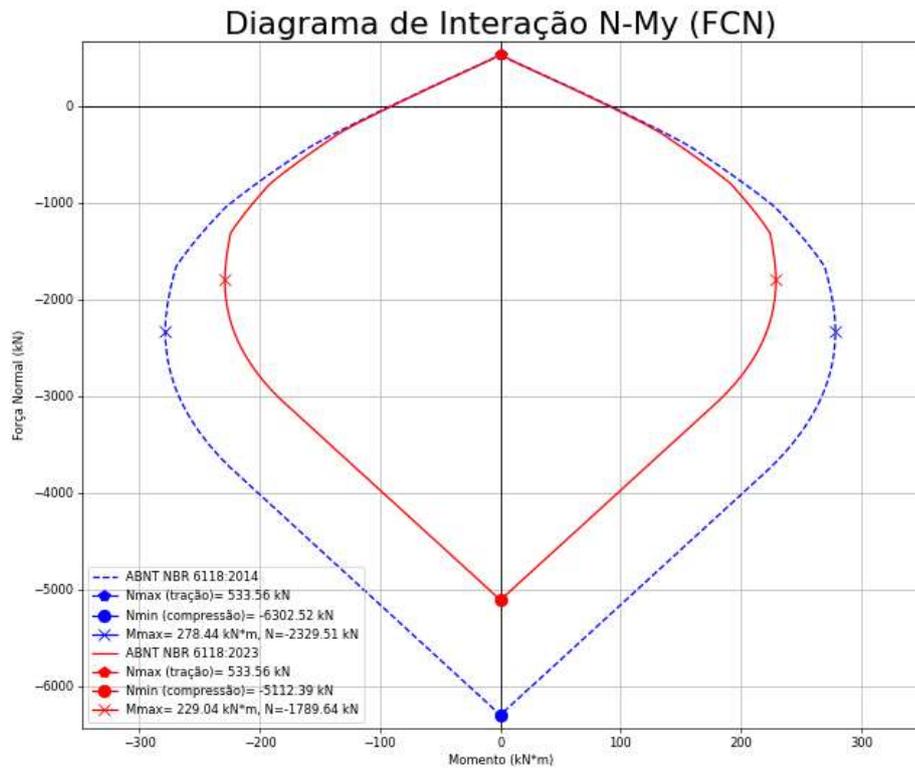
Fonte: Autor (2023)

Figura 65 - Diagrama de Interação N-My - Pilar 1 - f_{ck} 60 MPa

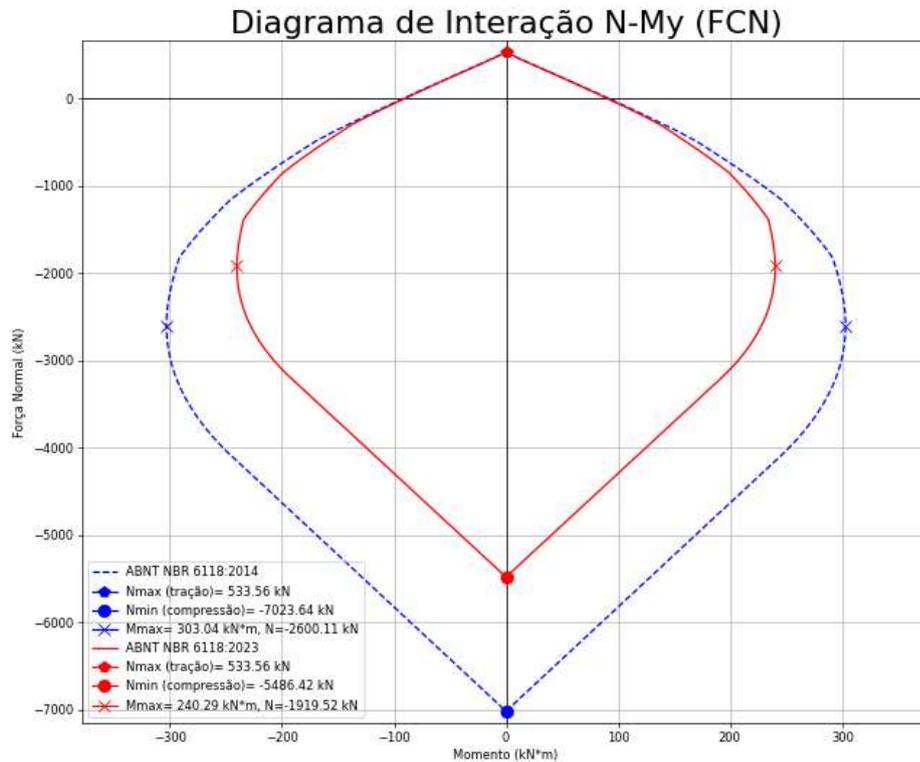


Fonte: Autor (2023)

Figura 66 - Diagrama de Interação N-My - Pilar 1 - f_{ck} 80 MPa



Fonte: Autor (2023)

Figura 67 - Diagrama de Interação N-My - Pilar 1 - f_{ck} 90 MPa

Fonte: Autor (2023)

Da mesma forma que para o sentido x, é possível realizar as análises de variação dos esforços resistentes da seção no sentido y. A Tabela 9 apresenta os valores obtidos para esta análise.

Tabela 9 – Resistências Máximas a Momento – Pilar 1 – Sentido y

f_{ck} (MPa)	ABNT NBR 6118:2014		ABNT NBR 6118:2023		DIFERENÇA PERCENTUAL	
	MOMENTO (kN.m)	FORÇA NORMAL (kN)	MOMENTO (kN.m)	FORÇA NORMAL (kN)	MOMENTO (kN.m)	FORÇA NORMAL (kN)
25	139,08	835,2	139,08	835,2	0,000%	0,000%
45	208,67	1476,99	202,64	1421,39	2,890%	3,764%
60	240,16	1704,16	215,97	1361,06	10,072%	20,133%
80	278,44	2329,51	229,04	1789,64	17,742%	23,175%
90	303,04	2600,11	240,29	1919,52	20,707%	26,175%

Fonte: Autor (2023)

Constata-se, assim como para o sentido x, os valores apresentados para o sentido y também possuem redução, tanto nos esforços normais quanto momentos. Destaca-se porém os valores obtidos para o concreto de f_{ck} igual a 60 MPa. Apesar

de possuir uma porcentagem de redução de momento resistente similar ao sentido X, o esforço normal resistente do sentido y apresenta uma variação de 4,03% a mais, quando em relação ao outro sentido. Isso traz a concepção de que as variações apresentadas possuem relação direta com a estrutura do pilar no sentido estudado. Ressalta-se que, como pode ser visualizado nos diagramas, não são somente os pontos de esforços máximos possuem redução da resistência.

Por fim, é crucial realizar a análise da compressão máxima a que o pilar resiste, visto que a compressão é um dos principais esforços que essa estrutura resiste em construções. A Tabela 10 apresenta os resultados obtidos para esforços resistentes de compressão máxima. Nestes pontos, os momentos são nulos, o que indica que, para esta situação, o pilar resiste apenas a forças normais compressivas.

Tabela 10 - Resistências Máximas a Compressão – Pilar 1

f_{ck} (MPa)	COMPRESSÃO MÁXIMA (kN)		DIFERENÇA PERCENTUAL
	ABNT NBR 6118:2014	ABNT NBR 6118:2023	
25	2318,22	2318,22	0,000%
45	3760,46	3635,53	3,322%
60	4860,28	4313,3	11,254%
80	6302,52	5112,39	18,883%
90	7023,64	5486,42	21,886%

Fonte: Autor (2023)

De forma similar aos momentos, é possível notar que, para a classe C25, não houve diferenças entre resistências, quando comparadas as atualizações das normas. Porém, semelhantemente, houve reduções significativas nas demais resistências. Nota-se que a porcentagem de redução aumenta, na medida que também se aumenta a resistência características à compressão do concreto. A classe de concreto C90, que possui a maior resistência característica à compressão, possui redução de 21,886% na resistência de sua seção transversal. Esta é a maior taxa de redução entre todas as classes de concreto, que significa a diminuição de 1537,22 kN na resistência, quando comprimido.

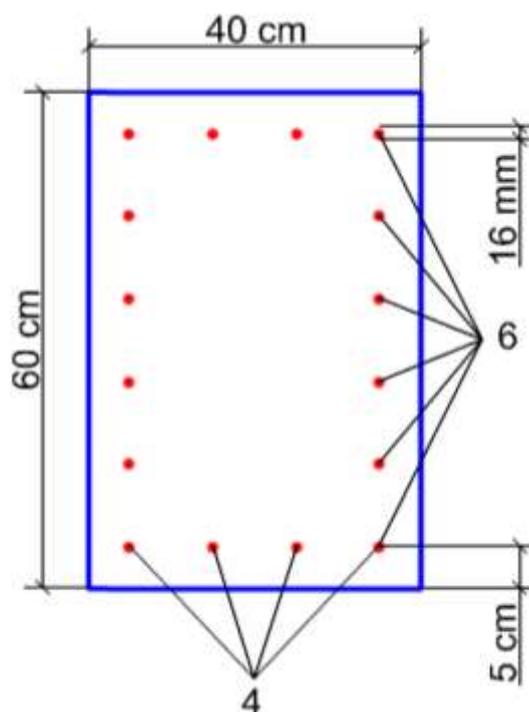
Destaca-se também o fato de que as armaduras ajudam na função de resistência à compressão da seção transversal. Isso faz com que as reduções percentuais obtidas para compressão tenham pequenas diferenças quando comparadas aos valores esperados na aplicação dos coeficientes de fragilidade, caso a seção fosse feita inteiramente e concreto. Além disso, pelo fato de não existirem

momentos, estes valores máximos são possíveis de serem visualizados nos diagramas das respectivas classes de concreto, independente do sentido de análise.

4.3.2 Pilar nº 2

O segundo pilar estudado possui as dimensões e características apresentadas pela Figura 68. Da mesma forma que para o primeiro exemplo, consideraram-se as mesmas características para o aço, variando-se apenas a resistência característica à compressão do concreto. O coeficiente de ponderação da resistência do concreto também foi a mesma utilizada para o mesmo exemplo, sendo igual a 1,4.

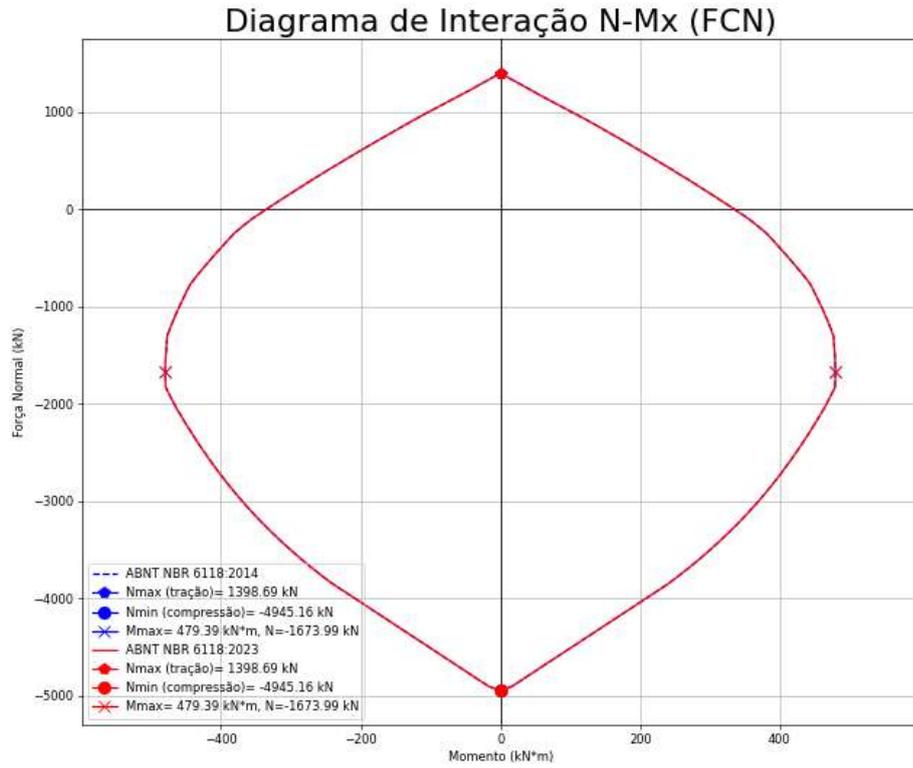
Figura 68 - Seção Transversal do Pilar – Exemplo 2



Fonte: Autor (2023)

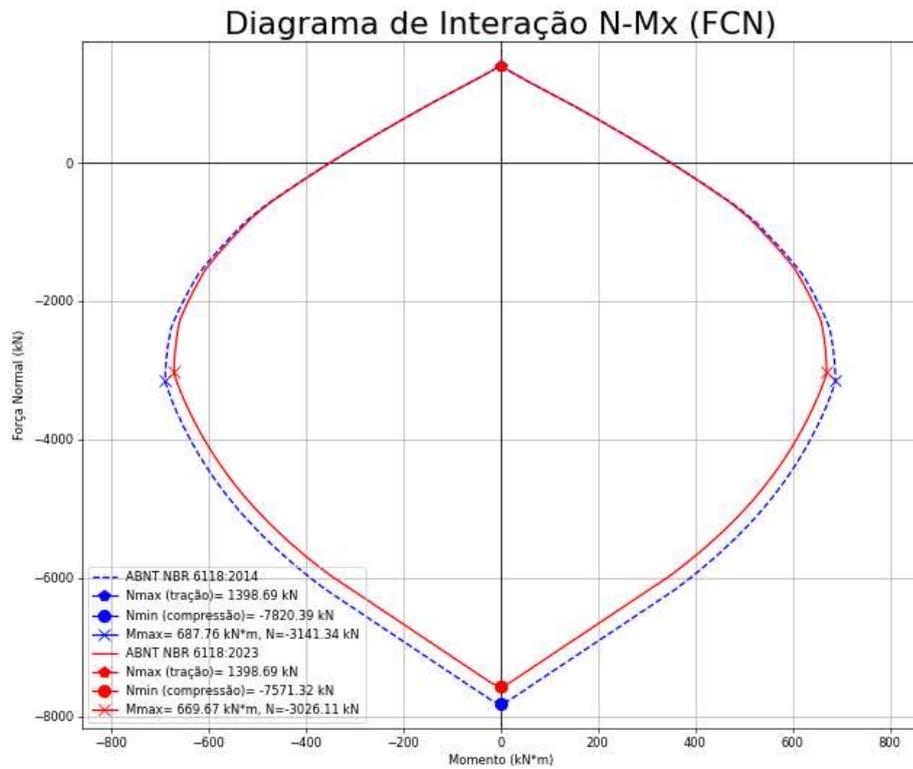
As Figuras 69, 70, 71, 72 e 73 exibem os diagramas de interação de forças normais e esforços resistentes da seção, no sentido X, com os mesmos f_{ck} 's utilizado pilar nº 1.

Figura 69 - Diagrama de Interação N-Mx - Pilar 2 - f_{ck} 25 MPa



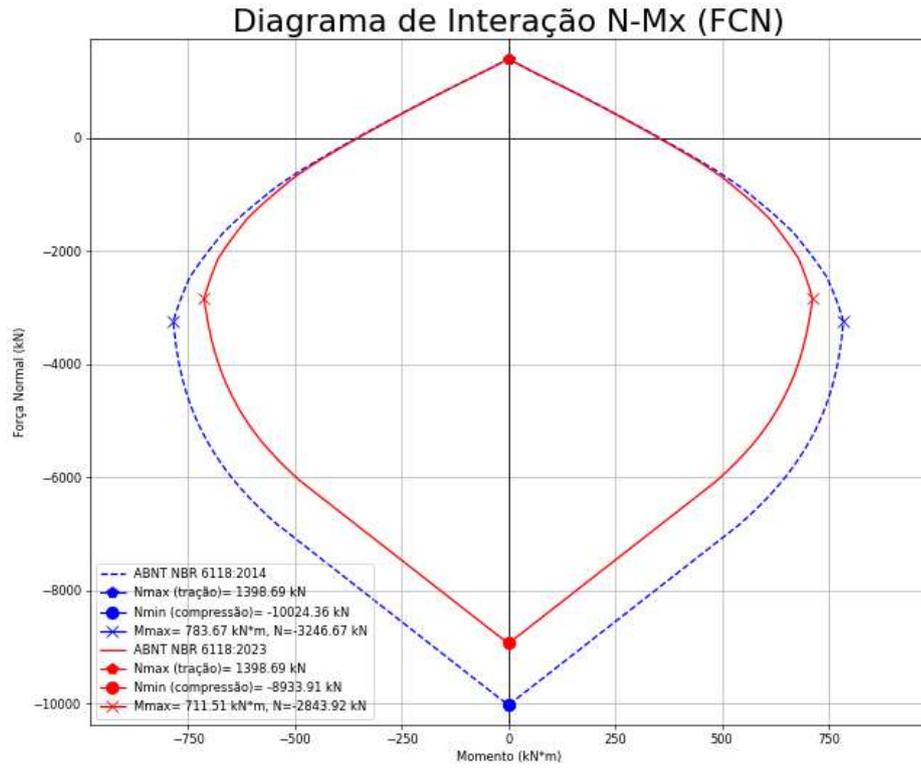
Fonte: Autor (2023)

Figura 70 - Diagrama de Interação N-Mx - Pilar 2 - f_{ck} 45 MPa



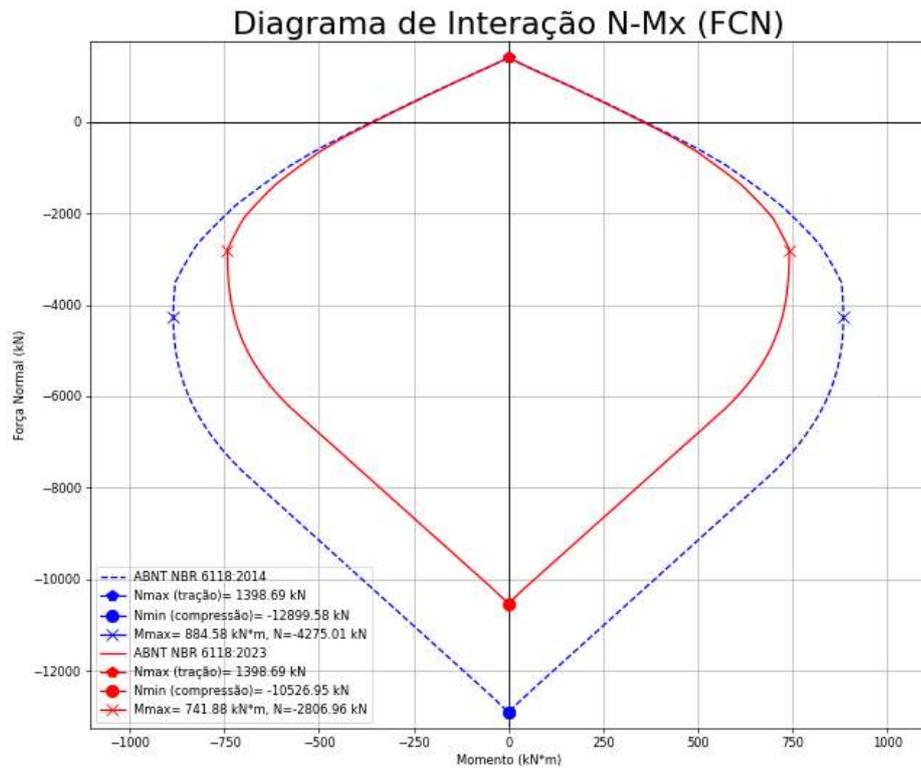
Fonte: Autor (2023)

Figura 71 - Diagrama de Interação N-Mx - Pilar 2 - f_{ck} 60 MPa



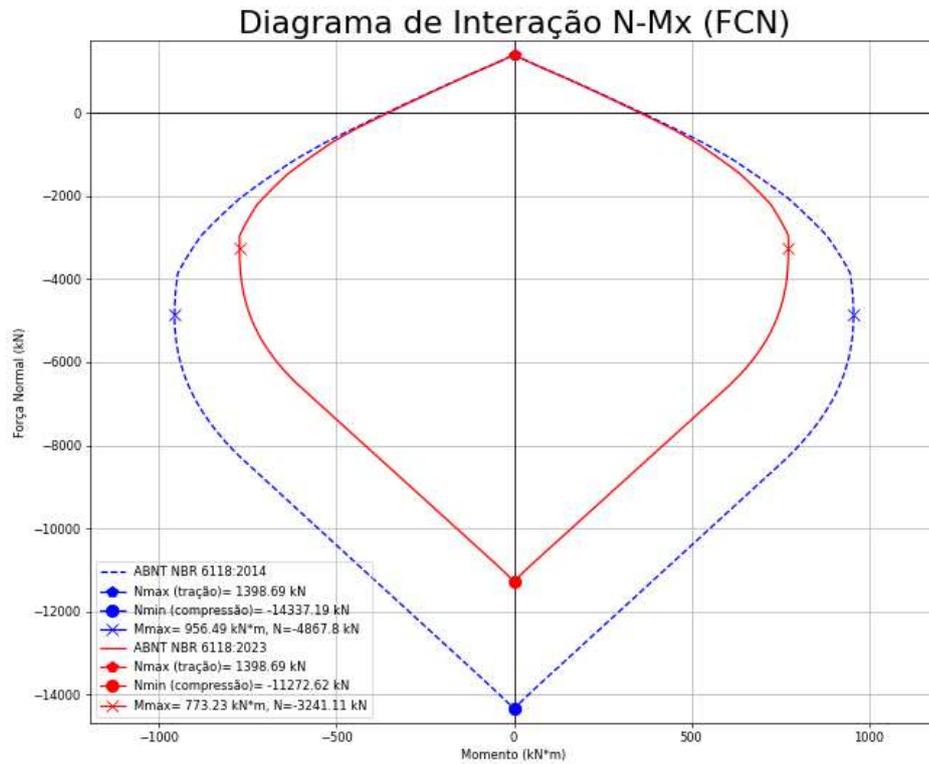
Fonte: Autor (2023)

Figura 72 - Diagrama de Interação N-Mx - Pilar 2 - f_{ck} 80 MPa



Fonte: Autor (2023)

Figura 73 - Diagrama de Interação N-Mx - Pilar 2 - f_{ck} 90 MPa



Fonte: Autor (2023)

O mesmo estudo, de redução percentual das resistências do pilar a momentos fletores, pode ser feito para o exemplo nº 2. A Tabela 11 apresenta os resultados de resistências máximas a momentos fletores da seção, assim como a força normal que a acompanha.

Tabela 11 - Resistências Máximas a Momento – Pilar 2 – Sentido x

f_{ck} (MPa)	ABNT NBR 6118:2014		ABNT NBR 6118:2023		DIFERENÇA PERCENTUAL	
	MOMENTO (kN.m)	FORÇA NORMAL (kN)	MOMENTO (kN.m)	FORÇA NORMAL (kN)	MOMENTO (kN.m)	FORÇA NORMAL (kN)
25	479,39	1673,99	479,39	1673,99	0,000%	0,000%
45	687,76	3141,34	669,67	3026,11	2,630%	3,668%
60	783,67	3246,67	711,51	2843,92	9,208%	12,405%
80	884,58	4275,01	741,88	2806,96	16,132%	34,340%
90	956,49	4867,80	773,23	3241,11	19,160%	33,417%

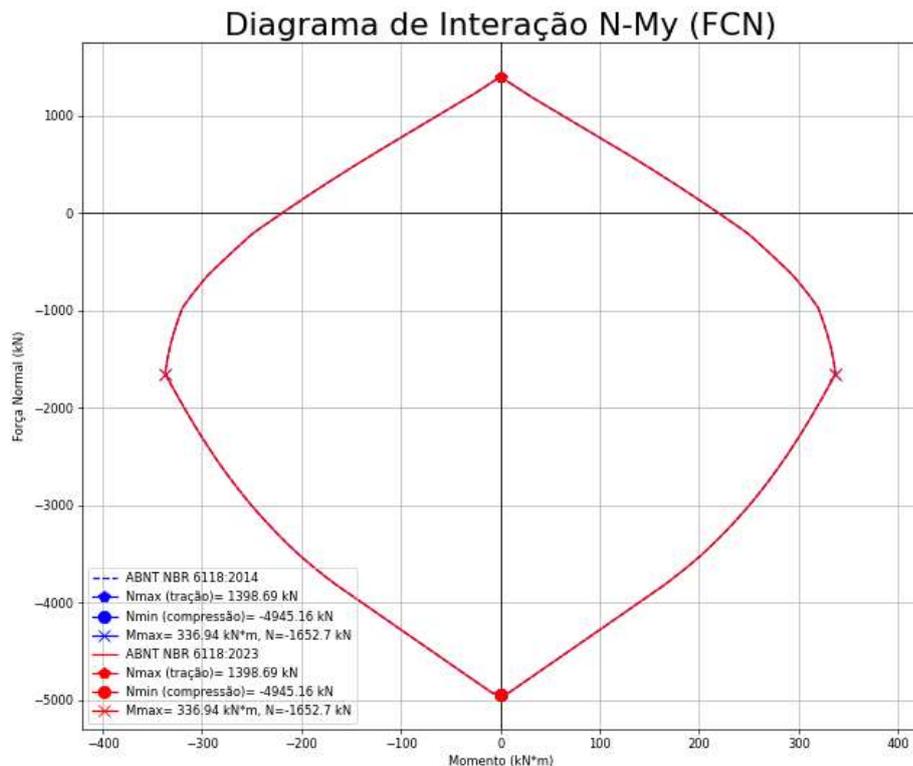
Fonte: Autor (2023)

Analisando os dados obtidos, pode-se perceber que os comportamentos de resistência são similares aos apresentados para o pilar 1. Evidencia-se que o

comportamento para as classes de resistência do concreto, exceto pela classe C25, possuem redução tanto nas resistências máximas a momento, como também nas forças resistentes normais que a acompanham. De forma análoga, classes inferiores a 40 MPa possuem comportamento similar ao apresentado para a classe C25, sem diferenças entre as normas. Além disso, destaca-se também a redução significativa na resistência à força normal para a classe de concreto C80, que apresenta 34,34% de redução no ponto de momento máximo na nova edição da norma, o que representa mais de um terço da força anterior. Além disso, o momento máximo teve redução de 16,132%, menos da metade da redução encontrada para o esforço normal.

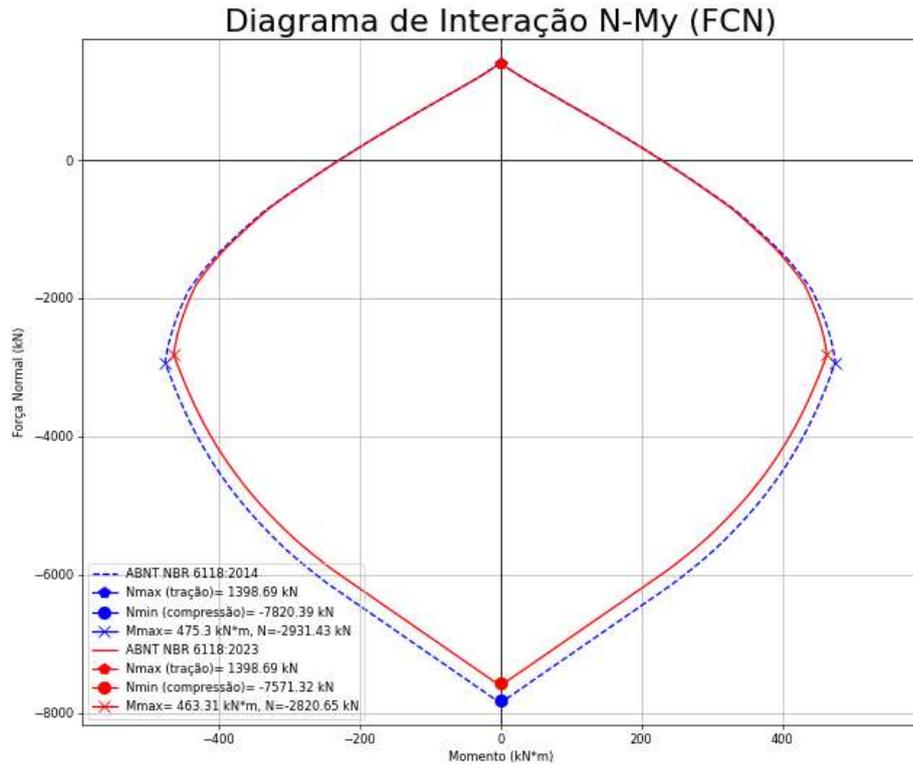
Os diagramas de interação para o sentido y, do pilar nº 2, também foram gerados para as cinco classes de concreto. As curvas geradas podem ser visualizadas nas Figuras 74, 75, 76, 77 e 78. As ilustrações apresentam resultados com características bastante similares à do seu outro sentido, já apresentado anteriormente. Assim como os estudos realizados para o pilar nº 1, percebe-se que todos os pontos de tração são iguais, independente das classes de concreto, diferentemente do comportamento do concreto.

Figura 74 - Diagrama de Interação N-My - Pilar 2 - f_{ck} 25 MPa



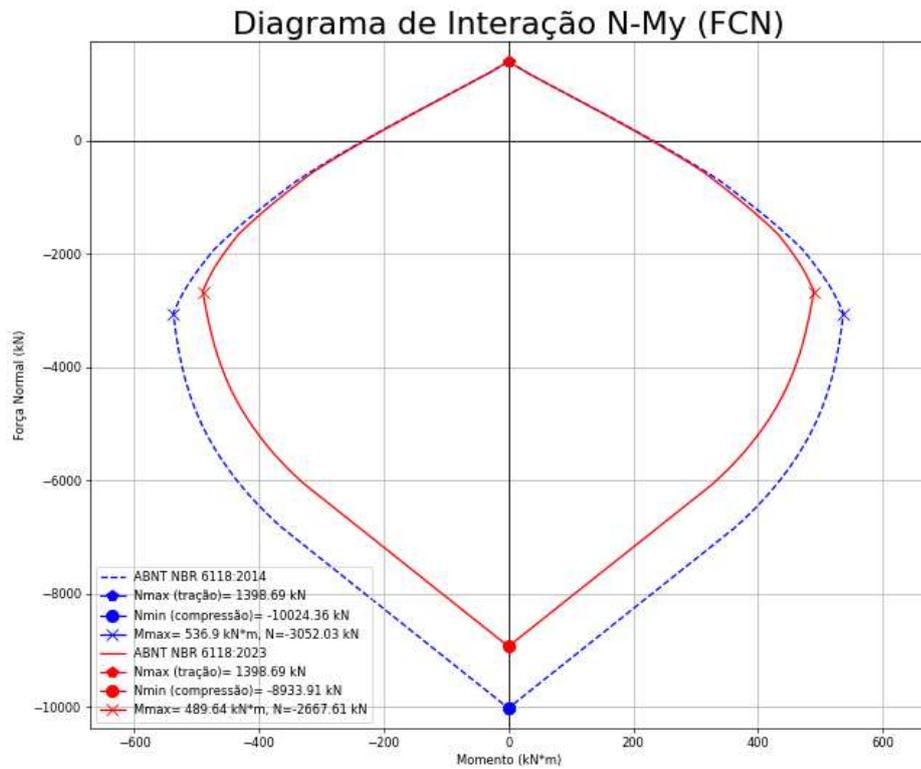
Fonte: Autor (2023)

Figura 75 - Diagrama de Interação N-My - Pilar 2 - f_{ck} 45 MPa



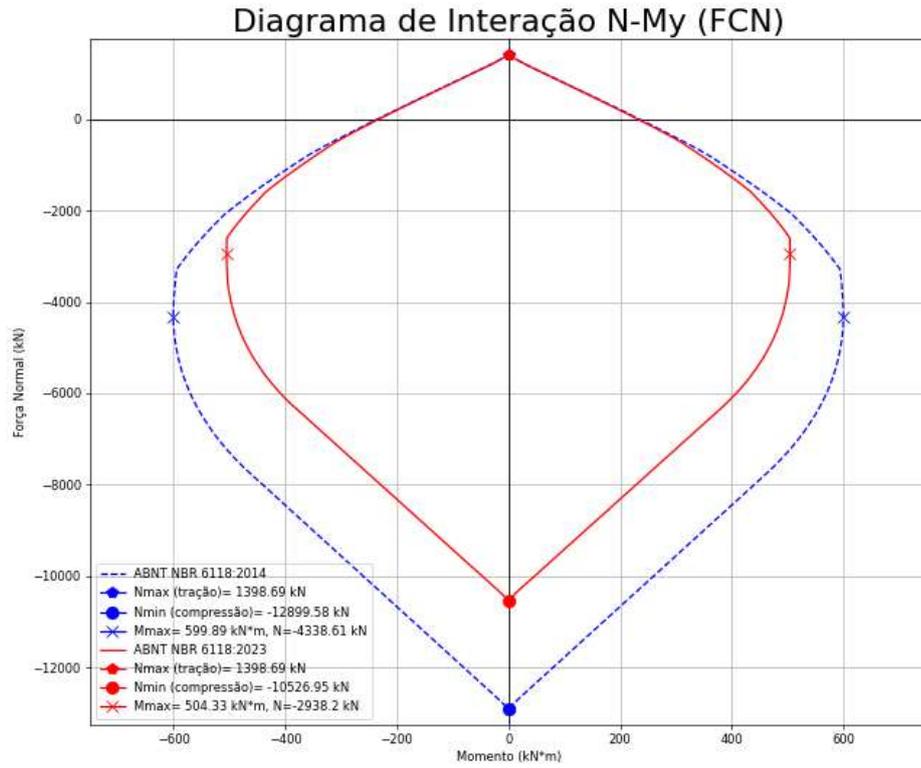
Fonte: Autor (2023)

Figura 76 - Diagrama de Interação N-My - Pilar 2 - f_{ck} 60 MPa



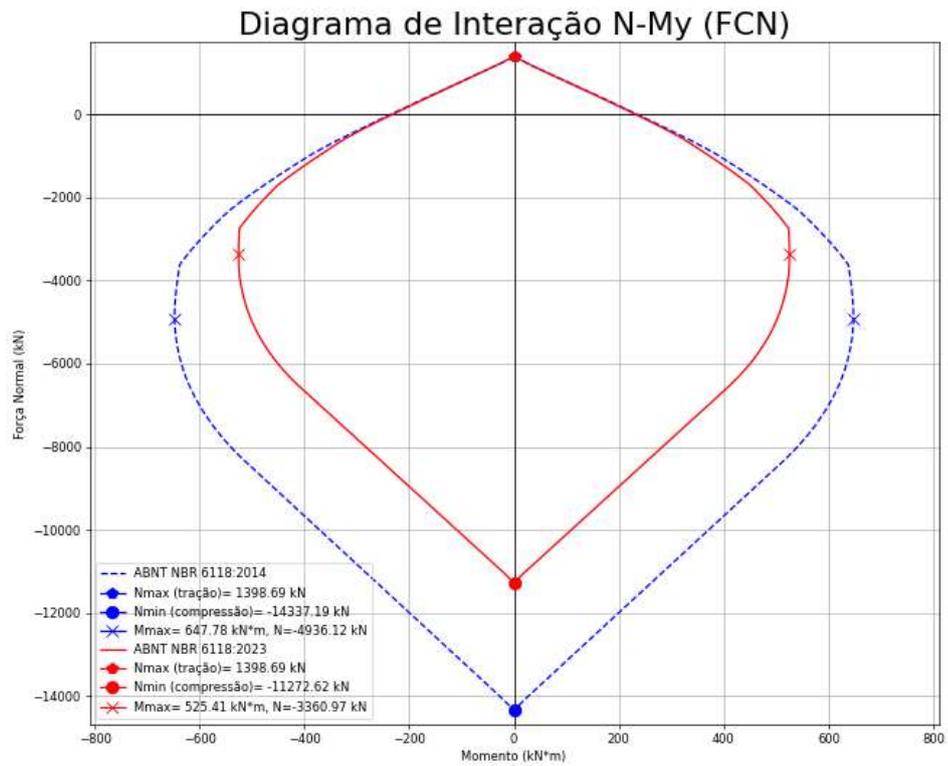
Fonte: Autor (2023)

Figura 77 - Diagrama de Interação N-My - Pilar 2 - f_{ck} 80 MPa



Fonte: Autor (2023)

Figura 78 - Diagrama de Interação N-My - Pilar 2 - f_{ck} 90 MPa



Fonte: Autor (2023)

Organizando os valores de momentos resistentes máximos obtidos através dos diagramas, criou-se a Tabela 12.

Tabela 12 - Resistências Máximas a Momento – Pilar 2 – Sentido y

f_{ck} (MPa)	ABNT NBR 6118:2014		ABNT NBR 6118:2023		DIFERENÇA PERCENTUAL	
	MOMENTO (kN.m)	FORÇA NORMAL (kN)	MOMENTO (kN.m)	FORÇA NORMAL (kN)	MOMENTO (kN.m)	FORÇA NORMAL (kN)
25	336,94	1652,7	336,94	1652,7	0,000%	0,000%
45	475,3	2931,43	463,31	2820,65	2,523%	3,779%
60	536,9	3052,03	489,64	2667,61	8,802%	12,596%
80	599,89	4338,61	504,33	2938,2	15,930%	32,278%
90	647,78	4936,12	535,41	3360,97	18,891%	31,911%

Fonte: Autor (2023)

Observa-se que, apesar dos sentidos terem sido invertidos, a Tabela 12 apresenta diferenças percentuais bastante similares, quando comparadas aos valores obtidos na Tabela 11. Assim como para os outros estudos realizados, existem reduções significativas tanto nos esforços resistentes, tanto para momentos quanto para forças normais.

Analisando-se também numericamente os valores de compressão máxima resistente do pilar, organizou-se a Tabela 13, que apresenta os resultados obtidos.

Tabela 13 - Resistências Máximas a Compressão – Pilar 2

f_{ck} (MPa)	COMPRESSÃO MÁXIMA (kN)		DIFERENÇA PERCENTUAL
	ABNT NBR 6118:2014	ABNT NBR 6118:2023	
25	4945,16	4945,16	0,000%
45	7820,39	7571,32	3,185%
60	10024,36	8933,91	10,878%
80	12899,58	10526,95	18,393%
90	14337,19	11272,62	21,375%

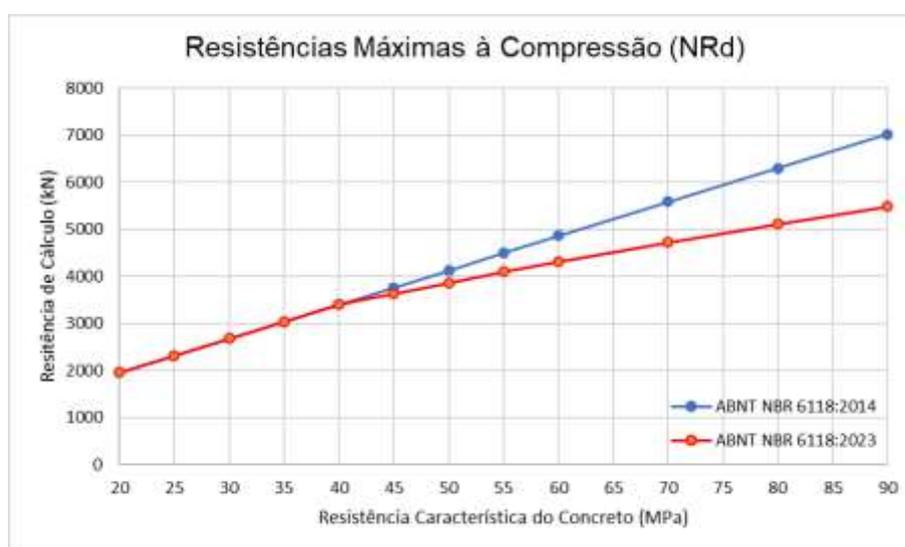
Fonte: Autor (2023)

É possível identificar que as resistências a esforços normais de compressão, também são muito similares aos apresentados no estudo para o pilar nº 1, possíveis de serem visualizados na Tabela 10. Os percentuais de redução de resistências encontrados, para todas as classes de concreto, possuem valores próximos mesmo para seções transversais completamente diferentes. Isto acontece devido ao fato de

as estruturas de aço não terem participação tão significativa quanto o concreto, quando se trata de resistências a esforços de compressão. Pelo fato do concreto ser o maior atuante para estes esforços, os pilares tendem a ter reduções muito similares.

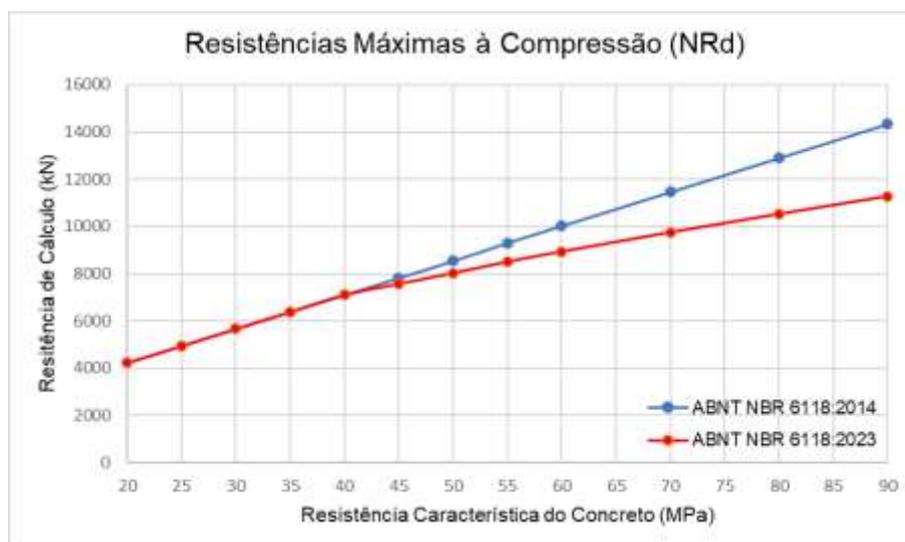
Por fim, apresenta-se as máximas forças normais resistentes de ambos os exemplos de pilares, conforme a evolução da resistência característica à compressão do material. As figuras 79 e 80 apresentam as resistências máximas à compressão dos pilares 1 e 2, para ambas as versões da norma.

Figura 79 - Evolução da Resistência Máxima à Compressão do Pilar 1



Fonte: Autor (2023)

Figura 80 - Evolução da Resistência Máxima à Compressão do Pilar 2

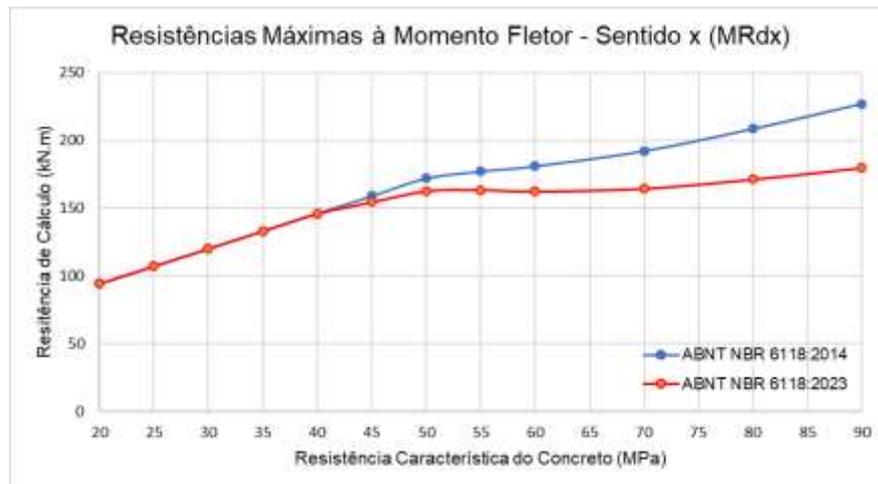


Fonte: Autor (2023)

Como já previsto, as resistências são iguais para ambas as normas até a classe de resistência C40. A norma ABNT NBR 6118:2014 permite um traçado quase linear entre todos os pontos, enquanto para a revisão de 2023, esta linearidade acontece apenas para sua parte inicial, apresentando declínio gradativo, para as classes iguais ou maiores a 45 MPa. A partir desse limite, os pontos se separam, resultando em maior diferença entre as resistências conforme aumenta-se a resistência característica do material.

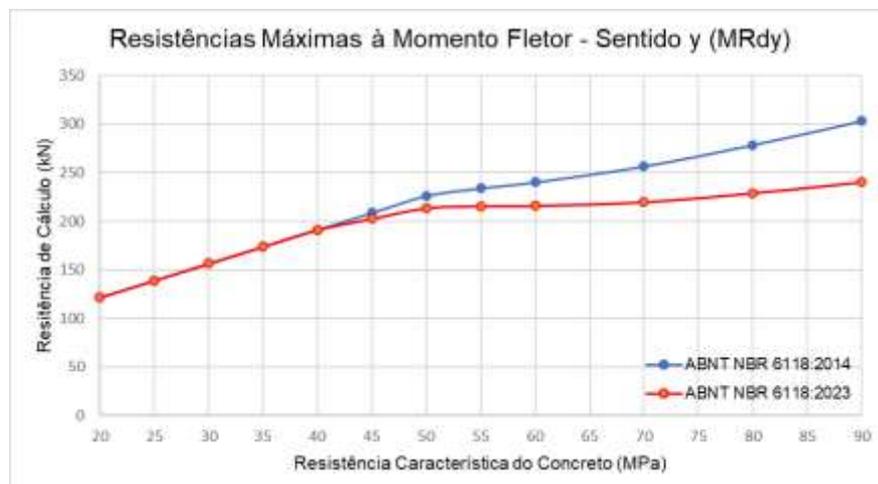
O mesmo pode ser visualizado, ao vislumbrar a evolução dos momentos resistentes dos pilares. As figuras 81 e 82 trazem as resistências aos momentos fletores para o pilar 1, conforme a evolução da resistência característica do concreto.

Figura 81 - Resistências Máximas a Momentos do Pilar 1 – Sentido x



Fonte: Autor (2023)

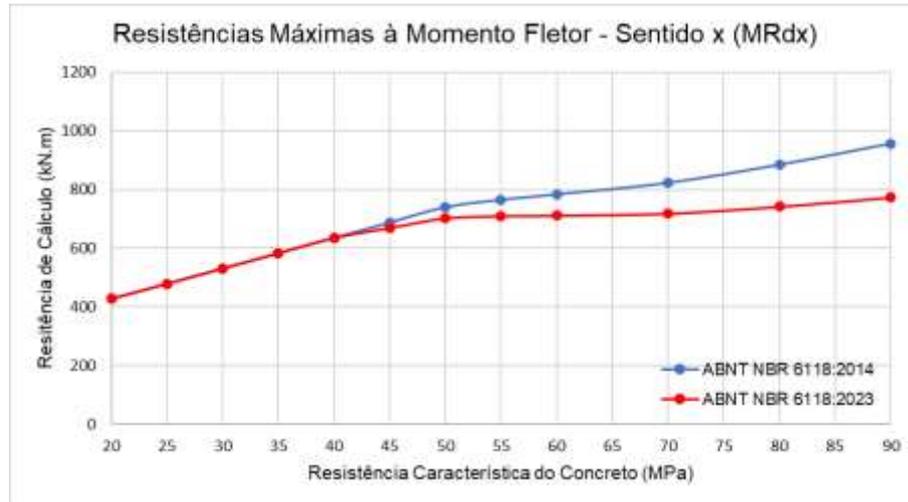
Figura 82 - Resistências Máximas a Momentos do Pilar 1 – Sentido y



Fonte: Autor (2023)

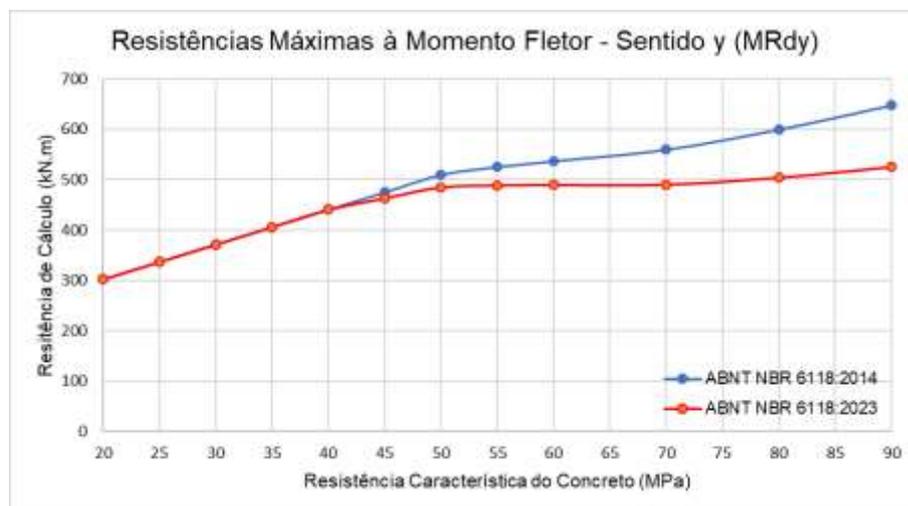
Da mesma forma, pode ser visto os momentos fletores resistentes máximos para o pilar, conforme crescimento da classe de concreto estudada. As Figuras 83 e 84 apresentam o desenvolvimento para este exemplo.

Figura 83 - Resistências Máximas a Momentos do Pilar 2 – Sentido x



Fonte: Autor (2023)

Figura 84 - Resistências Máximas a Momentos do Pilar 2 – Sentido y



Fonte: Autor (2023)

Visualizando-se os gráficos apresentados pelas Figuras 81, 82, 83 e 84, percebe-se similaridade no comportamento dos pontos. Apesar de apresentarem valores de resistência bastante distintos, os traçados possuem desenho similar. Percebe-se que, assim como para a compressão máxima, as classes de resistência iguais ou inferiores a C40 possuem os mesmos pontos, independente da norma

analisada. Porém para os demais materiais, existe variação entre as revisões da norma, com intensidades diretamente relacionadas à classe de concreto. Observa-se que, apesar da norma ABNT NBR 6118:2014 apresentar variações ascendentes de resistência conforme evolução das classes de concreto, para todos os casos apresentados, a revisão de 2023 possui trechos em que as resistências praticamente não possuem variação. Nestes casos, mesmo com o aumento da resistência característica do concreto à compressão, as resistências a momento fletores continua quase a mesma.

É importante salientar, através dessas análises que, apesar de não terem sido alteradas situações de cálculo para a estrutura do aço, a disposição deste material na seção transversal de um pilar, seja pela quantidade de barras ou diâmetro de cada armadura, impacta nas reduções de resistências apresentadas pela nova versão da norma. De forma geral, para seções com maiores percentuais de área de aço, o impacto da norma tende a ser reduzido, enquanto a diminuição dessas características na seção pode fazer com que as reduções de resistência cheguem mais próximos dos coeficientes de fragilidade instaurados pela última atualização da norma.

De forma geral, entende-se que os pilares das classes de concreto afetadas pela alteração da norma sofrerão redução nos esforços resistentes de cálculo. Isso está diretamente relacionado à inserção do parâmetro η_c , que reflete na consideração de maior fragilidade do material, conforme a sua resistência característica aumenta. Isso tende a fazer com que, a partir da norma de 2023, os pilares precisem ter aumento das dimensões de sua seção transversal, para que se atinjam as resistências calculadas pela norma de 2014.

5 CONCLUSÃO

O principal objetivo desse trabalho era verificar o impacto que a alteração da norma ABNT NBR 6118 traz para pilares de concreto armado, em especial para aqueles que possuem seções retangulares. Para isso, utilizaram-se ferramentas de programação para geração de dados, além de comparações visuais e numéricas entre as normas.

Através da ferramenta de programação, pôde-se desenvolver uma aplicação didática para realizar a análise de qualquer pilar com seção transversal retangular, desde que dentro dos parâmetros trazidos pela norma. Esta ferramenta, além de auxiliar o estudo do impacto entre variações da norma, também serve como ferramenta útil para dimensionamentos de pilares, quando analisados individualmente e alvos de flexo-compressão normal.

Através das análises visuais, tanto dos diagramas tensão-deformação dos concretos quanto dos diagramas de interação N-M das seções transversais dos pilares, pôde-se verificar o impacto que a alteração da norma traz para as resistências de cálculo de pilares retangulares de concreto armado com determinadas classes de resistência de concretos. Percebe-se o encolhimento das curvas resistentes, o que indica que o pilar tende a apresentar resistências inferiores aos obtidos pela norma anterior. Assim, a tendência é que, os pilares tenham aumento de seção transversal para obter as mesmas resistências que possuía antes da atualização normativa.

Explorando os dados numericamente, percebeu-se que o impacto quantitativo de redução nas resistências dos pilares é bastante acentuado, principalmente para classes de concreto com maiores resistências características. Tais efeitos não são dependentes apenas da seleção do concreto, mas também das suas características geométricas. A configuração da seção transversal tem impacto direto nestas variações, podendo acarretar reduções mais ou menos acentuadas das resistências.

Dessa forma, concluiu-se que o estudo do impacto da norma foi bem determinado, não só através do desenvolvimento de um programa de análise para diferentes situações, como também para investigação de dois exemplos específicos. As evidências registradas atestam a importância dos estudos desenvolvidos e, principalmente, da consideração da nova norma para as análises a serem feitas a partir da nova norma ABNT NBR 6118:2023 para quaisquer estruturas em concreto armado.

Referências

ABECE. **BATE-PAPO - ABNT NBR 6118:2023-PROCESSO DE REVISÃO, PRINCIPAIS ALTERAÇÕES E FUTUROS TRABALHOS**. 2023. Disponível em: <https://www.youtube.com/watch?v=bozW89tFVmQ>

ABNT. **ABNT NBR 6118:2014 - PROJETO DE ESTRUTURAS DE CONCRETO-PROCEDIMENTO**. Associação Brasileira de Normas Técnicas. 2014.

ABNT. **ABNT NBR 6118:2023 - PROJETO DE ESTRUTURAS DE CONCRETO-PROCEDIMENTO**. Associação Brasileira de Normas Técnicas. 2023.

ABNT. **ABNT NBR 8953:2015 - CONCRETO PARA FINS ESTRUTURAIIS-CLASSIFICAÇÃO PELA MASSA ESPECÍFICA, POR GRUPOS DE RESISTÊNCIA E CONSISTÊNCIA**. Associação Brasileira de Normas Técnicas. 2015.

ABNT. **NBR 7480:2007 - AÇO DESTINADO A ARMADURAS PARA ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO - ESPECIFICAÇÃO**. Associação Brasileira de Normas Técnicas. 2007.

AGUIAR, Eduardo Aurélio Barros. **PROJETO DE PILARES DE CONCRETO DE ALTO DESEMPENHO**. 2000. Universidade de São Paulo, 2000.

ALTO QI. **GUIA COMPLETO NBR 6118:2023**. 2023. Disponível em: <https://site.abece.com.br/o-que-mudara-com-a-nova-nbr-6118/>.

ALVES, Laura Rebel Moreira. **DIMENSIONAMENTO ÓTIMO DE PILARES DE CONCRETO ARMADO SUBMETIDOS À FLEXO-COMPRESSÃO NORMAL UTILIZANDO PROGRAMAÇÃO MATEMÁTICA E ALGORITMOS GENÉTICOS**. 2013. Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro, Campos dos Goytacazes, 2013.

ANDRADE, Bruno Souza Oliveira. **CONCRETO ARMADO: UM ESTUDO SOBRE O PROCESSO HISTÓRICO, CARACTERÍSTICAS, DURABILIDADE, PROTEÇÃO E RECUPERAÇÃO DE SUAS ESTRUTURAS**. 2016. Rio de Janeiro, 2016.

ARAÚJO, José Milton de. **CURSO DE CONCRETO ARMADO**. 2. ed. Rio Grande: Dunas, 2003a. v. 1.

ARAUJO, José Milton De. **CURSO DE CONCRETO ARMADO**. 3. ed. Rio Grande do Sul: Dunas, 2010. 340 p.

ARAÚJO, José Milton De. **CURSO DE CONCRETO ARMADO**. 4. ed. Rio Grande: Dunas, 2014. v. 3.

ARAÚJO, José Milton De. **DIMENSIONAMENTO DE PILARES ESBELTOS DE CONCRETO ARMADO**. Porto Alegre, 1984.

ARAÚJO, José Milton de. **PILARES ESBELTOS DE CONCRETO ARMADO PARTE 1: UM MODELO NÃO LINEAR PARA ANÁLISE E DIMENSIONAMENTO**. Teoria e Prática na Engenharia Civil, n.18, p.81-93, Novembro, 2011.

ARIVABENE, Antonio Cesar. **PATOLOGIAS EM ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO ESTUDO DE CASO**. Revista Especialize On-line IPOG, 2015.

ASSIS, Ingrid Kelly Leal de; PORTO, Thiago Bonjardim; CANCHUMANI, Cleide Maria de Oliveira Lovon. **PROCESSO DE DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL DE PILARES DE CONCRETO ARMADO**. *Revista Multidisciplinar Do Nordeste Mineiro*, 1, 1, 2019.

BASTOS, Paulo Sérgio dos Santos. **FLEXÃO COMPOSTA E PILARES DE CONCRETO ARMADO**. Bauru, 2021.

BASTOS, Paulo Sérgio dos Santos. **FUNDAMENTOS DO CONCRETO ARMADO**. Bauru, 2019.

BASTOS, Paulo Sérgio dos Santos. **PILARES DE CONCRETO ARMADO**. Bauru, 2015.

BENDÔ, Nestor Eleutério Paiva. **GERAÇÃO DE ÁBACOS PARA DIMENSIONAMENTO DE SEÇÕES DE PILARES SOLICITADAS POR FLEXÃO COMPOSTA**. Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, 2011.

BRITEZ, Carlos Amado. **AVALIAÇÃO DE PILARES DE CONCRETO ARMADO COLORIDO DE ALTA RESISTÊNCIA, SUBMETIDOS A ELEVADAS TEMPERATURAS**. 2011. Universidade de São Paulo, São Paulo, 2011.

BURDEN, Richard L; FAIRES, Douglas. **ANÁLISE NUMÉRICA**. São Paulo, 2008.: Cengage.

CARVALHO, Roberto Chust; FIGUEIREDO FILHO, Jasson Rodrigues de. **CÁLCULO E DETALHAMENTO DE ESTRUTURAS USUAIS DE CONCRETO ARMADO: SEGUNDO A NBR 6118:2014**. 4ª Edição. São Carlos: EdUFSCar, 2015.

CARVALHO, Roberto Chust; PINHEIRO, Libânio Miranda. **CÁLCULO E DETALHAMENTO DE ESTRUTURAS USUAIS DE CONCRETO ARMADO**, Volume 2. 1ª Edição. São Paulo: Ed. PINI, 2009.

CASAGRANDE, Augusto Figueredo; SILVA, Daiane dos Santos. **ANÁLISE DO DIMENSIONAMENTO DE PILARES DE CONCRETO ARMADO PELO MÉTODO DO PILAR PADRÃO COM RIGIDEZ “ κ ” APROXIMADA E PELO MÉTODO DO PILAR PADRÃO COM CURVATURA APROXIMADA PARA EFEITOS DE 2º ORDEM**. 2011. UNESC – Universidade do Extremo Sul Catarinense.

CECCON, Jorge Luiz **ANÁLISE DOS EFEITOS DE SEGUNDA ORDEM EM PILARES SOLICITADOS A FLEXÃO OBLÍQUA COMPOSTA**. Dissertação (Doutorado) – Escola politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2008.

CHAVES, Leonardo Eustáquio Antunes. **ESTUDO DE PILARES DE CONCRETO ARMADO E PILARES MISTOS DE AÇO E CONCRETO TOTALMENTE REVESTIDOS**. 2013. Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2013.

CLÍMACO, João Carlos Teatini de Souza. **ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO: FUNDAMENTOS DE PROJETO, DIMENSIONAMENTO E VERIFICAÇÃO**. 3 ed. Rio de Janeiro: Elsevier, 2016. 439 p.

COÊLHO Ronaldo Sérgio de Araújo. **CONCRETO ARMADO NA PRÁTICA**. São Luís: UEMA Ed., 2008.

COLLINS, Michael P.; MITCHELL, Denis; MACGREGOR, James G. (1993). **STRUCTURAL DESIGN CONSIDERATIONS FOR HIGH-STRENGTH CONCRETE**. *Concrete International*, v.15, n.1, p.27-34, May.

CORAL, Alessandra de Brida. **DESENVOLVIMENTO DE PROGRAMA PARA DIMENSIONAMENTO DE PILARES COM MOMENTOS MÍNIMOS E FLEXÃO COMPOSTA NORMAL**. Florianópolis, 2015.

COUTO, José Antônio Santos *et al.* **O CONCRETO COMO MATERIAL DE CONSTRUÇÃO**. Cadernos de Graduação - Ciências Exatas e Tecnológicas, Sergipe, v. V1, p. 49–58, 2013.

DEUSCHLE, Eduardo. **ESTUDO DE CONFIABILIDADE DE PILARES DE CONCRETO ARMADO DIMENSIONADOS COM REDISTRIBUIÇÃO DE ESFORÇOS**. 2019. Universidade Federal de Santa Catarina. Florianópolis, 2019.

DOMINGUES, Marco Antônio. **ORÇAMENTAÇÃO DE EMPREENDIMENTOS DE ARQUITETURA E ENGENHARIA CIVIL - UMA SOLUÇÃO METODOLÓGICA PARA ATENDER A LEI DE RESPONSABILIDADE FISCAL E A LEI DE LICITAÇÕES**. São Paulo, 2018.

DURÃES, Karine Fernandes; DURÃES, Luiz Fernando; SILVA, Fernanda Afonso Oliveira. **UTILIZAÇÃO DO AÇO CORTADO E DOBRADO NA CONSTRUÇÃO CIVIL**. *Revista CONSTRUINDO*, p. 79–96, 2020.

FERNANDES, Rejane Martins. **A INFLUÊNCIA DAS AÇÕES REPETIDAS NA ADERÊNCIA AÇO-CONCRETO**. 2000. Universidade de São Paulo, São Carlos, 2000.

FERNANDES, Tereza Catrina Ferreira. **GERAÇÃO DE ÁBACOS PARA DIMENSIONAMENTO DE PILARES DE CONCRETO ARMADO COM SEÇÃO CIRCULAR**. Natal, 2018.

FIGUEIREDO, Antonio Domingues de. **CONCRETO: CIÊNCIA E TECNOLOGIA**. Instituto Brasileiro do Concreto - IBRACON. 2011, p. 127-1365

FREITAS, Leandro Willian de **ANÁLISE ESTRUTURAL DE UM EDIFÍCIO EM CONCRETO ARMADO E PROPOSTA DE UM NOVO PROJETO ESTRUTURAL –**

ESTUDO DE CASO. 2016. 103 f. Trabalho de conclusão de curso (Especialização) – Centro Universitário do Sul de Minas – Unis/MG, Varginha, 2016.

FUSCO, Pérciles Brasiliense. **ESTRUTURAS DE CONCRETO - SOLICITAÇÕES NORMAIS.** 1981.

GATTELLI, Gabriel. **PROJETO ESTRUTURAL DE UM EDIFÍCIO EM CONCRETO ARMADO COM 9 PAVIMENTOS TIPO.** Porto Alegre, 2022.

GOTARDO, Reginaldo. **LINGUAGEM DE PROGRAMAÇÃO I.** 1ª Edição ed. Rio de Janeiro, 2015.

GROSSMANN, Daniel Dal Agnol. **OTIMIZAÇÃO DE PILARES DE CONCRETO ARMADO COM SEÇÕES RETANGULARES E CIRCULARES SUBMETIDOS À FLEXÃO COMPOSTA OBLÍQUA.** Guarapuava, 2019.

IMIANOWSKY, Guilherme Wanka; WALENDOWSKY, Marcus Alberto. **OS PRINCIPAIS AÇOS CARBONO UTILIZADOS NA CONSTRUÇÃO CIVIL.** 2017.

JÚNIOR, Ismael Wilson Cadamuro. **DIMENSIONAMENTO DE PILARES ESBELTOS DE CONCRETO ARMADO COM SEÇÃO QUALQUER SOLICITADOS POR FLEXÃO COMPOSTA OBLÍQUA.** 1997. Universidade de São Paulo, São Carlos, 1997.

KANNO, Rafael. **PILARES DE CONCRETO ARMADO PELA NBR 6118:2014: ESTUDO DO GANHO OBTIDO COM O AUMENTO DA RESISTÊNCIA DO CONCRETO.** Porto Alegre, 2016.

LEONHARD, Fritz.; MÖNNIG, Eduard. **CONSTRUÇÕES DE CONCRETO: PRINCÍPIOS BÁSICOS DO DIMENSIONAMENTO DE ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO.** 1. ed. Rio de Janeiro: Interciência, 1977. v. 1.

LUTZ, Mark.; ASCHER, David. **APRENDENDO PYTHON.** Tradução de João Tortello. Porto Alegre, Bookman, 2007.

MAGALHÃES, Fábio Costa. **A PROBLEMÁTICA DOS CONCRETOS NÃO CONFORMES E SUA INFLUÊNCIA NA CONFIABILIDADE DE PILARES DE CONCRETO ARMADO.** 2014. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2014.

MARAN, Ana Paula; BARRETO, Maria Fernanda Fávero Menna; ROHDEN, Abrahão Bernardo; MOLIN, Denise Carpena Coitinho Dal; MASUERO, João Ricardo. **ASSESSMENT OF COVER TO REINFORCEMENT IN SLABS USING DIFFERENT SPACER AND TYING DISTANCES.** 2015. Revista IBRACON de Estruturas e Materiais, 8(5), 625–643.

MEDEIROS, José Odilon Barros de. **AÇÃO DO VENTO NA ESTABILIDADE GLOBAL E EFEITOS DE SEGUNDA ORDEM EM ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO NA CIDADE DE BELÉM-PA.** 2018. Universidade Federal do Pará, 2018.

MEHTA, P. Kumar.; MONTEIRO, Paulo J. M. **CONCRETO: ESTRUTURA, PROPRIEDADES E MATERIAIS**. São Paulo: PINI, 1994, p. 01-02.

MENEZES, Nilo Ney Coutinho. **INTRODUÇÃO À PROGRAMAÇÃO COM PYTHON: ALGORITMOS E LÓGICA DE PROGRAMAÇÃO PARA INICIANTES**. São Paulo: Novatec Editora Ltda, 2010.

NAWY, Edward G. **REINFORCED CONCRETE – A FUNDAMENTAL APPROACH**. Englewood Cliffs, Ed. Prentice Hall, 2005, 5a. ed., 824p.

NEVILLE, Adam M. **PROPRIEDADES DO CONCRETO**. 1982. Trad. por Salvador E. Giammusso. São Paulo, Pini.

NOGUEIRA, Henrique Alves Tartaglia. **AVALIAÇÃO DA CONFIABILIDADE DE PILARES CURTOS EM CONCRETO ARMADO PROJETADOS SEGUNDO A NBR 6118:2003**. Belo Horizonte, 2006.

OLIVEIRA, Walter Luiz Andrade De. **ANÁLISE TEÓRICA E EXPERIMENTAL DE PILARES DE CONCRETO ARMADO SOB AÇÃO DE FORÇA CENTRADA COM RESISTÊNCIA MÉDIA À COMPRESSÃO DO CONCRETO DE 40MPa**. São Carlos, 2004.

OLIVEIRA, Webert Araújo. **DESENVOLVIMENTO DE UM PROGRAMA EM PYTHON, PARA ANÁLISE DE VIGAS PELO MÉTODO DAS SEÇÕES**. Caraúbas, 2018.

PADRE, Elder Pita Garcia. **DESENVOLVIMENTO DE UM ALGORITMO COMPUTACIONAL PARA VERIFICAÇÃO DE SEÇÕES DE CONCRETO ARMADO SUBMETIDAS À FLEXÃO COMPOSTA OBLÍQUA EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO**. Viçosa, 2017.

PEREIRA, Caio. **ESTUDO DE MODELOS DE LINGUAGEM DE PROGRAMAÇÃO**. Americana, 2013.

PEREIRA, Matheus de Amorin; PASTA, Arquelau. **ESTUDO BIBLIOMÉTRICO SOBRE A PRODUÇÃO CIENTÍFICA NO CAMPO DE SOFTWARES NA ENGENHARIA CIVIL**. Revista de extensão e iniciação científica da unisociesc, 5(2), 37-51, 2018.

PFEIL, Walter. **CONCRETO ARMADO**. 5. ed. Rio de Janeiro: LTC, 1988.

PINHEIRO, Libânio M. **FUNDAMENTOS DO CONCRETO E PROJETO DE EDIFÍCIOS**. PINHO, Fernando Ottoboni; BELLEI, Ildony Hélio. **PONTES E VIADUTOS EM VIGAS MISTAS**. Rio de Janeiro: IBS/CBCA, 2007. São Carlos: Universidade de São Paulo, 2007.

PINHEIRO, Libânio Miranda; BARALDI, Lívio Túlio; POREM, Marcelo Eduardo. **ESTRUTURAS DE CONCRETO: ÁBACOS PARA FLEXÃO OBLÍQUA**. 2009. Universidade de São Paulo, São Carlos, 2009.

PINTO, Rivelli da Silva. **NÃO-LINEARIDADE FÍSICA E GEOMÉTRICA NO PROJETO DE EDIFÍCIOS USUAIS DE CONCRETO ARMADO**. 1997. Universidade de São Paulo, São Carlos, 1997.

PINTO, Rivelli da Silva; RAMALHO, Marcio Antonio. **NÃO LINEARIDADE FÍSICA E GEOMÉTRICA NO PROJETO DE EDIFÍCIOS USUAIS DE CONCRETO ARMADO**. Cadernos de Engenharia de Estruturas. São Carlos, 2002. 171-206 p.

PINTO, Vinicius Slompo. **DIMENSIONAMENTO DE PILARES DE CONCRETO COM SEÇÃO TRANSVERSAL RETANGULAR USANDO ENVOLTÓRIAS DE MOMENTOS**. São Carlos, 2017.

RAMOS, Ricardo Ferreira. **ANÁLISE EXPERIMENTAL DE PILARES DE CONCRETO ARMADO SOB AÇÃO CENTRADA COM RESISTÊNCIA DO CONCRETO DE 25MPa**. São Carlos, 2001.

RIBEIRO, Kleyser. **DIAGRAMAS PARA VERIFICAÇÃO DE PILARES RETANGULARES EM CONCRETO ARMADO SUBMETIDOS À FLEXÃO COMPOSTA NORMAL**. Florianópolis, 2011.

ROCHA, Marcelo Rodolfo. **PROJETO DE EDIFÍCIOS COM USO DE CONCRETO DE ALTA RESISTÊNCIA EM PILARES: COMPARAÇÃO DE VOLUMES E ÁREAS**. Porto Alegre, 2014.

ROSA, Dayse Da. **A VERACIDADE DA ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT) E A LÍNGUA PORTUGUESA**. Brasília, 2006.

SANTOS, Eduarda Freire Dos. **ANÁLISE COMPARATIVA DE PILARES DIMENSIONADOS PELA ABNT NBR 6118/1978 COM A ABNT NBR 6118/2014 - ESTUDO DE CASO**. Brasília, 2019.

SANTOS, Lauro Modesto. **SUB-ROTINAS BÁSICAS DO DIMENSIONAMENTO DE CONCRETO ARMADO**. São Paulo: Ed. Thot, 1994.

SCADELAI, Murilo Alessandro. **DIMENSIONAMENTO DE PILARES DE ACORDO COM ANBR 6118:2003**. São Carlos, 2004.

SCHNEIDER, Nelso. **ÍNDICE DE ESBELTEZ DE PILARES: O QUE É? IMPORTÂNCIA E CONSIDERAÇÕES NORMATIVAS**. 2020. Disponível em: <https://nelsoschneider.com.br/indice-de-esbeltez-de-pilares/>

SILVA, Bruno do Vale; CAETANO, Luciane; BARBOSA, Mônica Pinto; FILHO, Luiz Carlos Pinto da Silva. **ADERÊNCIA AÇO-CONCRETO: ANÁLISE GEOMÉTRICA EXPERIMENTAL DE ARMADURAS DE AÇO PARA CONSTRUÇÃO CIVIL COM O AUXÍLIO DO SCANNER TRIDIMENSIONAL A LASER**. Curitiba, 2009.

SILVA, Maria Flavia Dutra Silva. **FERRAMENTA GRÁFICO-INTERATIVA PARA O DIMENSIONAMENTO DE PÓRTICOS PLANOS DE CONCRETO ARMADO CONSIDERANDO NÃO LINEARIDADE GEOMÉTRICA**. Rio de Janeiro, 2017.

SMANIOTTO, Alberto. **DIMENSIONAMENTO E DETALHAMENTO AUTOMÁTICO DE PILARES RETANGULARES SUBMETIDOS À FLEXÃO COMPOSTA OBLÍQUA**. 2005. Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2005.

TRAZZI, Thales Vianna; SOVAT, João Pedro. **INTEROPERABILIDADE ENTRE SOFTWARES DA ENGENHARIA CIVIL**. Brasília, 2016.

UKASINSKI, Wellington Diego. **DESENVOLVIMENTO DE CÓDIGO COMPUTACIONAL PARA DETERMINAÇÃO DE DIAGRAMAS DA RELAÇÃO ENTRE MOMENTO FLETOR, ESFORÇO NORMAL E CURVATURA EM PILARES COM SEÇÕES TRANSVERSAIS RETANGULARES EM CONCRETO ARMADO EMPREGANDO O MÉTODO DAS FIBRAS**. Curitiba, 2015.

VANDERLEI, Romel Dias. **ANÁLISE EXPERIMENTAL DE PILARES DE CONCRETO ARMADO DE ALTA RESISTÊNCIA SOB FLEXO COMPRESSÃO RETA**. 1999. Universidade de São Paulo, São Carlos, 1999.