



**CENTRO UNIVERSITÁRIO CHRISTUS
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL**

JOZIVALDO DE CARVALHO SILVA

**DIMENSIONAMENTO DE PILARES RETANGULARES EM
FLEXO-COMPRESSÃO OBLÍQUA PELA NBR 6118:2014 E VERIFICAÇÃO DA
CAPACIDADE RESISTENTE DA SEÇÃO ATRAVÉS DO PROGRAMA P-CALC**

FORTALEZA

2023

JOZIVALDO DE CARVALHO SILVA

DIMENSIONAMENTO DE PILARES RETANGULARES EM
FLEXO-COMPRESSÃO OBLÍQUA PELA NBR 6118:2014 E VERIFICAÇÃO DA
CAPACIDADE RESISTENTE DA SEÇÃO PELO PROGRAMA P-CALC

Trabalho de Conclusão de Curso (TCC)
apresentado ao curso de Engenharia Civil
do Centro Universitário Christus, como
requisito parcial para a obtenção do título
de bacharel em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. MSc. Erivano Lúcio
Passos

FORTALEZA

2023

Dados Internacionais de Catalogação na Publicação
Centro Universitário Christus - Unichristus
Gerada automaticamente pelo Sistema de Elaboração de Ficha Catalográfica do
Centro Universitário Christus - Unichristus, com dados fornecidos pelo(a) autor(a)

S586d Silva, Jozivaldo de Carvalho.
Dimensionamento de pilares retangulares em
flexo-compressão oblíqua pela NBR 6118:2014 e verificação da
capacidade resistente da seção através do programa P-Calc /
Jozivaldo de Carvalho Silva. - 2023.
76 f. : il. color.

Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação) - Centro
Universitário Christus - Unichristus, Curso de Engenharia Civil,
Fortaleza, 2023.

Orientação: Prof. Me. Erivano Lúcio Passos.

1. Pilares de concreto armado. 2. Esbeltez. 3. Envoltórias
resistentes. 4. NBR 6118:2014. 5. P-Calc. I. Título.

CDD 624

JOZIVALDO DE CARVALHO SILVA

DIMENSIONAMENTO DE PILARES RETANGULARES EM
FLEXO-COMPRESSÃO OBLÍQUA PELA NBR 6118:2014 E VERIFICAÇÃO DA
CAPACIDADE RESISTENTE DA SEÇÃO PELO PROGRAMA P-CALC

Trabalho de Conclusão de Curso (TCC)
apresentado ao curso de Engenharia Civil
do Centro Universitário Christus, como
requisito parcial para a obtenção do título
de bacharel em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. MSc. Erivano Lúcio
Passos

Aprovado em: 07 / 06 / 2023

BANCA EXAMINADORA

Prof. MSc. Erivano Lúcio Passos
Centro Universitário Christus (UNICHRISTUS)

Prof. MSc. Eduardo Alcino de Farias Marques
Centro Universitário Christus (UNICHRISTUS)

Prof. Esp. Agérbon César Cunha de Nóbrega
Centro Universitário Christus (UNICHRISTUS)

Aos meus pais, por nunca terem medido esforços para me proporcionar um ensino de qualidade durante todo o meu período escolar

AGRADECIMENTOS

Em primeiro lugar agradeço a Deus, pelo dom da vida, e por me permitir ultrapassar todos os obstáculos encontrados ao longo da graduação, fazendo com que meus objetivos fossem alcançados, durante todos os meus anos de estudos.

Aos meus pais por me ensinarem desde cedo o significado do estudo, da responsabilidade, dedicação e por sempre me incentivarem a lutar pelos meus sonhos. Ao meu pai, Valto Bessa (*in memoriam*), por ser meu maior exemplo de honestidade, garra e paixão pelo trabalho, e minha mãe Maria de Lourdes, por todo cuidado e atenção em todos os momentos, principalmente nos mais difíceis.

A minha família e aos meus amigos pessoais, por todo apoio e ajuda, que muito contribuíram e que me incentivaram nos momentos difíceis e compreenderam a minha ausência enquanto eu me dedicava à realização deste trabalho.

Ao professor Erivano Lúcio Passos, pela orientação deste trabalho, pelo suporte e tempo que disponibilizou para me auxiliar e tirar dúvidas. À instituição de ensino e aos professores da banca e da graduação, pelas correções e ensinamentos que me permitiram apresentar um melhor desempenho no meu processo de formação acadêmica e profissional.

Aos meus amigos de graduação, que me acompanharam durante esses anos de curso, e dividiram comigo tantos aprendizados, momentos de estudos e diversão, e que pretendo carregá-los para além da faculdade.

E por fim, a todos aqueles que contribuíram, de alguma forma, para a realização deste trabalho e a todos com quem convivi ao longo desses anos de curso e que certamente tiveram impacto na minha formação acadêmica/profissional.

RESUMO

Este trabalho trata-se de um dimensionamento de pilares de concreto armado, apresentando instruções para uma correta aplicação das formulações adotadas para o dimensionamento de seções retangulares. As análises trabalhadas abrangem os elementos dispostos com armaduras simétricas em todo o comprimento longitudinal e transversal submetidos a flexão composta oblíqua e com índices de esbeltez que variam de 0 a 90, classificando-os como pilares curtos a medianamente esbeltos. Os cálculos são baseados na norma NBR 6118:2014 – Projeto de estruturas de concreto – procedimentos, onde são prescritos métodos simplificados e gerais para o dimensionamento das armaduras e emprega-se as envoltórias mínimas e resistentes de 1ª e 2ª ordem da norma e do software denominado P-Calc para a verificação da capacidade resistente da seção. O programa computacional utilizado desenvolvido por Cardoso e Kimura, disponibilizado na plataforma da TQS e de linguagem Java, busca resolver o problema de flexão composta oblíqua através da análise dos pilares por envoltórias resistentes, que explora os métodos de cálculos para a determinação dos momentos totais dispostos pela norma.

Palavras-chave: Efeitos de segunda ordem. Envoltórias resistentes. Esbeltez. Flexão Composta Oblíqua. P-Calc. Pilares de concreto armado.

ABSTRACT

This work deals with a dimensioning of reinforced concrete pillars, presenting instructions for a correct application of the adopted formulations for the dimensioning of rectangular sections. The analyzes carried out cover the elements arranged with symmetrical reinforcement along the entire longitudinal and transverse length, subjected to oblique compound bending and with slenderness indexes ranging from 0 to 90, classifying them as short to moderately slender columns. The calculations are based on the NBR 6118:2014 standard – Design of concrete structures – procedures, where simplified and general methods are prescribed for dimensioning reinforcement and the minimum and resistant envelopes of 1st and 2nd order of the standard and the software called P-Calc for checking the bearing capacity of the section. The computer program used, developed by Cardoso and Kimura, available on the TQS platform and using the Java language, seeks to solve the problem of oblique compound bending through the analysis of columns by resistant envelopes, which explores the calculation methods for determining the total moments disposed by the norm.

Keywords: Oblique Compound Flexion. P-Calc. Reinforced concrete pillars. Resistant wraps. Second order effects. Slenderness.

LISTA DE FIGURAS/ILUSTRAÇÕES

Figura 1- Comprimento de flambagem para algumas situações de vinculação	21
Figura 2 - Arranjo estrutural e situação de projeto de pilar intermediário	24
Figura 3 - Arranjo estrutural e situação de projeto de pilar de extremidade	25
Figura 4 - Arranjo estrutural e situação de projeto de pilar de canto	25
Figura 5 - Envoltória mínima de 1ª ordem	27
Figura 6 - Envoltória mínima com 2ª ordem	28
Figura 7 - Domínios de estado-limite último de uma seção transversal	30
Figura 8 - Envoltória resistente da seção	31
Figura 9 - Envoltória resistente da seção	32
Figura 10 - Modelo de ábaco de Venturini para flexão normal	33
Figura 11 - Modelo de ábaco de Venturini para flexão oblíqua	34
Figura 12 - Aba de efeitos de 2ª ordem local	36
Figura 13 - Janela principal do software.....	37
Figura 14 - Entrada de dados (aba geometria).....	38
Figura 15 - Entrada de dados (aba materiais).....	39
Figura 16 - Entrada de dados (aba armação).....	40
Figura 17 - Entrada de dados (aba armação).....	40
Figura 18 - Entrada de dados (aba esforços).....	41
Figura 19 - Diagrama de interação (envoltória resistente)	42
Figura 20 - Gráficos de força normal e momento resultante	43
Figura 21 - Fluxograma da metodologia adotada.....	45
Figura 22 - Planta baixa do projeto arquitetônico do pavimento tipo.....	46
Figura 23 - Planta baixa do projeto estrutural do pavimento tipo (lançamento)	46
Figura 24 - Modelo de pórtico estrutural obtido pelo programa Ftool	47
Figura 25 - Diagrama de momento fletor obtido pelo programa Ftool	48
Figura 26 - Modelo de ábaco de Venturini para pilares em FCO	50
Figura 27 - Disposição construtiva da armadura para o pilar estudo	50
Figura 28 - Ábaco FCO para o pilar P5 com altura de 5,20m	60
Figura 29 - Ábaco A-4 FCN para o pilar P5 com altura de 5,20m	63
Figura 30 - Ábaco A-7 FCN para o pilar P5 com altura de 5,20m	64
Figura 31 – Envoltória resistentes para pilar P5 com altura de 5,20m	68
Figura 32 - Janela principal do P-Calc para o pilar P5 com altura de 3,00m.....	69

Figura 34 - Janela principal do P-Calc para o pilar P5 com altura de 4,00m.....	70
Figura 33 - Janela principal do P-Calc para o pilar P5 com altura de 3,50m.....	70
Figura 35 - Janela principal do P-Calc para o pilar P5 com altura de 4,50m.....	71
Figura 36 - Janela principal do P-Calc para o pilar P5 com altura de 5,00m.....	71
Figura 37 - Janela principal do P-Calc para o pilar P5 com altura de 5,20m.....	72

LISTA DE TABELAS/QUADROS

Tabela 1 - Valores do coeficiente adicional γ_n para pilares e pilares-parede.....	19
Tabela 2 - Relação índice de esbeltez e métodos de cálculo de efeitos 2ª ordem....	23
Tabela 3 - Comprimentos de flambagem para pilares com esbeltez menor que 90..	48
Tabela 4 - sequência para o cálculo dos momentos totais em um pilar	49
Tabela 5 - Esforços e classificação do pilar P5 com altura 3,00m	53
Tabela 6 - Esforços e classificação do pilar P5 com altura 3,50m	54
Tabela 7 - Esforços e classificação do pilar P5 com altura 4,00m	54
Tabela 8 - Esforços e classificação do pilar P5 com altura 4,50m	55
Tabela 9 - Esforços e classificação do pilar P5 com altura 5,00m	55
Tabela 10 - Esforços e classificação do pilar P5 com altura 5,20m	56
Tabela 11 - Momentos totais para o pilar P5 com altura 3,00m	57
Tabela 12 - Momentos totais para o pilar P5 com altura 3,50m	57
Tabela 13 - Momentos totais para o pilar P5 com altura 4,00m	57
Tabela 14 - Momentos totais para o pilar P5 com altura 4,50m	58
Tabela 15 - Momentos totais para o pilar P5 com altura 5,00m	58
Tabela 16 - Momentos totais para o pilar P5 com altura 5,20m	58
Tabela 17 - Relação área de aço x diâmetro de aço.....	61
Tabela 18 - Área de aço e armadura para o pilar P5 com altura de 3,00m.....	61
Tabela 19 - Área de aço e armadura para o pilar P5 com altura de 3,50m.....	61
Tabela 20 - Área de aço e armadura para o pilar P5 com altura de 4,00m.....	61
Tabela 21 - Área de aço e armadura para o pilar P5 com altura de 4,50m.....	62
Tabela 22 - Área de aço e armadura para o pilar P5 com altura de 5,00m.....	62
Tabela 23 - Área de aço e armadura para o pilar P5 com altura de 5,20m.....	62
Tabela 24 - Momentos em FCN para o pilar P5 com altura de 3,00m	65
Tabela 25 - Momentos em FCN para o pilar P5 com altura de 3,50m	66
Tabela 26 - Momentos em FCN para o pilar P5 com altura de 4,00m	66
Tabela 27 - Momentos em FCN para o pilar P5 com altura de 4,50m	66
Tabela 28 - Momentos em FCN para o pilar P5 com altura de 5,00m	67
Tabela 29 - Momentos em FCN para o pilar P5 com altura de 5,20m	67

LISTA DE ABREVIATURAS/SIGLAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
CA	Concreto Armado
EPS	Poliestireno Expansível
FCN	Flexão Composta Normal
FCO	Flexão Composta Oblíqua
IBRACON	Instituto Brasileiro do Concreto
NBR	Norma Brasileira Regulamentadora
UNESP	Universidade Estadual Paulista

LISTA DE SÍMBOLOS

γ_n	Coeficiente adicional para majoração dos esforços em pilares e pilares-parede com dimensão inferior a 19 cm
λ	Índice de esbeltez
l_e	Comprimento equivalente de um elemento comprimido
I	Momento de inércia em torno de um eixo
i	Raio de giração
A	Área da seção transversal do pilar
h	Altura da seção transversal do pilar, medida no plano da estrutura em estudo
l_0	Distância entre as faces internas dos elementos que vinculam o pilar
l	Distância entre eixos dos elementos que vinculam o pilar
f_{cd}	Resistência de cálculo do concreto à compressão
A_c	Área de concreto da seção transversal
λ_1	Índice de esbeltez limite definido pela norma
e_1/h	Excentricidade relativa de 1ª ordem na extremidade do pilar onde ocorre o momento de 1ª ordem de maior valor absoluto
e_x	Excentricidade total na direção x
e_y	Excentricidade total na direção y
α_b	Coeficiente que representa as condições de vínculo nos apoios
M_B	Momento de 1ª ordem no extremo do pilar
M_A	Maior valor absoluto de momento de 1ª ordem nos extremos do pilar obtido ao longo do pilar biapoiado e momento de 1ª ordem no engaste do pilar em balanço
M_C	Momento de 1ª ordem no meio do pilar em balanço
κ	Rigidez adimensional
$1/r$	Curvatura da seção crítica
$M_{d,tot}$	Momento total máximo de cálculo no pilar
$M_{1d,A}$	Momento de 1ª ordem de cálculo atuante na seção crítica do pilar
N_d	Força normal de cálculo
ν	Força normal adimensional
$M_{1d,mín}$	Momento de cálculo total mínimo de 1ª ordem

$M_{d,tot,min,xx}$	Momento solicitante mínimo de cálculo atuante na direção x em flexão composta normal
$M_{d,tot,min,yy}$	Momento solicitante mínimo de cálculo atuante na direção y em flexão composta normal
$M_{Sd,tot}$	Momento solicitante total de cálculo
$M_{Rd,tot}$	Momento resistente total de cálculo
N_{Sd}	Força normal solicitante de cálculo
N_{Rd}	Força normal resistente de cálculo
NR_{Si}	Forças resistentes das armaduras em cada camada
NR_{cc}	Força resistente do concreto comprimido
ϵ_{c2}	Deformação específica de encurtamento do concreto no início do patamar plástico
ϵ_{cu}	Deformação específica de encurtamento do concreto na ruptura
ϵ_s	Deformação do aço de armadura passiva
ϵ_{si}	Deformação específica da armadura i
E_{ci}	Módulo de elasticidade inicial
E_s	Módulo de elasticidade do aço
μ	Momento fletor adimensional
ω	Taxa mecânica de armadura
f_{yd}	Resistência de cálculo ao escoamento do aço de armadura passiva
A_s	Área de aço
f_{ck}	Resistência característica do concreto à compressão
FS	Fator de segurança
γ_c	Coeficiente de ponderação da resistência do concreto
γ_s	Coeficiente de ponderação da resistência do aço
γ_f	Coeficiente de ponderação das ações
γ_{f3}	Coeficiente de ponderação das ações que considera os desvios gerados nas construções e as aproximações feitas em projeto do ponto de vista das solicitações
\emptyset	Diâmetro das barras de aço
d'	Distância do eixo das barras longitudinais à face externa da seção

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	16
1.1	Objetivos	17
1.1.1	<i>Objetivo geral</i>	17
1.1.2	<i>Objetivos específicos</i>	17
1.2	Justificativa	17
2	REFERENCIAL TEÓRICO	19
2.1	Pilares de concreto armado	19
2.1.1	<i>Conceito inicial</i>	19
2.1.2	Dimensões mínimas	19
2.1.3	<i>Classificação dos pilares quanto à esbeltez</i>	20
2.1.4	<i>Classificação dos pilares quanto a posição na estrutura</i>	23
2.1.5	<i>Ações atuantes nos pilares</i>	26
2.2	Métodos aproximados para determinação dos efeitos locais de 2ª ordem segundo NBR 6118:2014 com índices de esbeltez menores que 90	26
2.2.1	<i>Método do pilar-padrão com curvatura aproximada</i>	26
2.2.2	<i>Método do pilar-padrão com rigidez k aproximada</i>	28
2.2.3	<i>Método do pilar-padrão para pilares de seção retangular submetidos à flexão composta oblíqua</i>	29
2.3	Dimensionamento da armadura FCO	29
2.3.1	<i>Par resistente da seção em FCN: Esforço Normal x Momento Fletor</i>	29
2.3.2	<i>Envoltória resistente da seção de acordo com a NBR 6118:2014</i>	31
2.3.3	<i>Utilização de ábacos no dimensionamento</i>	32
2.3.3.1	<i>Ábacos de Venturini</i>	32
<u>2.3.3.1.1</u>	<u>Funcionamento dos ábacos de venturini</u>	<u>35</u>
2.4	Utilização do software P-Calc para verificação da capacidade resistente	35
2.4.1	<i>Janela principal</i>	37
2.4.2	<i>Entrada de dados</i>	37
2.4.2.1	<i>Aba geometria</i>	38
2.4.2.2	<i>Aba materiais</i>	38
2.4.2.3	<i>Aba armação</i>	39

2.4.2.4	Aba esforços.....	41
2.4.3	<i>Saída de resultados</i>	41
2.4.3.1	Diagrama de interação	42
2.4.3.2	Gráfico dos esforços.....	42
3	METODOLOGIA	44
3.1	Projeto padrão e caracterização do edifício.....	45
3.2	Delimitação do pilar estudo.....	46
3.3	Pórtico estrutural.....	47
3.4	Classificação do pilar	48
3.5	Cálculo de esforços (forças de compressão e momentos fletores)	49
3.6	Dimensionamento da armadura	49
3.7	Construção da envoltória resistente da seção	51
3.8	Verificação da capacidade resistente da seção por software	51
4	Resultados	52
4.1	Pórtico estrutural.....	52
4.2	Cálculo do índice de esbeltez e classificação do pilar	52
4.3	Cálculo de esforços de momentos fletores totais.....	56
4.4	Dimensionamento da armadura	59
4.5	Momentos resistentes de cálculo em flexão composta normal	62
4.6	Verificação da capacidade resistente da seção pelo programa GeoGebra	68
4.7	Verificação da capacidade resistente da seção pelo programa P-Calc	69
5	Conclusão	73
	REFERÊNCIAS.....	75

1 INTRODUÇÃO

Com o avanço na tecnologia dos materiais de construção civil, trazendo a combinação do concreto e do aço como produto essencial para a fabricação dos elementos estruturais de uma edificação, permitiu-se para os projetistas uma idealização de concepções estruturais muito mais versáteis e ousadas, através de projetos arrojados e com conquistas significantes com relação a área livre de uso e liberdade de criação. Esses resultados podem apresentar-se através de elementos estruturais mais esbeltos, já que suas seções transversais têm diminuído substancialmente em relação a sua altura, consequência disso pela viabilidade de sua produção com elevadas resistências aos esforços solicitantes.

No entanto, esse avanço também remete aos problemas relacionados com a probabilidade de se conseguir um estado limite de instabilidade da estrutura, inserindo-se nesse contexto, elementos como os pilares, destinados a transmitir os esforços da superestrutura e as ações acidentais que nela atuam para as fundações (infraestrutura). Com o ganho no aumento da esbeltez, há um acréscimo dos esforços solicitantes, notadamente os momentos de 2ª ordem, e por consequente dos deslocamentos, e assim aumentando o perigo de instabilidade da estrutura ou da mesma vir a colapsar devido a ruína de um pilar.

Para o dimensionamento de um pilar de concreto armado, leva-se em consideração fatores como, posição na estrutura, suas dimensões, cargas atuantes, esforço normal e momentos de 1ª ordem e efeitos de 2ª ordem. Ações horizontais atuantes, como o vento e a de carregamentos de vigas, acabam submetendo a maioria dos pilares à flexão composta oblíqua (FCO), sendo seu dimensionamento realizado por meio de análises de pontos solicitantes, envoltórias mínimas e resistentes.

A NBR 6118 (ABNT,2014) aborda dois métodos simplificados de cálculos para estimar os momentos de 2ª ordem de pilares com índices de esbeltez menores que 90: Método do pilar padrão com curvatura aproximada e Método do pilar com rigidez k aproximada. Além disto, a referida NBR, trás um processo aproximado para o dimensionamento de seção submetida à flexão composta oblíqua através de uma expressão de interação de análise estrutural e de verificação de seções, sendo este último bastante usual no dia-a-dia dos profissionais, auxiliando-os assim tanto nas áreas de pesquisas como no mercado de trabalho.

Desta forma, o presente trabalho realizou estudos avaliativos através do dimensionamento de pilares pelo método aproximado da NBR 6118 (ABNT,2014), e os comparou com resultados obtidos através do uso do software educacional P-Calc, com variação do índice de esbeltez destes elementos até o limite de 90.

1.1 Objetivos

1.1.1 Objetivo geral

Estudar a capacidade resistente de pilares retangulares solicitados a flexo-compressão oblíqua, através do uso de programas computacionais de verificação de seção, sendo dimensionados por métodos aproximados de acordo com a NBR 6118:2014.

1.1.2 Objetivos específicos

- Estudar e conhecer as solicitações atuantes nos pilares de concreto em flexo-compressão oblíqua e compreender melhor o comportamento dos mesmos;
- Elaborar um exemplo de dimensionamento de um pilar submetido à flexo-compressão oblíqua de acordo com a NBR 6118:2014;
- Estudar e compreender os ábacos de interação utilizados para determinação da taxa de armadura dos pilares;
- Estudar e compreender o uso do software educativo P-Calc utilizado para verificação da capacidade resistente da seção dos pilares;
- Comparar os resultados numéricos do dimensionamento obtidos através do dimensionamento prescrito pela norma e utilização do software P-Calc.

1.2 Justificativa

Com avanço da tecnologia para confecção de estruturas de concreto armado e com o surgimento de métodos mais práticos de cálculos de taxa de armadura desenvolvidos, como é o caso dos ábacos de Venturi, Pinheiro e outros,

bem como o surgimento de programas computacionais de softwares como o P-Calc, a construção civil de edifícios ganhou uma possibilidade de execução de estruturas mais esbeltas, sendo necessário a avaliação criteriosa dos dimensionamentos destes elementos.

A utilização de métodos manuais e simplificados de dimensionamento de estruturas se tornou obsoleta e demorada se comparada às soluções oferecidas pelos softwares de cálculo estrutural disponíveis no mercado, afim de viabilizar a execução de cálculos de forma mais rápida, precisa, e com uma minimização da possibilidade de erro humano devido a menor necessidade de trabalho manual para a execução da tarefa, diminuindo assim o tempo necessário para o cálculo estrutural. Aliado a isso, os prazos cada vez mais curtos para entrega de projetos estruturais tornaram a utilização destes programas computacionais item indispensável para o engenheiro. Porém a confiabilidade destes mecanismos precisa ser testada para se ter a certeza de que pode ser trabalhado de forma confiável e seguro.

Assim o presente trabalho, proporcionará aos profissionais da área, uma segurança quanto a utilização como ferramentas de auxílio para o dimensionamento das armaduras no seu dia-a-dia. Ressalta-se também que os mesmos poderão ser utilizados de forma didática, possibilitando o uso em diversos exemplos teórico-abstratos.

2 REFERENCIAL TEÓRICO

2.1 Pilares de concreto armado

2.1.1 Conceito inicial

A NBR 6118 (ABNT,2014) define que pilares são elementos lineares (aqueles em que o comprimento longitudinal supera em pelo menos três vezes a maior dimensão da seção transversal) de eixos retos, usualmente dispostos na vertical, em que as forças normais de compressão são preponderantes. Para Lobo (2021), as formas mais comuns dos pilares são as prismáticas (quadradas ou retangulares) e as circulares, apesar de possuírem diversas outras formas.

2.1.2 Dimensões mínimas

Segundo a NBR 6118 (ABNT,2014), a menor dimensão da seção transversal deste elemento deve ser 19 cm, em qualquer uma das suas dimensões e em qualquer que seja a sua forma. Para casos especiais, a norma permite a consideração de dimensões entre 19 cm e 14 cm, desde que os esforços solicitantes de cálculo considerados no dimensionamento sejam multiplicados por um coeficiente adicional γ_n , conforme a tabela 1 mostrado abaixo. Para tanto, mesmo atendendo aos requisitos anteriores, não se pode existir pilares com seção transversal de área inferior a 360 cm².

Tabela 1 - Valores do coeficiente adicional γ_n para pilares e pilares-parede

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

onde

$$\gamma_n = 1,95 - 0,05 b;$$

b é a menor dimensão da seção transversal, expressa em centímetros (cm).

NOTA O coeficiente γ_n deve majorar os esforços solicitantes finais de cálculo quando de seu dimensionamento.

Fonte: NBR 6118 (ABNT,2014)

Assim caso o projetista precise dimensionar o elemento com uma das dimensões sendo de 15cm, o outro lado, deverá possuir pelo menos 24cm para atender a área mínima e as cargas solicitantes majoradas em 1,20.

2.1.3 Classificação dos pilares quanto à esbeltez

Segundo Carvalho e Pinheiro (2009), a esbeltez de um pilar está diretamente ligada ao comprimento do pilar (comprimento de flambagem ou equivalente), sua seção transversal (forma e dimensões) e das condições de extremidade. À medida que o índice de esbeltez aumenta, maior a possibilidade de haver flambagem do pilar (fenômeno que ocorre quando a peça sofre uma deflexão lateral no seu comprimento devido a uma compressão axial), ocorrendo sempre segundo o eixo de menor inércia da seção. Seu valor é calculado pela expressão:

$$\bullet \lambda = \frac{le}{I} \quad (1)$$

$$\bullet i = \sqrt{\frac{I}{A}} \quad (2)$$

Onde:

λ é o índice de esbeltez;

le é o comprimento de flambagem (distância entre as faces internas dos elementos estruturais, supostos horizontais, que vincular o pilar);

i é o raio de giração;

I é o momento de inércia;

A é a área da seção transversal do pilar.

Assim, para uma seção retangular o índice de esbeltez resulta:

$$\bullet \lambda = \frac{\sqrt{12} \times le}{h} \quad (3)$$

$$\bullet \lambda = \frac{3,46 \times le}{h} \quad (4)$$

Segundo a NBR 6118 (ABNT,2014) o valor de le para pilares vinculados em ambas as extremidades, deve ser o menor dos seguintes valores:

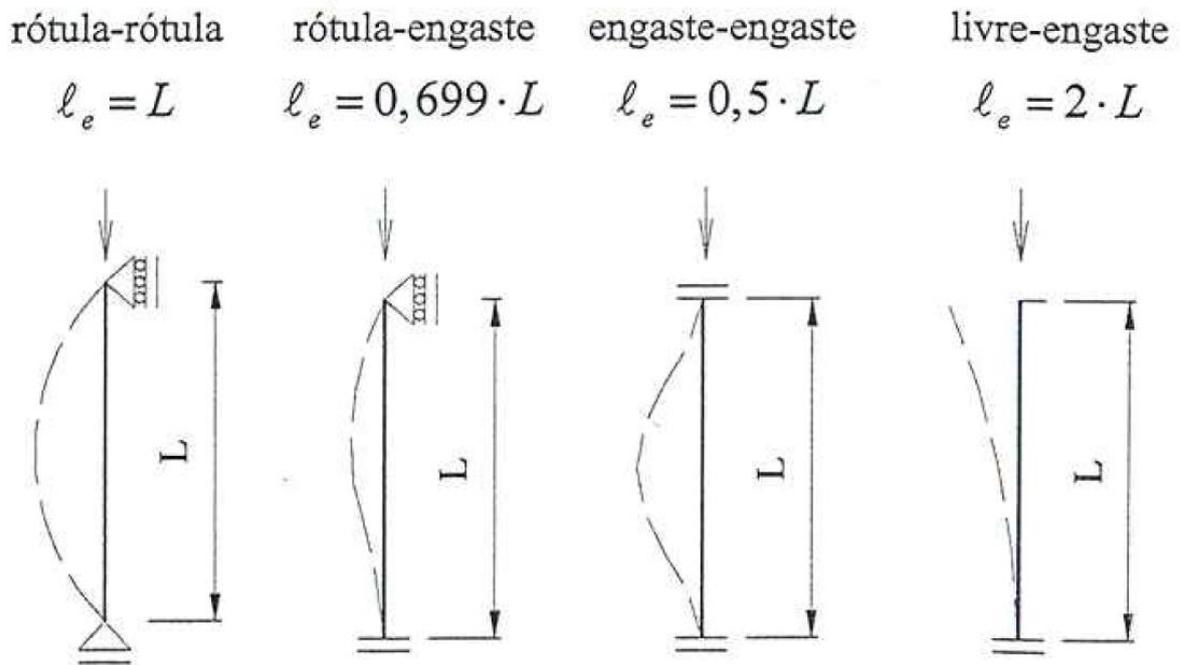
$$\bullet le \leq \begin{cases} lo + h \\ l \end{cases} \quad (5)$$

Onde:

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

l é a distância entre os eixos dos elementos estruturais, aos quais o pilar está vinculado, no caso de pilar rotulado na base e rotulado no topo, o valor de le é igual a l , conforme figura 1.

Figura 1- Comprimento de flambagem para algumas situações de vinculação



Fonte: Carvalho e Pinheiro (2009)

A NBR 6118 (ABNT,2014) determina que os pilares não devam ultrapassar o valor de 200 ($\lambda \leq 200$) para seu índice de esbeltez, a exceção de elementos poucos comprimidos com força normal menor que $(0,10 f_{cd} \times A_c)$. A mesma menciona ainda que para os elementos isolados nas estruturas, podem ser desprezados seus esforços locais de 2ª ordem quando o índice de esbeltez for menor que o valor-limite λ_1 (onde $35 \leq \lambda_1 \leq 90$), sendo calculado pela expressão:

$$\bullet \lambda_1 = \frac{(25 + 12,5 \times \frac{e_1}{h})}{\alpha_b} \begin{cases} \leq 90 \\ \geq 35 \end{cases} \quad (6)$$

Onde o valor de α_b deve ser obtido conforme estabelecido a seguir:

a) Para pilares biapoiados sem cargas transversais:

$$- \alpha_b = 0,60 + 0,40 \times \frac{M_b}{M_a} \geq 0,40 \quad (7)$$

Sendo:

$$\alpha_b \leq 1,0 \text{ e } \alpha_b \geq 0,4$$

Onde:

M_a e M_b são os momentos de 1ª ordem nos extremos do pilar, obtidos na análise de 1ª ordem no caso de estruturas de nós fixos e os momentos totais (1ª ordem + 2ª ordem global) no caso de estruturas de nós móveis. Deve ser adotado para M_a o maior valor absoluto ao longo do pilar biapoiado e para M_b o sinal positivo, se tracionar a mesma face que M_a , e negativo, em caso contrário. NBR 6118 (ABNT,2014).

b) Para pilares biapoiados com cargas transversais significativas ao longo da altura:

$$- \alpha_b = 1,0$$

c) Para pilares em balanço:

$$- \alpha_b = 0,80 + 0,20 \times \frac{M_c}{M_a} \geq 0,85 \quad (8)$$

Sendo:

$$\alpha_b \leq 1,0 \text{ e } \alpha_b \geq 0,85$$

Onde:

“ M_a é o momento de 1ª ordem no engaste e M_c é o momento de 1ª ordem no meio do pilar em balanço”.

d) Para pilares biapoiados ou em balanço com momentos menores que o momento mínimo estabelecido na norma:

$$- \alpha_b = 1,0$$

Assim Bastos (2021), em uma publicação intitulada “Flexão Composta e Pilares de Concreto Armado” que serviu como notas de aula para a disciplina de Estruturas de Concreto 2 do curso de Engenharia Civil da Universidade Estadual Paulista (UNESP), classifica os pilares em quatro categorias, em função do índice de esbeltez máximo:

- a) pilares curtos: se $\lambda \leq 35$;
- b) pilares médios: se $35 < \lambda \leq 90$;
- c) pilares medianamente esbeltos: se $90 < \lambda \leq 140$;
- d) pilares esbeltos: se $140 < \lambda \leq 200$;

Já Carvalho e Pinheiro (2009), classificam os pilares conforme abaixo:

- e) pilares curtos: se $\lambda \leq \lambda_1$
- f) pilares medianamente esbeltos: se $\lambda_1 \leq \lambda \leq 90$
- g) pilares esbeltos: se $90 \leq \lambda \leq 140$
- h) pilares muito esbeltos: se $140 \leq \lambda \leq 200$

A NBR 6118 (ABNT,2014) aborda diferentes métodos para os cálculos dos efeitos locais de 2ª ordem, sendo eles gerais ou simplificados, sendo orientada a obrigatoriedade para cada um dos métodos mediante valores calculados para o índice de esbeltez, conforme mostrado na tabela 2, abaixo:

Tabela 2 - Relação índice de esbeltez e métodos de cálculo de efeitos 2ª ordem

Índice de esbeltez	Efeitos de 2ª ordem	Métodos aproximados			Método geral
		Pilar padrão com curvatura aproximada	Pilar padrão com rigidez k aproximada	Pilar padrão acoplado aos diagramas M, N, 1/r	
$(0 \leq \lambda \leq \lambda_1)$	dispensável	-	-	-	-
$(\lambda_1 \leq \lambda \leq 90)$	obrigatório	permitido	permitido	dispensável	dispensável
$(90 \leq \lambda \leq 140)$	obrigatório	não permitido	não permitido	permitido	dispensável
$(140 \leq \lambda \leq 200)$	obrigatório	não permitido	não permitido	não permitido	obrigatório

Fonte: Autoria própria (2023)

2.1.4 Classificação dos pilares quanto a posição na estrutura

Para Bastos (2021), na mesma publicação intitulada “Flexão Composta e Pilares de Concreto Armado”, este classifica os pilares em três categorias, em função da posição do mesmo na estrutura e suas características mencionadas a seguir como pilar intermediário, de extremidade e de canto, e representadas pelas figuras 2, 3 e 4 respectivamente:

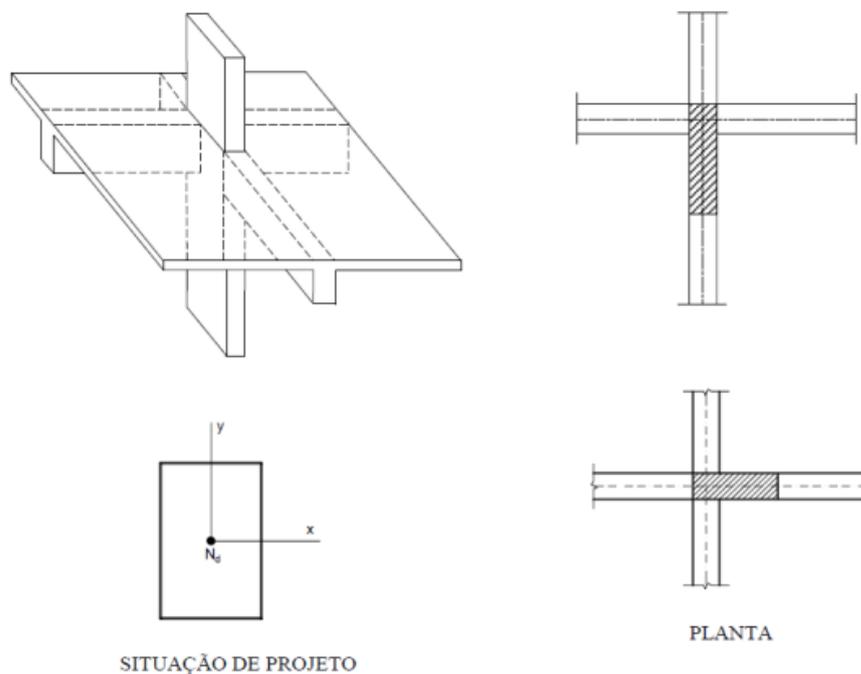
No pilar intermediário considera-se a compressão simples (também chamada uniforme ou centrada) na situação de projeto, pois como as lajes e vigas são contínuas sobre o pilar, pode-se admitir que os momentos fletores transmitidos ao pilar sejam pequenos e desprezíveis. Não existem, portanto,

os momentos fletores M_a e M_b de 1º ordem nas extremidades do pilar. (BASTOS,2021).

O pilar de extremidade, de modo geral, encontra-se posicionado nas bordas das edificações, sendo também chamado pilar lateral, de face ou de borda. O termo pilar de extremidade advém do fato do pilar ser um apoio extremo para uma viga, ou seja, uma viga não tem continuidade sobre o pilar. Na situação de projeto ocorre a flexão composta normal (FCN), decorrente da não continuidade da viga. Existem, portanto, os momentos fletores M_a e M_b de 1º ordem em uma direção do pilar. O pilar de extremidade não ocorre necessariamente na borda da edificação, isto é, pode ocorrer na zona interior da edificação, desde que uma viga não apresente continuidade sobre ele. Nas seções de topo e base do pilar podem ocorrer excentricidades e_1 de 1º ordem, na direção principal x ou y . (BASTOS,2021).

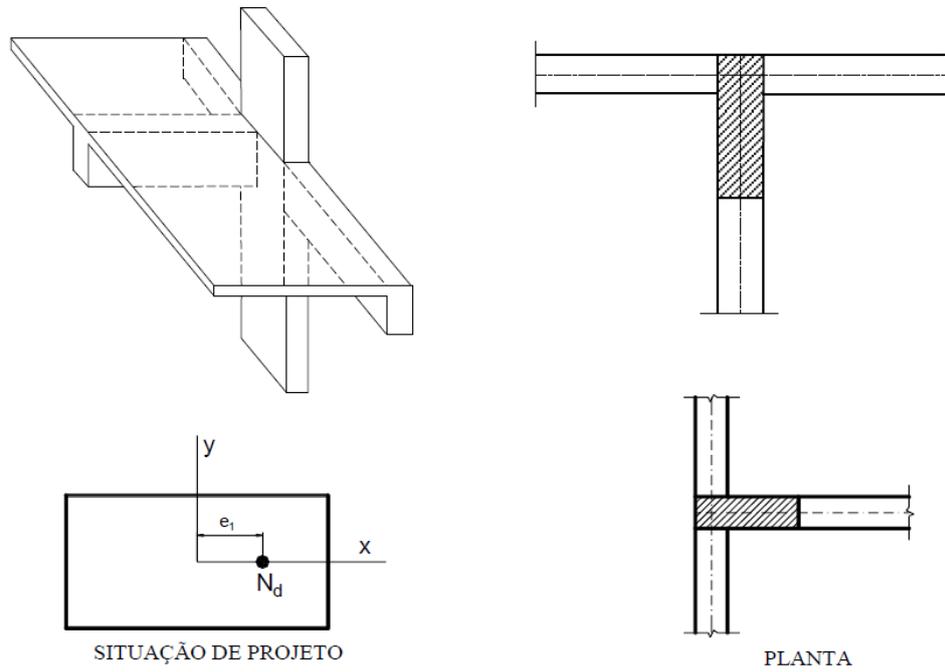
De modo geral, o pilar de canto encontra-se posicionado nos cantos dos edifícios, vindo daí o nome. Na situação de projeto ocorre a flexão composta oblíqua (FCO), decorrente da não continuidade de duas vigas no pilar, ou seja, o pilar é um apoio extremo para duas vigas. Existem, portanto, os momentos fletores M_a e M_b de 1º ordem, nas duas direções principais do pilar, e conseqüentemente ocorrem as excentricidades de 1º ordem e_{1x} e e_{1y} , simultaneamente. (BASTOS,2021).

Figura 2 - Arranjo estrutural e situação de projeto de pilar intermediário



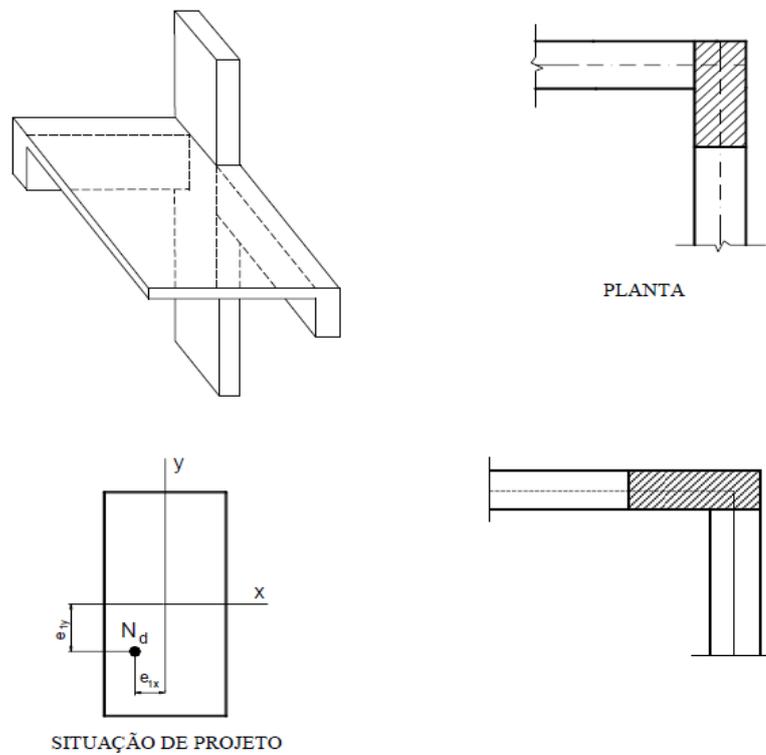
Fonte: Bastos (2021)

Figura 3 - Arranjo estrutural e situação de projeto de pilar de extremidade



Fonte: Bastos (2021)

Figura 4 - Arranjo estrutural e situação de projeto de pilar de canto



Fonte: Bastos (2021)

2.1.5 Ações atuantes nos pilares

Segundo Oliveira (2021), em pilares de edifícios de concreto armado, suas seções transversais costumam ser submetidos às solicitações de esforço normal de compressão e momento fletor. Para um pilar que está submetido apenas à aplicação de uma força normal, o mesmo está submetido a uma compressão centrada, ocorrendo em um pilar presente num pórtico, onde há uma continuação das vigas nas duas direções principais de sua seção transversal, isto porque os momentos gerados de um lado são compensados pelos momentos do outro lado.

Já quando o mesmo está sendo submetido a uma força normal e um momento aplicado segundo um dos eixos principais centrais da seção transversal, tendo assim a linha neutra perpendicular a este eixo, tem-se a flexo-compressão normal. E por fim, numa situação onde ocorra a presença de uma força normal e momentos fletores em torno de seus dois eixos principais centrais, sendo desconhecida a inclinação da linha neutra e devendo ser calculada através de processos iterativos, está ocorrendo assim a flexão composta oblíqua.

2.2 Métodos aproximados para determinação dos efeitos locais de 2ª ordem segundo NBR 6118:2014 com índices de esbeltez menores que 90

2.2.1 Método do pilar-padrão com curvatura aproximada

Pode ser empregado apenas no cálculo de pilares com $\lambda \leq 90$, com seção constante e armadura simétrica e constante ao longo de seu eixo. A não linearidade geométrica é considerada de forma aproximada, supondo-se que a deformação da barra seja senoidal. A não linearidade física é considerada através de uma expressão aproximada da curvatura na seção crítica. NBR 6118 (ABNT,2014).

Assim, o momento total máximo no pilar deve ser calculado por:

$$\bullet \quad M_{d,tot,A} = \alpha_b \times M_{1d,A} + N_d \times \frac{l_e^2}{10} \times \frac{1}{r} \geq M_{1d,A} \quad (9)$$

Sendo $1/r$ a curvatura na seção crítica, que pode ser avaliada pela expressão aproximada:

$$\bullet \quad \frac{1}{r} = \frac{0,005}{h \times (\nu + 0,5)} \leq \frac{0,005}{h} \quad (10)$$

$$\bullet \quad \nu = \frac{N_d}{A_c \times f_{cd}} \quad (11)$$

Onde:

h é a altura da seção na direção considerada;

v é a força normal adimensional;

N_d é a força normal de cálculo;

A_c é a área de concreto;

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

$M_{d,tot}$ e $M_{1d,A}$ são os momentos totais e momentos de 1ª ordem, ambos devendo ser maiores que o momento fletor mínimo definido pela norma.

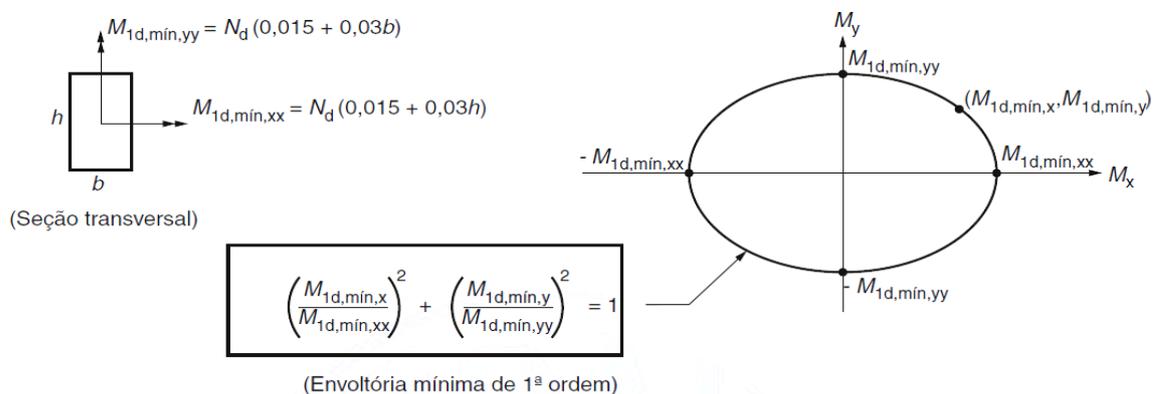
Para tanto, a NBR 6118 (ABNT,2014) que trata de momento mínimo, menciona que o efeito das imperfeições locais nos pilares (devido desaprumo ou eixo do pilar não reto) pode ser substituído, em estruturas reticuladas, pela consideração do momento mínimo de 1ª ordem, desde que os momentos solicitantes obtidos na análise dos pórticos planos dos pilares sejam menores que dado por:

$$\bullet \quad M_{d, \min} = N_d \times (0,015 + 0,03 \times h) \quad (12)$$

Nas estruturas reticuladas usuais admite-se que o efeito das imperfeições locais esteja atendido se for respeitado esse valor de momento total mínimo. A este momento devem ser acrescidos os momentos de 2ª ordem.

Para pilares de seção retangular, pode-se definir uma envoltória mínima de 1ª ordem, tomada a favor da segurança, de acordo com a figura 5, considerado satisfeito a análise do momento mínimo, quando se obtém uma envoltória resistente que englobe a envoltória mínima de 1ª ordem pela norma brasileira.

Figura 5 - Envoltória mínima de 1ª ordem

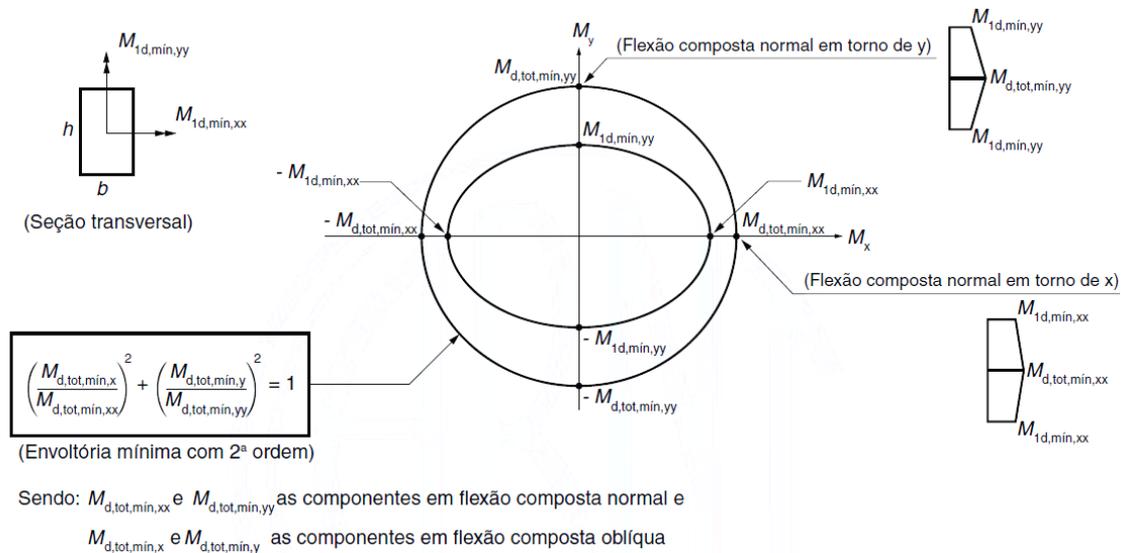


Sendo: $M_{1d,min,xx}$ e $M_{1d,min,yy}$ as componentes em flexão composta normal e

$M_{1d,min,x}$ e $M_{1d,min,y}$ as componentes em flexão composta oblíqua

A norma ainda estabelece uma envoltória mínima de 2ª ordem, quando necessário calcular os efeitos locais de 2ª ordem em uma das duas direções do pilar, de acordo com a figura 6, sendo considerada atendida a verificação de momentos mínimos (quando necessários calcular os efeitos de 2ª ordem em pilares de seção retangular) quando no dimensionamento adotado, obtém-se uma envoltória resistente que englobe a envoltória mínima com 2ª ordem, cujos momentos totais são calculados a partir de momentos mínimos de 1ª ordem. Esta consideração pode ser realizada através de duas análises à flexão composta normal, calculadas de forma isolada e com momentos fletores mínimos de 1ª ordem atuantes nos externos do pilar, nas suas direções principais. NBR 6118 (ABNT,2014).

Figura 6 - Envoltória mínima com 2ª ordem



Fonte: NBR 6118 (ABNT,2014)

2.2.2 Método do pilar-padrão com rigidez k aproximada

Pode ser empregado apenas no cálculo de pilares com $\lambda \leq 90$, com seção retangular constante e armadura simétrica e constante ao longo de seu eixo. A não linearidade geométrica deve ser considerada de forma aproximada, supondo-se que a deformação da barra seja senoidal. A não linearidade física deve ser considerada através de uma expressão aproximada da rigidez. NBR 6118 (ABNT,2014).

O momento total máximo no pilar deve ser calculado a partir da majoração do momento de 1ª ordem pela expressão:

$$\bullet \quad M_{sd,tot,A} = \frac{ab \times M_{1d,A}}{1 - \frac{\lambda^2}{120 \times \frac{k}{v}}} \geq M_{1d,A} \quad (13)$$

Para o valor da rigidez aproximada k utiliza-se a expressão aproximada:

$$\bullet \quad k_{\text{prox}} = 32 \left(1 + 5 \times \frac{MR_{d,tot}}{h \times Nd} \right) \times v \quad (14)$$

“Em um processo de dimensionamento toma-se $MR_{d,tot} = MS_{d,tot}$. Em um processo de verificação, onde a armadura é conhecida, $MR_{d,tot}$ é o momento resistente calculado com essa armadura e com $Nd = NS_{d,tot} = NR_{d,tot}$ ”.

Assim, para uma forma aproximada de cálculo, a formulação direta se dar:

$$\bullet \quad A \times M^2 S_{d,tot} + B \times M S_{d,tot} + C = 0 \quad (15)$$

Onde:

$$\bullet \quad A = 5 \times h \quad (16)$$

$$\bullet \quad B = h^2 \times Nd - \frac{Nd \times l e^2}{320} - 5 \times h \times \alpha b \times M1_{d,A} \quad (17)$$

$$\bullet \quad C = -Nd \times h^2 \times \alpha b \times M1_{d,A} \quad (18)$$

$$\bullet \quad MS_{d,tot} = \frac{-b + \sqrt{b^2 - 4 \times a \times c}}{2 \times a} \quad (19)$$

2.2.3 Método do pilar-padrão para pilares de seção retangular submetidos à flexão composta oblíqua

Quando a esbeltez de um pilar de seção retangular submetido à flexão composta oblíqua for menor ou igual que 90 ($\lambda \leq 90$) nas duas direções principais, podem ser aplicados os processos aproximados da norma, simultaneamente, em cada uma das duas direções. A obtenção dos momentos de 2ª ordem em cada direção é diferente, pois depende de valores distintos de rigidez e esbeltez. Uma vez obtida a distribuição de momentos totais (1ª e 2ª ordens), em cada direção, deve ser verificada, para cada seção ao longo do eixo, se a composição desses momentos solicitantes fica dentro da envoltória de momentos resistentes para a armadura escolhida. Essa verificação pode ser realizada em apenas três seções: nas extremidades A e B e em um ponto intermediário onde se admite atuar concomitantemente os momentos $M_{d,tot}$ nas duas direções (x e y). NBR 6118 (ABNT,2014).

2.3 Dimensionamento da armadura FCO

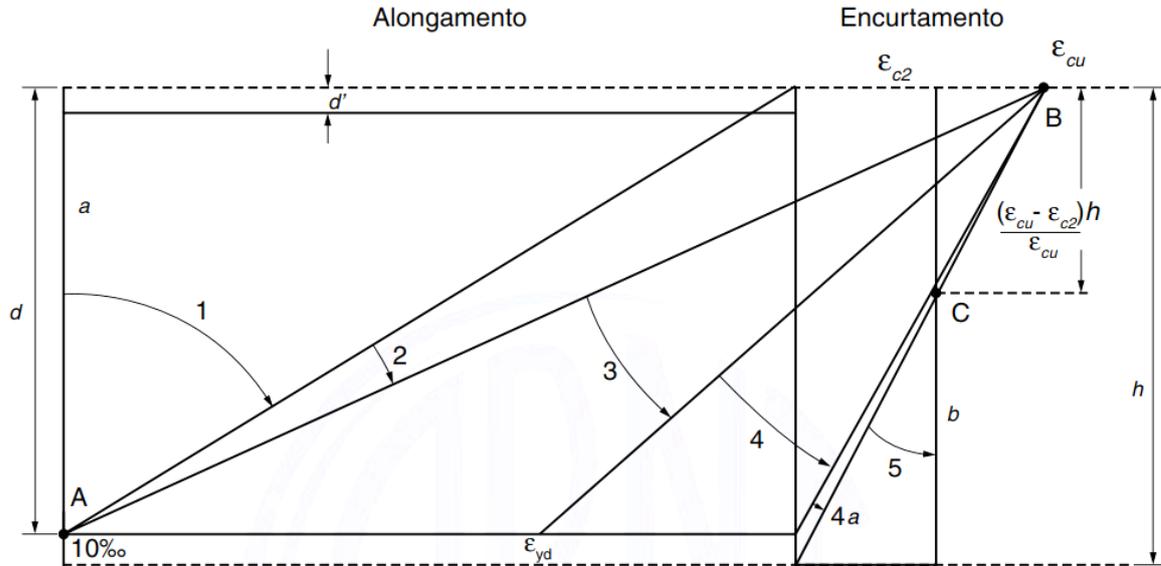
2.3.1 Par resistente da seção em FCN: Esforço Normal x Momento Fletor

Dada uma seção de um pilar com a disposição das armaduras longitudinais, pode-se determinar o par resistente da mesma quando submetida à flexo-compressão normal ou reta. Para determinar o esforço normal resistente faz-se o somatório das forças resistentes das armaduras em cada camada juntamente com a força resistente do concreto comprimido:

$$\bullet \quad NR_{d,tot} = \sum_{i=1}^n NR_{si} + NR_{cc} \quad (20)$$

Para simplificar o cálculo, faz-se o processo para cada domínio de dimensionamento possível de haver na seção submetida a flexo-compressão normal: domínio 2, domínio 3, 4 e 4a e domínio 5, representados na figura 7.

Figura 7 - Domínios de estado-limite último de uma seção transversal



Fonte: NBR 6118 (ABNT,2014)

i) Seção no domínio 2:

$$\bullet \quad \varepsilon_{si} = 10 (X_{LN} - di)/(d - X_{LN}) \quad (21)$$

$$\bullet \quad N_{Rsi} = E_s \times \varepsilon_{si} \times A_{si} \quad (22)$$

$$\bullet \quad M_{Rd} = \sum_{i=1}^n N_{Rsi} \times D_i + R_{cc} \times D_c \quad (23)$$

j) Seção no domínio 3,4 e 4^a:

$$\bullet \quad \varepsilon_{si} = 3,5 (X_{LN} - di)/X_{LN} \quad (24)$$

$$\bullet \quad N_{Rsi} = E_s \times \varepsilon_{si} \times A_{si} \quad (25)$$

$$\bullet \quad M_{Rd} = \sum_{i=1}^n N_{Rsi} \times D_i + R_{cc} \times D_c \quad (26)$$

k) Seção no domínio 5:

$$\bullet \quad h < X_{LN} < +\infty \quad (27)$$

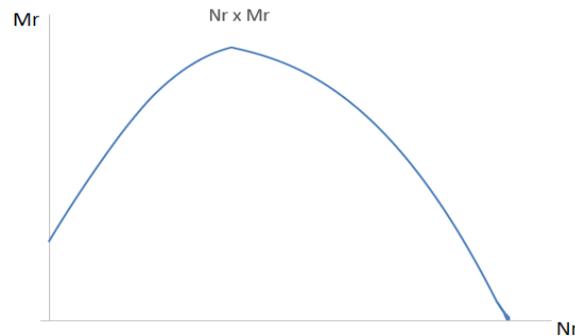
$$\bullet \quad \varepsilon_{si} = 14 (X_{LN} - di)/(7X_{LN} - 3h) \quad (28)$$

$$\bullet \quad N_{Rsi} = E_s \times \varepsilon_{si} \times A_{si} \quad (29)$$

$$\bullet \quad M_{Rd} = \sum_{i=1}^n N_{Rsi} \times D_i + R_{cc} \times D_c \quad (30)$$

A partir dos pares resistentes ($N_{RSi} \times M_{RSi}$) constrói-se a envoltória resistente da seção, conforme figura 8.

Figura 8 - Envoltória resistente da seção



Fonte: Autoria própria (2023)

2.3.2 Envoltória resistente da seção de acordo com a NBR 6118:2014

Assim para as situações de flexão simples oblíqua ou flexão composta oblíqua, a norma traz uma expressão interativa de aproximação dada a seguir:

$$\bullet \left[\frac{MRd,x}{MRd,xx} \right]^\alpha + \left[\frac{MRd,y}{MRd,yy} \right]^\alpha = 1 \quad (31)$$

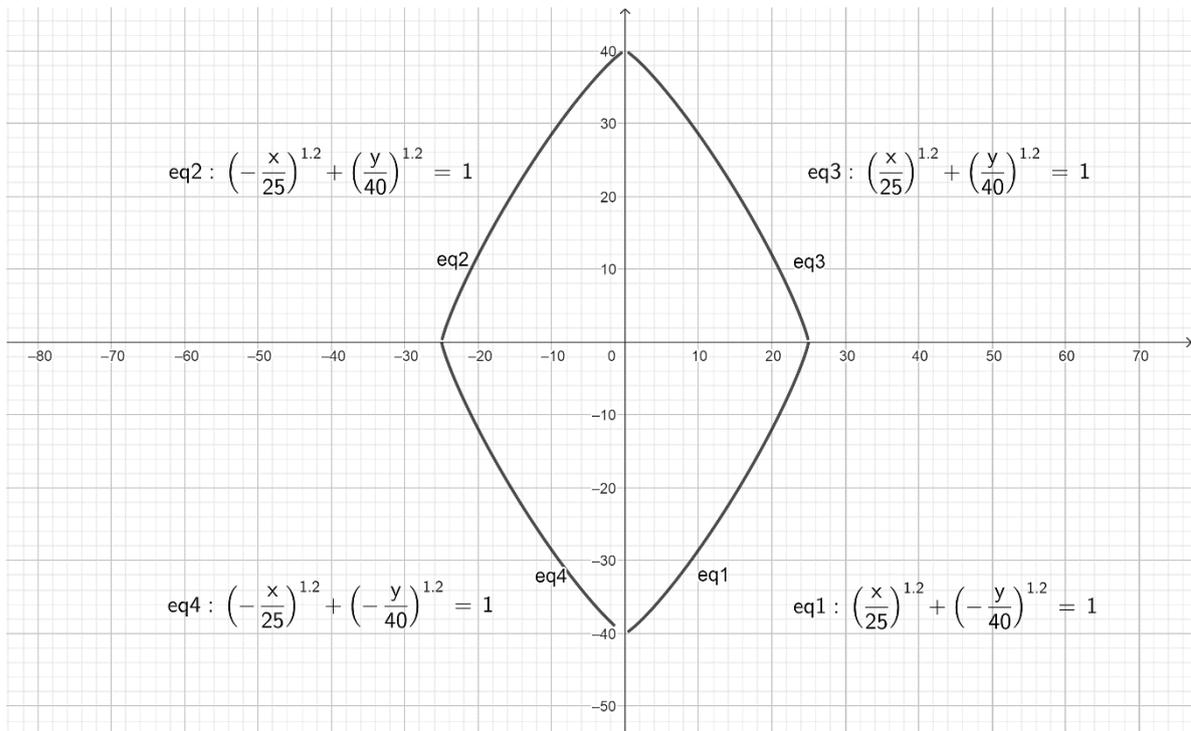
onde:

MRd,x e MRd,y são as componentes do momento resistente de cálculo em flexão oblíqua composta, segundo os dois eixos principais de inércia x e y , da seção bruta, com um esforço normal resistente de cálculo NRd igual à normal solicitante NSd . Esses são os valores que se deseja obter; MRd,xx e MRd,yy são os momentos resistentes de cálculo segundo cada um dos referidos eixos em flexão composta normal, com o mesmo valor de NRd . Esses valores são calculados a partir do arranjo e da quantidade de armadura em estudo; NBR 6118 (ABNT,2014).

α é um expoente cujo valor depende de vários fatores, entre eles o valor da força normal, a forma da seção, o arranjo da armadura e de suas porcentagens. Em geral pode ser adotado $\alpha = 1$, a favor da segurança. No caso de seções retangulares, pode-se adotar $\alpha = 1,2$. NBR 6118 (ABNT,2014).

A partir dos valores de MRd,xx e MRd,yy constrói-se a envoltória resistente da seção em flexo compressão oblíqua, conforme figura 9, obtida pelo programa GeoGebra Classic, de acesso via endereço eletrônico na web.

Figura 9 - Envoltória resistente da seção



Fonte: Autoria própria (2023)

2.3.3 Utilização de ábacos no dimensionamento

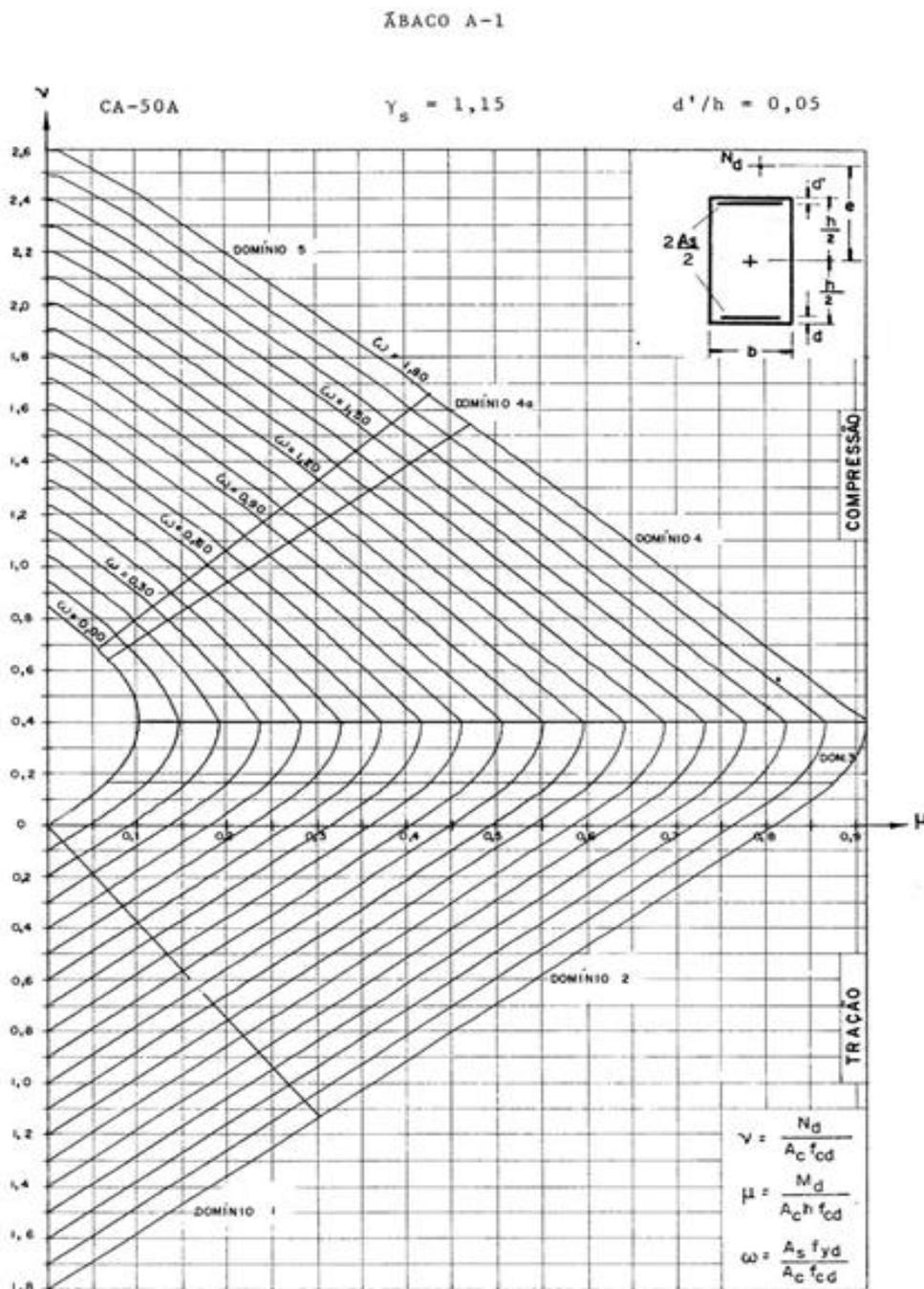
Pinheiro, Baraldi e Porem (2014) expõe que como forma de opção simplificada para a obtenção de envoltórias resistentes para a avaliação de pilares, alguns autores criaram ábacos para flexão normais e oblíquas entre os quais os de Marino (1978), reproduzidos por Fusco (1981), e os de Sussekind (1985), Dumont (1987) e Venturini (1990). Ainda assim, os mesmos consideram que apesar das excelentes contribuições, tais ábacos não abrangem todos os casos de interesse práticos (seja por restrições nos poucos arranjos das barras, considerações do tipo de aço, posições relativas das barras com notação nem sempre sendo a mais adequada), criando novos arranjos em sua obra, afim de complementar os ábacos existentes e sanar algumas destas restrições.

2.3.3.1 Ábacos de Venturini

Publicados em 1987 (figura 10) e 2021 (figura 11), estes ábacos trazem de forma simples, o dimensionamento de pilares submetidos a flexão composta normal e oblíqua. São superfícies de interação composta por valores adimensionais

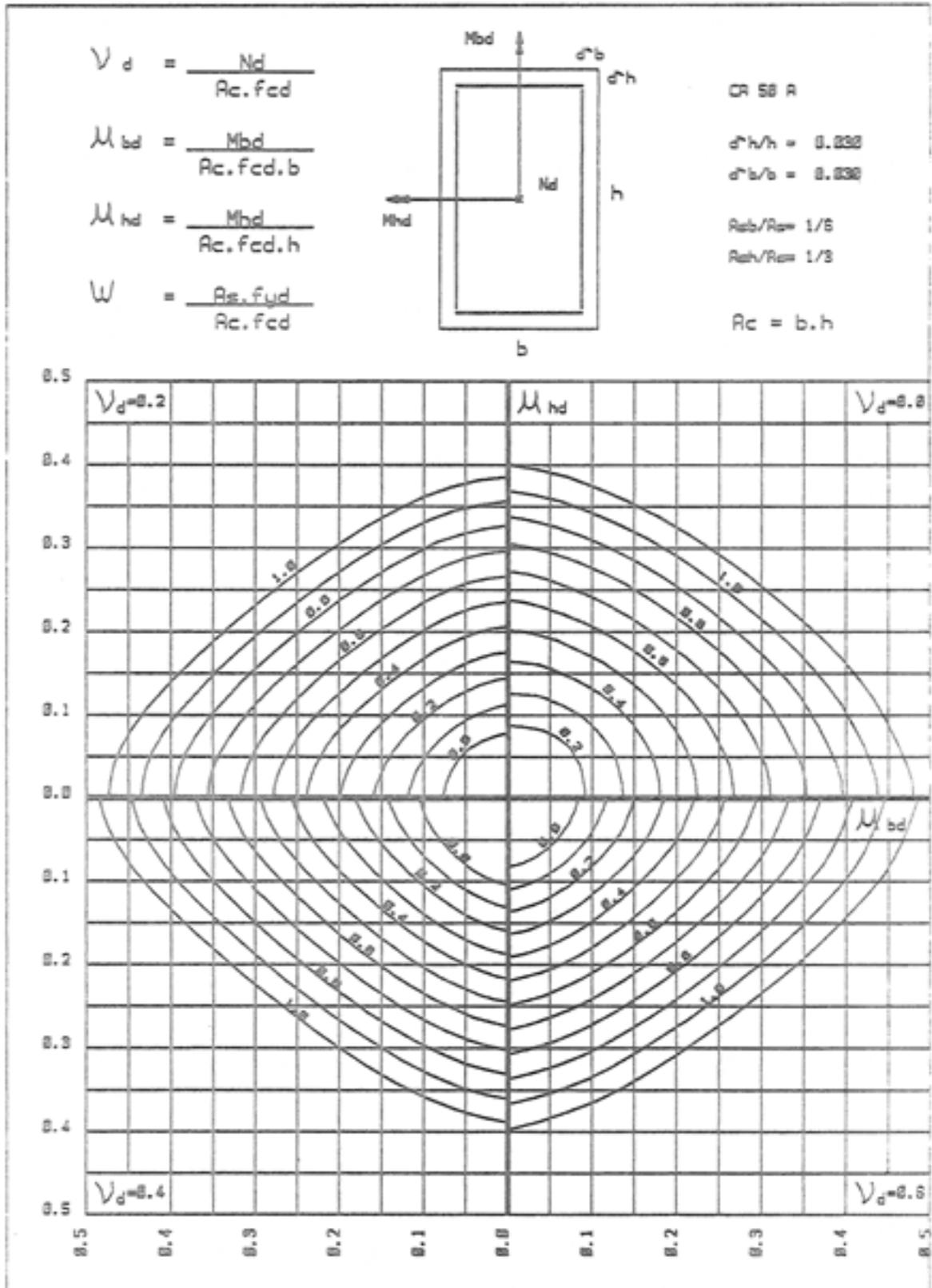
que nos permitem obter uma série de parâmetros sobre a seção transversal do pilar de concreto armado (como área de concreto, área de aço). Tais ábacos relacionam os coeficientes ν (indica a taxa de compressão do pilar, ou seja, a relação entre o esforço normal máximo solicitante e o esforço normal resistente) e μ (momento fletor adimensional), para a obtenção da taxa mecânica de armadura ω (índice utilizado para o cálculo da área de armadura correspondente).

Figura 10 - Modelo de ábaco de Venturini para flexão normal



Fonte: Venturini (1987)

Figura 11 - Modelo de ábaco de Venturini para flexão oblíqua



Fonte: Venturini (2021)

2.3.3.1.1 Funcionamento dos ábacos de venturini

Segundo Venturini (2021), uma peça de concreto armado pode ser facilmente dimensionada empregando-se tais ábacos. O seguinte roteiro deve ser tomado para o dimensionamento da armadura para pilares em FCO: toma-se dimensões da seção transversal respeitando os limites impostos pela norma; obtêm-se os valores da força normal de compressão, momentos e excentricidades a partir da análise do pórtico estrutural; escolhe-se uma disposição construtiva para a armadura no pilar, determina-se o ábaco a ser utilizado em função do tipo de concreto e aço e do valor da relação d'/h .

Assim após o processo acima, utiliza-se das equações abaixo para o cálculo dos valores de ν e μ :

$$\bullet \nu = \frac{Nd}{Ac \times fcd} \quad (32)$$

$$\bullet \mu = \frac{Md}{Ac \times fcd \times h} = \nu \times \frac{e}{h} \quad (33)$$

No ábaco, com o par ν e μ , obtém-se a taxa mecânica de armadura ω . A armadura é calculada pela expressão:

$$\bullet \omega = \frac{As \times fyd}{Ac \times fcd} \quad (34)$$

$$\bullet As = \frac{\omega \times Ac \times fcd}{fyd} \quad (35)$$

2.4 Utilização do software P-Calc para verificação da capacidade resistente

Publicado no 55º Congresso Brasileiro do Concreto para a IBRACON (Instituto Brasileiro do Concreto), Cardoso Júnior e Kimura (2013) apresentam em seu artigo publicado, o software P-Calc, um aplicativo que foi desenvolvido na linguagem Java cuja funcionalidade está em resolver numericamente o problema da flexão composta oblíqua através da análise dos pilares submetidos a este tipo de esforço, considerando a não linearidade física e geométrica do elemento, e utilizando-se da exploração de todos os métodos que a norma NBR 6118 (ABNT,2014) dispõe para avaliação dos efeitos locais de segunda ordem.

Segundo Flores (2022) encontram-se no software os métodos simplificados e o método geral, sendo os métodos simplificados presentes os: pilar-

padrão com curvatura aproximada, pilar-padrão com rigidez k aproximada e o pilar-padrão acoplado a diagramas M , N e $1/r$, demonstrado na figura 12 abaixo. Ainda para Flores, o programa apresenta-se de forma organizada e de fácil compreensão para qualquer usuário da área em estudo, além de possuir acesso rápido e prático para as entradas de dados, saída de resultados e escolha de métodos de cálculos.

Figura 12 - Aba de efeitos de 2ª ordem local

2ª Ordem local

Consideração dos efeitos locais de 2ª ordem:

- Sempre calcular os efeitos locais de 2ª Ordem
- Calcular efeitos locais de 2ª Ordem somente se o índice de esbeltez for maior que o valor limite λ_1
- Não calcular os efeitos locais de 2ª Ordem

Método de cálculo para 2ª Ordem

- Pilar-Padrão com curvatura aproximada
- Pilar-Padrão com rigidez κ aproximada
- Pilar-Padrão acoplado com diagrama N , M , $1/r$
- Método Geral acoplado com diagrama N , M , $1/r$
- Método Geral acoplado com diagrama N , M_x , M_y , $1/r$ (considera as direções acopladas)

Para pilares biapoiados, limitar o menor valor absoluto entre os momentos no topo e na base em menos a metade do maior valor ($M_b \leq -0.5M_a$)

Parcela de γ_f que considera as aproximações de projeto: $\gamma_f3=$

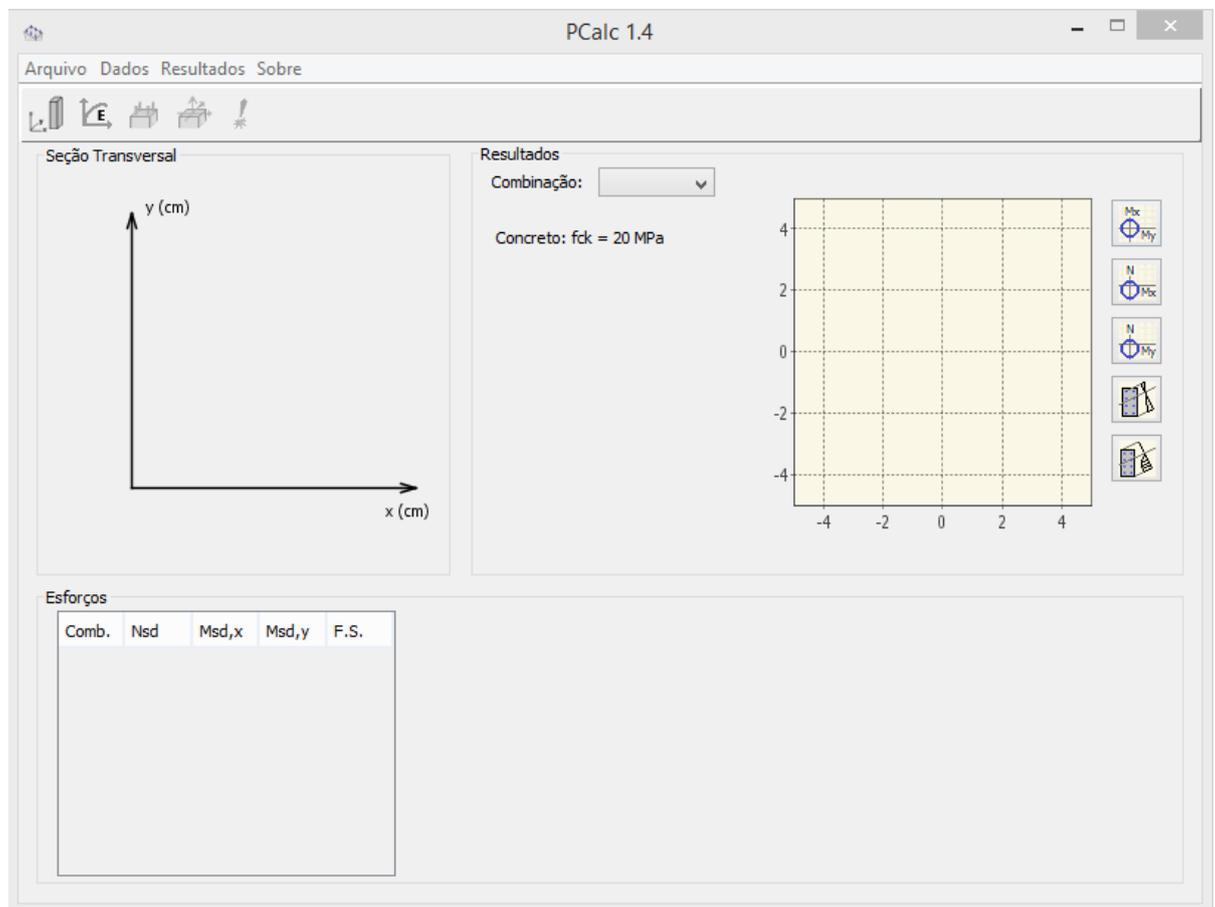
Ok Cancelar

Fonte: P-Calc (2022)

2.4.1 Janela principal

Ao abrir o aplicativo, conforme apresentado abaixo na figura 13, o usuário depara-se com uma janela organizada de forma prática, onde lhe dará acesso a todas as entradas de dados e saídas de resultados como: dimensão geométrica do elemento estrutural (seção transversal), esforços e diagramas normais e de momentos nas duas direções, diagrama de interação envoltórias de momentos (FCO), taxa de armadura, esbeltez do pilar, característica f_{ck} do concreto, tudo isto, após preenchido as informações que o aplicativo solicita conforme mostrado nos tópicos a seguir.

Figura 13 - Janela principal do software



Fonte: P-Calc (2022)

2.4.2 Entrada de dados

O programa apresenta uma divisão de entrada de dados em quatro partes: geometria, materiais, armação e esforços.

2.4.2.1 Aba geometria

Na aba geometria, figura 14, é solicitado informações do tipo de seção transversal do pilar (retangular, retangular vazada, circular, circular vazada), dimensões da seção (h_x e h_y) e vinculação ao qual o mesmo se encontra (única seção, pilar biapoiado pilar em balanço) sendo necessário informar também o comprimento do elemento.

Figura 14 - Entrada de dados (aba geometria)

Fonte: P-Calc (2022)

2.4.2.2 Aba materiais

Na próxima aba, a de materiais, apresentam-se as informações a respeito do par de ações tensão-deformação. Para o caso do concreto, é solicitado o preenchimento no que se refere a resistência característica à compressão do concreto e o fator de segurança utilizado para a minoração dos esforços resistentes, e no caso do aço, é solicitado o preenchimento no que se refere a resistência característica do aço, seu módulo de elasticidade e o fator de segurança para a minoração dos efeitos resistente, demonstrado na figura 15.

Figura 15 - Entrada de dados (aba materiais)

Entrada de dados: Materiais ✕

Concreto

Diagrama tensão-deformação NBR6118 (2013):

fck= MPa

γ_c =

$\sigma_c = 0,85 f_{cd} \left[1 - \left(1 - \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{c2}} \right)^n \right]$

Para $f_{ck} \leq 50$ MPa: $n=2$
 Para $f_{ck} \geq 50$ MPa: $n= 1,4 + 23,4 [(90 - f_{ck})/100]^4$

Aço

Diagrama tensão-deformação NBR6118 (2013):

fyk= MPa

Es= GPa

γ_s =

E_s

f_{yk}
 f_{yd}

ϵ_s

Ok Cancelar

Fonte: P-Calc (2022)

2.4.2.3 Aba armação

Já na terceira aba, a aba de armação, figuras 16 e 17, são solicitados informações no que diz respeito á armadura utilizada para o pilar em estudo. Estas informações de preenchimento manual, são inseridas por coordenadas ou de maneira mais simples, onde preenche-se uma linha de armadura com a quantidade de barras e o cobrimento nas extremidades das suas faces. Das barras disponíveis no software, encontra-se também as com diâmetros comercialmente usuais ($\varnothing 5.0\text{mm}$, $\varnothing 6.3\text{mm}$, $\varnothing 8.0\text{mm}$, $\varnothing 10.0\text{mm}$, $\varnothing 12.5\text{mm}$, $\varnothing 16.0\text{mm}$, $\varnothing 20.0\text{mm}$, $\varnothing 25.0\text{mm}$, $\varnothing 32.0\text{mm}$, $\varnothing 40.0\text{mm}$).

Figura 16 - Entrada de dados (aba armação)

Entrada de dados: Armação

Diâmetro das barras (mm): 16.0

nx = 4 ny = 3 d' = 3.5 cm

Ok Cancelar

Fonte: P-Calc (2022)

Figura 17 - Entrada de dados (aba armação)

Entrada de dados: Armação

Adicionar uma barra
 Adicionar uma linha de barras

Número de barras na linha: 1

Diâmetro das barras (mm): 12.5

xi = cm yi = cm
xf = cm yf = cm

Barra	Ø (mm)	X (cm)	Y (cm)
1	16.0	3.5	3.5

Fonte: P-Calc (2022)

2.4.2.4 Aba esforços

Por fim, finalizando a entrada de dados, a quarta e última aba exigida é a dos esforços solicitantes (força normal e os momentos no topo e na base segundo as direções x e y), onde é solicitado o preenchimento do número de combinações de ações ao qual o pilar será exposto, tendo a possibilidade de simular várias situações de esforços solicitantes divergentes a que o pilar poderá sofrer (podendo assim identificar a combinação mais desfavorável através do programa), sendo também preenchido o coeficiente de majoração destes esforços para a questão de segurança, abaixo demonstrado na figura 18.

Figura 18 - Entrada de dados (aba esforços)

Coeficiente de ponderação:
yf=

Unidades: [kN, kN.m]

Combinação	Nsk	Msk,x (Topo)	Msk,x (Base)	Msk,y (Topo)	Msk,y (Base)
1					

(N < 0 para compressão)

Ok Cancelar

Fonte: P-Calc (2022)

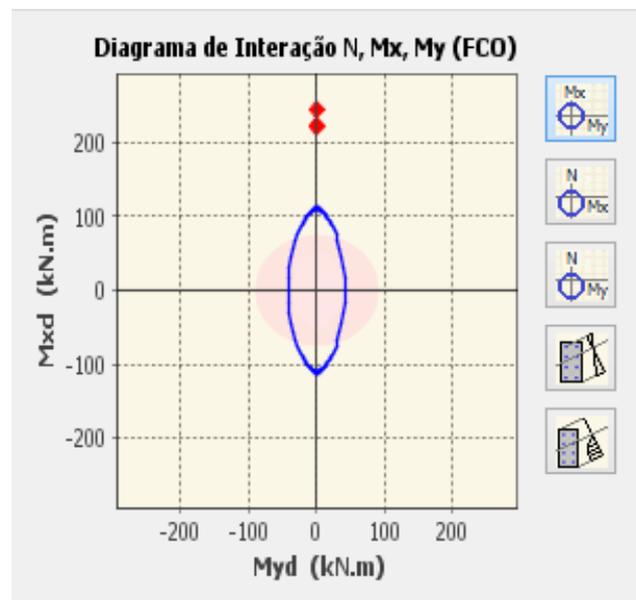
2.4.3 Saída de resultados

Finalizado o preenchimento dos parâmetros conforme mostrado no sub-item entrada de dados, o programa gera os resultados da análise do elemento pilar na janela principal, conforme apresentada na figura 13 no tópico janela principal e são apresentados da seguinte forma: diagrama de interação e gráficos dos esforços.

2.4.3.1 Diagrama de interação

Para Cardoso Júnior e Kimura (2013), os diagramas de interação, figura 19, podem ser compreendidos como curvas envoltórias resistentes, utilizados para a verificação quanto ao estado limite último. Na análise do mesmo, se um ponto, representado pelo par de momentos solicitante de cálculo cair dentro da envoltória, a segurança dos elementos estará garantida, sabendo assim que os esforços solicitantes estão sendo inferiores aos esforços resistentes. Analogamente, se o ponto representado cair fora da envoltória, a segurança não estará garantida.

Figura 19 - Diagrama de interação (envoltória resistente)



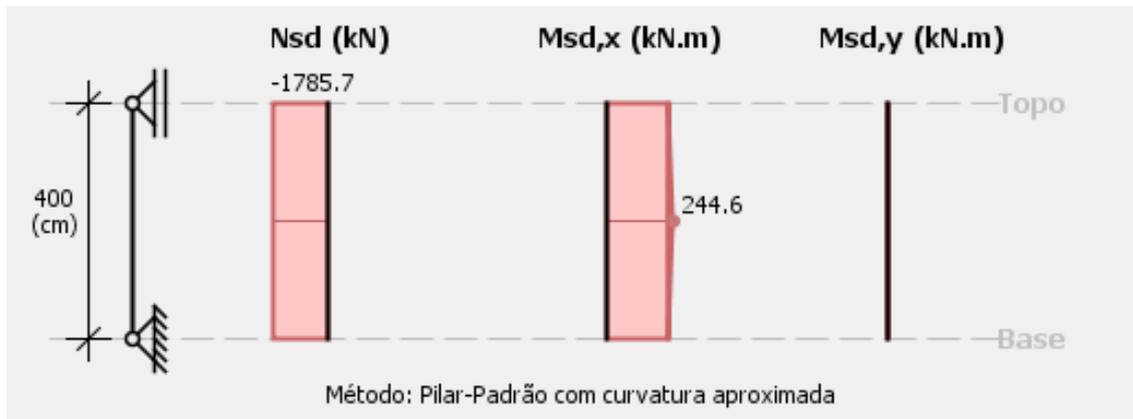
Fonte: P-Calc (2022)

2.4.3.2 Gráfico dos esforços

Para fins de análise, também são apresentados os gráficos resultantes do cálculo (com os esforços normais e de momentos nas duas direções da seção), sendo estes gráficos para o método escolhido de dimensionamento na aba de efeitos de 2º ordem local, conforme mostrada na figura 20.

Flores (2022) menciona ainda que o programa disponibiliza uma ferramenta para gerar um arquivo com o relatório de cálculo do momento, o diagrama de interação e os gráficos de esforços.

Figura 20 - Gráficos de força normal e momento resultante



Fonte: P-Calc (2022)

3 METODOLOGIA

Segundo Nascimento e Sousa (2016), podemos classificar uma pesquisa em quatro grupo distintos, cada um com suas respectivas características: quanto à natureza (básica ou aplicada), quanto aos métodos (qualitativo e/ou quantitativo), quanto aos objetivos (exploratórias, descritivas ou explicativas) e quanto aos procedimentos (estudo de caso, pesquisa documental pesquisa bibliográfica, levantamento, ex-post facto, pesquisa participante, pesquisa-ação, pesquisa etnográfica, pesquisa fenomenológica e pesquisa experimental).

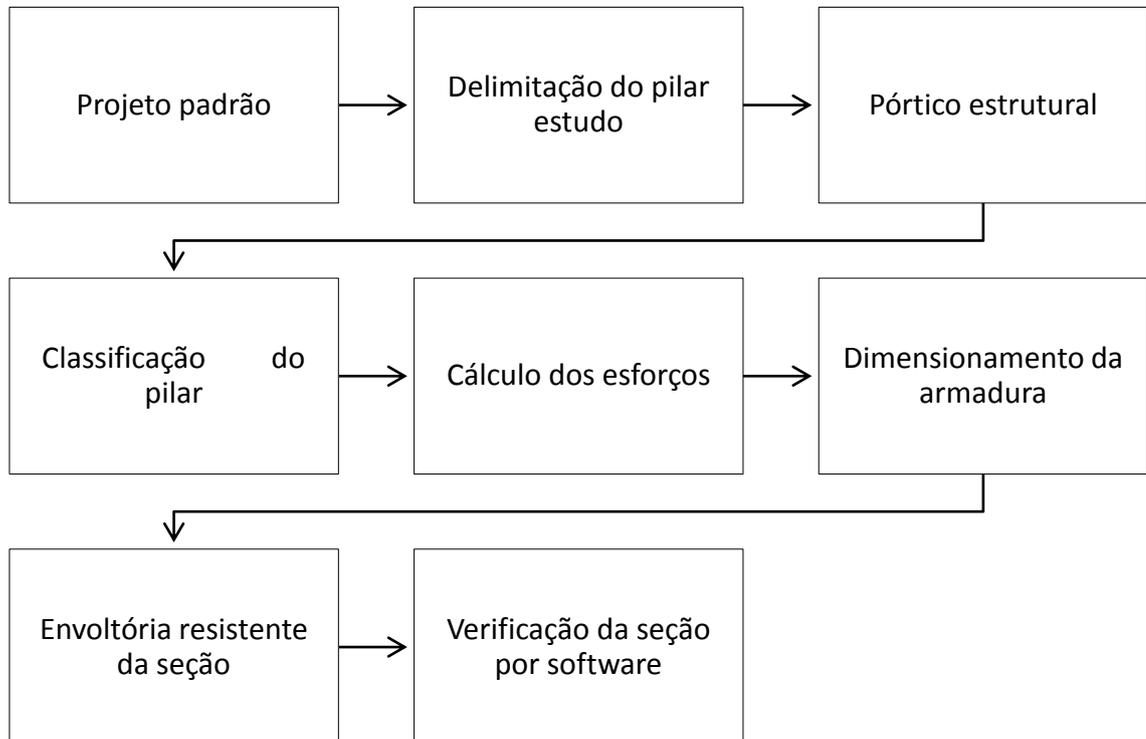
Assim a metodologia utilizada neste estudo consiste em uma pesquisa de natureza aplicada (dedicada a uma geração de conhecimento para solução de problemas específicos e sua aplicação prática); de abordagem qualitativa e quantitativa (pois no aspecto quantitativo, tem-se a quantificação na escolha e no aspecto qualitativo existe a operação na escolha das variáveis com aspectos qualitativos); de objetivos exploratórios (pois familiarizam o pesquisador com o problema da pesquisa e assim permite a construção de hipóteses deixando a questão mais clara, sendo este voltado a pesquisas bibliográficas e um pequeno estudo de caso); e de procedimentos como pesquisa experimental, documental, bibliográfica e de estudo de caso.

Para o desenvolvimento deste trabalho, tem-se as seguintes etapas, conforme fluxograma (figura 21) abaixo:

- Determinação de um projeto padrão;
- Delimitação do pilar estudo;
- Representação do pórtico e dos esforços para comprimento de flambagem com variação em medidas pré-determinadas;
- Classificação do pilar;
- Cálculo de momentos mínimos e de 1ª ordem;
- Cálculo dos momentos de 2ª ordem;
- Cálculo do momento total de projeto para o pilar estudo;
- Dimensionamento da armadura do pilar pelo ábaco FCO;
- Construção da envoltória resistente da seção do pilar

- Utilização do software P-Calc para verificação da capacidade resistente da seção do pilar em estudo.

Figura 21 - Fluxograma da metodologia adotada



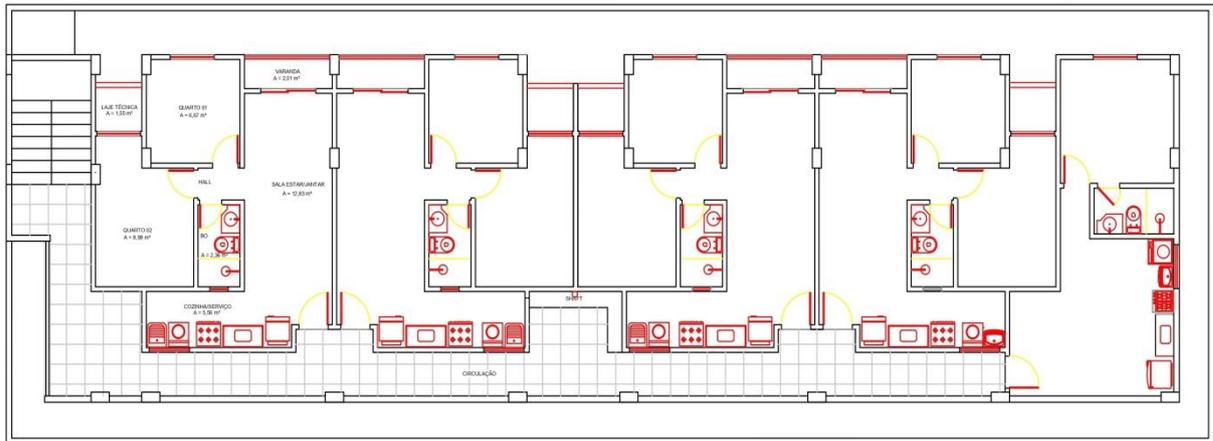
Fonte: Autoria própria (2022)

3.1 Projeto padrão e caracterização do edifício

O projeto de estudo desta pesquisa (conforme figura 22) trata-se de um prédio residencial multifamiliar composto por 4 pavimentos (05 apartamentos por andar), contendo sala estar/jantar (12,83m²), varanda (2,01m²), 02 quartos (ambos com 6,67m² e 8,96m²), cozinha/serviço (5,56m²), hall, laje técnica (1,55m²), banheiro (2,36m²) e uma área de circulação comum a todos os apartamentos.

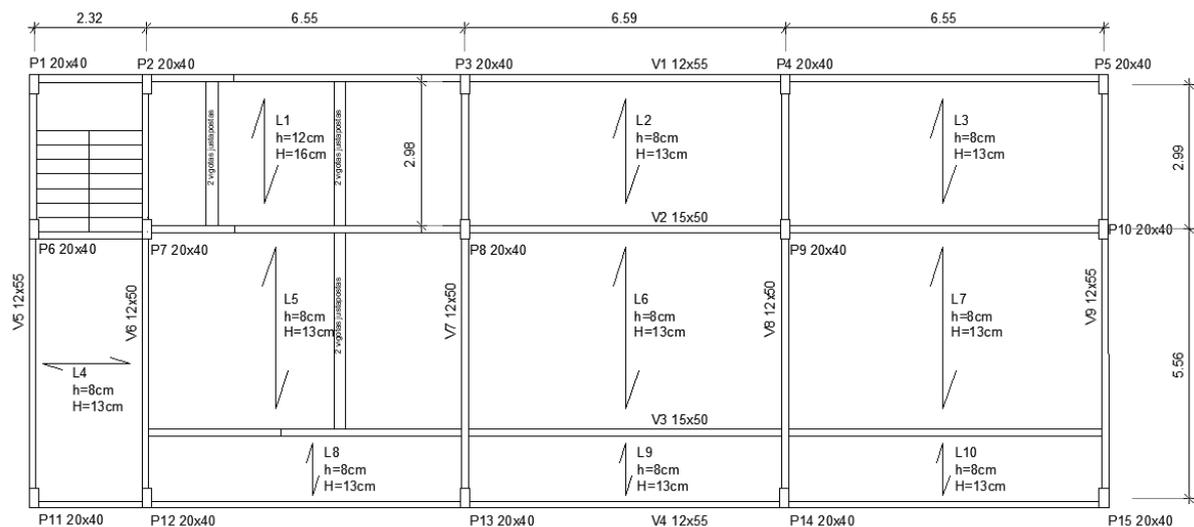
Sua composição estrutural, a saber do pavimento tipo (figura 23), trata-se de elementos de concreto armado, composta por 15 pilares retangulares, 09 vigas retangulares e 10 lajes do tipo vigotas treliçadas e enchimento com EPS (poliestireno expansível), com dimensões que variam entre si (pois seu dimensionamento depende dos esforços solicitantes aos mesmos), interligados entre si com sistema monolítico de ligação.

Figura 22 - Planta baixa do projeto arquitetônico do pavimento tipo



Fonte: Autoria própria (2022)

Figura 23 - Planta baixa do projeto estrutural do pavimento tipo (lançamento)



Fonte: Autoria própria (2022)

3.2 Delimitação do pilar estudo

Os pilares estudados neste trabalho são os pilares submetidos aos esforços de compressão e momentos fletores nas duas direções (FCO – flexo-compressão oblíqua), ou seja, aqueles em que não existe continuidade da viga em nenhuma das direções, nem em x e nem em y. Observando a planta baixa do projeto estrutural verifica-se que tais pilares, definidos como pilares de canto são: P1, P5, P11 e P15. Assim, dos 4 pilares mencionados, o pilar P5 de dimensão 20cm x 40cm foi o elemento em que se deu a continuidade do trabalho.

3.3 Pórtico estrutural

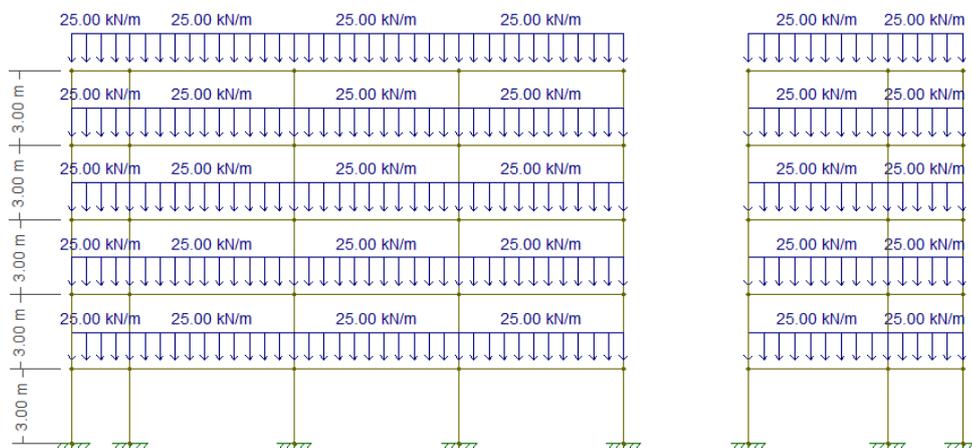
Para o cálculo de esforços de compressão e momentos fletores de 1ª ordem, foi utilizado como auxílio, o programa Ftool, um programa de análise de estruturas por quadros planos, desenvolvido para um aprofundamento no conhecimento sobre comportamentos de estruturas sujeitas a cargas e deformações, e que tem como objetivo obter protótipos de estruturas de forma simples e eficiente e cada vez mais difundido no meio acadêmico e profissional.

Após a definição de posicionamentos e geometrias no lançamento estrutural, foram utilizados os seguintes dados de alimentação para a realização do dimensionamento dos pilares:

- Classe de agressividade ambiental II;
- Cobrimento nominal igual a 3,0 cm;
- Aço utilizado CA-50;
- Concreto com resistência a compressão de 25 Mpa;
- Peso específico do concreto armado de 25 kN/m³;
- Cargas transferidas aos pilares através de vigas estimada em 25 kN/m

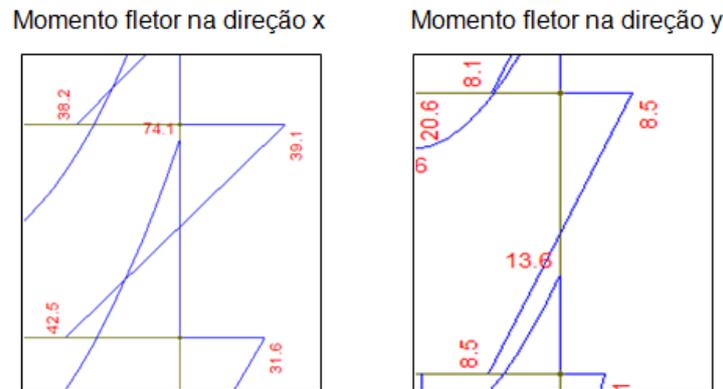
Assim, através do mesmo, criou-se uma grande variação de modelos de pórticos estruturais (alterando-se as alturas dos pilares para cada situação de estudo e conforme circunstâncias que os deixassem com limite de esbeltez no máximo a 90), com obtenção dos seus esforços e diagramas internos para as duas direções estudadas, conforme demonstrado nas figuras 24 e 25 abaixo, ao pilar de 3,0m de altura.

Figura 24 - Modelo de pórtico estrutural obtido pelo programa Ftool



Fonte: Ftool (2022)

Figura 25 - Diagrama de momento fletor obtido pelo programa Ftool



Fonte: Ftool (2022)

3.4 Classificação do pilar

Para a classificação dos pilares conforme o índice de esbeltez, foram utilizadas as equações propostas por Carvalho e Pinheiro, que relaciona o comprimento do elemento estrutural, raio de giração, momento de inércia, área da seção transversal, altura e forma geométrica da seção do pilar. Assim, sabendo-se conforme vem sendo trabalho ao longo do trabalho, o pilar terá dimensão geométrica retangular, reduzindo as expressões mencionados no referencial teórico, a uma única equação para o cálculo do índice de esbeltez para pilares de seção retangular, demonstrada a seguir:

$$\bullet \lambda = \frac{3,46 \times le}{h}$$

As variações no comprimento de flambagem do pilar para os cálculos dos esforços e posterior verificação da capacidade resistente, foram dimensionadas e utilizadas somente aos casos em que para tais dimensões, o índice de esbeltez seja inferior a 90. Chega-se assim aos seguintes valores de comprimento de flambagem (tabela 3):

Tabela 3 - Comprimentos de flambagem para pilares com esbeltez menor que 90

le (cm)	$\lambda_x \rightarrow 40$ (cm)	$\lambda_y \rightarrow 20$ (cm)
300	25,95	51,90
350	30,28	60,55
400	34,60	69,20
450	38,93	77,85
500	43,25	86,50
520	44,98	89,96

Fonte: Autoria própria (2023)

3.5 Cálculo de esforços (forças de compressão e momentos fletores)

A obtenção dos esforços de compressão e momentos fletores para o pilar P5 submetido a flexo compressão oblíqua, se dá por meio de 4 sequencias de cálculo:

- O cálculo do momento fletor mínimo através da equação disponibilizada pela NBR 6118:2014;
- O cálculo da força de compressão e dos momentos fletores de 1ª ordem obtidos através do programa Ftool;
- O cálculo do momento fletor de 2ª ordem obtido através do método do pilar-padrão com curvatura aproximada, este disponibilizado também pela referida norma;
- O cálculo do momento fletor resultante, através do somatório do momento fletor de 1ª ordem com o momento fletor de 2ª ordem, ou quando necessário, através do somatório do momento fletor mínimo com o momento fletor de 2ª ordem.

Segue na tabela 4 um passo a passo de como foram feitos estes cálculos:

Tabela 4 - sequência para o cálculo dos momentos totais em um pilar

Sequência	Descrição	Equações necessárias
1	momentos mínimos para x e y	$M_{1,d,min} = N_d * e_{1,d,min}$
2	momentos de 1ª ordem para x e y e força normal de compressão	$M_{1d,A}$ e N_d , obtidos pelo Ftool
3	momentos de 2ª ordem para x e y	$M_2 = N_d * (le^2/10) * (1/r)$
4	momento total ou momento resultante	$M_{d,tot} = \alpha b * M_{1d,A} + M_2 \geq M_{1d,A}$

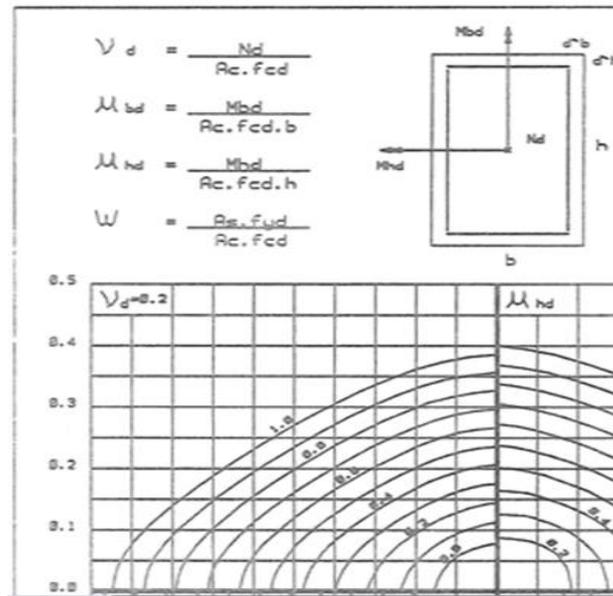
Fonte: Autoria própria (2023)

3.6 Dimensionamento da armadura

Para o dimensionamento da armadura para os pilares submetidos à flexo-compressão oblíqua, foram utilizados os modelos de ábacos FCO criados por Venturini. Tais ábacos correlacionam 3 diferentes coeficientes para a obtenção da taxa mecânica (ω) de armadura para aquela seção de pilar, sendo estes, ν , μ_x , μ_y .

Os valores de v , μ_x , μ_y foram obtidos através das equações, que fazem uso dos esforços de compressão e momentos e outras características do concreto armado, disponibilizadas pela NBR 6118:2014 e também apresentadas junto aos modelos de ábacos, conforme figura 26 abaixo.

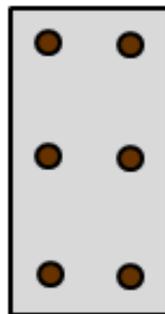
Figura 26 - Modelo de ábaco de Venturini para pilares em FCO



Fonte: Venturini (2021)

Antes da utilização do ábaco, algumas características devem e foram previamente escolhidas, como a dimensão da seção transversal do elemento, disposição construtiva da armadura no pilar (definida e apresentada na figura 27), tipo de concreto e tipo de aço. Assim, com todas as etapas acima concluídas, obtém-se a área de aço da seção conforme equação 35.

Figura 27 - Disposição construtiva da armadura para o pilar estudo



Fonte: Autoria própria (2023)

3.7 Construção da envoltória resistente da seção

Foram utilizados ábacos de Venturini para encontrar os momentos resistentes em FCN e a partir dos mesmos foram construídas as envoltórias das seções dos pilares em estudo para uma situação em FCO, de acordo com a NBR 6118:2014.

$$\bullet \left[\frac{MRd,x}{MRd,xx} \right]^\alpha + \left[\frac{MRd,y}{MRd,yy} \right]^\alpha = 1$$

Após a criação da envoltória de momentos resistentes, avaliou-se os pares de momentos solicitantes para os pilares estudados verificando se os mesmos se encontram dentro das envoltórias de momentos resistentes.

Algumas observações poderão ser averiguadas: se os pilares estão superdimensionados, subdimensionados, dimensionamentos economicamente e se estão dentro dos limites máximos e mínimos de resistências das seções impostos pela norma.

3.8 Verificação da capacidade resistente da seção por software

Para a finalização do trabalho, foi feito a verificação do pilar estudo, também por um software de dimensionamento chamado P-Calc e criado por Cardoso Júnior e Kimura. Neste programa foram preenchidos alguns dados de entrada solicitados em abas diferentes como: tipo de seção transversal do pilar, suas dimensões de seção e altura e vinculações, o material constituinte do elemento estrutural com suas referidas características de resistência e fatores de segurança de minoração de esforços, módulos de elasticidade, informações características da armadura adotada e sua disposição na seção transversal e por fim os esforços de compressão e momentos fletores em ambas as direções ao qual o pilar está submetido.

Após todos os dados acima preenchidos, utilizando-se da forma de dimensionamento adotada para os efeitos de 2º ordem, sendo para este estudo o método do pilar-padrão de curvatura aproximada, e marcado na aba de efeitos de 2º ordem do programa, em que está contido os métodos apresentados pela NBR 6118:2014, foi rodado o programa e o mesmo disponibilizará na aba de resultados a análise final do pilar contendo os diagramas de interação (envoltória resistente) e os gráficos de esforços.

4 RESULTADOS

Nesta etapa do trabalho é apresentado uma síntese dos principais resultados obtidos durante seu desenvolvimento, conforme exposto na etapa de metodologia, para as 06 diferentes configurações de comprimentos de flambagem com índice de esbeltez menor que 90. Os cálculos e sequencia de dimensionamento será explicitado de forma detalhada para o pilar P5 de maior comprimento de flambagem, a saber 5,20m, e os demais serão demonstrados apenas os valores finais obtidos através de tabelas, afim de o mesmo processo não se tornar repetitivo, mas sim, sintetizado para uma boa leitura e absorção de informações.

4.1 Pórtico estrutural

Com o auxílio do programa Ftool, criou-se modelos para cada comprimento do pilar P5, chegando-se assim aos seguintes valores de momentos de 1ª ordem e forças normais de compressão axiais atuantes no elemento de 5,20m de comprimento:

Pilar com altura 5,20m e vetor na direção y (seção 20cm)

$N_d=440,9\text{kN}$, $M_{1d,A}=38,6\text{kN.m}$ e $M_{1d,B}=35,9\text{kN.m}$.

4.2 Cálculo do índice de esbeltez e classificação do pilar

Para a classificação do pilar conforme o índice de esbeltez foi necessário um comparativo dos valores calculados para o índice de esbeltez (equação 4), juntamente aos valores calculados para o limite de esbeltez da norma (equação 6) e intervalos de classificação propostos por Carvalho e Pinheiro na subseção 2.1.3. como se segue:

Pilar com altura 5,20m e vetor na direção y (seção 20cm)

Considerações iniciais de excentricidade e momentos:

$$e_{1,d,min,y} = (0,015 + 0,03 \times h) = (0,015 + 0,03 \times 20/100) = 0,021\text{m}$$

$$M_{1,d,min,y} = N_d \times e_{1,d,min,y} = (309,2 + 131,7) \times 0,021 = 9,26\text{KN.m}$$

$$\lambda_y = \frac{3,46 \times l_e}{h} = \frac{3,46 \times 520}{20} = 89,96$$

$$e_{1,y} = \frac{(M_{1d,y,A})}{(N_x + N_y)} = \frac{(8)}{(309,2 + 131,7)} = 0,01814m = 1,814cm$$

$$\alpha b = 1, \quad \text{pois } M_{1,d,min,y} \geq M_{1d,y,A}; 9,26 \geq 8$$

$$\lambda_{1,y} = \frac{\left(25 + 12,5 \times \frac{e_{1,y}}{h}\right)}{\alpha b} = \frac{\left(25 + 12,5 \times \frac{1,814}{20}\right)}{1} = 26,134 \text{ (adotar 35)}$$

Assim, conforme a classificação por Carvalho e Pinheiro, o pilar acima descrito, é um pilar medianamente esbelto na direção calculada, pois $\lambda_1 < \lambda \leq 90$. Para as demais configurações de pilares chegaram-se aos seguintes resultados, demonstrados nas tabelas 5, 6, 7, 8, 9 e 10, abaixo:

Tabela 5 - Esforços e classificação do pilar P5 com altura 3,00m

Pilar retangular de altura 3,00m		
índices/direção	vetor direção x = 40cm	vetor direção y = 20cm
e_{1d,min}	2,7 cm	2,1 cm
M_{1d,min}	12,185 kN.m	9,477 kN.m
e_{1d}	9,417 cm	1,883 cm
M_{1d,A}	42,5 kN.m	8,5 kN.m
M_{1d,B}	39,1 kN.m	8,5 kN.m
N_{1d,x}	314,4 kN	314,4 kN
N_{1d,y}	136,9 kN	136,9 kN
N_{d,tot}	451,3 kN	451,3 kN
ab	0,232 → 0,40	1
λ₁	69,857	26,177 → 35
λ	25,95	51,9
classificação	curto ($\lambda \leq \lambda_1$)	médio ($\lambda_1 < \lambda \leq 90$)
2ª ordem	dispensa efeitos	considera efeitos

Fonte: Autoria própria (2023)

Tabela 6 - Esforços e classificação do pilar P5 com altura 3,50m

Pilar retangular de altura 3,50m		
índices/direção	vetor direção x = 40cm	vetor direção y = 20cm
e_{1d,min}	2,7 cm	2,1 cm
M_{1d,min}	12,112 kN.m	9,421 kN.m
e_{1d}	9,251 cm	1,872 cm
M_{1d,A}	41,5 kN.m	8,4 kN.m
M_{1d,B}	38,3 kN.m	8,3 kN.m
N_{1d,x}	313,1 kN	313,1 kN
N_{1d,y}	135,5 kN	135,5 kN
N_{d,tot}	448,6 kN	448,6 kN
ab	0,231 → 0,40	1
λ₁	69,727	26,17 → 35
λ	30,275	60,55
classificação	curto ($\lambda \leq \lambda_1$)	médio ($\lambda_1 < \lambda \leq 90$)
2ª ordem	dispensa efeitos	considera efeitos

Fonte: Autoria própria (2023)

Tabela 7 - Esforços e classificação do pilar P5 com altura 4,00m

Pilar retangular de altura 4,00m		
índices/direção	vetor direção x = 40cm	vetor direção y = 20cm
e_{1d,min}	2,7 cm	2,1 cm
M_{1d,min}	12,042 kN.m	9,366 kN.m
e_{1d}	9,103 cm	1,861 cm
M_{1d,A}	40,6 kN.m	8,3 kN.m
M_{1d,B}	37,6 kN.m	8,1 kN.m
N_{1d,x}	311,8 kN	311,8 kN
N_{1d,y}	134,2 kN	134,2 kN
N_{d,tot}	446 kN	446 kN
ab	0,230 → 0,40	1
λ₁	69,612	26,163 → 35
λ	34,6	69,2
classificação	curto ($\lambda \leq \lambda_1$)	médio ($\lambda_1 < \lambda \leq 90$)
2ª ordem	dispensa efeitos	considera efeitos

Fonte: Autoria própria (2023)

Tabela 8 - Esforços e classificação do pilar P5 com altura 4,50m

Pilar retangular de altura 4,50m		
índices/direção	vetor direção x = 40cm	vetor direção y = 20cm
$e_{1d,min}$	2,7 cm	2,1 cm
$M_{1d,min}$	11,983 kN.m	9,320 kN.m
e_{1d}	8,945 cm	1,825 cm
$M_{1d,A}$	39,7 kN.m	8,1 kN.m
$M_{1d,B}$	36,9 kN.m	7,9 kN.m
$N_{1d,x}$	310,7 kN	310,7 kN
$N_{1d,y}$	133,1 kN	133,1 kN
$N_{d,tot}$	443,8 kN	443,8 kN
ab	0,228 → 0,40	1
λ_1	69,489	26,141 → 35
λ	38,925	77,85
classificação	curto ($\lambda \leq \lambda_1$)	médio ($\lambda_1 < \lambda \leq 90$)
2ª ordem	dispensa efeitos	considera efeitos

Fonte: Autoria própria (2023)

Tabela 9 - Esforços e classificação do pilar P5 com altura 5,00m

Pilar retangular de altura 5,00m		
índices/direção	vetor direção x = 40cm	vetor direção y = 20cm
$e_{1d,min}$	2,7 cm	2,1 cm
$M_{1d,min}$	11,926 kN.m	9,276 kN.m
e_{1d}	8,807 cm	1,811 cm
$M_{1d,A}$	38,9 kN.m	8,0 kN.m
$M_{1d,B}$	36,2 kN.m	7,7 kN.m
$N_{1d,x}$	309,6 kN	309,6 kN
$N_{1d,y}$	132,1 kN	132,1 kN
$N_{d,tot}$	441,7 kN	441,7 kN
ab	0,228 → 0,40	1
λ_1	76,261	26,132 → 35
λ	43,25	86,5
classificação	curto ($\lambda \leq \lambda_1$)	médio ($\lambda_1 < \lambda \leq 90$)
2ª ordem	dispensa efeitos	considera efeitos

Fonte: Autoria própria (2023)

Tabela 10 - Esforços e classificação do pilar P5 com altura 5,20m

Pilar retangular de altura 5,20m		
índices/direção	vetor direção x = 40cm	vetor direção y = 20cm
$e_{1d,min}$	2,7 cm	2,1 cm
$M_{1d,min}$	11,904 kN.m	9,259 kN.m
e_{1d}	8,755 cm	1,814 cm
$M_{1d,A}$	38,6 kN.m	8,0 kN.m
$M_{1d,B}$	35,9 kN.m	7,6 kN.m
$N_{1d,x}$	309,2 kN	309,2 kN
$N_{1d,y}$	131,7 kN	131,7 kN
$N_{d,tot}$	440,9 kN	440,9 kN
ab	0,228 → 0,40	1
λ_1	69,34	26,134 → 35
λ	44,98	89,96
classificação	curto ($\lambda \leq \lambda_1$)	médio ($\lambda_1 < \lambda \leq 90$)
2ª ordem	dispensa efeitos	considera efeitos

Fonte: Autoria própria (2023)

4.3 Cálculo de esforços de momentos fletores totais

Através do método do pilar-padrão com curvatura aproximada, foi calculado os momentos de 2ª ordem para as direções x e/ou y (quando necessários, conforme classificação pelo índice de esbeltez) e o momento total, como se segue:

Pilar com altura 5,20m e vetor na direção y (seção 20cm)

$$A_c = b \times h = 200 \times 400 = 800 \text{ cm}^2$$

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{10 \times 1,4} = \frac{25}{10 \times 1,4} = 1,7857 \text{ kN/cm}^2$$

$$\nu = \frac{N_d}{A_c \times f_{cd}} = \frac{440,9}{800 \times 1,7857} = 0,309$$

$$\frac{1}{r} = \frac{0,005}{h \times (\nu + 0,5)} \leq \frac{0,005}{h} = \frac{0,005}{20 \times (0,309 + 0,5)} \leq \frac{0,005}{20} = 0,00031 \leq 0,00025$$

$$e_{2,y} = \frac{le^2}{10} \times \frac{1}{r} = \frac{520^2}{10} \times 0,00025 = 6,76 \text{ cm}$$

$$M_{2,y} = N_d \times e_{2,y} = (309,2 + 131,7) \times 6,76 = 2980,484 \text{ KN.cm} = 29,805 \text{ kN.m}$$

$$M_{d,y,tot} = ab \times M_{1d,A} + M_2 \geq M_{1d,A} = 1 \times 9,259 + 29,80 = 39,064 \text{ kN.m} \geq 9,259$$

Como para o pilar acima, com vetor na direção y, sua classificação se deu como medianamente esbelto, pois $\lambda_1 < \lambda \leq 90$, foi necessário considerar e calcular os momentos de segunda ordem. Assim seu momento total, foi o somatório do momento mínimo de primeira ordem (pois este foi maior que o momento de primeira ordem interno de projeto) com o momento de segunda ordem, resultando assim num valor final de momento de 39,064 kN.m, valor este a ser utilizado para o dimensionamento da armadura. Para as demais configurações chegaram-se aos seguintes resultados, demonstrados nas tabelas 11, 12, 13, 14, 15 e 16, abaixo:

Tabela 11 - Momentos totais para o pilar P5 com altura 3,00m

Pilar retangular de altura 3,00m		
índices/direção	vetor direção x = 40cm	vetor direção y = 20cm
v	0,316	0,316
1/r	dispensa efeitos	0,00025
e2	dispensa efeitos	2,25 cm
M₂	dispensa efeitos	10,154 kN.m
M_{d,tot}	42,5 kN.m	19,632 kN.m

Fonte: Autoria própria (2023)

Tabela 12 - Momentos totais para o pilar P5 com altura 3,50m

Pilar retangular de altura 3,50m		
índices/direção	vetor direção x = 40cm	vetor direção y = 20cm
v	0,314	0,314
1/r	dispensa efeitos	0,00025
e2	dispensa efeitos	3,063 cm
M₂	dispensa efeitos	13,738 kN.m
M_{d,tot}	41,5 kN.m	23,159 kN.m

Fonte: Autoria própria (2023)

Tabela 13 - Momentos totais para o pilar P5 com altura 4,00m

Pilar retangular de altura 4,00m		
índices/direção	vetor direção x = 40cm	vetor direção y = 20cm
v	0,312	0,312
1/r	dispensa efeitos	0,00025
e2	dispensa efeitos	4,00 cm
M₂	dispensa efeitos	17,84 kN.m
M_{d,tot}	40,6 kN.m	27,206 kN.m

Fonte: Autoria própria (2023)

Tabela 14 - Momentos totais para o pilar P5 com altura 4,50m

Pilar retangular de altura 4,50m		
índices/direção	vetor direção x = 40cm	vetor direção y = 20cm
v	0,311	0,311
1/r	dispensa efeitos	0,00025
e2	dispensa efeitos	5,063 cm
M₂	dispensa efeitos	22,467 kN.m
M_{d,tot}	39,7 kN.m	31,787 kN.m

Fonte: Autoria própria (2023)

Tabela 15 - Momentos totais para o pilar P5 com altura 5,00m

Pilar retangular de altura 5,00m		
índices/direção	vetor direção x = 40cm	vetor direção y = 20cm
v	0,309	0,309
1/r	dispensa efeitos	0,00025
e2	dispensa efeitos	6,25 cm
M₂	dispensa efeitos	27,606 kN.m
M_{d,tot}	38,9 kN.m	36,882 kN.m

Fonte: Autoria própria (2023)

Tabela 16 - Momentos totais para o pilar P5 com altura 5,20m

Pilar retangular de altura 5,20m		
índices/direção	vetor direção x = 40cm	vetor direção y = 20cm
v	0,309	0,309
1/r	dispensa efeitos	0,00025
e2	dispensa efeitos	6,76 cm
M₂	dispensa efeitos	29,805 kN.m
M_{d,tot}	36,8 kN.m	39,064 kN.m

Fonte: Autoria própria (2023)

Observa-se que o comprimento de flambagem influencia diretamente para o aumento da instabilidade do pilar, uma vez que à medida que o seu valor aumenta, mantendo constante a mesma dimensão de seção 20cm x 40cm, os esforços de momento de 2ª ordem para o vetor na direção y, vão aparecendo e crescendo simultaneamente, contribuindo para um aumento final nos momentos totais da estrutura analisada.

4.4 Dimensionamento da armadura

Para a obtenção da área de aço para o pilar dimensionado, utilizou-se dos ábacos de FCO, figura 28, criados e disponibilizados por Venturini, cujas fórmulas encontram-se no próprio modelo, e assim encontraram-se os seguintes valores para o pilar estudo:

Pilar com altura 5,20m

$$\mu_x \text{ ou } \mu_{bd} = \frac{Md, y}{Ac \times f_{cd} \times h} = \frac{39,064}{800 \times 1,7857 \times 0,2} = 0,1367$$

$$\mu_y \text{ ou } \mu_{hd} = \frac{Md, x}{Ac \times f_{cd} \times h_x} = \frac{38,6}{800 \times 1,7857 \times 0,4} = 0,0675$$

$$\nu = \frac{Nd}{Ac \times f_{cd}} = \frac{440,9}{800 \times 1,7857} = 0,309$$

$$\omega \text{ para } \nu \rightarrow 0,2 = 0,31$$

$$\omega \text{ para } \nu \rightarrow 0,4 = 0,28$$

$\omega \text{ para } \nu \rightarrow 0,309 = 0,294$, sendo este valor, uma interpolação dos dois anteriores, por não haver $\nu \rightarrow 0,309$ diretamente no ábaco.

Por fim, calcula-se a área de aço para o pilar P5:

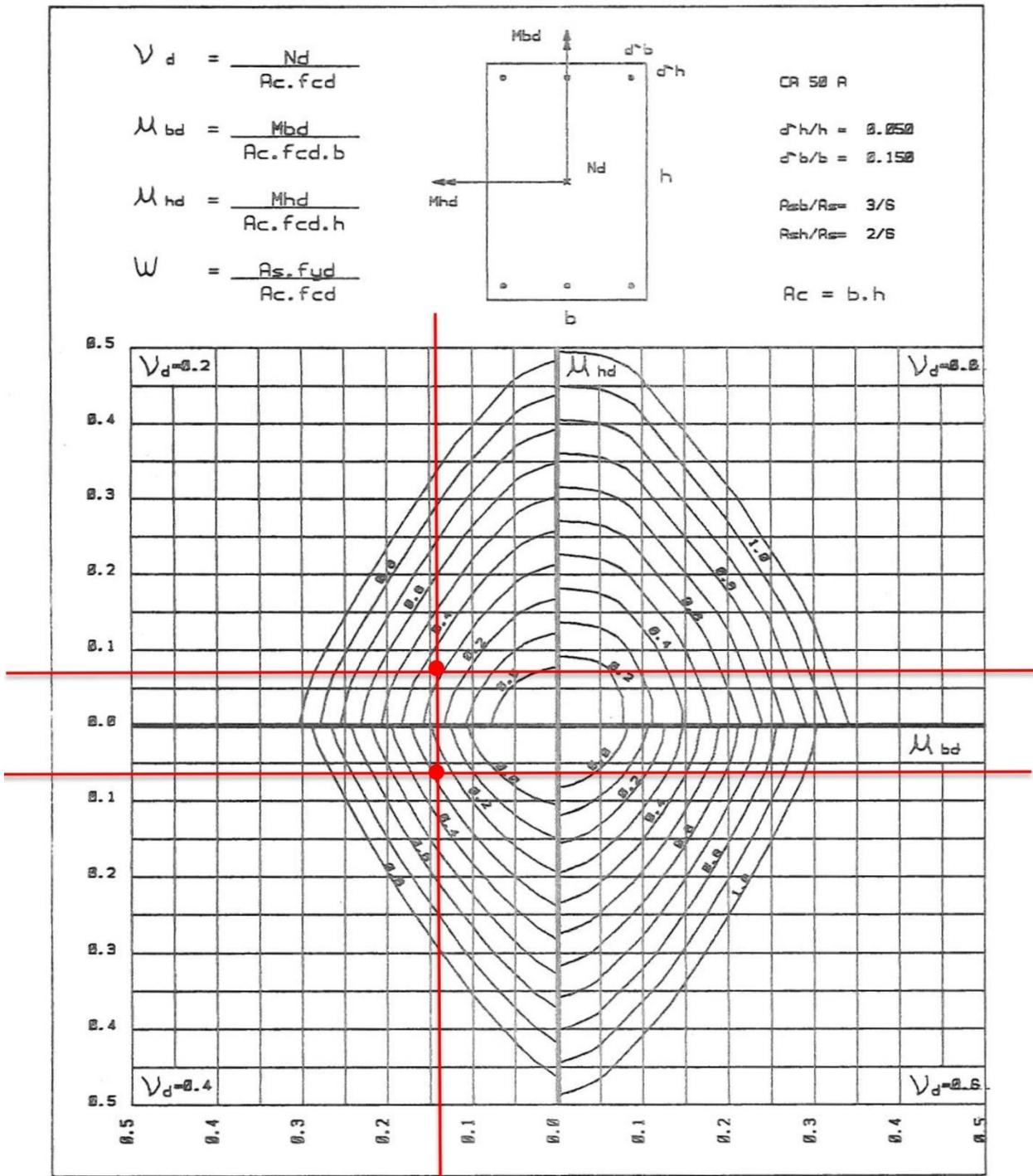
$$A_s = \frac{\omega \times Ac \times f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{0,294 \times 800 \times 1,7857}{43,48} = 9,66 \text{ cm}^2$$

Utilizando-se da tabela 17 abaixo, que correlaciona a área de aço conforme a quantidade de barras de aço, com o diâmetro do referido aço, adota-se o seguinte valor final para área de aço e armadura final para o pilar em estudo, sendo sempre o valor escolhido um valor superior ao encontrado no ábaco:

$$A_s \text{ adotado} = 12,00 \text{ cm}^2$$

$$\text{Armadura} = 6 \text{ } \phi \text{ } 16,00 \text{ mm}$$

Figura 28 - Ábaco FCO para o pilar P5 com altura de 5,20m



Fonte: Adaptado de Venturi (2021)

Tabela 17 - Relação área de aço x diâmetro de aço

Valor nominal para cálculo		Área de aço da seção conforme número de barras – A_s [cm ²]									
φ diâmetro (mm)	massa linear (kg/m)	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
5,0	0,16	0,20	0,40	0,60	0,80	1,00	1,20	1,40	1,60	1,80	2,00
6,3	0,25	0,315	0,63	0,945	1,26	1,575	1,89	2,205	2,52	2,835	3,15
8,0	0,40	0,50	1,00	1,50	2,00	2,50	3,00	3,50	4,00	4,50	5,00
10,0	0,63	0,80	1,60	2,40	3,20	4,00	4,80	5,60	6,40	7,20	8,80
12,5	1,00	1,25	2,50	3,75	5,00	6,25	7,50	8,75	10,00	11,25	12,50
16,0	1,60	2,00	4,00	6,00	8,00	10,00	12,00	14,00	16,00	18,00	20,00
20,0	2,50	3,15	6,30	9,45	12,60	15,75	18,90	22,05	25,20	28,35	31,50
25,0	4,00	5,00	10,00	15,00	20,00	25,00	30,00	35,00	40,00	45,00	50,00
32,0	6,30	8,00	16,00	24,00	32,00	40,00	48,00	56,00	64,00	72,00	80,00
40,0	10,00	12,50	25,00	37,50	50,00	62,50	75,00	87,50	100,00	112,50	125,00

Fonte: Adaptado de Google (2023)

Para as demais configurações chegaram-se aos seguintes resultados:

Tabela 18 - Área de aço e armadura para o pilar P5 com altura de 3,00m

Pilar retangular de altura 3,00m	
índices/direção	valores
As	2,333 cm ²
As adotado	4,8 cm ²
armadura	6 ø 10,00 mm

Fonte: Autoria própria (2023)

Tabela 19 - Área de aço e armadura para o pilar P5 com altura de 3,50m

Pilar retangular de altura 3,50m	
índices/direção	valores
As	3,187 cm ²
As adotado	4,8 cm ²
armadura	6 ø 10,00 mm

Fonte: Autoria própria (2023)

Tabela 20 - Área de aço e armadura para o pilar P5 com altura de 4,00m

Pilar retangular de altura 4,00m	
índices/direção	valores
As	4,436 cm ²
As adotado	4,8 cm ²
armadura	6 ø 10,00 mm

Fonte: Autoria própria (2023)

Tabela 21 - Área de aço e armadura para o pilar P5 com altura de 4,50m

Pilar retangular de altura 4,50m	
índices/direção	valores
As	5,651 cm ²
As adotado	7,5 cm ²
armadura	6 ø 12,50 mm

Fonte: Autoria própria (2023)

Tabela 22 - Área de aço e armadura para o pilar P5 com altura de 5,00m

Pilar retangular de altura 5,00m	
índices/direção	valores
As	8,116 cm ²
As adotado	12,0 cm ²
armadura	6 ø 16,0 mm

Fonte: Autoria própria (2023)

Tabela 23 - Área de aço e armadura para o pilar P5 com altura de 5,20m

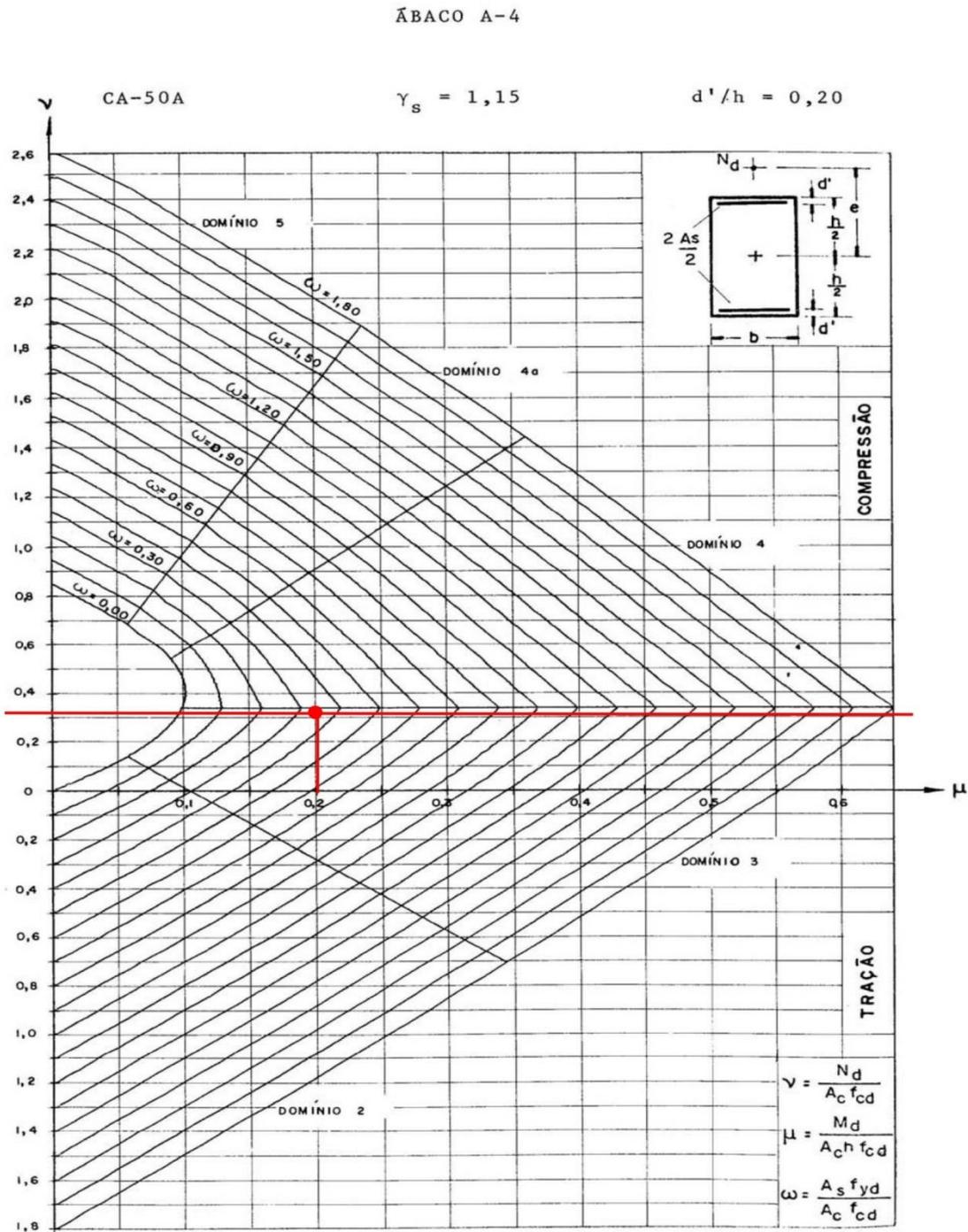
Pilar retangular de altura 5,20m	
índices/direção	valores
As	9,66 cm ²
As adotado	12,0 cm ²
armadura	6 ø 16,0 mm

Fonte: Autoria própria (2023)

4.5 Momentos resistentes de cálculo em flexão composta normal

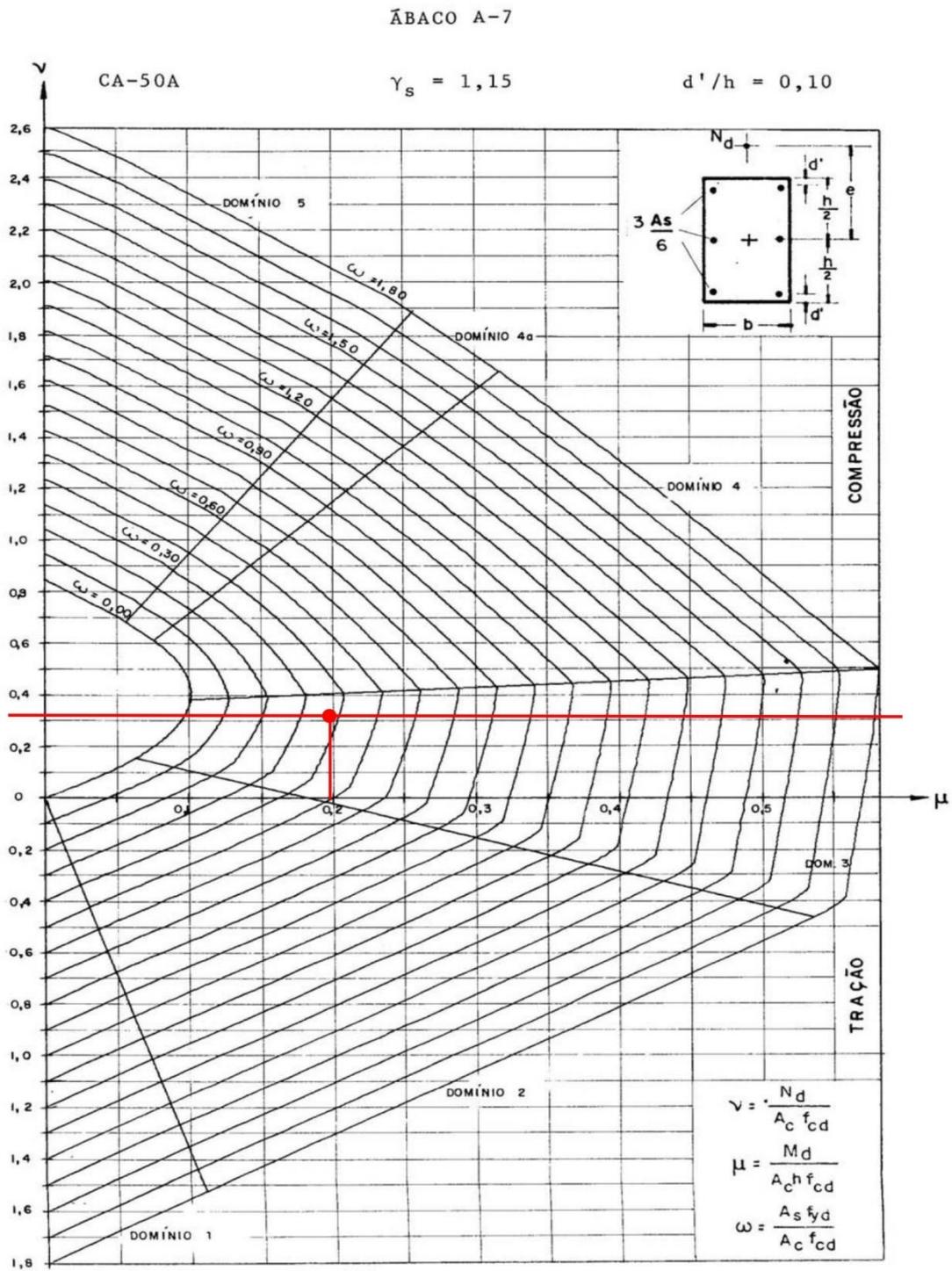
Para a obtenção dos momentos $M_{Rd,xx}$ e $M_{Rd,yy}$ que serão posterior utilizados para o desenvolvimento das envoltórias resistentes da seção segundo prescreve a orientação da norma para a avaliação da capacidade resistente da seção, foram utilizados os ábacos de Venturi para a flexão composta normal, figuras 29 e 30, fazendo-se o inverso do processo de utilização dos ábacos de FCO.

Figura 29 - Ábaco A-4 FCN para o pilar P5 com altura de 5,20m



Fonte: Adaptado de Venturini (1987)

Figura 30 - Ábaco A-7 FCN para o pilar P5 com altura de 5,20m



Fonte: Adaptado de Venturini (1987)

Assim, através da área de aço adotada e força normal adimensional já calculada, obtêm-se os momentos fletores adimensionais e assim por correlação os momentos fletores em FCN, como se segue:

:

Pilar com altura 5,20m

$$\omega = \frac{A_s \times f_{yd}}{A_c \times f_{cd}} = \frac{12 \times 43,48}{800 \times 1,7857} = 0,366$$

$$d'/h_y = \frac{3 + 0,5 + 1,6/2}{40} = \frac{4,3}{40} = 0,1075$$

$$d'/h_x = \frac{3 + 0,5 + \frac{1,6}{2}}{20} = \frac{4,3}{20} = 0,215$$

$$v = \frac{Nd}{A_c \times f_{cd}} = \frac{440,9}{800 \times 1,7857} = 0,309$$

Por fim, calcula-se $M_{Rd,xx}$ e $M_{Rd,yy}$ para o pilar P5:

$$M_{Rd,xx} = \mu_x \times A_c \times f_{cd} \times h_y = 0,19 \times 800 \times 1,78 \times 0,4 = 108,224 \text{ kN.m}$$

$$M_{Rd,yy} = \mu_y \times A_c \times f_{cd} \times h_x = 0,20 \times 800 \times 1,78 \times 0,2 = 56,96 \text{ kN.m}$$

Para as demais configurações chegaram-se aos seguintes resultados, demonstrados nas tabelas 24, 25, 26, 27, 28 e 29 abaixo:

Tabela 24 - Momentos em FCN para o pilar P5 com altura de 3,00m

Pilar retangular de altura 3,00m	
índices/direção	valores
v	0,312
w	0,147
d'/hx	0,215
d'/hy	0,1075
ux	0,13
uy	0,14
M_{Rd,xx}	74,048 kN.m
M_{Rd,yy}	39,872 kN.m

Fonte: Autoria própria (2023)

Tabela 25 - Momentos em FCN para o pilar P5 com altura de 3,50m

Pilar retangular de altura 3,50m	
índices/direção	valores
v	0,312
w	0,147
d'/hx	0,215
d'/hy	0,1075
ψ_x	0,13
ψ_y	0,14
$M_{Rd,xx}$	74,048 kN.m
$M_{Rd,yy}$	39,872 kN.m

Fonte: Autoria própria (2023)

Tabela 26 - Momentos em FCN para o pilar P5 com altura de 4,00m

Pilar retangular de altura 4,00m	
índices/direção	valores
v	0,312
w	0,147
d'/hx	0,215
d'/hy	0,1075
ψ_x	0,13
ψ_y	0,14
$M_{Rd,xx}$	74,048 kN.m
$M_{Rd,yy}$	39,872 kN.m

Fonte: Autoria própria (2023)

Tabela 27 - Momentos em FCN para o pilar P5 com altura de 4,50m

Pilar retangular de altura 4,50m	
índices/direção	valores
v	0,311
w	0,229
d'/hx	0,215
d'/hy	0,1075
ψ_x	0,16
ψ_y	0,17
$M_{Rd,xx}$	91,136 kN.m
$M_{Rd,yy}$	48,416 kN.m

Fonte: Autoria própria (2023)

Tabela 28 - Momentos em FCN para o pilar P5 com altura de 5,00m

Pilar retangular de altura 5,00m	
índices/direção	valores
v	0,309
w	0,366
d'/hx	0,215
d'/hy	0,1075
η_x	0,19
η_y	0,2
$M_{Rd,xx}$	108,224 kN.m
$M_{Rd,yy}$	56,96 kN.m

Fonte: Autoria própria (2023)

Tabela 29 - Momentos em FCN para o pilar P5 com altura de 5,20m

Pilar retangular de altura 5,20m	
índices/direção	valores
v	0,309
w	0,366
d'/hx	0,215
d'/hy	0,1075
η_x	0,19
η_y	0,2
$M_{Rd,xx}$	108,224 kN.m
$M_{Rd,yy}$	56,96 kN.m

Fonte: Autoria própria (2023)

Observa-se que apresentaram valores semelhantes para os momentos resistentes em FCN para as diferentes alturas de pilares, e isso deu-se ao fato de que a utilização dos ábacos para os cálculos destes momentos não é o mais indicado, devido a imprecisão na leitura visual dos resultados.

4.6 Verificação da capacidade resistente da seção pelo programa GeoGebra

Para a construção da envoltória resistente da seção dos pilares em estudo, foi utilizado os valores de momentos resistentes em FCN obtidos pelos ábacos e através da equação 31, foram montados os valores a serem utilizados no programa online, figura 31, como se segue:

Pilar com altura 5,20m

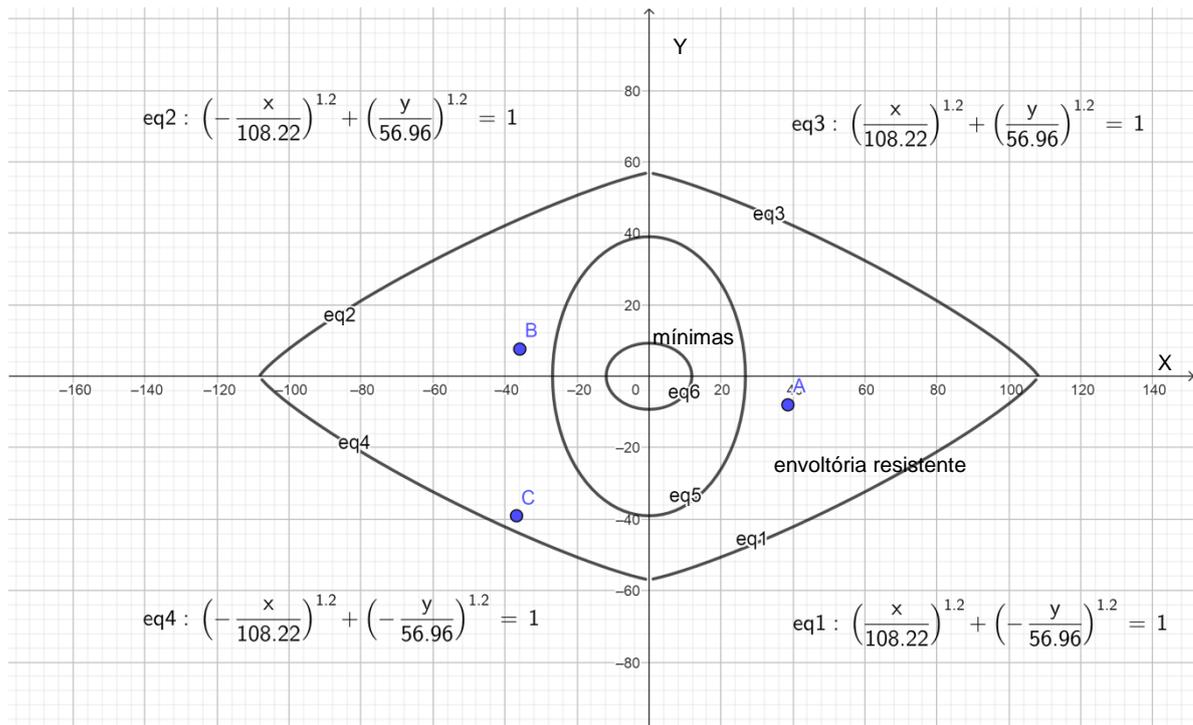
$$\left[\frac{MRd, x}{MRd, xx} \right]^\alpha + \left[\frac{MRd, y}{MRd, yy} \right]^\alpha = 1 \rightarrow \left[\frac{MRd, x}{108,224} \right]^{1,2} + \left[\frac{MRd, y}{56,96} \right]^{1,2} = 1$$

Ponto A → M1x,d,topo = 38,6 kN.m e M1y,d,topo = - 8,0 kN.m

Ponto B → M1x,d,base = - 35,9 kN.m e M1y,d,base = 7,6 kN.m

Ponto C → Mx,d,tot,intermed. = - 36,8 kN.m e My,d,tot,intermed. = - 39,064 kN.m

Figura 31 – Envoltória resistentes para pilar P5 com altura de 5,20m



Fonte: Autoria própria (2023)

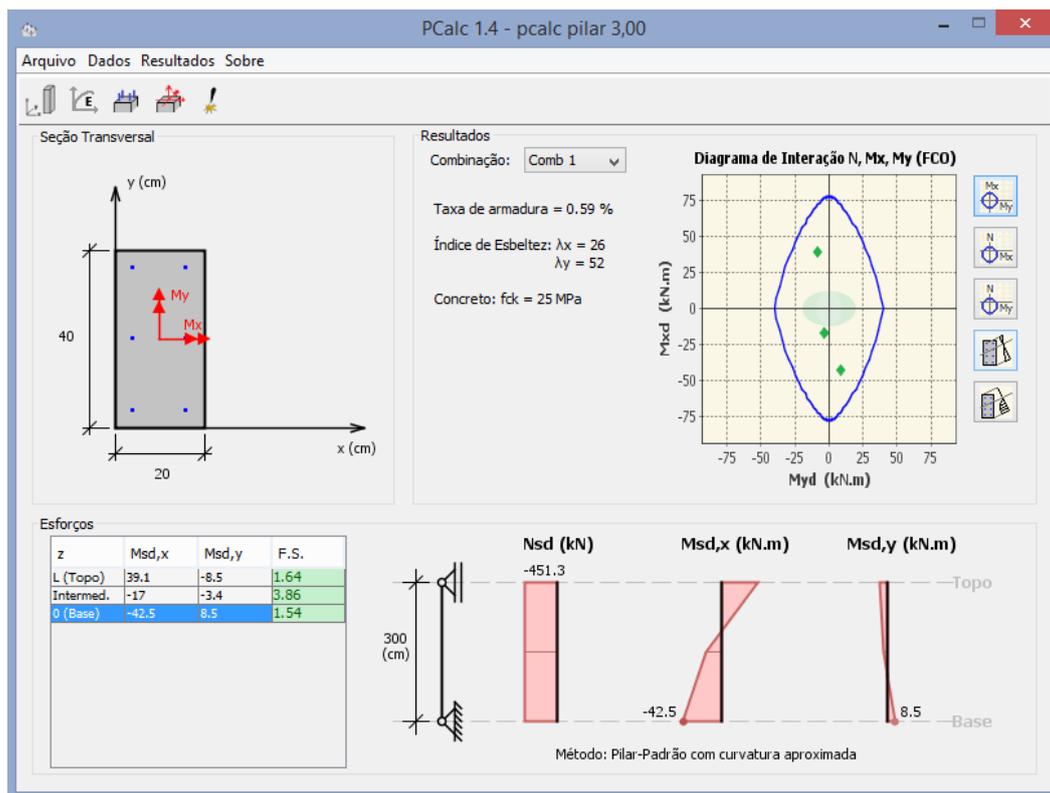
Observa-se que os pares de momentos solicitantes de projeto caíram dentro da envoltória resistente e que também atenderam as envoltórias mínimas impostas na norma (fora das mesmas), logo a segurança está garantida.

4.7 Verificação da capacidade resistente da seção pelo programa P-Calc

Por fim, após dimensionado o pilar, e obtido seus valores totais de momentos e as armaduras longitudinais, passou cada um dos elementos estudo pelo P-Calc, um programa computacional que assim como a norma, verifica a capacidade resistente das seções por envoltórias resistentes e envoltórias mínimas, afim de avaliar se os mesmos estão corretamente dimensionados para suportar as solicitações atuantes e com segurança.

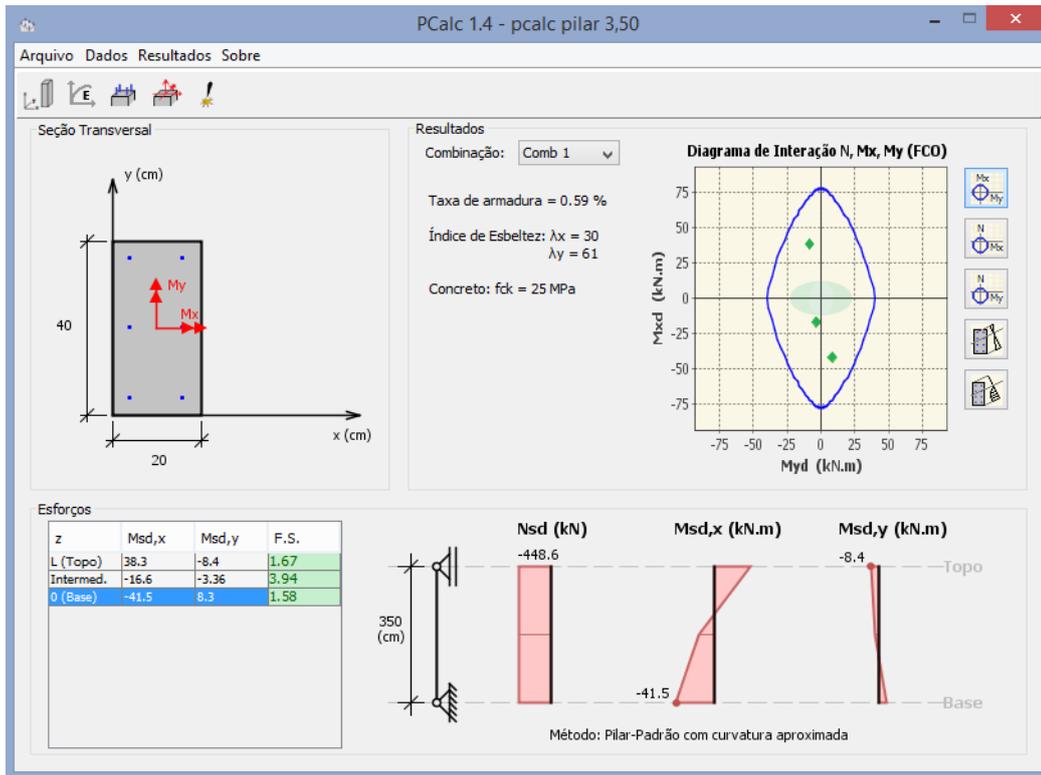
Na aba janela principal do programa, encontraram-se os resultados finais da avaliação, sendo demonstrados, o diagrama de interação, os gráficos de esforços e demais combinações de informações a respeito da seção analisada, conforme seguem-se nas figuras 32, 33, 34, 35, 36 e 37 abaixo:

Figura 32 - Janela principal do P-Calc para o pilar P5 com altura de 3,00m



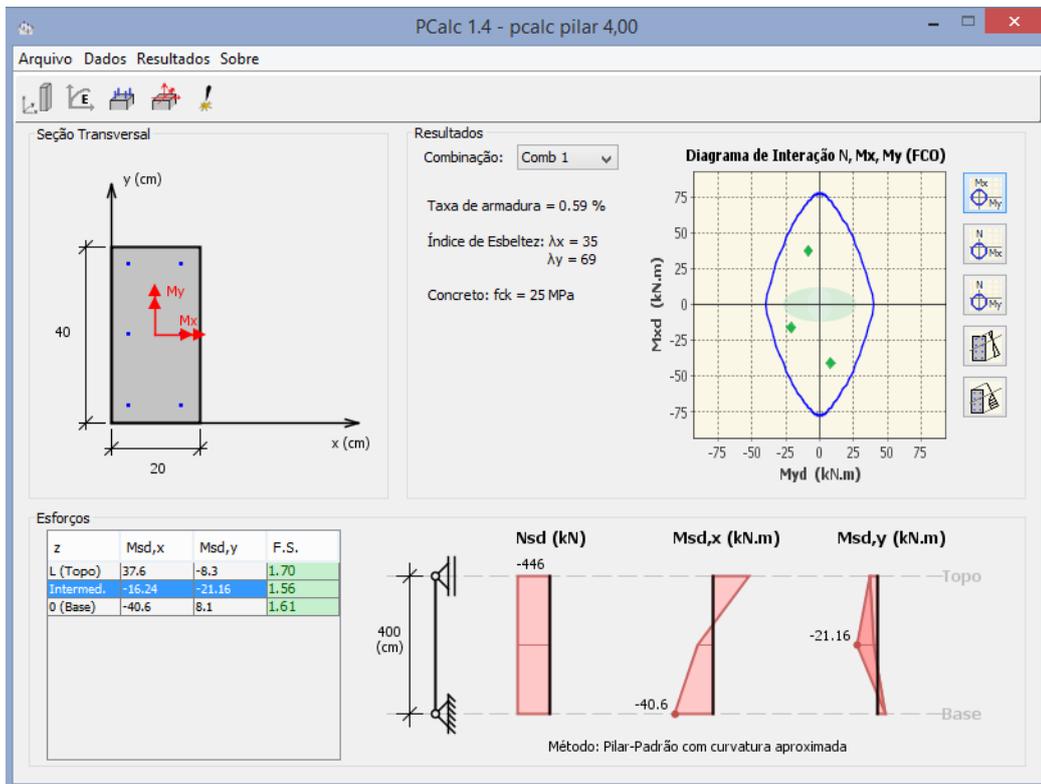
Fonte: P-Calc (2023)

Figura 34 - Janela principal do P-Calc para o pilar P5 com altura de 3,50m



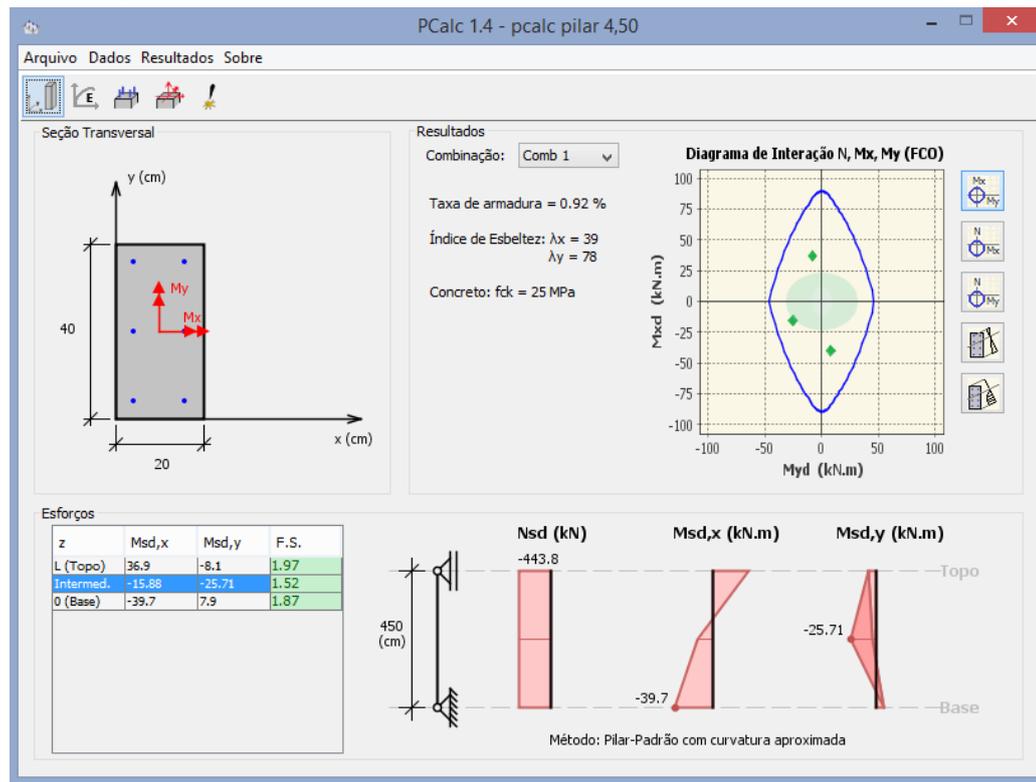
Fonte: P-Calc (2023)

Figura 33 - Janela principal do P-Calc para o pilar P5 com altura de 4,00m



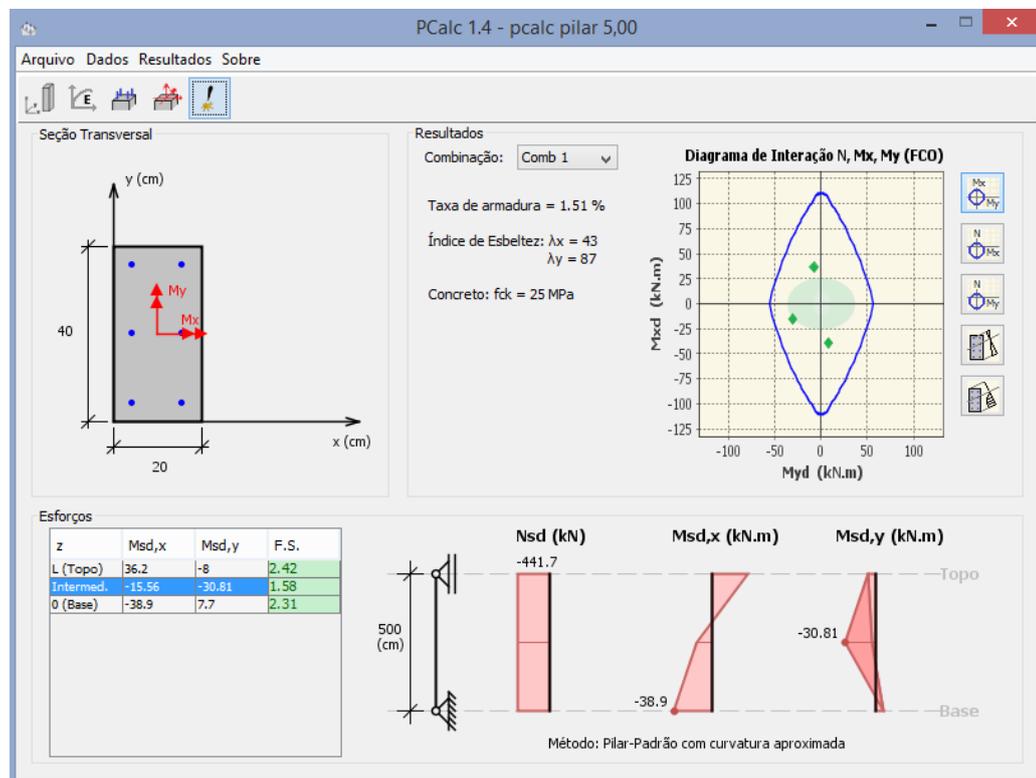
Fonte: P-Calc (2023)

Figura 35 - Janela principal do P-Calc para o pilar P5 com altura de 4,50m



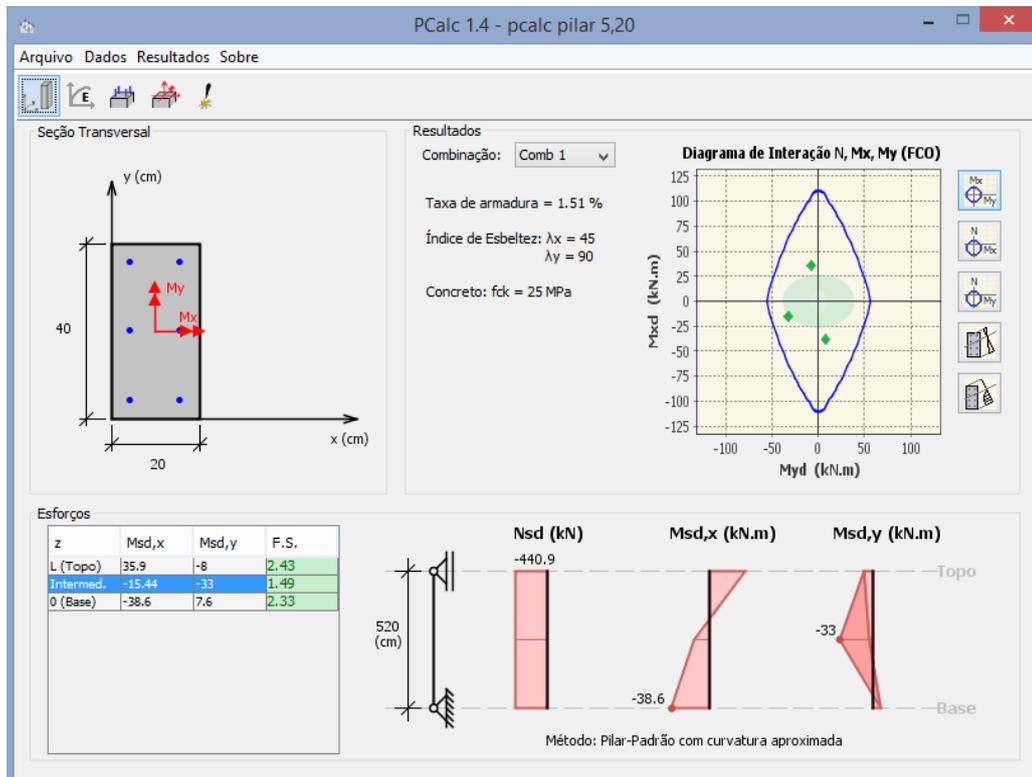
Fonte: P-Calc (2023)

Figura 36 - Janela principal do P-Calc para o pilar P5 com altura de 5,00m



Fonte: P-Calc (2023)

Figura 37 - Janela principal do P-Calc para o pilar P5 com altura de 5,20m



Fonte: P-Calc (2023)

Observa-se que ao rodar o programa para todos os 6 casos de comprimentos de flambagem, os momentos solicitantes de projeto de todos ficaram dentro das suas respectivas envoltórias resistentes e fora das suas respectivas envoltórias mínimas, demonstrando assim que a segurança em cada um dos modelos está garantida e com fatores de segurança aprovados.

Um fator interessante observado foi a não utilização do valor de $\alpha_b = 1$ nos casos em que o momento mínimo excede o valor de momento de primeira ordem, assim pode-se chegar a uma classificação de pilar como curto e não sendo considerado efeitos de segunda ordem, fazendo com que em alguns casos os valores de momentos totais finais fiquem menores, sendo desfavorável a segurança,

5 CONCLUSÃO

Este trabalho trouxe uma abordagem sobre o dimensionamento de pilares retangulares em flexo compressão oblíqua através do método de dimensionamento do pilar padrão com curvatura aproximada para o cálculo de momentos totais. Diversos modelos de comprimento de flambagem para uma mesma seção foram dimensionados e por meio da norma e do software P-Calc buscou-se verificar a resistência da seção aos esforços solicitantes, a fim de obter uma avaliação criteriosa para tomadas de decisões em um projeto estrutural com pilares deste tipo.

De acordo com os resultados obtidos os pilares apresentaram comportamentos esperados quanto a avaliação de flambagem, onde os elementos com seção finas e altura consideravelmente grandes, apresentaram-se classificados como peças medianamente esbeltas, sendo assim considerados efeitos de segunda ordem para aquela direção, uma vez que estes valores irão acrescer aos esforços de primeira ordem de projeto, sendo de grande importância para o cálculo de momento final e dimensionamento das armaduras dos mesmos.

Outro fator observado foi o acréscimo de dimensão da armadura final do pilar estudado, já esperado, para suportar os esforços da estrutura sem precisar aumentar o tamanho da seção ou ficar restrito a pequenas alturas entre vãos de lajes no lançamento do projeto. Assim as armaduras que para a altura de 3,00m seria necessário somente $6\phi 8,0\text{mm}$, mas que para seguir as prescrições da norma que orienta a utilização de $\phi 10,0\text{mm}$ como armadura mínima longitudinal na seção, adotou-se $6\phi 10,0\text{mm}$, e chegaram a $6\phi 16,0\text{mm}$ para os pilares com altura de 5,20m.

Com relação ao programa utilizado, observou-se algumas peculiaridades: o mesmo não calcula por si só os momentos mínimos de projeto, sendo necessário o cálculo externo por quem está dimensionando a armadura conforme equações da norma, e avaliar se o mesmo se apresenta menor ou maior aos momentos de primeira ordem de projeto, para assim decidir pelo maior, e ser utilizado de forma avaliativa por quem utiliza o programa. Outro fator observado foi a não utilização do valor de $\alpha_b = 1$ nos casos em que o momento mínimo excede o valor de momento de primeira ordem, fazendo com que em alguns casos os valores de momentos totais finais fiquem menores, sendo desfavorável a segurança, uma vez que pode chegar a classificar o pilar como curto e não sendo considerado efeitos de segunda ordem.

Com relação as envoltórias de momento resistente e envoltórias mínimas apresentadas pelo programa, observa-se que os pilares dimensionados se encontraram todos com a segurança garantida, e que os mesmos estão distantes dos limites da envoltório resistente, com seus fatores de segurança com valores em média acima de 1,50.

Para trabalhos futuros recomenda-se uma avaliação com alturas constantes de comprimentos de flambagem e variação nas dimensões de suas seções, bem como mudanças nas formas geométricas dos pilares como para seções retangulares vazadas, quadradas, quadradas vazadas, circulares e circulares vazadas, a fim de se obter maiores afirmações para a correlação comprimento de flambagem por dimensões geométricas das seções por flambagem dos elementos esbeltos. Recomenda-se ainda para futuros trabalhos análises econômicas entre os diferentes métodos de dimensionamento apresentados pela norma 6118:2014.

REFERÊNCIAS

- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto - Procedimento. 3 ed. Rio de Janeiro: [S.N.], 2014. 256 p.
- BASTOS, Paulo Sérgio. **Estruturas de concreto 2**: flexão composta e pilares de concreto armado. Bauru: [S.N.], 2021. 183 p.
- CÂMARA, Ana Stela Vieira Mendes *et al.* **Guia de normalização de trabalhos acadêmicos do Centro Universitário Christus**. Fortaleza: Unichristus, 2019. 154 p.
- CARDOSO JÚNIOR, S. D; Kimura, A. E. **Sistema computacional para análise não linear de pilares de concreto armado**. 55º Congresso Brasileiro do Concreto, IBRACON, 2013.
- CARVALHO, Roberto Chust; PINHEIRO, Libânio Miranda. **Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado**: volume 2. São Paulo: Pini Ltda, 2009. 588 p.
- FLORES, Renan Silveira Collares Thompson. **DIMENSIONAMENTO DE PILARES DE CONCRETO ARMADO**: análise comparativa entre os métodos aproximados estabelecidos pela nbr 6118:2014. 2022. 73 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Centro de Tecnologia, Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, 2022. Disponível em: https://repositorio.ufsm.br/bitstream/handle/1/25989/TCC_Renan.pdf?sequence=1&isAllowed=y. Acesso em: 29 out. 2022.
- LOBO, Leonardo Gutierrez. **SOFTWARE ON-LINE PARA DETERMINAÇÃO DAS ARMADURAS DE PILARES RETANGULARES DE CONCRETO ARMADO**. 2021. 117 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Centro de Tecnologia, Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia de São Paulo, Votuporanga, 2021. Disponível em: <https://vtp.ifsp.edu.br/nev/Armadura-pilar/TCC%20-%20LEONARDO%20GUTIERRES%20LOBO%20-%201610252.pdf>. Acesso em: 05 nov. 2022.
- NASCIMENTO, Francisco Paulo do; SOUSA, Flavio Luis Leite. **Metodologia da pesquisa científica**: teoria e prática. Brasília: Thesaurus, 2015. 384 p.
- OLIVEIRA, Lucas Corona de. **MINIMIZAÇÃO DO CUSTO DE SEÇÕES POLIGONAIS DE PILARES EM CONCRETO ARMADO SUBMETIDAS À FLEXOCOMPRESSÃO OBLÍQUA COM ALGORITMO QPSO**. 2021. 132 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Centro de Tecnologia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2021. Disponível em: <https://www.lume.ufrgs.br/bitstream/handle/10183/229430/001129744.pdf?sequence=1>. Acesso em: 05 nov. 2022.
- PINHEIRO, Libânio Miranda; BARALDI, Lívio Túlio; POREM, Marcelo Eduardo. **Estruturas de concreto**: ábacos para flexão oblíqua. São Carlos: [S.N.], 2014. 108 p. Disponível em:

<https://wwwp.feb.unesp.br/pbastos/concreto2/Abacos%20Flexao%20Obliqua%20Pinheiro.pdf>. Acesso em: 30 out. 2022.

VENTURINI, Wilson Sérgio; RODRIGUES, Rogério de Oliveira. **Dimensionamento de pelas retangulares de concreto armado solicitadas à flexão reta**. São Carlos: [S.N.], 1987. 133 p. Disponível em: <https://vtp.ifsp.edu.br/nev/Armadura-pilar/assets/pdf/flexreta.pdf>. Acesso em: 30 out. 2022.

VENTURINI, Wilson Sérgio; BORTOLIN, Admilson Aparecido; FERREIRA, Armando. **Dimensionamento de peças retangulares de concreto armado solicitadas à flexão oblíqua**. São Carlos: [S.N.], 2021. 148 p. Disponível em: <http://repositorio.eesc.usp.br/bitstream/handle/RIEESC/7638/Dimensionamento%20de%20pecas%20retangulares%20de%20concreto%20armado%20solicitadas%20a%20flexao%20obliqua.pdf?sequence=1>. Acesso em: 30 out. 2022.