

UNIVERSIDADE TECNOLÓGICA FEDERAL DO PARANÁ

ELOÍSA LIMA ALBERTI

**VERIFICAÇÃO DA CONFORMIDADE DA TAXA DE ARMADURA DE PILAR PRÉ-
MOLDADO: ESTUDO DE CASO PARA UM GALPÃO EM ESTRUTURA MISTA**

**PATO BRANCO
2021**

ELOÍSA LIMA ALBERTI

VERIFICAÇÃO DA CONFORMIDADE DA TAXA DE ARMADURA DE PILAR PRÉ-MOLDADO: ESTUDO DE CASO PARA UM GALPÃO EM ESTRUTURA MISTA

VERIFICATION OF THE CONFORMITY FOR ARMOR RATE OF PRECAST CONCRETE COLUMN: CASE STUDY FOR A CONCRETE AND STEEL SHED

Trabalho de Conclusão de Curso de Graduação apresentado como requisito para obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil da Universidade Tecnológica Federal do Paraná (UTFPR).

Orientadora: Prof^ª. Dr^ª. Heloiza Piassa Benetti

**PATO BRANCO
2021**



[4.0 Internacional](https://creativecommons.org/licenses/by-nc-sa/4.0/)

Esta licença permite remixe, adaptação e criação a partir do trabalho, para fins não comerciais, desde que sejam atribuídos créditos ao(s) autor(es) e que licenciem as novas criações sob termos idênticos. Conteúdos elaborados por terceiros, citados e referenciados nesta obra não são cobertos pela licença.

ELOÍSA LIMA ALBERTI

VERIFICAÇÃO DA CONFORMIDADE DA TAXA DE ARMADURA DE PILAR PRÉ-MOLDADO: ESTUDO DE CASO PARA UM GALPÃO EM ESTRUTURA MISTA

Trabalho de conclusão de curso apresentado como requisito para obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil da Universidade Tecnológica Federal do Paraná (UTFPR).

Data de aprovação: 26/novembro/ 2021

Tobias Jun Shimosaka
Mestre em Engenharia de Materiais
Universidade Tecnológica Federal do Paraná – Campus Pato Branco

Gustavo Lacerda Dias
Doutor em Engenharia Civil
Universidade Tecnológica Federal do Paraná – Campus Pato Branco

Heloiza Aparecida Piassa Benetti
Doutora em Engenharia de Produção
Universidade Tecnológica Federal do Paraná – Campus Pato Branco

**PATO BRANCO
2021**

AGRADECIMENTOS

Recordo Hemingway quando diz importar mais quem está nas trincheiras ao seu lado do que a própria guerra. Creio ser bênção de Deus a amizade que se mantém em meio às adversidades rotineiras. Escrevo com coração sincero a vocês que tornam os dias cinzentos em sol radiante.

Grata à família de sangue, especialmente minha mãe Katia Valeria e minha avó Evanira, aos familiares de coração, a aqueles que me sustentaram e sempre estenderam a mão, aos ombros amigos, aos incansáveis apoiadores dos meus passos. Tê-los comigo engrandece a jornada e fortalece o caminhar.

Grata aos amigos da graduação e honrada por compartilhar os anos de universidade com pessoas empenhadas, atenciosas e de muita bondade, dignas de um futuro brilhante, e das quais me orgulho por chamar de amigos.

Aos meus amigos de perto e de longe que diversas vezes ouviram-me recusar um convite, pois precisava estudar, e, apesar disso, não permitiram que nossa amizade caísse no esquecimento, eu tenho enorme gratidão. Que eu possa retribuir o zelo com a mesma grandeza.

Aos meus parceiros nas longas viagens do Paraná ao Mato Grosso e em outras tantas situações difíceis que passamos juntos, sou grata pela companhia e sempre me divertirei lembrando das nossas histórias.

À professora Dra. Heloiza Piassa, minha sincera admiração pela humanidade que sempre demonstrou, pelo esmero em orientar e por compreender os esforços feitos. Considero exemplo para mim e sou imensamente grata pela oportunidade de tê-la comigo nesta etapa.

Aos professores que contribuíram com conhecimento técnico e prático, e que, com sua experiência e boas histórias, instigaram o desejo de crescimento em mim, agradeço pelo ensino e partilha nesses anos de UTFPR.

Aos integrantes da banca examinadora, Prof. Dr. Gustavo Lacerda Dias e Prof. Msc. Tobias Jun Shimosaka, por disponibilizarem seu tempo e compartilharem instruções de melhoria.

À empresa envolvida no estudo, agradeço pela oportunidade de estágio e pelo empréstimo de seu acervo, bem como aos colegas de trabalho que, em conjunto, contribuíram significativamente para o desenvolvimento desta pesquisa.

RESUMO

Este trabalho apresenta uma abordagem panorâmica das estruturas pré-moldadas para edifícios de um único pavimento, os galpões, os quais têm se destacado como um dos mais representativos destinos do concreto pré-moldado no país, a verificar-se pelo número de obras em andamento. Permeada pelo horizonte de crise sanitária vivenciado nos últimos dois anos, a pesquisa buscou dar conhecimento acerca do desafio enfrentado pelas construtoras quando dos impactos gerados sobre os custos e disponibilidade de insumos principais da construção civil, em que o foco se voltou à escassez de aço e à alta dos preços no mercado nacional. Em vista da situação-problema, propôs-se avaliar a possibilidade de uma redução do consumo de aço para produção de pilares pré-moldados a partir de um projeto de referência de uma empresa da região Centro-Oeste do Brasil. O alvo da pesquisa foi verificar a conformidade da taxa de armadura em prática na empresa envolvida, de acordo com as normativas ABNT NBR 6118:2014 e ABNT NBR 9062:2017. Para isso, foram desenvolvidos o dimensionamento do elemento estrutural pilar de concreto armado pré-moldado que compõe pórtico em estrutura mista de um galpão, bem como a verificação das solicitações geradas nas situações transitórias de desforma, armazenamento, transporte e montagem, às quais a estrutura pré-moldada está submetida. Os carregamentos devidos aos ventos foram obtidos com auxílio do *software* Visual Ventos, enquanto que os esforços internos resultantes de todas as ações envolvidas foram obtidos a partir de lançamento da estrutura no *software* Ftool. A análise dos esforços resultou em duas situações críticas, em que o pilar estaria possivelmente submetido a esforços de compressão em uma delas, e de tração em outra situação de cálculo. O dimensionamento da seção conduziu a áreas de aço distintas e discrepantes, quais sejam, 10,0 cm² na análise da compressão e 17,5 cm² na análise da tração. Dessa forma, adotou-se, a favor da segurança, a situação com maior área de aço encontrada (17,5 cm²) como valor de comparação, ao que foi concluída a não possibilidade de redução do consumo de aço para um galpão com tais características e esforços atuantes. Ainda foi observada a necessidade de uma taxa de armadura maior na seção transversal do elemento pilar, em se considerando os esforços de vento de sucção que tendem a promover o arrancamento dos pilares, de modo que estes atuem majoritariamente como contrafortes na estrutura do galpão.

Palavras-chave: concreto pré-moldado; aço; análise estrutural; cálculo estrutural.

ABSTRACT

This research presents a panoramic approach of precast structures for sheds. These buildings have been emphasized as the most common destination of precast concrete in Brazil, as seen by the amount of constructions in progress. This study proposed to present the challenges faced by many building companies in the last two years, caused by the sanitary crisis scenario. The effects were noticed by the steel price rises and the lack of raw material on the national market. Therefore, the study goals were to estimate the conformity of the steel rate for a precast column based on a reference project by a company in midwest Brazil, and also based on the brazilian standards ABNT NBR 6118:2014 and ABNT NBR 9062:2017. For this purpose, the design of the structural element for a shed was studied under two considerations about the actions in precast concrete structures, performed in the free softwares Visual Ventos and Ftool. The first consideration was a case of oblique compression on the column, while the second case was traction. The results were compared with the ones originally practiced on the company, and the new steel rates were analyzed. The steel rate obtained on a section of the column for a traction case were 17,5 cm², wich is higher than the original project (10,0 cm²), with major consume of longitudinal armor in the new project. It shows that, for structural safety, the reduction of the steel rate is not viable in sheds submitted to large wind actions.

Keywords: precast concrete; steel; structural analysis; structural calculation.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Ligação aço-concreto através de chapa de apoio	25
Figura 2 – Formas básicas dos sistemas estruturais com elementos de eixo reto	26
Figura 3 – Comparação de momentos em pórticos moldados in loco e pré-moldados	27
Figura 4 – Modelo de treliça metálica	28
Figura 5 – Ligação entre o pilar e a treliça de cobertura	29
Figura 6 – Tipos de colarinho	29
Figura 7 – Modelo de tesoura treliçada metálica e posicionamento de terças	30
Figura 8 – Contraventamento em estrutura de galpão pré-moldado	31
Figura 9 – Laço para içamento de peças pré-moldadas	32
Figura 10 – Fluxograma das etapas da pesquisa	37
Figura 11 – Corte transversal da estrutura do galpão 20x50m	40
Figura 12 - Perspectiva da estrutura do galpão pré-moldado 20x50m	40
Figura 13 – Detalhamento do pilar pré-moldado	41
Figura 14 – Modelo de treliça de cobertura do galpão	42
Figura 15 – Disposição das terças na treliça	42
Figura 16 – Perfil U enrijecido para terças	48
Figura 17 – Isopletas para velocidade básica do vento $V0$ (m/s)	51
Figura 18 – Esforços resultantes críticos para vento a 0°	52
Figura 19 – Esforços críticos para vento a 90° , com $C_{pi}=0,0$ e $-0,30$, respectivamente	52
Figura 20 – Interface do <i>software</i> Oblíqua	58
Figura 21 – Montagem do pilar em obra	62
Figura 22 – Entrada dos dados de geometria do galpão	70
Figura 23 – Entrada da velocidade básica do vento na região	71
Figura 24 – Estimativa do fator $S1$	72
Figura 25 – Estimativa do fator $S2$	72
Figura 26 – Estimativa do fator $S3$	73
Figura 27 – Coeficiente de pressão interna	73
Figura 28 – Combinações de vento	74
Figura 29 – Esforços resultantes na estrutura	75
Figura 30 – Carregamentos devidos ao peso próprio	78
Figura 31 – Momentos fletores na seção de menor inércia do pilar para PP	78

Figura 32 - Configuração deformada da estrutura para PP	78
Figura 33 - Carregamentos devidos à sobrecarga de manutenção	81
Figura 34 – Momentos fletores na maior inércia do pilar para SC	81
Figura 35 – Deformada da estrutura e reações de apoio para sobrecarga	81
Figura 36 – Carregamentos devidos ao vento V01	84
Figura 37 – Esforços resultantes de momento fletor e reações de apoio para V01	84
Figura 38 – Deformada da estrutura e reações de apoio para V01	84
Figura 39 – Carregamentos devidos ao vento V02	86
Figura 40 – Esforços resultantes de momento fletor e reações de apoio para V02	86
Figura 41 – Deformada da estrutura e reações de apoio para V02	86
Figura 42 – Carregamentos devidos ao vento V03	88
Figura 43 – Esforços resultantes de momento fletor e reações de apoio para V03	88
Figura 44 – Deformada da estrutura e reações de apoio para V03	88
Figura 45 – Situação de cálculo para seções de extremidade em pilar de canto	96
Figura 46 – Situações de cálculo para seção intermediária em pilar de canto	97
Figura 47 – Interface do Oblíqua para bitola de 10,0 mm e 1ª s.c.	99
Figura 48 – Interface do Oblíqua para bitola de 10,0 mm e 2ª s.c.	100
Figura 49 – Interface do Oblíqua para bitola de 12,5 mm e 1ª s.c.	100
Figura 50 – Interface do Oblíqua para bitola de 12,5 mm e 2ª s.c.	101
Figura 51 – Flexo-tração com grande excentricidade	105
Figura 52 – Esquema estático do içamento do pilar	114
Figura 54 – Tabela KMD	117

LISTA DE QUADROS

Quadro 1 – Possibilidades de sistemas para galpões pré-moldados	25
Quadro 2 – Resumos das ligações em pórticos pré-moldados.....	27
Quadro 3 – Resumos das ligações possíveis em estruturas pré-moldadas	27
Quadro 4 – Situações Transitórias para Manuseio de Elementos Pré-Moldado.....	61

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Tolerâncias para pilares pré-moldados	33
Tabela 2 – Relação entre a CAA e a qualidade do concreto.....	44
Tabela 3 - Correspondência entre CAA e o cobrimento nominal ($\Delta c = 5$ mm)	45
Tabela 4 – Traço unitário e por m ³ do concreto estrutural de 30 MPa.....	45
Tabela 5 - Resumo dos esforços gerados em função do peso próprio.....	50
Tabela 6 – Resumo dos esforços gerados em função da sobrecarga	50
Tabela 7 – Parâmetros para determinação da pressão dinâmica do vento.....	52
Tabela 8 – Descrição das situações de carregamento de vento	53
Tabela 9 – Resumo dos esforços resultantes do vento na edificação	53
Tabela 10 – Combinações de esforços atuantes no pilar	55
Tabela 11 – Resultados do dimensionamento à flexo-compressão oblíqua.....	59
Tabela 12 – Resultados encontrados para dimensionamento à flexo-tração	60
Tabela 13 – Resumo comparativo das armaduras longitudinais estudadas	63
Tabela 14 – Comparativo entre a área de aço para desmoldagem e mínima	63
Tabela 16 – Dados para peso próprio da estrutura.....	77
Tabela 17 – Dados para sobrecarga de manutenção	80
Tabela 18 – Dados para vento V01	83
Tabela 19 – Dados para vento V02	85
Tabela 20 – Dados para vento V03	87
Tabela 21 - Esforços de cálculo para flexo-compressão oblíqua.....	90
Tabela 22 – Resumo das situações de cálculo	98
Tabela 23 – Resumo da análise do Oblíqua para armadura longitudinal	101

LISTA DE SIGLAS E SÍMBOLOS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
NBR	Norma Brasileira
CBIC	Câmara Brasileira da Indústria da Construção Civil
CBCA	Centro Brasileiro da Construção em Aço
CAA	Classe de agressividade ambiental
ELU	Estado limite último
ELS	Estado limite de serviço
ELS-F	Estado limite de formação de fissuras
ELS-W	Estado limite de abertura de fissuras
ASTM	<i>American Society for Testing and Materials</i>
LN	Linha neutra da seção transversal
$g_{eq,d}$	Carga dinâmica equivalente de cálculo
β_a	Coefficiente de amplificação dinâmica
γ_f	Coefficiente de ponderação das ações dinâmicas
f_{ck}	Resistência característica do concreto à compressão
a/c	Relação água cimento
PP_{telhas}	Peso próprio das telhas
$PP_{terças}$	Peso próprio das terças
$PP_{contrav.}$	Peso próprio do contraventamento
PP_{banzos}	Peso próprio dos banzos da treliça
$PP_{interno}$	Peso próprio dos montantes e diagonais da treliça
$PP_{cobertura\ total}$	Peso próprio total dos elementos de cobertura
PP_{pilar}	Peso próprio do pilar
c	Cobrimento de armadura
Δc	Tolerância de execução para cobrimento
V_0	Velocidade básica do vento
S_1	Fator topográfico de análise do vento
S_2	Fator topográfico de análise do vento
S_3	Fator estatístico de análise do vento
C_{pi}	Coefficiente de pressão interna do vento

$F_{Gi,k}$	Valor característico das ações permanentes
γ_g	Coefficiente de ponderação das ações permanente
$F_{Q1,k}$	Valor característico da ação variável principal
γ_q	Coefficiente de ponderação das ações variáveis
$\psi_{0,j} F_{Qj,k}$	Valor reduzido de combinação das ações variáveis
N	Esforço normal de compressão
M_{base}	Momento na base do pilar
M_{topo}	Momento o topo do pilar
M_{1A}	Maior momento fletor nas seções de extremidade
M_{1B}	Momento fletor secundário nas seções de extremidade
M_{1C}	Momento fletor na seção intermediária
e_{1A}, e_{1B}	Excentricidade de primeira ordem nas seções de extremidade
N_{sd}	Esforço normal solicitante de cálculo
$M_{1d,mín}$	Momento mínimo de cálculo de 1ª ordem
λ	Índice de esbeltez
λ_1	Índice de esbeltez limite
h	Altura da seção do pilar na direção considerada
i	Raio de giração
I	Inércia da seção
A_c	Área das seção bruta de concreto
e_2	Excentricidade de 2ª ordem
$\phi_{l,est}$	Bitola estimada da armadura longitudinal
$\phi_{t,est}$	Bitola estimada da armadura transversal
M_{xd}, M_{yd}	Momento de cálculo nas direções x e y
$\frac{d'_x}{h_x}, \frac{d'_y}{h_y}$	Altura relativa da armadura nas duas direções
μ_x, μ_y	Esforço reduzido adimensional
ω	Taxa mecânica de armadura
A_s	Área de aço na seção
$A_{s,mín}$	Área de aço mínima
$A_{s,máx}$	Área de aço máxima

b_w	Largura da seção transversal
d	Altura útil da seção transversal
x	Posição da linha neutra na seção transversal
x_{3-4}	Posição da linha neutra no limite entre os domínios 3 e 4
R_{sd}	Resultante solicitante de cálculo
p_k	Carga adicional devido ao efeito de aderência
σ_{ad}	Tensão de aderência
$A_{sup/m}$	Área superficial de contato do pilar com a fôrma por metro
g_k	Carga permanente característica
$g_{eq,d}$	Carga permanente equivalente de cálculo
l	Comprimento do pilar
KMD, KX, KY	Adimensionais
M_d^+, M_d^-	Momentos máximos positivo e negativo
$F_{d,ser}$	Força de cálculo para combinações de serviço
M_{ser}^+, M_{ser}^-	Momentos de serviço
f_{ctm}	Resistência característica média do concreto à tração
y_t	Distância da fibra mais tracionada da seção
M_r	Momento de fissuração
f_{yd}	Resistência de cálculo ao escoamento do aço

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	17
1.1	Objetivo geral	18
1.2	Objetivos específicos	19
1.3	Justificativa	19
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	21
2.1	Concreto pré-moldado	21
2.2	Estruturas pré-moldadas no Brasil	21
2.3	Custos dos materiais	22
2.4	Projetos de estruturas pré-moldadas	23
2.5	Definição e tipologias de galpões	24
2.6	Concepção estrutural	25
2.6.1	Sistemas estruturais de esqueleto para galpões.....	26
2.6.2	Galpões em estrutura mista.....	28
2.6.3	Ligação do pilar de concreto armado com a estrutura de cobertura metálica.....	28
2.6.4	Ligação do pilar com a fundação	29
2.7	Elementos de cobertura de galpões	30
2.7.1	Telhas.....	30
2.7.2	Terças.....	30
2.7.3	Contraventamentos	31
2.8	Situações transitórias	31
2.8.1	Desmoldagem	31
2.8.2	Manuseio e armazenamento.....	32
2.8.3	Transporte	32
2.8.4	Montagem	33
2.8.5	Consideração dos efeitos dinâmicos	33
2.9	Método de cálculo	34
2.9.1	Segurança e estados limites	34
2.9.2	Considerações sobre a estabilidade global.....	34
3	METODOLOGIA	36
3.1	Caracterização da pesquisa	36
3.2	Delineamento da pesquisa	37

3.3	Ferramentas	38
3.4	Estudo de caso	38
3.4.1	A empresa	38
3.4.2	Caracterização do projeto	39
3.4.3	Estrutura de concreto	40
3.4.4	Estrutura metálica de cobertura	42
4	ANÁLISE ESTRUTURAL E DIMENSIONAMENTO	44
4.1	Parâmetros do concreto estrutural	44
4.1.1	Definições preliminares	44
4.1.2	Materiais	45
4.1.3	Resistências.....	46
4.2	Ações a considerar	47
4.2.1	Ações permanentes	47
4.2.2	Ações variáveis	50
4.2.2.1	Cargas acidentais.....	50
4.2.2.2	Ação do vento.....	51
4.3	Combinações de ações	53
4.4	Dimensionamento do pilar à flexo-compressão.....	56
4.4.1	Método do pilar padrão de curvatura aproximada	57
4.4.2	Determinação da área de aço na seção.....	58
4.5	Verificação da tração no pilar	59
4.6	Verificação das situações transitórias	60
4.6.1	Desmoldagem do pilar	61
4.6.2	Montagem da estrutura	62
4.7	Comparativo dos resultados	62
5	CONSIDERAÇÕES FINAIS	64
5.1	Sugestões de pesquisas futuras	65
	REFERÊNCIAS	66
	APÊNDICE A – Memorial de cálculo de vento no galpão.....	69
	APÊNDICE B – Carregamento devido ao peso próprio.....	76
	APÊNDICE C – Carregamento devido à sobrecarga	79
	APÊNDICE D – Carregamento devido ao vento.....	82
	APÊNDICE E – Dimensionamento à flexo-compressão oblíqua	89
	APÊNDICE F – Dimensionamento à flexo-tração	104

APÊNDICE G – Verificação das situações transitórias.....	108
ANEXO A – Tabela KMD	116

1 INTRODUÇÃO

A construção civil ainda é vista como uma indústria arcaica, uma vez que os serviços dependem majoritariamente da mão de obra humana. De fato, nos canteiros de obras brasileiros há um nítido predomínio de sistemas construtivos convencionais marcados pela aplicação de técnicas defasadas ligadas à baixa produtividade e ao desperdício de materiais, além da pouca atenção dedicada ao controle de qualidade (EL DEBS, 2017).

A abertura do setor às técnicas de industrialização progressiva dos processos construtivos vem sendo uma tendência no Brasil, como comenta Melo (2004). Nesse sentido, a pré-moldagem apresenta-se como uma alternativa bastante competitiva por atender de modo eficiente às exigências do mercado da construção quanto ao desempenho e segurança estrutural, durabilidade, economia e velocidade de execução (VAN ACKER, 2002).

Desta forma, este trabalho pauta-se na importância de valorizar métodos mais efetivos de construir, como as construções pré-moldadas. Van Acker (2002) aponta que a morosidade dos métodos tradicionais se choca com a necessidade do mercado de retorno dos investimentos em menor prazo. Em especial, em se tratando de obras de destinação comercial, industrial ou agrícola, a característica de agilidade da construção pré-moldada mostra-se como vantagem decisória.

O foco deste trabalho delimita-se ao estudo de galpões pré-moldados em concreto na Região Centro-Oeste do país. Essa região é fortemente conduzida pelo agronegócio e, por isso, uma das principais demandas tem sido por galpões com finalidade agropecuária e agroindustrial para depósitos de produtos agrícolas, escritórios rurais, entre outros usos.

Melo (2004) destaca os galpões como uma das principais linhas de atuação da pré-moldagem no Brasil. Também conceitua essas edificações como sendo estruturas sem pavimentos intermediários, cuja principal característica estrutural são os pilares bastante solicitados a momentos fletores e pequenas cargas verticais.

Considerando que os elementos pré-moldados em concreto armado têm como insumos básicos o cimento e o aço, entende-se a preocupação desse setor diante do cenário de escassez dos insumos vivido nos últimos meses. Quanto ao aço, o Instituto Aço Brasil (2020) explica que a brusca queda do consumo da construção civil, como consequência da pandemia da Covid-19, levou a indústria siderúrgica nacional a paralisar temporariamente várias unidades produtoras de aço, de forma a evitar prejuízos.

Entretanto, um ano depois do início da pandemia, os efeitos dessa decisão ainda são sentidos no setor, em função da incerteza acerca da garantia de estoque de aço para fornecimento

ao consumidor no varejo, atacado e distribuidores. O desabastecimento e a elevação do preço do insumo, como resposta ao volume demandado, têm sido desafios para diversas obras em andamento no país.

Isso posto, esse trabalho objetiva responder ao seguinte questionamento: É possível uma redução do consumo de aço em um galpão pré-moldado em estrutura mista, quando da verificação da armadura do elemento pilar de concreto armado, com vistas à redução de sua taxa de armadura? Para isso, o trabalho propôs-se a dimensionar esse elemento estrutural, considerando os critérios de segurança estabelecidos pelas normas ABNT NBR 9062:2017 e NBR 6118:2014, no sentido de verificar a conformidade da armadura considerada em projeto existente bem como a possibilidade de redução dessa taxa de consumo de aço nos elementos.

Seguem-se, ainda neste capítulo, os objetivos pretendidos e a justificativa da pesquisa. No capítulo 2, apresenta-se uma revisão bibliográfica das principais características dos galpões de concreto pré-moldado. O capítulo 3 trata da metodologia de desenvolvimento deste trabalho, em que são abordadas as especificidades da pesquisa e as etapas a serem cumpridas para que os objetivos sejam atingidos, bem como a caracterização do estudo de caso.

O capítulo 4 apresenta os critérios para a obtenção dos esforços solicitantes e combinações, o método de cálculo, além de descrever as etapas de dimensionamento da peça estrutural pré-moldada. No capítulo 5, são analisados e discutidos os resultados de modo comparativo. Por fim, no capítulo 6, são apresentadas as considerações finais da pesquisa e sugestões para trabalhos futuros.

Os cálculos desenvolvidos para obtenção dos esforços solicitantes, para o dimensionamento e verificações necessárias, são apresentados nos Apêndices deste trabalho. Como forma de Anexo, são trazidos recortes da literatura indispensáveis à elucidação das metodologias empregadas no desenvolvimento do estudo.

1.1 Objetivo geral

Dimensionar o elemento pilar de concreto armado que compõe a estrutura de um galpão pré-moldado e verificar a conformidade da taxa de armadura considerada em projeto de uma empresa da Região Centro-Oeste, de modo a avaliar a possibilidade de redução da taxa de consumo de aço na armadura longitudinal dos pilares.

1.2 Objetivos específicos

- Caracterizar o elemento pilar em estudo quanto às solicitações de projeto;
- Determinar os parâmetros de dimensionamento para pilares pré-moldados em concreto armado e pré-moldado, segundo as normas ABNT NBR 9062:2017 e NBR 6118:2014;
- Realizar dimensionamento do pilar visando a obtenção de uma menor área de aço;
- Promover discussão comparativa entre o resultado encontrado e a solução adotada por empresa da Região Centro-Oeste.

1.3 Justificativa

Este trabalho delimita-se em torno do estudo de um pilar pré-moldado por reconhecer a importância desse elemento para a estrutura de um galpão simples, em que os pórticos têm caráter decisivo para a estabilidade global.

A razão dessa escolha é o entendimento de que o elemento de sustentação vertical do pórtico, designado pelo pilar de concreto armado pré-moldado, é predominante em galpões no Brasil. Isso se aplica tanto aos pórticos executados totalmente em estrutura de concreto armado, quanto aos casos em que ocorre uma estrutura mista de pilares de concreto e tesouras treliçadas metálicas de aço. Assim, uma análise detalhada de soluções mais econômicas torna-se relevante.

É válido comentar também que no setor de pré-moldados há certo empirismo no dimensionamento de galpões. Alega-se a semelhança entre projetos, a pequena variabilidade das solicitações e a experiência de obra como suficientes para garantir que uma determinada solução proporcionará o adequado desempenho da estrutura durante toda sua vida útil.

Comumente são feitas alterações em projetos preexistentes apenas quanto à distribuição dos elementos e dos vãos entre eles. Adotam-se seções estruturais padronizadas a partir das relações arquitetônicas entre vão do pórtico e pé-direito do galpão.

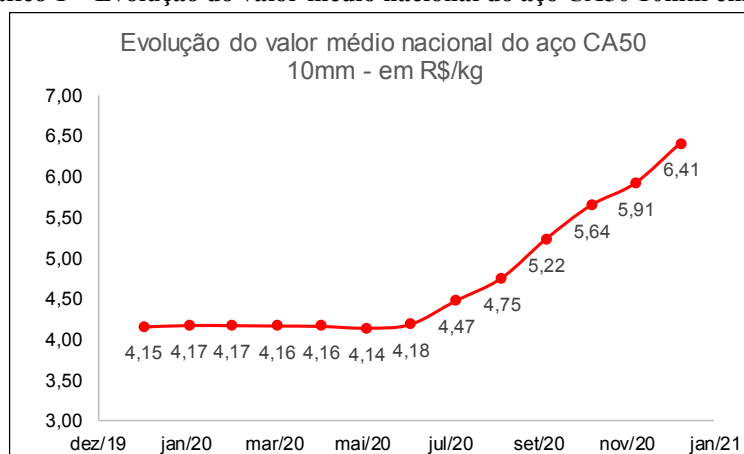
Esse empirismo pode conduzir a situações de superdimensionamento e, conseqüentemente, consumo excessivo de materiais. Na tentativa de encaixar uma ampla faixa de situações de projeto em uma mesma solução, as seções podem resultar superdimensionadas e, com isso, geram projetos antieconômicos do ponto de vista estrutural, nos quais não são aproveitadas as capacidades máximas dos materiais.

Isso posto, surge o interesse por um estudo dedicado à análise do elemento pilar pré-moldado, tendo em vista que a possível redução do consumo de aço se mostraria favorável à condição momentânea do mercado. Isto é, diante do aumento da demanda pelo insumo, quando

da diminuição da produção deste, resta encontrar maneiras de extrair o máximo de sua capacidade resistiva para o menor consumo possível, o que caracteriza a importância deste trabalho.

O Gráfico 1 apresenta a curva de elevação do valor médio nacional do aço CA50 10mm, registrado durante o ano de 2020 até o mês de janeiro de 2021. Os valores foram obtidos e disponibilizados pelo Banco de Dados da Câmara Brasileira da Indústria da Construção – CBIC (2021) em consulta aos Sindicatos da Indústria da Construção Civil estaduais.

Gráfico 1 – Evolução do valor médio nacional do aço CA50 10mm em 2020



Fonte: Elaborado com base em CBIC (2021).

Em um ano, de janeiro de 2020 a janeiro de 2021, houve aumento de 53% no preço do aço. E a elevação nos preços, como é de se supor, tem impactado diretamente não só o setor imobiliário e a construção civil, mas, principalmente, o mercado consumidor.

Embora considere-se relevante, há pouca literatura que trate de soluções para redução do consumo de aço em pilares, sendo um tema pouco abordado. Isso contempla a originalidade deste trabalho, ao propor para determinar uma alternativa viável, segura e econômica de dimensionamento, ante o cenário de incerteza de disponibilidade de aço em quantidade suficiente para o cumprimento dos prazos estimados das obras.

O estudo mostra-se viável, pois conta com o auxílio de uma empresa do ramo, cujas contribuições são visíveis em termos de informações técnicas, dados atualizados de mercado e aprendizado. Por se tratar de um assunto recorrente em discussões internas, mostra-se de interesse dessa empresa, a qual não se opôs a prestar informações que possam auxiliar nesse estudo. Desta forma, fica demonstrada a viabilidade deste trabalho.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 Concreto pré-moldado

Ao que El Debs (2017) denomina concreto pré-moldado entende-se como a utilização de elementos de concreto moldados fora do local definitivo para o qual foram projetados. Interessam à pesquisa as estruturas compostas por esses elementos e a exploração das potencialidades do concreto pré-moldado.

A principal normativa brasileira sobre o assunto é a NBR 9062:2017 – Projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado. Segundo definição proposta pela norma, elemento pré-moldado é aquele produzido em outro local que não o de sua utilização final, e que atenda aos requisitos da ANBT NBR 14931:2004 – Execução de estruturas de concreto – Procedimento, bem como da ABNT NBR 12655:2015 – Concreto de cimento Portland - Preparo, controle, recebimento e aceitação – Procedimento.

Compete comentar a respeito das sensíveis diferenças entre os conceitos de pré-moldado e pré-fabricado, pois frequentemente há confusão no emprego desses termos. A NBR 9062:2017 define distintamente os elementos pré-fabricados como aqueles produzidos em instalações de fábrica, sob condições mais rigorosas de controle de qualidade das etapas de produção, devendo atender aos requisitos mínimos de produção, transporte e montagem descritos no item 12.1.2 da referida norma.

El Debs (2017) simplifica esses conceitos tratando o pré-fabricado como o resultado da industrialização da construção aplicada ao concreto pré-moldado, quando este é produzido em larga escala. Denominam-se pré-moldagem e pré-fabricação, respectivamente, as técnicas associadas à produção de elementos pré-moldados e pré-fabricados de concreto.

2.2 Estruturas pré-moldadas no Brasil

Os primeiros registros de galpões executados em concreto pré-moldado no Brasil são do estado de São Paulo ao final da década de 1950. É a partir dos anos 60 que se percebe o emprego das técnicas de industrialização em maior escala no país (VASCONCELOS, 2002). Contudo, apesar dos mais de 70 anos de uso do concreto pré-moldado nas obras brasileiras, até hoje predominam o conservadorismo e o empirismo no setor.

Atualmente, a edificação de um único pavimento segue como solução de engenharia para obras de diversos segmentos, como indústria, comércio e agronegócio. Segundo El Debs

(2017), o emprego do concreto pré-moldado para execução de galpões merece destaque em vista da quantidade de obras no país. O mercado vem sendo alavancado pelo cenário econômico favorável ao agronegócio nas regiões de vocação agrícola, o que explica o aquecimento desse setor da construção industrializada (ABCIC, 2018).

Miranda et al. (2016) avaliam que os galpões pré-moldados possuem características adequadas para atender às necessidades funcionais dos principais eixos produtivos. Os grandes vãos, que permitem o livre trânsito de máquinas e equipamentos, bem como a versatilidade de aproveitamento do espaço construído para atividades internas são alguns dos fatores que atribuem às construções pré-moldadas o favoritismo nos segmentos.

Apesar desses avanços, o concreto pré-moldado ainda encontra limitações no Brasil. Embora sejam evidentes as suas vantagens práticas, ocorre um desestímulo de natureza econômica ao uso de métodos construtivos industrializados devido à alta carga tributária incidente sobre os pré-moldados de fábrica no país (EL DEBS, 2017).

Segundo o autor, outro fator que limita a utilização do concreto pré-moldado no Brasil diz respeito à instabilidade econômica. As incertezas de mercado dificultam o planejamento e os investimentos de longo prazo, tendo em vista o retorno financeiro desses investimentos em prazo menor, que é um benefício esperado com as construções pré-moldadas.

2.3 Custos dos materiais

A concepção de uma estrutura pré-moldada depende, além dos fatores específicos de facilidades de montagem e transporte, de uma avaliação sobre os custos com os principais materiais, que são o concreto e o aço (EL DEBS, 2017).

Moreno Junior (1992) comenta que uma estrutura usual tem seu custo dividido entre custos de fôrmas, custo do concreto e custo do aço. Nesse sentido, o pré-moldado distingue-se de modo vantajoso das construções tradicionais por eliminar quase completamente o uso de fôrmas de madeira, reduzindo significativamente o orçamento da obra.

Com relação aos custos dos materiais que compõe o concreto armado, o autor ainda diferencia os critérios de cálculo estrutural para as construções de concreto moldado *in loco* e pré-moldado. Como previamente citado, o cálculo de estruturas pré-moldadas é dependente dos aspectos particulares de montagem, facilidade de produção e transporte das peças, o que pode conflitar com o objetivo de um máximo aproveitamento dos materiais.

2.4 Projetos de estruturas pré-moldadas

Em termos de projeto, segundo El Debs (2017), o pré-moldado distingue-se das estruturas moldadas in loco essencialmente por considerar fases adicionais, uma vez que os elementos são produzidos em local diferente das instalações finais da estrutura.

A NBR 9062:2017 orienta em 5.2.1.4 que a análise da estrutura deve considerar as fases de fabricação, desmoldagem, transporte, armazenamento e montagem, para dimensionamento e verificação dos elementos pré-moldados. Essas situações transitórias introduzem solicitações desfavoráveis à estrutura pré-moldada, quanto aos estados-limites últimos, que as diferenciam dos elementos moldados in loco.

El Debs (2017) explica a orientação de norma quanto à condição desfavorável de montagem. Nesse momento, as ligações entre os elementos ainda não estão completamente efetivadas, e essa situação transitória de construção pode gerar implicações quanto à estabilidade da estrutura que deve, também, ser verificada.

No mais, pouco diferem os métodos de cálculo entre os elementos moldados no local ou fora dele. As mesmas regras se aplicam à determinação dos esforços atuantes e o dimensionamento dos elementos (EL DEBS, 2017). A NBR 9062:2017 dá os direcionamentos necessários para a consideração dessas solicitações específicas no processo de cálculo.

Em vista desses requisitos de análise estrutural, é válido destacar que uma premissa das construções pré-moldadas é dedicar mais tempo ao projeto e planejamento. Os aspectos relacionados à concepção da estrutura e de seus elementos demandam maior cuidado, que devem ser refletidos por meio de melhores detalhamentos e especificações (EL DEBS, 2017).

Segundo El Debs e Albuquerque (2005), a consequência é a recuperação do tempo com uma execução mais rápida, bem como a redução de improvisações em obra, frequentes nos casos de estruturas moldadas in loco. Nesse sentido, El Debs (2017) também aponta a vantagem da redução dos coeficientes de ponderação de dimensionamento estrutural, que é possível devido ao melhor controle de qualidade dos elementos pré-moldados.

Segundo Melo (2004), projeta-se em pré-moldado visando a simplicidade construtiva, de modo a garantir os requisitos essenciais para que o projeto e execução ganhem em qualidade e competitividade, que são resultados desejados das construções pré-moldadas. Van Acker (2002) complementa que as maiores vantagens das construções pré-moldadas podem ser obtidas se o projeto envolver detalhes simples, evitando pontos vulneráveis e de difícil execução.

Outro ponto que merece destaque é a padronização de elementos, que permite eficiência e economia no processo construtivo. Van Acker (2002) cita que a repetição das

tarefas implica em menor índice de erros e redução do tempo de trabalho por unidade produzida. Consequentemente, melhores resultados e custos menores.

Ainda, afirma que a filosofia de projeto ideal para estruturas pré-moldadas é aquela que preconiza, desde o início, o emprego de grandes vãos, a garantia da estabilidade estrutural e as possibilidades, vantagens e restrições de detalhamento, produção, transporte, montagem, e não apenas a mera adaptação de um projeto tradicional de concreto moldado in loco.

2.5 Definição e tipologias de galpões

Melo (2004, p. 12) comenta que, no Brasil, os galpões constituem uma das principais linhas de atuação da pré-fabricação, conceituando-os como: “estruturas em que predominam grandes vãos livres [...] sem pavimentos intermediários, protegidos por coberturas com telhas com suportes metálicos ou de concreto”.

Outra definição de Moreno Junior (1992, p. 02) classifica galpões como “edificações térreas com grandes dimensões em planta e destinadas a usos múltiplos: industrial, comercial ou agrícola”. Isso favorece a modulação dos elementos estruturais a um certo padrão, o que justifica o emprego desse sistema estrutural na indústria de pré-moldados nacional.

Segundo CBCA (2016), é pré-requisito para esse tipo de edificação a existência de grandes espaços sem obstrução. Por isso, em geral os galpões possuem vãos mais amplos que nas demais edificações. Trabalha-se com vãos de até 30 m de largura e vãos entre pórticos variando de 4,0 e 6,0 m (SOARES, 1998).

Quanto ao desempenho técnico dos galpões, por não haver pavimento do tipo laje, as solicitações recaem em sua totalidade sobre pilares e vigas, formando pórticos responsáveis pela estabilidade global. Nesta situação, a ação de vento torna-se a principal variável, adquirindo caráter decisivo na análise estrutural de um galpão (RODRIGUES, 2012).

El Debs (2017) comenta a respeito da alternativa híbrida, em que são associados pilares de concreto armado e cobertura metálica. Essa é uma solução bastante comum, uma vez que a estrutura metálica possui a vantagem da leveza, em comparação com os elementos de concreto armado, garantindo significativo alívio sobre fundações.

Segundo Chaves (2007), também existem vantagens dos elementos metálicos relacionadas a maior eficiência construtiva para estruturas pré-moldadas, tendo em vista a facilidade de montagem e desmontagem, reforço e ampliação.

Há, também, a possibilidade de se utilizar das vantagens de cada material para execução das diferentes partes do galpão, seja nos sistemas estruturais, seja para vedação ou

fechamento lateral. Neste trabalho será considerada a alternativa de estrutura mista, isto é, pilares em concreto armado e cobertura em estrutura metálica. O Quadro 1 dispõe algumas das possibilidades mais comuns de associação de diferentes materiais em galpões.

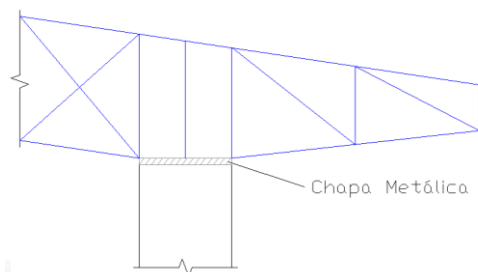
Quadro 1 – Possibilidades de sistemas para galpões pré-moldados

Sistemas		Telhas e terças	Estrutura de cobertura	Pilares	Fechamento
Estrutura de Concreto	Concreto		x	x	x
	Metálico	x			x
	Alvenaria				x
Estrutura Mista	Concreto			x	x
	Metálico	x	x		x
	Alvenaria				x

Fonte: Adaptado de Pereira (2010).

Bellei (2006) comenta a respeito dessa interação de materiais. Para que a estrutura metálica seja fixada ao concreto, é necessário realizar uma ligação no topo do pilar por meio de chapas de apoio, pinos, chumbadores, consoles ou nichos, criando uma interface aço-concreto. Um exemplo de ligação por meio de chapa de apoio é indicado na Figura 1.

Figura 1 – Ligação aço-concreto através de chapa de apoio



Fonte: Adaptado do acervo da empresa (2021).

Nesse estudo, para o galpão de estrutura mista foi considerado apenas o mecanismo de ligação entre o pilar de concreto e a treliça metálica por meio de chapa metálica soldada, que já é praticado na empresa.

2.6 Concepção estrutural

El Debs (2017) comenta da necessidade de se considerar a estabilidade global para concepção da estrutura. A esse respeito, a NBR 9062:2017 descreve as possibilidades de sistemas estruturais de estruturas pré-moldadas que garantem a estabilidade global, dentre os quais destacam-se aqueles que promovem a ação de pórtico composto por pilares e vigas ligados rigidamente entre si.

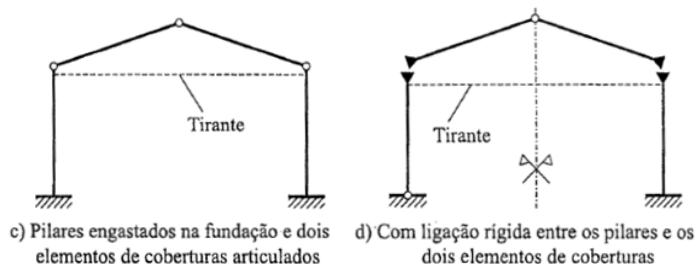
Além disso, a mesma norma técnica estabelece como critério de projeto que a capacidade das estruturas pré-moldadas deve ser medida quando do esgotamento da resistência dos elementos estruturais, e não devido ao esgotamento da resistência das ligações. Outro critério é que deve ser sempre garantida a estabilidade da estrutura em todas as fases, incluindo montagem, quando as ligações são ainda provisórias.

2.6.1 Sistemas estruturais de esqueleto para galpões

De acordo com Moreno Junior (1992), há um predomínio do sistema construtivo de galpões pré-moldados em concreto por meio de um esqueleto resistente composto pórticos. Esse esqueleto serve de base para fixação dos elementos de cobertura. Decompondo-o, obtêm-se elementos do eixo reto, que representam a maioria das construções pré-moldadas, devido a maior facilidade de produção, transporte e, principalmente, montagem das peças.

El Debs (2017) apresenta os sistemas estruturais comuns em galpões e propõe as formas básicas com pilares engastados na fundação e elementos de cobertura articulados ou ligados rigidamente aos pilares, como visto na Figura 2. A diferença está nas ligações, sendo que o uso dessas duas alternativas varia em função das possibilidades de realizar ligações rígidas ou não.

Figura 2 – Formas básicas dos sistemas estruturais com elementos de eixo reto



Fonte: El Debs (2017).

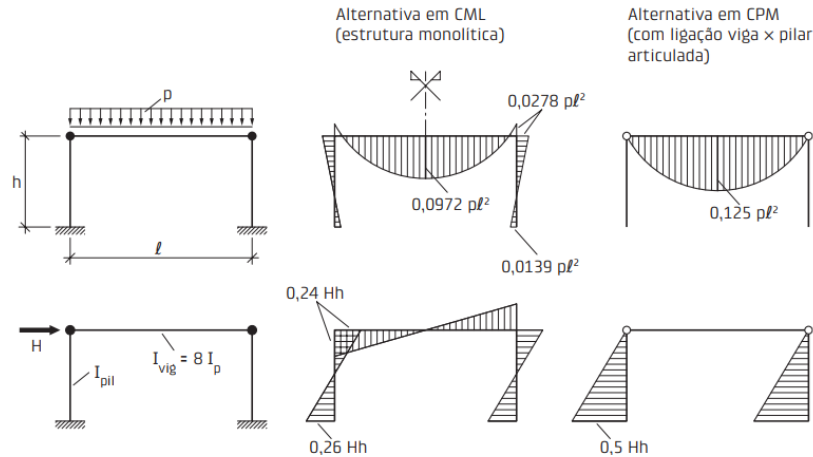
O autor ainda aponta que as ligações articuladas nas estruturas pré-moldadas tendem a gerar solicitações de flexão de maior intensidade que nas estruturas moldadas in loco, enquanto que, quando as ligações são rígidas, o comportamento estrutural é bastante semelhante ao sistema construtivo tradicional, considerado monolítico.

Ainda é interessante destacar o que o autor observa acerca da validade do emprego de ligações rígidas, quando a altura ou a intensidade das ações laterais são relevantes. Por exemplo, no caso de ações do vento horizontal mais intensas, as ligações rígidas podem reduzir os esforços solicitantes.

Como forma de ilustrar essa situação, El Debs (2017) apresenta uma comparação entre

os momentos fletores gerados pelas duas configurações de ligações, que pode ser melhor visualizado na Figura 3.

Figura 3 – Comparação de momentos em pórticos moldados in loco e pré-moldados



Fonte: El Debs (2017).

Dessa forma, em resumo, para os galpões com sistemas estruturais de eixo reto, as configurações possíveis mais comuns são apresentadas com as suas características principais no Quadro 2.

Quadro 2 – Resumos das ligações em pórticos pré-moldados

Sistema estrutural	Utilização
Pilares engastados nas fundações e elementos de cobertura articulados	<ul style="list-style-type: none"> • Forma básica para coberturas inclinadas, comum para a pré-moldagem leve; • Geralmente empregam-se tirantes no topo dos pilares.
Elementos de cobertura ligados rigidamente aos pilares, com a fundação engastada ou articulada	<ul style="list-style-type: none"> • Situação em que a flexão nos pilares tem valores elevados; • Com ou sem tirante no topo dos pilares.

Fonte: Adaptado de El Debs (2017).

Há, ainda, a possibilidade de serem consideradas as ligações semirrígidas, que permeiam tanto o comportamento das articulações como dos nós rígidos. El Debs (2017) resume a classificação das ligações quanto aos momentos fletores gerados, como descrito no Quadro 3.

Quadro 3 – Resumos das ligações possíveis em estruturas pré-moldadas

Vinculação	Comportamento
Ligação articulada	Não transmite momento fletor
Ligação rígida	Transmite momento fletor
Ligação semirrígida	Transmite apenas parcialmente os momentos fletores

Fonte: Adaptado de El Debs (2017).

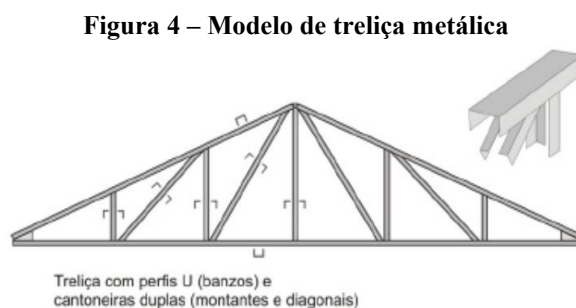
2.6.2 Galpões em estrutura mista

Até o momento, foi realizada uma abordagem geral para o entendimento dos principais conceitos relacionados aos galpões em concreto pré-moldado. Entretanto, como já citado, este trabalho propõe-se a estudar as condições de dimensionamento de pilares de um galpão de estrutura mista, isto é, no qual a estrutura de cobertura é metálica.

Portanto, é válido emprestar alguns conceitos aplicáveis às estruturas metálicas para melhor entendimento. CBCA (2016) explica que é possível dividir a estrutura de um galpão em principal, secundária de apoio da cobertura e ainda conforme os contraventamentos utilizados.

A estrutura principal emprega-se para vencer o maior vão, da largura, no plano transversal do galpão. Tanto CBCA (2016) quanto Moreno Junior (1992) concordam que é econômico trabalhar com o limite máximo de vãos de até 30 metros. Esta estrutura divide-se em horizontal, correspondente àquela que vence o vão entre pilares, e vertical, que são os próprios elementos pilares.

Segundo CBCA (2016), no caso da estrutura horizontal, as soluções mais comuns são arcos e tesouras treliçadas que trabalham favoravelmente aos esforços de tração e compressão. Em geral, utilizam-se perfis de chapa dobrada para produzir os banzos da treliça, e perfis tipo cantoneira para os montantes e as diagonais. A Figura 4 exemplifica esse modelo de treliça.



Fonte: CBCA (2016).

2.6.3 Ligação do pilar de concreto armado com a estrutura de cobertura metálica

Segundo Melo (2004), as ligações soldadas de chapa sobre chapa são consideradas muito próximas da uma ligação perfeitamente rígida. Tendo em vista as dimensões usualmente praticadas em estruturas pré-moldadas, essas chapas podem ser consideradas suficientemente rígidas para transmitir os esforços nos apoios.

Nos galpões de estrutura mista esses conceitos podem ser aplicados, uma vez que há o contato direto da chapa metálica embutida no topo do pilar com o perfil de chapa dobrada que compõe o banzo inferior da treliça metálica de cobertura, como abordado na seção 2.5.

A Figura 5 mostra o modo como a ligação é efetivada.

Figura 5 – Ligação entre o pilar e a treliça de cobertura



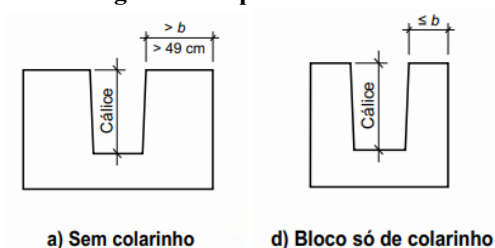
Fonte: Acervo da empresa (2021).

Na prática, as ligações costumam ser realizadas em obra por meio de soldagem com de cordões de eletrodo.

2.6.4 Ligação do pilar com a fundação

Para a ligação entre o pilar e a fundação pré-moldados a NBR 9062:2017 estabelece algumas possibilidades, conforme Figura 6. É definido como cálice o espaço reservado dentro do elemento de fundação para encaixe do pilar. Se houver a presença de paredes sobressalentes, denomina-se colarinho a essa parte do cálice.

Figura 6 – Tipos de colarinho



Fonte: NBR 9062:2017.

Essas ligações são classificadas conforme sua interface, lisa, rugosa ou com chave de cisalhamento. São dadas recomendações construtivas, quais sejam, de que as paredes do colarinho não devem ser mais estreitas que 15 cm, e que a espessura da fundação abaixo da base do pilar deve ter no mínimo 20 cm. Ainda é preciso considerar o critério para o mínimo comprimento do pilar a estar embutido na base, que não deve ser inferior a 40 cm.

A solidarização entre os elementos é feita posteriormente ao posicionamento do pilar no cálice, utilizando concreto ou graute. De acordo com El Debs (2017), essa ligação possibilita melhores ajustes de desvios e a melhor transmissão de momentos fletores.

2.7 Elementos de cobertura de galpões

A seguir, serão abordados alguns conceitos para a melhor clareza das funcionalidades dos elementos adicionais à estrutura. E, também, porque somam carregamento de peso próprio, que deve ser considerado na etapa de dimensionamento das estruturas, principalmente dos pilares.

2.7.1 Telhas

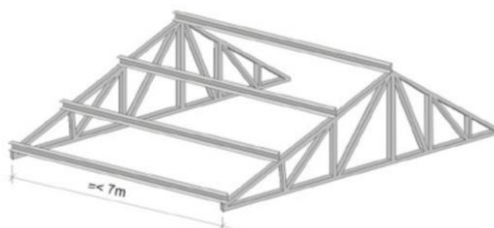
CBCA (2016) comenta a respeito das telhas como elementos de vedação da cobertura, sabendo que a maior demanda é de telhas metálicas por questões de praticidade e leveza. Estas podem ser de formato ondulado ou trapezoidal. Também é comum o uso de telhas isotérmicas trapezoidais quando se objetiva um melhor isolamento térmico.

A fixação dessas peças é feita sobre as terças, garantindo o espaçamento adequado de acordo com as recomendações do fabricante das telhas. Via de regra, tem-se por parâmetro a distância de 1,50 m entre terças para garantir segurança durante a montagem, de modo que o montador consiga se locomover sobre a cobertura (CBCA, 2016).

2.7.2 Terças

Chaves (2007) define as terças como vigas que transmitem às tesouras os esforços gerados na cobertura, a exemplo, sobrecarga de manutenção, vento, entre outros. Também servem de apoio para fixação das telhas e promovem a união dos pórticos a espaçamentos regulares. A Figura 7 apresenta um modelo de tesoura metálica bastante empregado na cobertura de galpões.

Figura 7 – Modelo de tesoura treliçada metálica e posicionamento de terças



Fonte: CBCA (2016).

Via de regra, o comprimento das terças não supera os 6,0 m, isto é, a distância típica entre pórticos. Isso permite que sejam utilizadas terças de perfis metálicos laminados ou conformados a frio. É comum o emprego de perfis U de chapa dobrada ou U enrijecido (UE), quando apresenta dobras (PEREIRA, 2010).

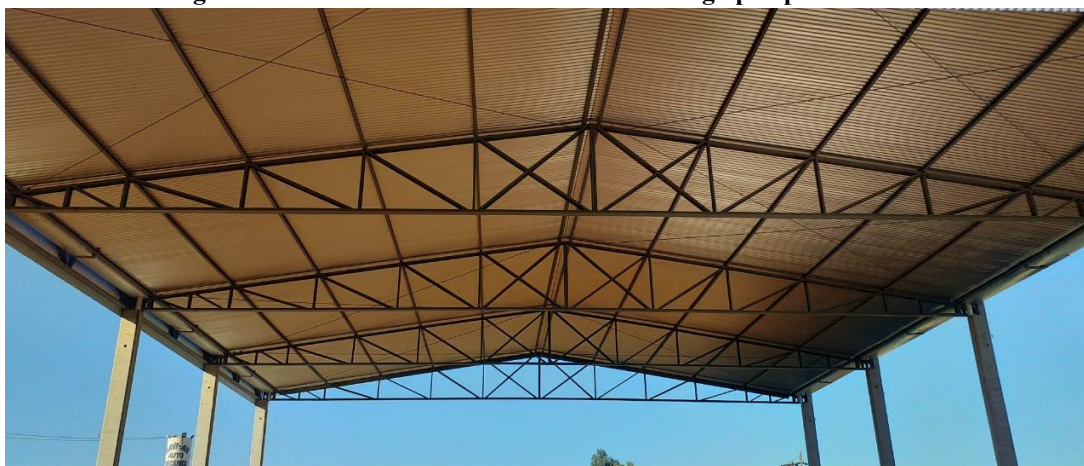
2.7.3 Contraventamentos

O contraventamento corresponde aos elementos que travam a estrutura e garantem sua estabilização fora do seu plano. No caso das treliças, o banzo superior está sujeito à compressão simples, sendo necessário travá-lo devido à possibilidade de ocorrer flambagem.

Chaves (2007) comenta que, nos galpões, a solução usualmente adotada é dispor os contraventamentos horizontais de cobertura em forma de “X”. Isso porque, como não se sabe qual será o sentido do deslocamento provocado na estrutura pelas forças horizontais, é prudente travar ambos, de modo que as barras de contraventamento estejam sempre trabalhando à tração.

A Figura 8 exemplifica a distribuição adequada desses elementos na cobertura.

Figura 8 – Contraventamento em estrutura de galpão pré-moldado



Fonte: Acervo da empresa (2021).

Em geral, utilizam-se barras de ferro mecânico que atuam formando, junto com as terças, uma espécie de treliça no plano superior da cobertura. Indica-se que os contraventamentos sejam dispostos nas bordas da cobertura, a fim de absorver as forças horizontais de vento (CBCA, 2016).

2.8 Situações transitórias

El Debs (2017) aponta que nas situações transitórias, o içamento do elemento é que determina as solicitações, a depender da localização dos pontos de manuseio.

2.8.1 Desmoldagem

Como a indústria de pré-moldados se beneficia da padronização de seções transversais para produção dos elementos, é preciso que as fôrmas sejam rapidamente desocupadas para

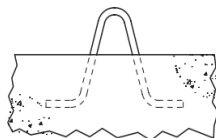
reutilização. A situação de desmoldagem introduz esforços no concreto quando ainda em estágio inicial do seu ganho de resistência, ou seja, ainda não alcançada a resistência de projeto.

Nesse caso, El Debs (2017) comenta acerca da recomendação prática de que o valor da resistência do concreto para a desmoldagem da peça deve ser pelo menos a metade da resistência de projeto. Quando isso não se verifica, podem ocorrer deformações excessivas, fissuração prematura e trincas, bem como perda de resistência da peça. A NBR 9062:2017 define a resistência mínima possível para movimentação da peça pós-concretagem de 15 MPa para elementos de concreto armado.

2.8.2 Manuseio e armazenamento

Dentro da indústria, no manuseio das peças do saque das fôrmas até o local de armazenamento, são utilizados equipamentos e dispositivos de içamento que minimizem os esforços solicitantes introduzidos nessa situação transitória, estabelecendo ligações temporárias com equipamentos de transporte e montagem. Segundo El Debs (2017), o dispositivo mais comum é o laço chumbado tipo alça, conforme Figura 9.

Figura 9 – Laço para içamento de peças pré-moldadas



Fonte: El Debs (2017).

A NBR 9062:2017 explica que a alça trabalha externamente à tração e internamente ao cisalhamento por aderência. Ainda estabelece ser vedada a utilização de aço CA25, CA50 e CA60 nas alças de içamento, bem como cordoalhas engraxadas. Todavia, é permitido o emprego de cabos, cordoalhas e barras de aço ASTM A36.

2.8.3 Transporte

Também é uma situação transitória o transporte dos elementos até o local da obra. O efeito dinâmico dessas movimentações deve ser previsto no dimensionamento estrutural. Ainda segundo El Debs (2017), para a consideração dessas ações dinâmicas, pondera-se o peso do elemento por meio de coeficiente especificado na NBR 9062:2017.

A etapa de transporte externo do local de produção até o local da obra merece maior atenção, segundo o autor, haja vista o efeito dinâmico promovido, que é ainda mais crítico do

que o manuseio no pátio da fábrica, além das movimentações do próprio veículo devido às irregularidades do pavimento.

2.8.4 Montagem

El Debs (2017) aponta a necessidade de verificar, na etapa de montagem, a segurança da estrutura ainda inacabada em relação aos efeitos do vento e aos desvios ou desaprumos dos elementos. Existe também a necessidade de levar em consideração os desvios que entre as medidas previstas em projeto e aquelas obtidas depois da peça produzida.

Para tanto, há limites máximos estabelecidos em norma para aceitação dos desvios, que são definidos pelas tolerâncias de fabricação ou montagem. Para pilares pré-moldados, estão sintetizados na Tabela 1 os parâmetros indicados pela NBR 9062:2017.

Tabela 1 – Tolerâncias para pilares pré-moldados		
Tolerâncias de fabricação		
Elemento	Seção ou Dimensão	Tolerância
Pilar	$L \geq 5$ m	+/- 10 mm
	Comprimento 5 m < $L \leq 10$ m	+/- 15 mm
	$L > 10$ m	+/- 20 mm
	Seção transversal	- 5 mm e + 10 mm
	Distorção	+/- 5 mm
	Linearidade	+/- L/1000
Tolerâncias de montagem		
Pilar	Verticalidade	+/- 1/300 da altura até 2,5 cm
	Montagem (em planta e elevação)	+/- 1,0 cm

Fonte: Adaptado de NBR 9062:2017.

Essas tolerâncias são aspectos específicos das estruturas pré-moldadas, e segundo o mesmo autor, podem ter grande efeito sobre as ligações e o posicionamento das peças durante a montagem, se em falta ou se com muita folga.

2.8.5 Consideração dos efeitos dinâmicos

Na falta de uma análise dinâmica, o coeficiente de amplificação dinâmica permite um resultado aproximado desses efeitos na estrutura, resultantes das situações transitórias. A carga equivalente de cálculo permanente é calculada de acordo com a Equação (1).

$$g_{eq,d} = \gamma_f \cdot \beta_a \cdot g_k \quad (1)$$

Onde:

g_k é a carga estática permanente

β_a é o coeficiente de amplificação dinâmica

γ_f é o coeficiente de ponderação das ações igual a 1,3 para análise aproximada

A NBR 9062:2017 define os valores de β_a de acordo com a situação analisada e as particularidades da peça. Porém, de modo geral, esse valor pode ser tomado como 1,30.

2.9 Método de cálculo

Ao dimensionamento de elementos estruturais de concreto pré-moldado aplica-se o mesmo processo de cálculo relativo às estruturas moldadas in loco, descrito na NBR 6118:2014. Somam-se as exigências devidas às situações transitórias e seus efeitos dinâmicos sobre as peças, cujo método de consideração é apresentado na NBR 9062:2017.

2.9.1 Segurança e estados limites

A NBR 9062:2017 indica que o primeiro passo na análise de elementos pré-moldados é a definição do tipo das ligações que serão efetuadas e seus graus de liberdade. É necessário considerar todas as situações desfavoráveis para dimensionamento e verificação dos estados-limites últimos e de serviço, segundo a NBR 9062:2017, quais sejam: fabricação, manuseio, armazenamento, transporte, montagem, construção e uso final da edificação.

2.9.2 Considerações sobre a estabilidade global

Segundo El Debs (2017), a estabilidade global de uma estrutura refere-se à capacidade de atuar com segurança na sua função básica de transmissão dos esforços e, ainda, dar limite às movimentações que possam surgir quando os efeitos adicionais, ações laterais de vento e desaprumo estiverem atuando.

Os efeitos adicionais ou de 2ª ordem são descritos pela NBR 6118:2014 como aqueles que consideram a configuração deformada da estrutura, e que se somam aos efeitos de 1ª ordem determinados para a configuração geométrica inicial dos elementos. Nesse sentido, os efeitos devem ser avaliados tendo em vista as não linearidades física e geométrica dos materiais.

No caso de galpões, a estabilidade é afetada em maior grau pelos esforços de vento atuando contra a segurança da estrutura, principalmente a sucção, que tende a causar o

arrancamento dos elementos de suas posições originais.

El Debs (2017) afirma que a estabilidade global para estruturas pré-moldadas pode seguir os mesmos procedimentos de verificação que nas estruturas moldadas in loco. O tipo de ligações empregadas define as particularidades dessas estruturas, e no caso das ligações rígidas, as considerações são praticamente idênticas ao caso tradicional, devendo ser avaliadas conforme a NBR 6118:2014.

Nos capítulos seguintes, são apresentados os aspectos avaliados neste estudo, bem como os parâmetros empregados no dimensionamento e verificação do elemento estrutural pilar de concreto armado pré-moldado.

3 METODOLOGIA

Este capítulo pretende especificar os métodos que proporcionaram o desenvolvimento do estudo. O trabalho objetiva dimensionar um pilar de concreto pré-moldado, que compõe o sistema estrutural de um galpão agrícola, visando a verificação do consumo de aço no projeto dos pilares e a possibilidade de redução global desse consumo.

3.1 Caracterização da pesquisa

Entende-se que este trabalho é sobretudo uma pesquisa, definida por Gil (2007) como o processo sistemático que tem por finalidade responder aos problemas inicialmente apontados, empregando para isso, e com especial atenção, as metodologias disponíveis até que se obtenham resultados satisfatórios.

Marconi e Lakatos (2008) comentam a relevância da descrição da metodologia, uma vez que esta abrange as questões fundamentais da pesquisa, tanto a respeito dos meios e materiais que permitem seu desenvolvimento, quanto acerca do espaço em que se realiza e dos custos a ela relacionados.

Em vista disso, é usual a descrição da pesquisa quanto a sua abordagem, objetivos e procedimentos. O critério adotado para classificação quanto aos objetivos consta em Gil (2007), que define três grupos: pesquisa exploratória, comum aos estudos de caso e pesquisas bibliográficas; pesquisa descritiva: bastante empregada sob a forma de levantamento; e pesquisa explicativa, marcada pelo significativo aprofundamento nos fenômenos analisados.

A categoria exploratória é a que guarda maiores semelhanças com os objetivos desta pesquisa, uma vez que se propõe a lidar com o problema de forma explícita, esclarecê-lo e aperfeiçoar ideias a ele relacionadas (GIL, 2007).

Em se tratando dos procedimentos técnicos utilizados, o principal é o estudo de caso empregado na análise da influência das variáveis sobre o projeto de referência. Tem-se também pesquisa bibliográfica da literatura com base em livros e trabalhos científicos, a maioria destes disponibilizados em meio digital. No entanto, ainda é possível classificá-la como pesquisa documental, pois vale-se de fontes diversas, inclusive aquelas não científicas (GIL, 2007).

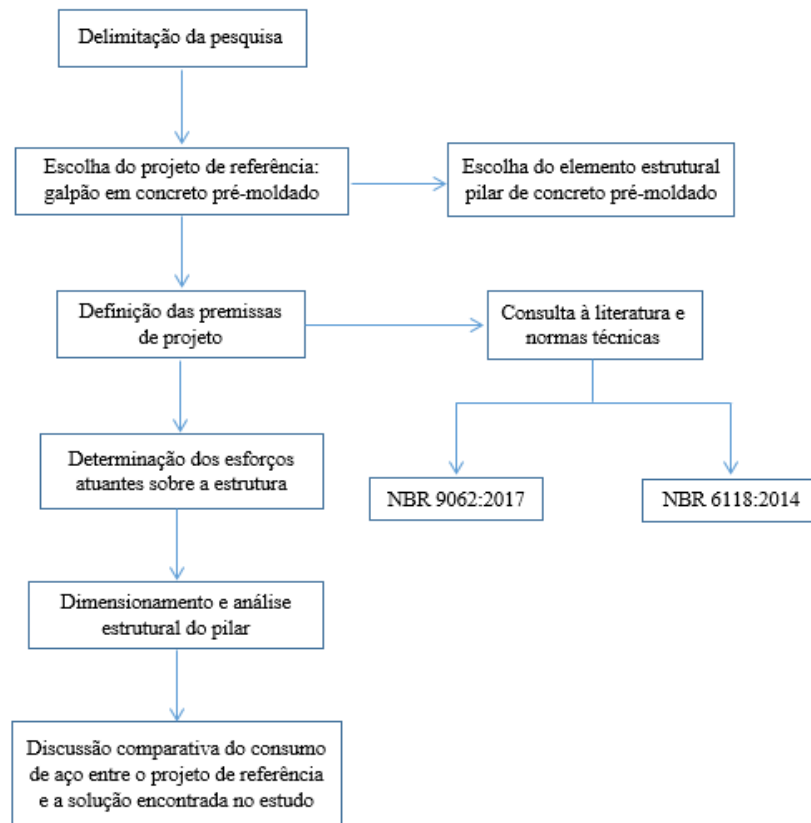
Segundo a abordagem, essa pesquisa é essencialmente quantitativa uma vez seus resultados devem ser quantificáveis. Na visão de Fonseca (2002), pesquisas dessa natureza têm como característica a objetividade matemática para descrever as relações entre variáveis.

3.2 Delineamento da pesquisa

O trabalho foi desenvolvido com base em um problema inicialmente identificado, a saber, a escassez do insumo aço e a alta do preço ante o elevado consumo desse material nas construções pré-moldadas de concreto. A partir disso, foi realizada a delimitação da pesquisa ao estudo das armaduras e taxa de aço nos pilares de um galpão de concreto pré-moldado, considerando as especificações técnicas das normas brasileiras NBR 6118:2014 e NBR 9062:2017, com vistas à redução do consumo final de aço.

As etapas de desenvolvimento do estudo são apresentadas na Figura 10.

Figura 10 – Fluxograma das etapas da pesquisa



Fonte: Autoria própria (2021).

Com base nos objetivos inicialmente propostos, este trabalho pautou-se em estudos já realizados sobre construções pré-moldadas entendendo conceitos fundamentais, bem como conhecendo os métodos de cálculo necessários para cumprir tais objetivos.

Inicialmente, foi selecionado um projeto de referência a partir do banco de dados da empresa envolvida na pesquisa. O projeto refere-se a um galpão simples formado por pórticos com pilares de concreto pré-moldado e cobertura em tesoura treliçada metálica. Assim, foi

possível definir as premissas de projeto, em consulta à literatura, e realizar o levantamento dos esforços atuantes sobre a estrutura, considerando as recomendações presentes nas NBR 6118:2014 e NBR 9062:2017.

Como a pesquisa objetivou estudar um galpão regular, foi tomada como consideração de projeto a situação em que todos os pórticos são idênticos, estando igualmente carregados, a fim de possibilitar que a solução individual para um pilar da estrutura possa ser replicada a todos os pórticos. Desse modo, foi escolhido somente um elemento pilar para o dimensionamento e verificação.

Os resultados foram discutidos estabelecendo uma análise comparativa do consumo de aço resultante do dimensionamento. Por fim, as considerações finais da pesquisa foram apresentadas a fim de elucidar as conclusões e propor outras abordagens para estudos futuros.

3.3 Ferramentas

As ferramentas computacionais utilizadas no desenvolvimento dessa pesquisa são *softwares* acessíveis, de uso livre, e interface intuitiva para utilização e interpretação dos resultados.

Os carregamentos de vento no galpão foram obtidos com auxílio do *software* Visual Ventos versão 2.0.2 (PRAVIA, et. al., 2008), desenvolvido pela Universidade de Passo Fundo, que fornece resultados diretamente aplicáveis ao processo de cálculo. Para a determinação dos esforços atuantes na estrutura e uma verificação geral dos deslocamentos, utilizou-se o *software* Ftool versão 4.00.04.

A etapa de determinação da área de aço no dimensionamento do pilar foi amparada pelo *software* Oblíqua 1.0 (ZANDONÁ et. al., 2001), desenvolvido pela Universidade Federal do Paraná, para avaliação da flexão oblíqua em pilares de concreto armado.

3.4 Estudo de caso

3.4.1 A empresa

A empresa que contribuiu para o desenvolvimento desse trabalho atua no ramo de construções pré-fabricadas de concreto e aço, além de trabalhar como indústria metalúrgica e produção de artefatos de cimento. As principais obras são galpões rurais e edificações comerciais urbanas, sendo também muito frequentes obras de ampliação de estruturas

existentes. Atualmente, a empresa conta com cerca de 90 funcionários distribuídos nos diversos setores das indústrias de aço e concreto.

Durante o período mais crítico de pandemia, a empresa teve que remanejar diversos projetos em fase de orçamento e execução devido às dificuldades de adquirir insumos como cimento e aço em vergalhões e chapas. Dessa forma, surgiu o interesse do setor de engenharia da empresa em verificar as possibilidades de redução do consumo de materiais.

A presente pesquisa se desenvolve levando em consideração o processo produtivo da empresa, as características da região em que a obra deve ser executada e que possam gerar solicitações específicas, assim como o cenário de escassez de materiais no mercado à época, que resultou na alta de preços.

Também foram observadas as fôrmas de pilares que a empresa possui, o concreto estrutural utilizado nas peças pré-moldadas, produzido em usina própria, e as características dos materiais utilizados para produção das peças.

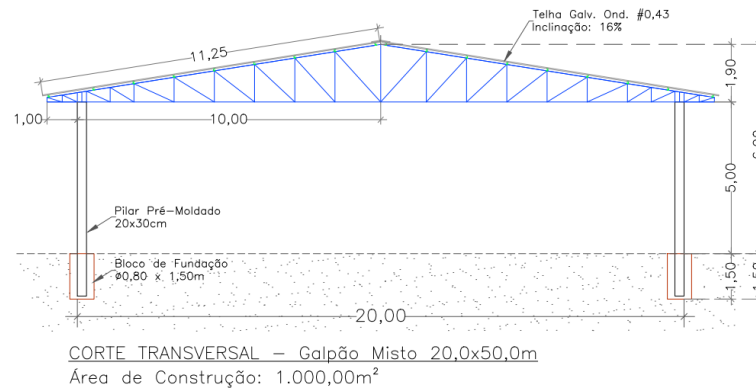
Para fins de dimensionamento e verificação, a pesquisa pautou-se, sobretudo, nos critérios das normas técnicas válidas para estruturas de concreto e concreto pré-moldado, as NBR 6118:2014 e NBR 9062:2017, respectivamente, além de consultar bibliografias de autores consagrados para melhor clareza dos parâmetros e métodos de cálculo.

3.4.2 Caracterização do projeto

O projeto que norteia esse trabalho consiste em um galpão pré-moldado a ser construído na zona rural de Tangará da Serra, município do interior do estado do Mato Grosso. Em concordância com as ideias apresentadas sobre a ampla utilização dos galpões pré-moldados no setor do agronegócio, a edificação será utilizada como abrigo de maquinários, equipamentos e insumos agrícolas em uma fazenda.

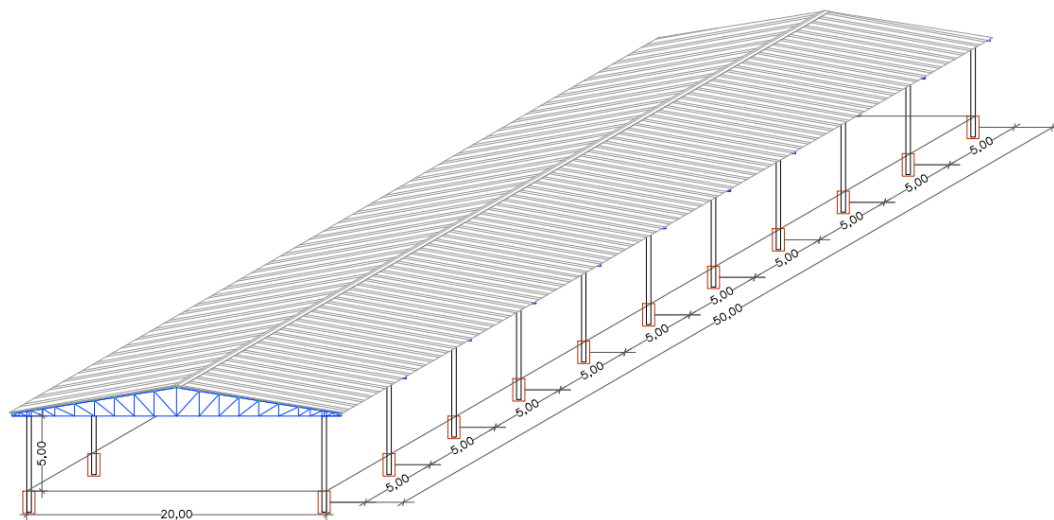
O projeto prevê um galpão com vão frontal de 20 metros, 50 metros de comprimento, e pé-direito de 5 metros. Os pórticos possuem espaçamentos iguais de 5 metros entre si ao longo do comprimento. As Figuras 11 e 12 apresentam o galpão em estudo.

Figura 11 – Corte transversal da estrutura do galpão 20x50m



Fonte: Dados da pesquisa (2021).

Figura 12 - Perspectiva da estrutura do galpão pré-moldado 20x50m



Fonte: Dados da pesquisa (2021).

No projeto desse galpão, não foram considerados fechamentos externos nem vedações verticais internas. Portanto, todas as faces da edificação são permeáveis ao vento.

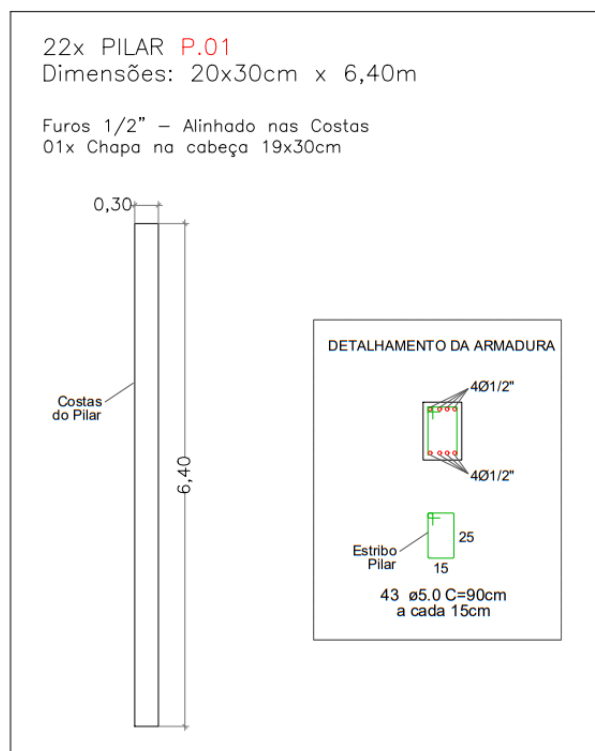
3.4.3 Estrutura de concreto

A estrutura pré-moldada em concreto corresponde aos pilares do pórtico, cuja seção transversal é de 20x30 cm e comprimento total de 6,40 m, sendo 5,0 m livres e 1,40 m engastados no elemento de fundação. A armadura longitudinal praticada pela empresa para galpões regulares, com vão de 20 metros na direção da largura, é composta por 8 barras de aço CA-50 com bitola de 12,50 mm, sendo 4 barras em cada face, enquanto que os estribos são confeccionados em aço CA-60 de 5,0 mm, cujo comprimento total com gancho é de 90 cm.

Além disso, o pilar possui uma chapa de aço de 190x300 mm, chumbada em seu topo

ainda durante a concretagem, a qual será posteriormente ligada por solda com a treliça da cobertura, já na obra. Essas especificações podem ser melhor visualizadas na Figura 13, que detalha o modelo de pilar padrão adotado na empresa.

Figura 13 – Detalhamento do pilar pré-moldado



Fonte: Dados da pesquisa (2021).

Para galpões simples, sem fechamentos e com pequenos carregamentos verticais, é prática na região que sejam executados blocos de fundação rasa. Nesse caso, foram previstos blocos de seção circular com 80 cm de diâmetro e 1,50 m de profundidade, os quais são executados por meio de escavação com trado mecânico. A armadura presente neste bloco corresponde a uma malha de barras distribuídas no formato popularmente conhecido como aranha. Em geral, pratica-se a concretagem in loco de uma base de 10 cm de concreto antes da implantação do pilar e, após isso, concretiza-se o restante do bloco.

Apesar disso, esse trabalho não se dedicou ao estudo e verificação dos elementos de fundação, uma vez que esta etapa dependeria da análise do solo no local da obra, o que foge ao escopo da pesquisa. Entretanto, salienta-se a importância de as fundações seguirem os requisitos técnicos indicados nas NBR 6118:2014 e NBR 6122:2019 – Projeto e execução de fundações.

3.4.4 Estrutura metálica de cobertura

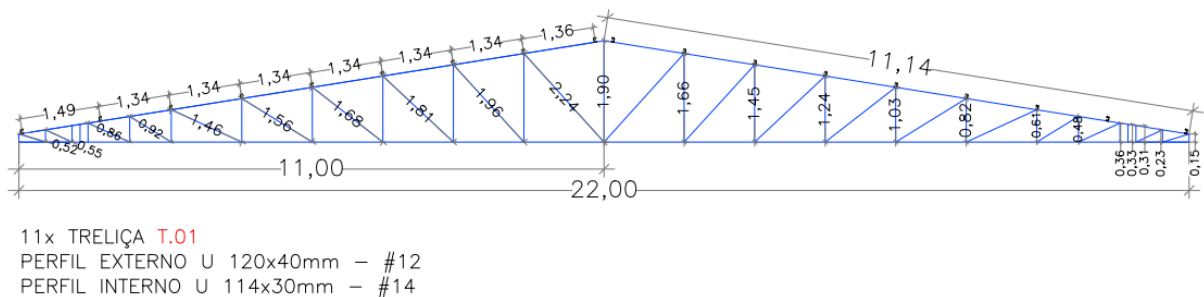
A cobertura do galpão é constituída de tesouras treliçadas metálicas apoiadas sobre os pilares e passando, a partir da face externa destes, 1 metro de cada lado correspondente ao beiral. Portanto, a treliça totaliza 22 metros de banzo inferior. As treliças são conectadas por meio das terças, ao longo do comprimento do galpão, e sobre estas se distribui o telhado.

Para os banzos superior e inferior da tesoura foram designados perfis dobrados U 120x40 mm, com espessura de chapa 12, isto é, 2,65 mm. Já os montantes e diagonais foram considerados de perfil U 114x30 mm em chapa 14, de 2,0 mm de espessura.

As terças consideradas no projeto possuem de perfil U enrijecido 75x40x15 mm, dobradas em chapa 14. Devido à padronização do vão de 5 metros, as peças de terça também possuem esse mesmo comprimento. Foram consideradas distribuídas 9 peças de terça ao longo de cada água da treliça, apoiadas sobre os montantes para adequada distribuição dos esforços nas barras.

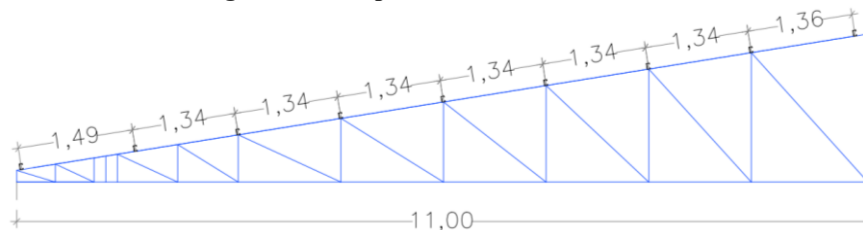
As Figuras 14 e 15 apresentam, respectivamente, o modelo da tesoura da cobertura do galpão, e a disposição das peças de terças sobre a treliça.

Figura 14 – Modelo de treliça de cobertura do galpão



Fonte: Dados da pesquisa (2021).

Figura 15 – Disposição das terças na treliça



Fonte: Dados da pesquisa (2021).

A telha prevista para esse galpão é metálica, do tipo Galvalume, produzida em chapa galvanizada de perfil ondulado, com 0,43 mm de espessura.

Novamente, é válido lembrar que este trabalho tem como escopo apenas o estudo do

elemento pilar de concreto armado. Portanto, todas as estruturas metálicas da cobertura, bem como as telhas, não foram objeto de verificação das conformidades normativas. São tratados aqui apenas os aspectos necessários para a boa compreensão dos esforços gerados pela cobertura sobre os pilares do pórtico.

Todavia, em outros estudos em que se deseje verificar também os elementos de cobertura, é necessário respaldo das normas técnicas específicas como, por exemplo, a NBR 8800:2008 – Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios, bem como a NBR 14762:2010 – Dimensionamento de estruturas de aço constituídas por perfis formados a frio.

4 ANÁLISE ESTRUTURAL E DIMENSIONAMENTO

Neste trabalho, avaliou-se o consumo de aço para armadura longitudinal do elemento estrutural pilar que, por sua vez, compõe pórtico de um galpão agrícola em estrutura mista. Com isso, neste capítulo apresentam-se as principais considerações para previsão das cargas, análise estrutural, dimensionamento e verificação do elemento pilar de concreto pré-moldado.

4.1 Parâmetros do concreto estrutural

Para o dimensionamento foram adotados os parâmetros já praticados pela empresa, para todos os casos, exceto quando se observou alguma não obediência aos critérios previstos nas normas técnicas. Neste caso, os cálculos sempre foram verificados para os critérios previstos pela ABNT, de acordo com as normas já citadas.

4.1.1 Definições preliminares

a) Classe de agressividade ambiental (CAA)

A agressividade foi definida como moderada, classe II, de acordo com a NBR 6118:2014. Apesar de o ambiente ser rural, essa escolha considera os usos possíveis e futuros para a edificação, que ainda são desconhecidos na fase de projeto. Por isso, adotou-se uma postura mais conservadora, que permite obter um maior resguardo estrutural.

A norma também estabelece os requisitos mínimos da relação água/cimento e classe do concreto em função da agressividade. Nesse caso, os parâmetros considerados constam na Tabela 2:

Tabela 2 – Relação entre a CAA e a qualidade do concreto

Classe de agressividade (CAA)	Relação a/c em massa	Classe do concreto
II	$\leq 0,60$	$\geq C25$

Fonte: Elaborado com base em NBR 6118:2014

b) Cobrimento

As especificações de cobrimento são abordadas na NBR 9062:2017. Entende-se que as melhores condições de produção do concreto e o controle sobre a execução das dimensões das peças e posicionamento da armadura são uma contrapartida para a redução dos valores mínimos de cobrimento dos elementos pré-moldados (EL DEBS, 2017).

A NBR 9062:2017 orienta que se aplique o mesmo critério da NBR 6118:2014, exceto que o cobrimento mínimo de qualquer barra da armadura, seja de distribuição, montagem, ligação ou estribos, pode reservar uma tolerância de execução de 5 mm. Em resumo, para pilares em concreto armado, a normativa indica os cobrimentos nominais em função da CAA, conforme consta na Tabela 3. O cobrimento nominal utilizado pela empresa é de 25 mm, atendendo ao critério de agressividade para a CAA II.

Tabela 3 - Correspondência entre CAA e o cobrimento nominal ($\Delta c = 5$ mm)

Elemento	Classe de agressividade ambiental			
	I	II	III	IV
Pilar de concreto armado	Cobrimento nominal (mm)			
	20	25	35	45

Fonte: Elaborado com base em NBR 6118:2014

4.1.2 Materiais

O concreto produzido pela empresa é dosado em usina central automatizada. As informações referentes aos materiais, modo de produção do concreto, cura e desforma foram obtidas junto ao laboratório de concreto da empresa. O traço padrão utilizado na produção do concreto para peças estruturais de galpões regulares, em que há apenas elementos estruturais de sustentação vertical, de fundação e de cobertura, é de 30 MPa. A Tabela 4 detalha as proporções utilizadas no concreto de 30 MPa.

Tabela 4 – Traço unitário e por m³ do concreto estrutural de 30 MPa

Traço	Cimento	Areia média	Brita 01	Água
Por m ³ (em kg)	350	850	1150	175
Traço unitário	1	2,4	3,3	0,5

Fonte: Dados da pesquisa (2021).

Esse traço totaliza peso específico do concreto simples de 2.525 kg/m³, sem considerar a armadura. A NBR 6118:2014 orienta no item 8.2.2 que, conhecendo a massa específica do concreto utilizado, para considerar o concreto com armadura é adequado acrescentar de 100 kg/m³ a 150 kg/m³. Portanto, adotou-se o peso específico total para o concreto armado de 2.625 kg/m³. A seguir, são destacados os aspectos principais da composição do concreto estrutural utilizado pela empresa na produção de pilares.

a) Cimento

A empresa utiliza o CP II F-40 que possui adição de 11 a 25% de filer calcário e resistência à compressão mínima aos 28 dias de 40 MPa. Segundo o fabricante ITAMBÉ (2021), o maior grau de finura dessa composição garante boa resistência inicial e final, sendo, portanto, indicado para aplicações de desforma rápida, como é o caso dos elementos pré-moldados com cura convencional.

a) Agregado graúdo

A empresa utiliza o agregado graúdo basáltico tipo brita 01.

b) Agregado miúdo

O agregado miúdo utilizado no preparo do concreto é a areia média, com módulo de finura médio em torno de 2,35.

c) Água

A relação água cimento (a/c) utilizada é de 0,50, conforme indicado no traço.

d) Aditivo

Para a produção desse concreto, utiliza-se aditivo líquido superplastificante, que garante alta resistência inicial e final, redução da água de amassamento, melhor fluidez, aumento da durabilidade e melhora das propriedades mecânicas do concreto (VIAPOL, 2021).

e) Aço para armadura longitudinal e transversal

As armaduras longitudinais dos pilares são compostas de vergalhões de aço CA-50. Já as armaduras transversais empregam aço CA-60 com bitola de 5,0 mm ou 6,0 mm.

4.1.3 Resistências

a) Resistência característica de projeto

O concreto estrutural é dosado para a resistência característica de compressão (f_{ck}) de 30 MPa aos 28 dias.

b) Resistência para o saque da forma

Segundo o laboratório de concreto da empresa, o saque da forma ocorre em torno de

24 horas após a concretagem da peça pré-moldada. Nessa etapa, a resistência é de 15 MPa, atendendo ao critério de resistência mínima da NBR 9062:2017 no item 8.2.2.2.

c) Resistência para transporte e montagem

A empresa armazena a peça pré-moldada por cerca de 7 dias até que atinja aproximadamente 70% da resistência característica de projeto, ou seja, 21 MPa.

4.2 Ações a considerar

As ações foram consideradas conforme o capítulo 11 da NBR 6118:2014, que trata das ações permanentes, variáveis e excepcionais, como no caso das estruturas moldadas in loco. Nesse caso, dispensou-se a análise das cargas excepcionais, uma vez que a possibilidade de atuarem na estrutura em estudo é remota. Já as ações dinâmicas na estrutura foram consideradas conforme o item 5.3.2 da NBR 9062:2017.

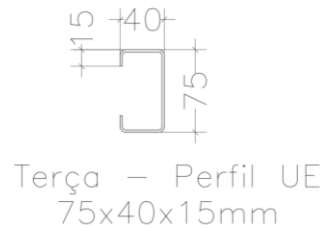
4.2.1 Ações permanentes

As ações permanentes correspondem ao peso próprio das estruturas e instalações permanentes, devendo ser consideradas com seus valores mais desfavoráveis à segurança. Nesse trabalho, essas ações consistem no peso próprio das telhas, terças, barras de contraventamento, tesouras metálicas e também do pilar de concreto armado.

A telha de cobertura especificada para esse galpão é metálica tipo Galvalume em perfil ondulado com espessura de chapa de 0,43mm. Para estimar o peso próprio das telhas de cobertura, considerou-se o peso descrito pelo fabricante de 4,13 kg/m². Para cada água do pórtico, as telhas possuem 11,25 metros e estarão dispostas ao longo do vão, que dista 5 metros entre pórticos. A Equação (2) permite calcular o peso total das telhas sobre cada pórtico.

$$\begin{aligned} PP_{\text{telhas}} &= 4,13 \text{ kgf/m}^2 \times 5 \text{ m} \times 11,25 \text{ m} \\ PP_{\text{telhas}} &= 232,31 \text{ kgf} \end{aligned} \quad (2)$$

As terças metálicas utilizadas no projeto desse galpão são produzidas com chapa de aço dobrada número 14, que possui 2 mm de espessura, peso de 16 kg/m² ou 2,96 kg/m. A Figura 16 apresenta o modelo da terça adotada, a qual corresponde a um perfil U enrijecido (UE) medindo 75x40x15mm.

Figura 16 – Perfil U enrijecido para terças**Fonte: Dados da pesquisa (2021).**

O comprimento das terças mede a distância entre pórticos que é de 5 metros. Para cada água da cobertura são dispostas 9 terças que descarregam sobre os montantes da tesoura. Desse modo, o peso próprio de cada terça é determinado pela Equação (3), e o peso próprio total das terças sobre a treliça é obtido pela Equação (4).

$$PP_{\text{terça}} = 16 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \times 5,0 \text{ m} \times \frac{75 + (2 \times (40 + 15))}{1000} \text{ m} \quad (3)$$

$$PP_{\text{terça}} = 14,8 \text{ kgf}$$

$$PP_{\text{total,terças}} = 9 \cdot 14,8 \text{ kgf} \quad (4)$$

$$PP_{\text{total,terças}} = 133,20 \text{ kgf}$$

É necessário considerar também a presença de dispositivos de contraventamento na cobertura do galpão. Em geral, utiliza-se barra redonda mecânica para isso. Consideram-se nesse caso quatro barras de bitola 3/8", a qual pesa 0,56 kg/m. Os contraventos têm 5,55 metros em cada barra. Logo, o peso próprio de dois X de contraventamento sobre o pórtico é obtido por meio da Equação (5):

$$PP_{\text{contrav.}} = 4 \text{ barras} \times 5,55 \text{ m} \times 0,56 \frac{\text{kg}}{\text{m}} \quad (5)$$

$$PP_{\text{contrav.}} = 12,43 \text{ kgf}$$

A tesoura treliçada metálica tem seus banzos inferior e superior fabricados em perfil U de chapa dobrada número 12, medindo 120x40mm, e pesando 21,20 kg/m². Totalizam 44,28 metros lineares de perfil para banzos. Considerando o peso por metro linear, estima-se o comprimento total de barras para cada tipo de perfil e, na sequência, seu peso próprio.

Logo, tem-se para meia treliça o peso próprio dos banzos calculado por meio da Equação (6):

$$PP_{\text{banzos}} = 21,20 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \times \left(\frac{44,48 \text{ m}}{2} \times \frac{(120 + 40 + 40)}{1000} \text{ m} \right) \quad (6)$$

$$PP_{\text{banzos}} = 93,78 \text{ kgf}$$

Os montantes e diagonais são produzidos em perfil U de 114x30mm em chapa dobrada número 14, que é o mesmo material do qual são produzidas as terças. Logo, tem-se por meio da Equação (7) o peso próprio dos perfis internos de meia treliça:

$$PP_{\text{interno}} = 16,0 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \times \left(\frac{48,30 \text{ m}}{2} \cdot \frac{(114 + 30 + 30)}{1000} \text{ m} \right) \quad (7)$$

$$PP_{\text{interno}} = 67,23 \text{ kgf}$$

Em posse dos valores individuais de cada elemento, estima-se o peso próprio total da estrutura de cobertura, por água da treliça. Uma vez que a treliça é simétrica, considera-se que o peso próprio descarrega igualmente sobre os dois pilares do pórtico, sendo obtido pela Equação (8):

$$PP_{\text{cobertura total}} = 232,31 + 133,20 + 93,87 + 67,23 + 12,43 \quad (8)$$

$$PP_{\text{cobertura total}} = 539,04 \text{ kgf}$$

Por fim, o peso próprio do elemento pilar é considerado conforme o peso específico de concreto armado previsto no traço, ou seja, 2.625 kgf/m³. A peça em análise possui 6,40 metros de comprimento, e seção transversal retangular de 20x30cm. Tem-se, por meio da Equação (9):

$$PP_{\text{pilar}} = 0,20\text{m} \times 0,30\text{m} \times 6,40\text{m} \times 2.625 \text{ kgf/m}^3 \quad (9)$$

$$PP_{\text{pilar}} = 1.008 \text{ kgf} \text{ ou } 1,575 \text{ kN/m}$$

De posse de todos os valores de peso próprio, os dados foram lançados sobre o pórtico no *software* Ftool, a fim de estimar os esforços gerados no pilar quando atuam apenas os carregamentos permanentes de peso próprio na estrutura.

Uma vez que o elemento de cobertura é treliçado, para uma adequada análise dos esforços, foi necessário converter o carregamento linearizado do peso próprio em cargas pontuais aplicadas diretamente sobre os nós da treliça. O método de lançamento dos carregamentos encontra-se detalhado no Apêndice B deste trabalho. A Tabela 5 resume os esforços resultantes gerados no pilar quando atua unicamente o peso próprio.

Tabela 5 - Resumo dos esforços gerados em função do peso próprio

Pilar	Esforços resultantes		
	Normal (kN)	Mbase (kN.m)	Mtopo (kN.m)
Maior inércia	-15,47	8,57	-2,5

Fonte: Elaborado com base em Ftool (2021).

Observa-se que os dados apresentados na Tabela 5 referem-se aos esforços encontrados para a seção de maior inércia do pilar, que ocorre no plano do pórtico. Nesse caso, os momentos fletores de topo e base tracionam a peça em faces opostas, sendo mais significativo o momento encontrado na base do pilar.

4.2.2 Ações variáveis

4.2.2.1 Cargas acidentais

Segundo a NBR 6120:2019 – Ações para o cálculo de estruturas de edificações, as cargas acidentais são aquelas decorrentes do uso da edificação. Uma vez que o galpão em estudo é uma edificação de apenas um pavimento, o acesso à cobertura ocorrerá apenas quando for realizada manutenção.

Assim, considerou-se apenas uma ação de sobrecarga de manutenção mínima. Essa carga variável uniformemente distribuída possui valor característico mínimo de 0,25 kN/m², dada em projeção horizontal, conforme indicado no item 6.4 da NBR 6120:2019. Este carregamento distribuído foi convertido em cargas pontuais na treliça, pelos mesmos critérios utilizados no caso do peso próprio. Os resultados são apresentados no Apêndice C deste trabalho.

Após obtidos os carregamentos pontuais, estes foram lançados no *software* Ftool para cálculo dos esforços resultantes da atuação da sobrecarga de manutenção. Os resultados são também encontrados no mesmo Apêndice C. A Tabela 6 apresenta um resumo dos esforços gerados no pilar.

Tabela 6 – Resumo dos esforços gerados em função da sobrecarga

Carregamento de Sobrecarga	Esforços Resultantes		
	Normal (kN)	Momento base (kN.m)	Momento topo (kN.m)
Maior inércia	-13,87	22,8	-6,6

Fonte: Elaborado com base em Ftool (2021).

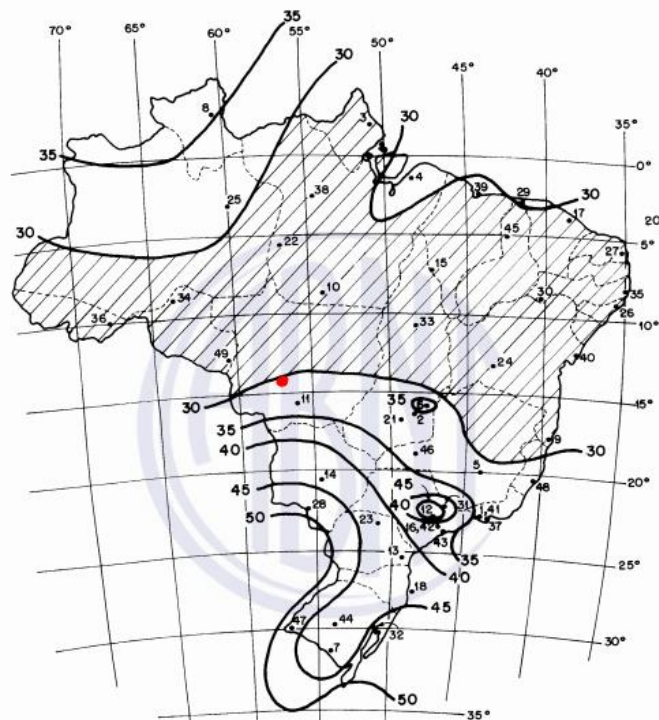
Para a sobrecarga de manutenção, da mesma forma que no caso do peso próprio, os momentos fletores tracionam faces opostas do pilar e o maior valor é identificado na base do pilar.

4.2.2.2 Ação do vento

Além do carregamento accidental, a ação do vento é a principal variável. Os efeitos gerados podem ser de pressão ou sucção, e são transmitidos nas duas direções aos pilares do pórtico. Como o carregamento devido ao peso próprio da estrutura metálica de cobertura é pequeno, nos pilares os efeitos do vento recaem de modo mais intenso (CBCA, 2016).

A ação do vento foi considerada de acordo com as orientações da NBR 6123:1988 – Forças devidas ao vento em edificações. Conforme é abordado na normativa, a velocidade básica do vento na região em análise pode ser obtida por meio do gráfico das isopletas. Dessa forma, a Figura 17 indica a localização do município de Tangará da Serra - MT em relação às isopletas no Brasil, enquadrando-se na faixa de velocidade básica igual a 35 m/s.

Figura 17 – Isopletas para velocidade básica do vento V_0 (m/s)



Fonte: Adaptado de NBR 6123:1988.

A Tabela 7 apresenta um resumo dos fatores necessários para estimar a velocidade característica que atua sobre a estrutura. O procedimento detalhado da avaliação do vento pelo *software* Visual Ventos consta no Apêndice A deste trabalho.

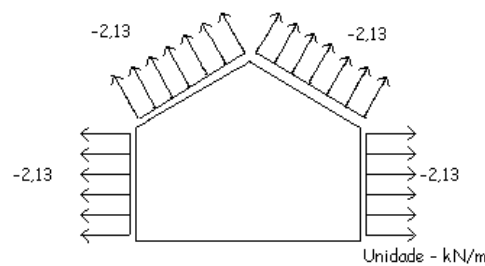
Tabela 7 – Parâmetros para determinação da pressão dinâmica do vento

Parâmetro	Valor	Descrição
Velocidade básica V_0 (m/s)	35 m/s	Velocidade básica do vento em Tangará da Serra - MT
Fator S_1	1,0	Fator topográfico para terreno plano
Fator S_2	0,89	Rugosidade – Categ. III Dimensões da edif. – Classe B
Fator S_3	0,95	Fator estatístico para local com baixa ocupação

Fonte: Autoria própria (2021).

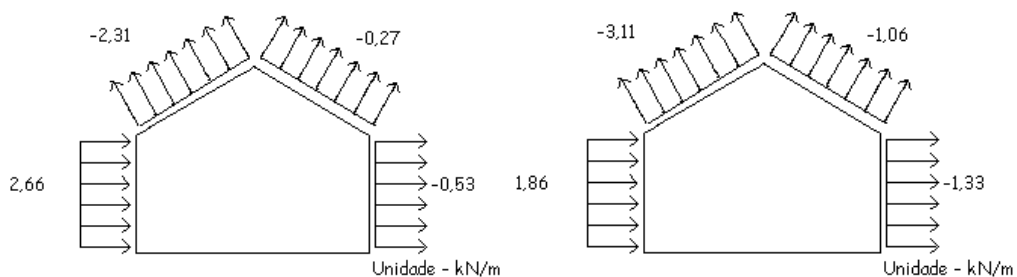
Para obtenção dos coeficientes de pressão interna da edificação, considerou-se as quatro faces da edificação como igualmente permeáveis, uma vez que não foi previsto fechamento. As Figuras 18 e 19 apresentam os esforços resultantes críticos para as combinações de ventos a 0° e 90° .

Figura 18 – Esforços resultantes críticos para vento a 0°



Fonte: Visual Ventos (2021).

Figura 19 – Esforços críticos para vento a 90° , com $C_{pi}=0,0$ e $-0,30$, respectivamente



Fonte: Visual Ventos (2021).

O resultado do carregamento obtido do Visual Ventos apresenta um carregamento uniformemente distribuído nas superfícies. Uma vez que o elemento de cobertura é treliçado, para uma adequada análise foi necessário converter o carregamento linearizado em cargas pontuais aplicadas diretamente sobre os nós e, ainda, decompor essas cargas nos eixos principais X e Y.

Os resultados das transformações efetuadas foram obtidos a partir da elaboração de

uma planilha para cada situação de carregamento, que consta no Apêndice D. As situações críticas de vento foram denominadas de forma simplificada, para uma rápida identificação, como indica a Tabela 8:

Tabela 8 – Descrição das situações de carregamento de vento

Caso de vento	Descrição do caso
Vento V01	Vento incidindo a 0° para $C_{pi} = 0,0$
Vento V02	Vento incidindo a 90° para $C_{pi} = 0,0$
Vento V03	Vento incidindo a 90° para $C_{pi} = -0,30$

Fonte: Autoria própria (2021).

A Tabela 9 apresenta um resumo dos esforços nos pilares, calculados por meio do Ftool. Os resultados detalhados encontram-se no Apêndice D.

Tabela 9 – Resumo dos esforços resultantes do vento na edificação

Carregamento	Esforços Resultantes	
	Normal (kN)	Momento máximo (kN.m)
Vento V01	23,43 (tração)	23,7
Vento V02	20,44 (tração)	50,1
Vento V03	29,22 (tração)	58,7

Fonte: Elaborado com base em Ftool (2021).

Observa-se que os maiores esforços solicitantes foram encontrados para o vento V03, tornando-se objeto de verificação dos esforços de tração.

4.3 Combinações de ações

Segundo a NBR 8681:2003, o carregamento envolve a consideração de que as ações podem ocorrer simultaneamente sobre a estrutura. Por isso, devem-se tomar as ações combinadas que produzam os efeitos mais desfavoráveis sobre a estrutura para verificação da segurança em relação aos estados limites.

Para o ELU, consideram-se as combinações últimas de ações, com seus respectivos coeficientes de ponderação. A combinação normal é aquela que permite avaliar as ações devidas ao uso previsto da estrutura, determinada conforme a Equação (10).

$$F_d = \sum_{i=1}^m \gamma_{gi} F_{Gi,k} + \gamma_q \left[F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n \psi_{0j} F_{Qj,k} \right] \quad (10)$$

Onde:

$F_{Gi,k}$ é o valor característico das ações permanentes;

γ_g é o coeficiente de ponderação das ações permanentes

$F_{Q1,k}$ é o valor característico da ação variável considerada como principal para a combinação;

γ_q é o coeficiente de ponderação das ações variáveis

$\psi_{0j} F_{Qj,k}$ é o valor reduzido de combinação de cada uma das demais ações variáveis.

Nesse estudo, tendo em vista os aspectos específicos dos galpões, é possível considerar a atuação das ações variáveis de forma simplificada. Entende-se não ser provável que aconteça manutenção na cobertura do galpão enquanto passa na região uma rajada de vento extremo. Nesse sentido, podem ser eliminadas as combinações que incluem vento e sobrecarga, sendo o peso próprio combinado a uma carga variável de cada vez. Dessa forma, a expressão fica reduzida à Equação (11)

$$F_d = \gamma_g F_g + \gamma_q F_q \quad (11)$$

Onde:

F_g é o valor característico da ação permanente de peso próprio (PP);

F_q é o valor característico da ação variável de sobrecarga (SC) ou vento (V0x) conforme o caso.

Os coeficientes de ponderação das ações foram determinados conforme as prescrições do item 11.7 da NBR 6118:2014. Em nota, a normativa sugere que o peso próprio de estruturas pré-moldadas pode ser ponderado por um coeficiente de 1,3, tendo em vista a sua pequena variabilidade. Para as ações variáveis, utilizou-se o coeficiente de ponderação igual a 1,4.

Na combinação de ações entre o peso próprio da estrutura e os casos de vento, considerou-se que os elementos de fundação atuam favoravelmente para ajudar a resistir aos esforços do vento de sucção, que tendem a gerar tração nos pilares. Em vista disso, para fins de combinação, foi adicionado à parcela de peso próprio, também a carga correspondente ao peso do bloco de fundação previsto para esse galpão. O elemento estrutural de fundação previsto tem

seção circular com 80 cm de diâmetro e 1,50 m de profundidade, e comprimento de embutimento do pilar de 1,40 m.

O peso do concreto foi considerado igual a 2500 kgf/m³, conforme orientação de normativa. Para um bloco dessas dimensões, é praticado na empresa o uso de armadura de $\phi 8,00$ mm (0,395 kg/m), com um consumo de aproximadamente 10,16 m de vergalhão por bloco. Portanto, tem-se pela Equação (12) o volume do bloco, descontado o volume de implantação do pilar. Pela Equação (13) determina-se o peso desse elemento:

$$\begin{aligned} \text{Vol}_{\text{fund}} &= \text{Vol}_{\text{bloco}} - \text{Vol}_{\text{implante}} & (12) \\ \text{Vol}_{\text{fund}} &= (1,5 \cdot \pi \cdot 0,4^2) - (1,4 \cdot 0,2 \cdot 0,3) \\ \text{Vol}_{\text{fund}} &= 0,67 \text{ m}^3/\text{bloco} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{PP}_{\text{bloco}} &= P_{\text{concreto}} + P_{\text{armadura}} & (13) \\ \text{PP}_{\text{bloco}} &= (0,67 \cdot 2525) + (10,16 \cdot 0,395) \\ \text{PP}_{\text{bloco}} &= 1679,01 \text{ kgf ou } 16,79 \text{ kN} \end{aligned}$$

Esse valor de 16,79 kN foi somado nas combinações B, C e D para os efeitos de vento e peso próprio. A Tabela 10 apresenta as combinações críticas encontradas.

Tabela 10 – Combinações de esforços atuantes no pilar

Identificação	Descrição da combinação	Nd	
		Valor de cálculo (kN)	Esforço interno
A	(1,3 x PP) + (1,4 x SC)	-39,53	COMPRESSÃO
B	(1,0 x PP) + (1,4 x V01)	0,54	TRAÇÃO
C	(1,0 x PP) + (1,4 x V02)	-3,64	COMPRESSÃO
D	(1,0 x PP) + (1,4 x V03)	8,65	TRAÇÃO

Fonte: Elaborado com base em Ftool (2021).

Mazetto (2017) afirma que o projeto de estruturas é uma tarefa minuciosa, pois atuam combinações de ações que geram solicitações distintas no elemento. São possíveis duas combinações em que uma delas ocasione o maior esforço normal de compressão, por exemplo, e outra em que os momentos solicitantes tenham valores mais críticos. Sendo assim, a favor da segurança, o dimensionamento deve considerar tantas quantas forem as combinações que gerem esforços significativos na peça, de qualquer natureza.

Esse apontamento explica as situações críticas indicadas na Tabela 10. Diante das combinações que geram esforços de tração e compressão, percebeu-se a necessidade de

verificar o pilar tanto aos efeitos de flexo-compressão quanto à flexo-tração, uma vez que o vento supera as cargas permanentes de peso próprio na estrutura, gerando esforços que tendem a causar o arrancamento do elemento estrutural.

Tal resultado já era esperado, conhecendo-se as características desse tipo de edificação. Alves (2015) comenta que, em construções térreas como galpões, por exemplo, os pilares passam a atuar como contrafortes, tendo em vista que as cargas verticais são geralmente baixas e predominam os momentos fletores devidos ao vento.

Nesse sentido, a próxima seção apresenta as considerações realizadas no dimensionamento para a situação de flexo-compressão oblíqua. Logo na sequência o pilar também é verificado aos esforços de tração gerados pelo vento.

4.4 Dimensionamento do pilar à flexo-compressão

Este dimensionamento foi pautado na metodologia apresentada por Bastos (2005), segundo as orientações da NBR 6118:2014 para elementos de concreto armado. As devidas considerações e o memorial de cálculo encontram-se no Apêndice E deste trabalho. A combinação crítica que forneceu os esforços internos para o cálculo foi aquela verificada quando atuam sobre o pórtico, simultaneamente, o peso próprio da estrutura e a sobrecarga de manutenção.

O pilar em estudo foi considerado como pilar de canto, segundo a classificação proposta pelo mesmo autor. No caso tratado, o pilar tem como situação de projeto a flexo-compressão oblíqua, em que existem momentos de 1ª ordem nas extremidades do pilar, atuando nas duas direções de inércia.

A instabilidade e os efeitos de segunda ordem foram considerados conforme a seção 15 da NBR 6118:2014, que é taxativa neste ponto. Isto é, a análise estrutural deve incluir os efeitos de 2ª ordem e deve assegurar que não ocorra perda de estabilidade do elemento nem esgotamento de sua capacidade resistente para as combinações de ações mais desfavoráveis à segurança. Para essa verificação, a normativa indica os métodos possíveis de determinação dos efeitos de 2ª ordem, a depender a aplicação da esbelteza do pilar.

Para o dimensionamento à situação de flexo-compressão oblíqua foram feitas algumas considerações e simplificações de cálculo, uma vez que a estrutura foi modelada no *software* Ftool, que permite apenas uma análise estrutural plana bidimensional. Em uma modelagem tridimensional, seria possível captar adequadamente os momentos fletores nas duas direções de inércia, assim como as cargas verticais atuantes.

Por essa razão, devido à limitação da ferramenta computacional, foi possível determinar apenas os esforços atuantes na seção de maior inércia da peça, que ocorrem no plano do pórtico. A menor inércia do pilar é a que está posicionada ao longo dos 50 metros de comprimento do galpão, e os efeitos gerados nessa direção não foram identificados por meio da modelagem no *software* Ftool.

Nesse sentido, como modo de determinar as solicitações de cálculo na menor inércia, para dimensionamento à flexo-compressão oblíqua, a simplificação partiu do pressuposto de que não há grandes solicitações sendo geradas nessa direção. Considerando que não estão previstos fechamentos ao longo do comprimento do galpão, entende-se que as solicitações devidas ao vento geradas na direção de menor inércia do pilar são pouco significativas e causam momentos fletores de valores baixos, prevalecendo os momentos fletores mínimos.

Portanto, para fins de dimensionamento, considerou-se que os momentos fletores atuantes na menor inércia do pilar, nas posições extremas de topo e base, assim como em uma posição intermediária, são iguais ao momento fletor mínimo discriminado no item 11.3.3.4.3 da NBR 6118:2014.

4.4.1 Método do pilar padrão de curvatura aproximada

O método do pilar padrão com curvatura aproximada é abordado na NBR 6118:2014, item 15.8.3.3.2, como uma possibilidade para a determinação dos efeitos locais de 2ª ordem em pilares com índice de esbeltez igual ou inferior a 90. Em se tratando de seção retangular submetida à flexo-compressão oblíqua, a esbeltez deve ser verificada nas duas direções principais de inércia e os momentos de 2ª ordem devem ser, também, avaliados separadamente.

Os momentos fletores totais correspondem à soma dos momentos de 1ª e 2ª ordem, em cada direção. As seções de extremidade, topo e base, e um ponto ao longo do eixo do pilar, chamado de seção intermediária, devem ser objeto de verificação desses momentos totais nas duas direções de inércia.

Por se tratar de um método aproximado, as não linearidades física e geométrica são consideradas por meio de aproximações. Geometricamente, as expressões de cálculo pressupõem uma deformação na barra. Fisicamente, considera-se uma curvatura na seção crítica, que pode ser determinada por meio da Equação (14):

$$\frac{1}{r} = \frac{0,005}{h \cdot (\nu + 0,5)} \leq \frac{0,005}{h} \quad (14)$$

Onde:

$$v = \frac{N_d}{Ac \cdot f_{cd}}$$

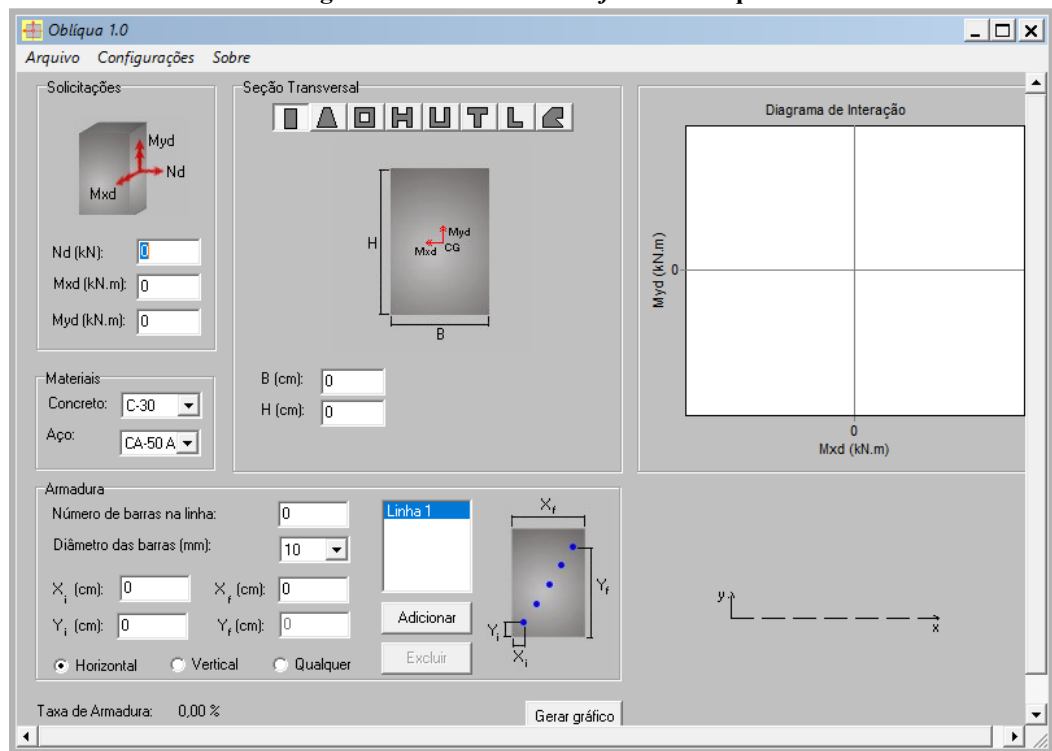
h é a altura da seção na direção considerada;

v é a força normal adimensional (ni).

4.4.2 Determinação da área de aço na seção

De posse dos valores totais de momento fletor que atuam nas seções principais nas duas direções, passa-se efetivamente à determinação da área de aço necessária para resistir a esses esforços. Essa etapa foi realizada com o auxílio do *software* livre Oblíqua 1.0 para verificação de pilares submetidos à flexo-compressão oblíqua. A Figura 20 apresenta a interface do *software*.

Figura 20 – Interface do *software* Oblíqua



Fonte: Oblíqua 1.0 (2021).

A interface da ferramenta é simples e a verificação é apresentada por meio de um diagrama de interação que limita os resultados aceitáveis para o dimensionamento da seção transversal. Informam-se inicialmente os esforços solicitantes, as características do concreto e do aço, a geometria da seção e, finalmente, o arranjo da armadura principal na seção transversal.

Definiu-se o arranjo com 8 barras dispostas na seção transversal do pilar, uma vez que o objetivo dessa etapa foi a verificação para a configuração já trabalhada na empresa. Todo o procedimento de entrada de dados no Oblíqua 1.0 está detalhado no item f do Apêndice E deste trabalho. Assim, obteve-se como resultado final do dimensionamento do pilar à flexo-compressão oblíqua o descrito na Tabela 11.

Tabela 11 – Resultados do dimensionamento à flexo-compressão oblíqua

Armadura verificada	Área de aço efetiva
8 ϕ 12,5 mm	9,82 cm ²

Fonte: Elaborado com base em Ftool (2021).

A partir desse resultado, observa-se que armadura longitudinal encontrada para a situação de cálculo é idêntica à solução já praticada pela empresa, ou seja, 8 barras de ϕ 12,50 mm na seção transversal. Isso indica que essa solução atende adequadamente às solicitações de um galpão simples submetido às condições de carregamentos que geram esforços no pilar apresentadas nesse trabalho. Também indica que uma redução da área de aço na seção transversal seria estruturalmente insegura.

4.5 Verificação da tração no pilar

O dimensionamento à flexo-tração foi realizado com o intuito de verificação da área de aço já calculada para o dimensionamento à flexo-compressão oblíqua. O maior esforço de tração foi encontrado para a combinação em que atuam simultaneamente o peso próprio da estrutura e o vento V03, conforme apresentado previamente na Tabela 10. Todas as considerações de cálculo foram detalhadas no Apêndice F deste trabalho.

É necessário comentar que essa etapa foi menos intuitiva do que a consideração dos esforços de compressão, que é a situação típica de pilares dos edifícios em geral. A situação de tração é característica de tirantes e pouco comum em pilares, o que explica ser um assunto menos abordado nas literaturas de cálculo estrutural de pilares de concreto armado. Esse estudo baseou-se na metodologia de cálculo para flexo-tração com grande excentricidade proposta por Bastos (2005).

Obtiveram-se, a partir da verificação à tração, os resultados apresentados na Tabela 12.

Tabela 12 – Resultados encontrados para dimensionamento à flexo-tração

Área de aço calculada	Armadura escolhida	Área de aço efetiva
15,72 cm ²	7 ϕ 12,5 mm em cada face	17,5 cm ²

Fonte: Autoria própria (2021).

Esses resultados demonstram que a área de aço para tração supera em grande maneira o necessário para a compressão no pilar. Portanto, a verificação não é atendida, ou seja, deve prevalecer a maior área de aço encontrada até o momento. O resultado ainda indica que a solução original não atenderia adequadamente aos esforços de tração gerados pelo vento, por exemplo.

4.6 Verificação das situações transitórias

As situações transitórias foram verificadas no intuito de avaliar as possibilidades de carregamento adicionais a que a peça possa estar submetida antes mesmo de estabelecer-se em sua posição final na estrutura.

Para esta etapa, foram avaliados conjuntamente os esforços resultantes das combinações normais para cargas permanentes, assim como os efeitos dinâmicos sobre a estrutura nas situações transitórias, tendo em vista que essa junção de carregamentos gera esforços adicionais à estrutura quando esta ainda não se encontra definitivamente ligada, exercendo sua função específica na estrutura montada.

A verificação dos pilares para o ELU e ELS nas situações transitórias foi realizada de acordo com a metodologia empregada por Marcos Neto (1998), cujas considerações baseiam-se nas possibilidades de manuseio da peça pré-moldada propostas por Sheppard & Phillips (1989). O Quadro 4 apresenta as formas de içamento, bem como os esforços de flexão gerados na peça.

Quadro 4 - Situações Transitórias para Manuseio de Elementos Pré-Moldado

Forma de Içamento	Solicitação de flexão (m)	Principal Utilização	Observações
	$M^+ = 0,025.g.l^2$ $M^- = 0,025.g.l^2$	- Elevação de vigas e painéis de laje - Transporte de elementos pré-moldados	Distribuição favorável do esforço de flexão.
	$M^+ = 0,006.g.l^2$ $M^- = 0,012.g.l^2$	- Desforma de elementos - Transporte de elementos pré-moldados	Distribuição uniforme das reações.
	$M^+ = \left(1 - \frac{1}{2a}\right) \cdot g \cdot \frac{l^2}{2}$ $M^- = 0,56.b^2.g.l^2$	- Elevação de pilares e painéis verticais	Possibilidade de prumar os elementos com facilidade.
	$M^+ = 0,043.g.l^2$ $M^- = 0,043.g.l^2$	- Elevação de pilares e painéis verticais	Distribuição favorável do esforço de flexão.

Fonte: Sheppard & Phillips (1989) apud Marcos Neto (1998).

Todos os cálculos referentes às verificações propostas nessa seção e as respectivas considerações realizadas foram reunidos no Apêndice G do trabalho.

4.6.1 Desmoldagem do pilar

Para essa verificação, considera-se que a moldagem do pilar na fôrma ocorre no plano de maior inércia do elemento. Esse caso corresponde à primeira situação indicada no Quadro 4. O saque da fôrma é feito a partir de um içamento por dois pontos, gerando esforços de flexão na peça cujos valores de momento fletor máximo positivo e máximo negativo sejam iguais em módulo. Essa situação é considerada de distribuição favorável dos momentos fletores.

Além disso, é preciso levar em consideração o efeito da aderência entre a superfície do elemento e a fôrma. Para isso, utilizou-se o critério originalmente proposto por Richardson (1991) de que a tensão de aderência do elemento de concreto com um molde de aço seja igual a 1,30 kN/m². Dessa forma, obtém-se a correspondente ação adicional derivada da situação de desmoldagem, que origina os esforços de momento fletor na peça.

Para essa situação, obteve-se uma área de aço necessária igual a $0,4019 \text{ cm}^2$, que é suficientemente atendida pelas armaduras já praticadas pela empresa. O critério de fissuração na peça para o ELS na desmoldagem também foi atendido.

4.6.2 Montagem da estrutura

Para a verificação da situação transitória de montagem, leva-se em consideração o quarto caso abordado no Quadro 4. Nessa situação, a peça é içada por apenas um ponto e o posicionamento na base se dá verticalmente, devido à facilidade de prumar os pilares em obra. A Figura 21 exemplifica o modo de posicionamento do pilar na base.

Figura 21 – Montagem do pilar em obra



Fonte: Acervo da empresa (2021).

Na etapa da montagem, do mesmo modo que no caso da desmoldagem, são gerados momentos fletores positivo e negativo iguais em módulo, porém de maior intensidade que no caso anterior.

Por meio da verificação do ELU, obteve-se uma área de aço igual a $0,675 \text{ cm}^2$ necessária para suportar os esforços gerados na montagem. Essa taxa de aço também é suficientemente atendida pela armadura longitudinal já praticada.

4.7 Comparativo dos resultados

A propósito de síntese do estudo do pilar pré-moldado, a Tabela 13 apresenta os

resultados para armadura longitudinal efetiva dimensionada para as situações finais a que o galpão poderá estar sujeito, quando atuam os carregamentos previstos para a edificação.

Tabela 13 – Resumo comparativo das armaduras longitudinais estudadas

Situação	Projeto de referência	Dimensionamento à flexo-compressão	Dimensionamento a flexo-tração
Área de aço calculada	-	9,82 cm ²	15,72 cm ²
Área de aço e arranjo final	9,82 cm ² 8 ϕ 12,5 mm	9,82 cm ² 8 ϕ 12,5 mm	17,5 cm ² (7 ϕ 12,5 mm em cada face)

Fonte: Autoria própria (2021).

Na verificação das situações transitórias, por terem sido obtidos valores pouco expressivos, comparou-se a área de aço necessária para essa situação transitória com a área de aço mínima permitida na seção transversal do pilar, conforme calculado no Apêndice E. A Tabela 14 sintetiza esses resultados.

Tabela 14 – Comparativo entre a área de aço para desmoldagem e mínima

Situação	Área de aço	Quantidade de barras necessária
Desmoldagem	0,4019 cm ²	1 ϕ 10,0 mm
Montagem	0,675 cm ²	1 ϕ 10,0 mm
Mínima (NBR 6118:2014)	2,40 cm ²	3 ϕ 10,0 mm

Fonte: Autoria própria (2021).

Observa-se que as situações transitórias não foram decisivas no dimensionamento do pilar, uma vez que requerem taxas de armadura ainda inferiores ao mínimo indicado pela NBR 6118:2014.

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

As estruturas pré-moldadas são soluções vantajosas para edificações rurais e industriais como os galpões, devido à rapidez de montagem e aos grandes vãos livres proporcionados, que permitem livre trânsito de máquinas de grande porte. A associação de elementos estruturais de concreto e de elementos de cobertura metálicos também apresenta vantagens do ponto de vista da maior leveza estrutural, com o alívio sobre fundações.

Entretanto, por meio do estudo desenvolvido, pode-se concluir que os esforços mais significativos em galpões de estrutura mista são resultado dos carregamentos de vento, tanto frontal quanto perpendicular. Essas edificações possuem grandes áreas permeáveis às ações de vento e os pilares passam a atuar majoritariamente como contrafortes, sendo submetidos até mesmo a esforços de tração que, em algumas combinações, superam os esforços de compressão previstos.

Desse modo, concluiu-se que a variável decisiva do dimensionamento foram os esforços de tração decorrentes do efeito de sucção ou arrancamento provocado no pórtico. Assim, foi necessária a consideração dessa situação de cálculo, que conduziu a uma área de aço expressiva para a seção transversal do pilar pré-moldado.

Finalmente, pode-se verificar que a taxa de armadura originalmente praticada pela empresa atende ao dimensionamento promovido para a flexo-compressão oblíqua, para a qual obteve-se uma área de aço de 9,82 cm², com arranjo de 8 ϕ 12,5 mm na seção transversal, valor idêntico ao considerado no projeto original.

Contudo, esse valor é insuficiente quando se considera a situação de flexo-tração gerada pelos esforços do vento sobre a estrutura. Seriam necessários 15,72 cm² de aço na seção transversal para resistir a esses efeitos. Da análise, depreende-se que, por ser uma situação atípica, quando considerado um vento extremo e raro, a empresa prefere não encarecer seu produto adotando a configuração de área de aço resultante do cálculo da flexo-tração.

Em vista disso, entende-se que uma redução da taxa de armadura do pilar de concreto pré-moldado, no intuito de redução de custos, não é uma saída viável do ponto de vista da segurança estrutural. Conclui-se que a configuração original é a solução mais viável do ponto de vista de custos das peças.

Como a hipótese inicial era de uma possível redução, foi questionado junto ao setor de engenharia da empresa em que medida as considerações de cálculo adotadas neste trabalho diferiram do que é praticado. Percebeu-se a diferença na consideração das ligações entre os

pilares e os elementos de cobertura. No estudo desenvolvido, foram definidas ligações rígidas na interface aço-concreto, promovidas pelo contato entre chapas metálicas soldadas. Na empresa, em geral, pratica-se a consideração de ligações rotuladas, que podem gerar diferente comportamento estrutural. Em vista disso, conclui-se que cada projeto deve ser avaliado de forma individual em função das ligações previstas entre os elementos.

A fim de compreender como se comportam as peças pré-moldadas nas situações transitórias, quando são esforçadas ainda com o concreto em pequena idade, foram verificadas as solicitações dinâmicas, das quais obtiveram-se as respectivas áreas de aço necessárias para resistir aos momentos fletores solicitantes. Nesses casos, as taxas de armaduras encontraram-se suficientemente atendidas pelas soluções do dimensionamento para a situação final.

5.1 Sugestões de pesquisas futuras

Em vista dessas considerações, fica a sugestão de que a mesma situação de projeto seja dimensionada com presença de ligações de apoio simples, ou articuladas, e também para o caso de ligações semirrígidas, que são uma vertente a ser explorada nas estruturas pré-moldadas.

Com esses resultados, poderia ser estabelecida uma comparação entre os tipos de ligações possíveis para elementos pré-moldados em galpões e o comportamento estrutural derivado de cada configuração. Os efeitos sobre os esforços resultantes poderiam demonstrar alternativas mais ou menos viáveis para uma redução do consumo de materiais, e a viabilidade do uso dessas ligações em termos de segurança estrutural.

Sugere-se, por fim, um estudo focado ao desmembramento e identificação dos custos envolvidos no processo de produção de estruturas pré-moldadas, a fim de delinear os maiores montantes incidentes, sejam eles custos relacionados diretamente aos insumos básicos, ou custos derivados do processo produtivo e etapas afins.

REFERÊNCIAS

ACKER, A. V. **Manual de Sistemas Pré-Fabricados de Concreto. 2002.** Tradução Marcelo Ferreira. Associação Brasileira da Construção Industrializada de Concreto, 2003. 129 p.

AÇO BRASIL. Siderúrgicas já produzem no patamar pré-pandemia. **Diário do Comércio.** 2 out. 2020. Disponível em: <<https://acobrasil.org.br/site/noticia/siderurgicas-ja-produzem-no-patamar-pre-pandemia>>. Acesso em: mar. 2021.

ALBUQUERQUE, A. T.; EL DEBS, M. K. Levantamento dos sistemas estruturais em concreto pré-moldado para edifícios no Brasil. In: ENCONTRO NACIONAL DE PESQUISA-PROJETO-PRODUÇÃO EM CONCRETO PRÉ-MOLDADO, 1., 2005, São Carlos. Anais... São Carlos: EESC/USP-Depto. de Eng. de Estruturas, 2005.

ALVES, L. R. M. **Dimensionamento ótimo de pilares de concreto armado submetidos à flexo-compressão normal utilizando programação matemática e algoritmos genéticos.** 2013. 106 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Centro de Ciência e Tecnologia – Universidade Estadual do Norte Fluminense, Campos dos Goytacazes, 2013.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DA CONSTRUÇÃO INDUSTRIALIZADA DE CONCRETO. **Revista Industrializar em Concreto.** São Paulo, nº 18, p. 10 - 12, mai./2018. Disponível em: <<https://www.abcic.org.br/Arquivos/Edicoes/woi45ob.pdf>>. Acesso em: jul. 2021.

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

_____. **NBR 6123: Forças devidas ao vento em edificações.** Rio de Janeiro, 1988.

_____. **NBR 9062: Projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado.** Rio de Janeiro. 2017.

BASTOS, P. S. dos S. **Pilares de concreto armado:** notas de aula. Faculdade de Engenharia. Universidade Estadual Paulista. Bauru, 2005.

BELLEI, I. H. **Interfaces aço-concreto.** Série Manual de Construção em Aço. Rio de Janeiro: IBS/CBCA, 2006, 93 p.

CÂMARA BRASILEIRA DA INDÚSTRIA DA CONSTRUÇÃO. **Evolução do valor médio/mediano do Aço CA 50 de 10mm (em R\$/kg) – UF e Média Brasil.** Disponível em: <<http://www.cbicdados.com.br/menu/materiais-de-construcao/aco-10mm-e-produtos-de-aco-longo>>. Acesso em: mar. 2021.

CARVALHO, R. C. **Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado:** segundo a NBR 6118:2014. 4 ed. São Carlos: EdUFSCar, 2021. 415 p.

CENTRO BRASILEIRO DA CONSTRUÇÃO EM AÇO. **Dimensionamento de estruturas em aço**. Módulo 3 – Parte 1: Galpões estruturados em aço. 2016. 38 p. Disponível em: <http://www.cursoscbca.com.br/moodle/arquivos/pdfs/DimensionamentoEstruturaAco/Apostila%20Dimensionamento/modulo3_pt01.pdf>. Acesso em: jul. 2021.

CHAVES, M. R. **Avaliação do desempenho de soluções estruturais para galpões industriais leves**. 2007. 140 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil, área de concentração Construção Metálica) - Departamento de Engenharia Civil da Escola de Minas- Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2007.

EL DEBS, M. K. **Concreto Pré-Moldado: Fundamentos e Aplicações**. São Carlos: Oficina de Textos, 2017. 456 p.

FONSECA, J. J. S. **Metodologia da pesquisa científica**. Fortaleza: UEC, 2002. Apostila. Disponível em: <<http://www.ia.ufrj.br/ppgea/conteudo/conteudo-2012-1/1SF/Sandra/apostilaMetodologia.pdf>>. Acesso em: abr. 2021.

GIL, A. C. **Como Elaborar Projetos de Pesquisa**. 4 ed. São Paulo: Atlas, 2007. 175 p.

ITAMBÉ. Publicação eletrônica. Disponível em: <<https://www.cimentoitambe.com.br>>. Acesso em: set. 2021.

MARCONI, M. A., LAKATOS, E. M. **Metodologia do Trabalho Científico**. São Paulo: Atlas, 2008. 225 p.

MARCOS NETO, N. **Estruturas pré-moldadas de concreto para edifícios de múltiplos pavimentos de pequena altura: uma análise crítica**. 1998. 197 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) - Escola de Engenharia de São Carlos – Universidade de São Paulo. São Carlos, 1998.

MAZETTO, G. da S. **Estudo da flexo-compressão para pilares de concreto de alto desempenho**. 2017. 231 p. Dissertação (Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil) - Universidade Federal de Santa Catarina. Florianópolis, 2017.

MELLO, C. E. E. **Manual Munte de Projetos em Pré-fabricados de Concreto**. 2 ed. São Paulo: PINI, 2004. 540p.

MIRANDA, K. A. F. de. et al. Comparação de custo entre galpão com elementos estruturais confeccionados em concreto e galpão com cobertura treliçada metálica e pilares pré-moldados para o município de Sinop-MT. *Scientific Electronic Archives*. p. 122 - 135, jul./2016.

MORENO JUNIOR, A. L. **Aplicação da pré-moldagem na construção de galpões em concreto: Exemplo de um galpão com cobertura em dente de serra**. 1992. 255 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos – Universidade de São Paulo. São Carlos, 1992.

PEREIRA, V. F. **Integração entre sistemas de cobertura metálica e estrutura de concreto em galpões: aplicação em sistemas pré-moldados e tilt-up**. Disponível em: <<https://www.institutodeengenharia.org.br/site/wp-content/uploads/2017/10/arqnot4172.pdf>>. Acesso em: set. 2021.

PRAVIA, Z. M. C. **Visual Ventos Versão 2.0.2**. 2008. Programa livre educacional (FEAR – Faculdade de Engenharia e Arquitetura) – Universidade Passo Fundo, Minas Gerais, 2008.

RICHARDSON, J. G. **Quality in precast concrete**. New York: John Wiley & Sons Inc. 1991.

RODRIGUES, C. **Sistematização do cálculo e verificação de sistemas estruturais de galpões pré-fabricados de concreto**. 2012. 197 f. Dissertação (Mestrado em Estruturas e Construção Civil) - Centro de Ciências Exatas e de Tecnologia - Universidade de São Carlos, São Carlos, 2012.

SANTOS, A. P. **Análise estrutural de galpões atirantados de concreto pré-moldado**. 2010. 190 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia – Universidade de São Carlos, São Carlos, 2010.

SHEPPARD, D. A.; PHILLIPS, W. R. **Plant-cast precast & prestressed concrete**. New York: Mac Graw Hill Inc. 1989.

SOARES. A. M. M. **Análise estrutural de pórticos planos de elementos pré-fabricados de concreto considerando a deformabilidade das ligações**. 1998. 230 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia – Universidade de São Paulo, São Carlos, 1998.

UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO. **Apostila de estruturas de concreto II – PEF 2304: Flexão composta**. Sem ano. 16p. Disponível em: <https://edisciplinas.usp.br/pluginfile.php/2995831/mod_folder/content/0/FlexaoComposta.pdf?forcedownload=1>. Acesso em: nov. 2021.

VASCONCELOS, A. C. de. **O concreto no Brasil**. São Paulo: Studio Nobel, 2002. 3 v.

VIAPOL. Publicação eletrônica. Disponível em: <<http://www.viapol.com.br>>. Acesso em: set. 2021.

ZANDONÁ, C. A. W., DE OLIVEIRA, M. F. F., MARINO, M. A. **Oblíqua, versão 1.0**. Universidade Federal do Paraná, Curitiba, 2001.

APÊNDICE A – Memorial de cálculo de vento no galpão

MEMORIAL DE CÁLCULO DE VENTO NO GALPÃO

Neste Apêndice são descritos os parâmetros utilizados na determinação dos efeitos dos ventos a 0° e 90° sobre o pórtico de estrutura mista e os carregamentos resultantes. Destaca-se que a interface do *software* Visual Ventos é intuitiva e de fácil manuseio, como pode ser observado na sequência.

- **Geometria da edificação**

As primeiras informações solicitadas pelo Visual Ventos foram acerca da geometria do galpão, como segue:

- a: comprimento total $\rightarrow a = 50,0$ m;
- b: largura do vão frontal $\rightarrow b = 20,0$ m;
- h: altura do pé-direito $\rightarrow h = 5,0$ m;
- h1: altura do oitão $\rightarrow h1 = 1,90$ m
- d: distância entre pórticos $\rightarrow d = 5,0$ m

Como o galpão não possui fechamentos, não foi necessário fornecer informações referentes a aberturas na edificação. Assim, a Figura 22 indica a entrada dos dados de geometria no Visual Ventos.

Figura 22 – Entrada dos dados de geometria do galpão

The screenshot shows the 'VisualVentos' application window. The 'Dimensões' (Dimensions) section contains the following input fields:

- a: 50 m
- b: 20 m
- h: 5 m
- a1: 10,00 m
- a2: 15,00 m
- h1: 1,9 m
- β: 10,76 °
- p: 5 m

The 'Área das aberturas' (Opening Areas) table is as follows:

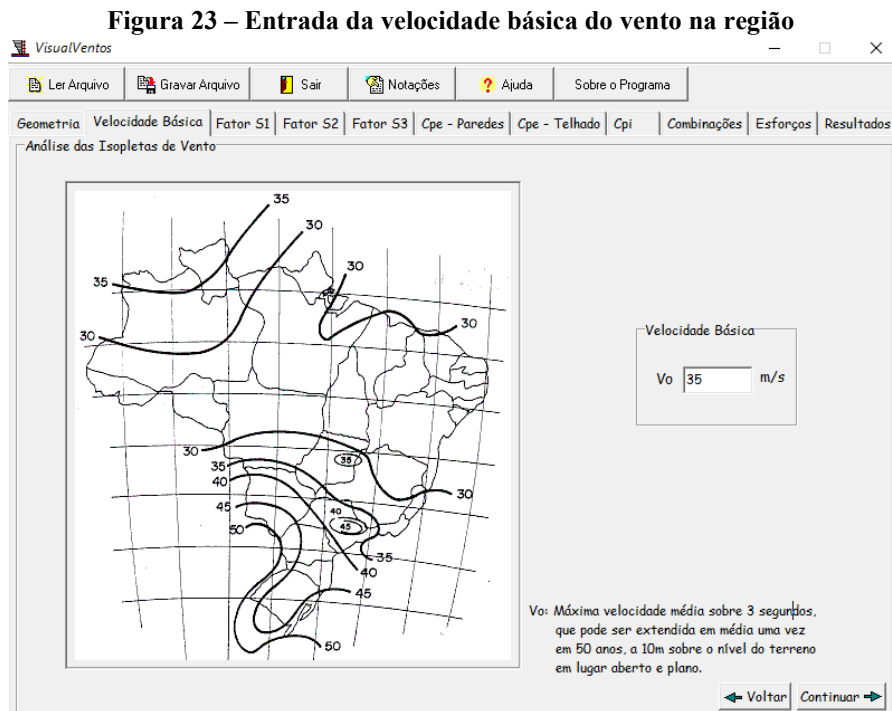
Face	Fixa	Móvel
A1	0 m ²	0 m ²
A2	0 m ²	0 m ²
A3	0 m ²	0 m ²
B1	0 m ²	0 m ²
B2	0 m ²	0 m ²
B3	0 m ²	0 m ²
C1	0 m ²	0 m ²
C2	0 m ²	0 m ²
D1	0 m ²	0 m ²
D2	0 m ²	0 m ²

The 3D diagram shows a warehouse with a gabled roof. The wind direction is indicated as 'Vento 0°' and 'Vento 90°'. The structure is divided into faces A1, A2, A3, B1, B2, B3, C1, C2, D1, and D2. The height of the main structure is 'h' and the height of the ridge is 'h1'. The distance between bays is 'p'.

Fonte: Visual Ventos (2021)

- **Velocidade básica do vento**

Como já explicitado na seção 4.2.2.2, a velocidade básica do vento na região de estudo é de 35 m/s, dado que foi informado ao *software* conforme indicado na Figura 23.



- **Fatores de topografia, rugosidade e ocupação**

No local da obra, considerou-se um terreno plano, para o qual o fator S1 equivalente é igual a 1,0, conforme indicado na Figura 24.

Para calcular o fator S2 para rugosidade do terreno e dimensões da edificação, considerou-se região de fazenda, com poucos obstáculos ao vento, como visto na Figura 25.

Para estimar o fator S3, que é quantificado em função da ocupação, considerou-se baixo fator de ocupação para construções rurais, conforme Figura 26.

Figura 24 – Estimativa do fator S1

VisualVentos

Ler Arquivo Gravar Arquivo Sair Notações Ajuda Sobre o Programa

Geometria Velocidade Básica Fator S1 Fator S2 Fator S3 Cpe - Paredes Cpe - Telhado Cpi Combinações Esforços Resultados

Fator Topográfico

Pode ser admitido um fluxo de ar bidimensional soprando no sentido indicado na figura.

Fator S1

Terreno plano ou fracamente acidentado

Talude e Morros

Vales profundos, protegidos de vento de qual quer direção

Taludes e Morros

ϕ °

z m

d m

Calcular

S1

Voltar Continuar

Fonte: Visual Ventos (2021)

Figura 25 – Estimativa do fator S2

VisualVentos

Ler Arquivo Gravar Arquivo Sair Notações Ajuda Sobre o Programa

Geometria Velocidade Básica Fator S1 Fator S2 Fator S3 Cpe - Paredes Cpe - Telhado Cpi Combinações Esforços Resultados

Fator de Rugosidade

Categoria do terreno

Categoria	Descrição do ambiente
<input type="radio"/> I	Superfícies lisas de grandes dimensões, com mais de 5km de extensão, medida na direção e sentido do vento incidente.
<input type="radio"/> II	Terrenos abertos em nível ou aproximadamente em nível, com poucos obstáculos isolados, tais como árvores e edificações baixas. A cota média do topo dos obstáculos é considerada inferior ou igual a 1m. Exemplos: zonas costeiras planas; pântanos com vegetação rala; campos de aviação; pradarias e charnecas; fazendas sem sebes ou muros.
<input checked="" type="radio"/> III	Terrenos planos ou ondulados com obstáculos, tais como sebes e muros, poucos quebra-ventos de árvores, edificações baixas e esparsas. A cota média do topo dos obstáculos é considerada igual a 3m. Exemplos: granjas e casas de campo, com exceção das partes com matos, fazendas com sebes e/ou muros, subúrbios a considerável distância do centro, com casas baixas e esparsas.
<input type="radio"/> IV	Terrenos cobertos por obstáculos numerosos e pouco espaçados em zona florestal, industrial ou urbanizada. A cota média do topo dos obstáculos é considerada igual a 10m. Exemplos: zonas de parques e bosques com muitas árvores; cidades pequenas e seus arredores; subúrbios densamente construídos de grandes cidades; áreas industriais plena ou parcialmente desenvolvidas.
<input type="radio"/> V	Terrenos cobertos por obstáculos numerosos, grandes, altos e pouco espaçados. A cota média do topo dos obstáculos é considerada igual ou superior a 25m. Exemplos: florestas com árvores altas de copas isoladas; centros de grandes cidade; complexo industriais bem desenvolvidos.

Classe de edificação

Classe	Descrição
<input type="radio"/> A	Maior dimensão menor ou igual a 20m
<input checked="" type="radio"/> B	Maior dimensão entre 20 e 50m
<input type="radio"/> C	Maior dimensão maior ou igual 50m

Maior dimensão m

Fator S2

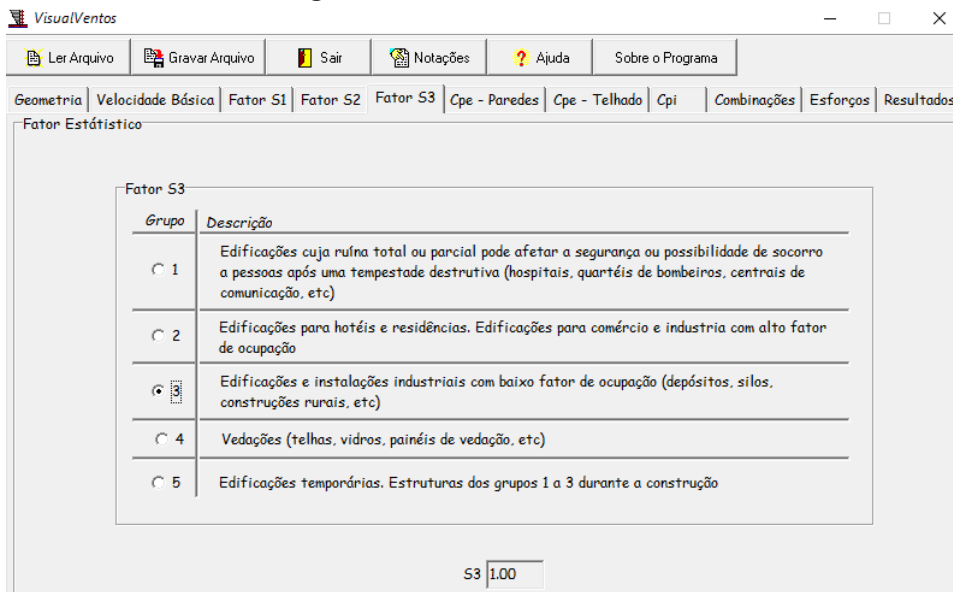
S2

Calcular

Voltar Continuar

Fonte: Visual Ventos (2021)

Figura 26 – Estimativa do fator S3

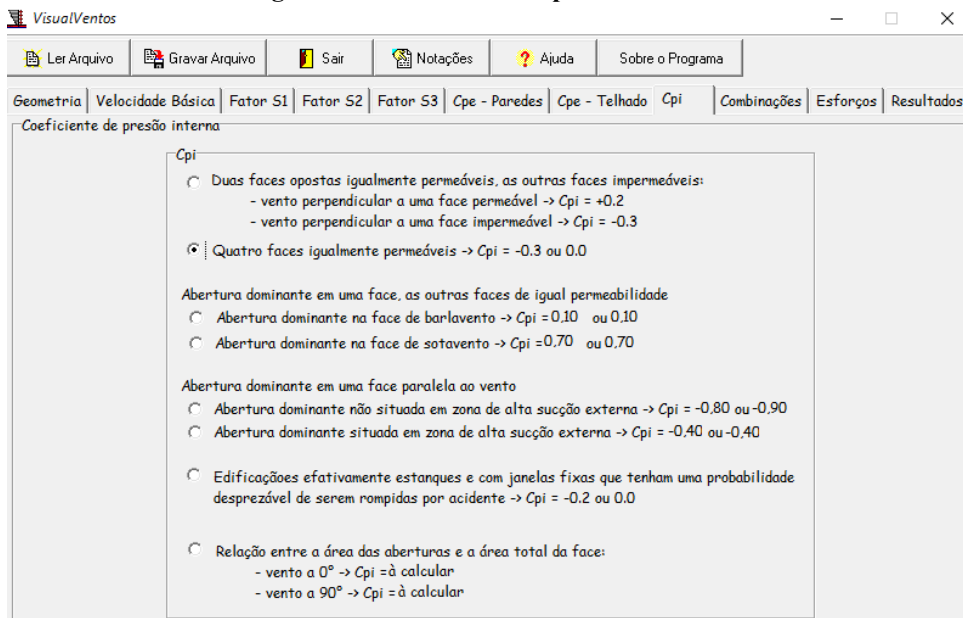


Fonte: Visual Ventos (2021)

- **Coefficiente de pressão interna**

Considerou-se que as quatro faces do galpão são igualmente permeáveis, uma vez que não há previsão de fechamentos, nem vedações verticais internas. A Figura 27 indica essa etapa.

Figura 27 – Coeficiente de pressão interna

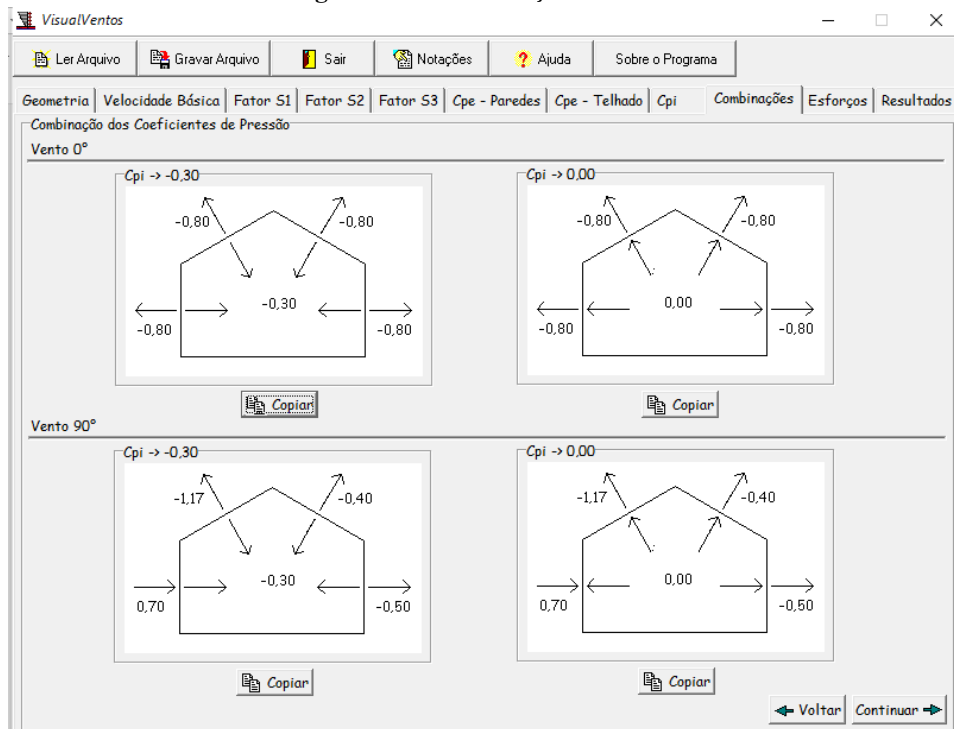


Fonte: Visual Ventos (2021)

- **Combinações**

Os resultados das combinações de pressão interna e externa constam na Figura 28. A partir desses quadros é que o programa dá as configurações finais de carregamentos na estrutura.

Figura 28 – Combinações de vento



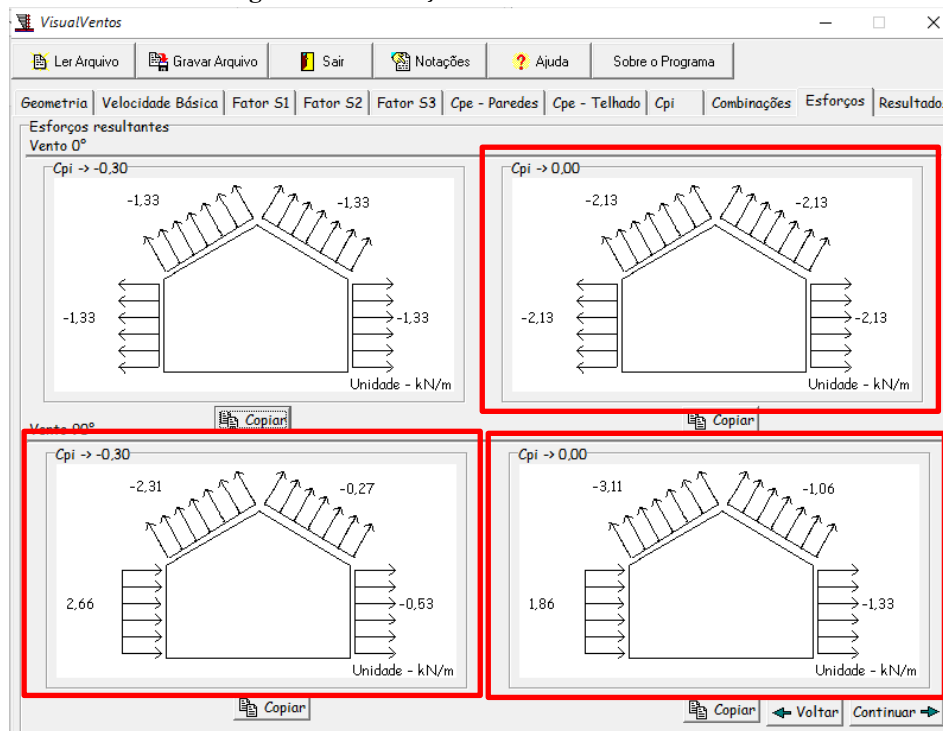
Fonte: Visual Ventos (2021)

- **Esforços resultantes**

Por fim, realizada a análise, o *software* fornece os esforços resultantes na estrutura para a situação de cálculo de vento a 0° e 90° , em função dos coeficientes de pressão interna, como apresentado na Figura 29.

Observa-se que os casos críticos ocorrem quando o vento atua a 0° com $C_{pi} = 0,0$, assim como nas duas situações em que o vento atua a 90° . Portanto, todas essas situações foram objeto de análise para as combinações de ações na estrutura.

Figura 29 – Esforços resultantes na estrutura



Fonte: Visual Ventos (2021)

APÊNDICE B – Carregamento devido ao peso próprio

CARREGAMENTO DEVIDO AO PESO PRÓPRIO

A Tabela 15 detalha os carregamentos para cada nó da treliça de cobertura, após transformação das cargas linearizadas em cargas pontuais. Esses carregamentos foram lançados nó a nó da treliça no *software* Ftool para obtenção dos esforços resultantes do peso próprio dos elementos de cobertura sobre o pilar. Por ser a treliça simétrica, foram considerados os mesmos valores para os nós à esquerda e à direita do montante central.

Tabela 15 – Dados para peso próprio da estrutura

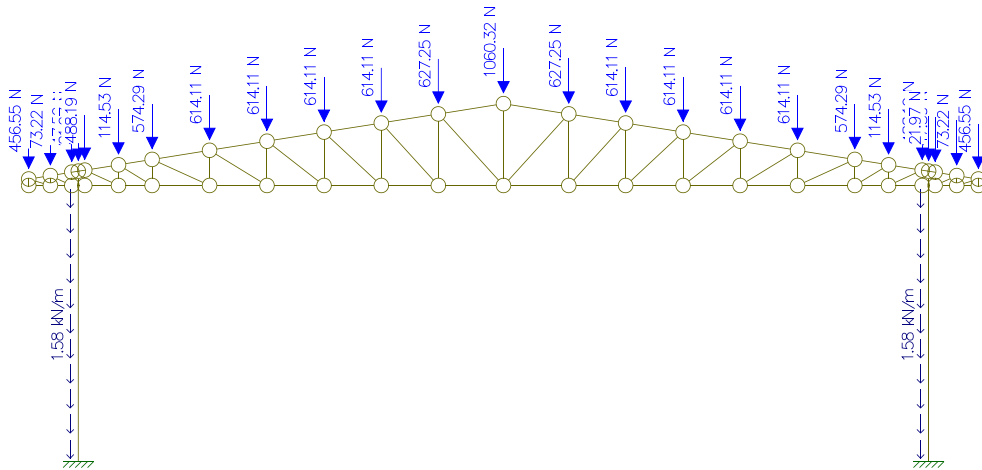
RESULTADOS PARA PESO PRÓPRIO			
Peso próprio da treliça		Peso próprio das telhas e terças	
Carga total de peso próprio da treliça	161,10 kgf	Peso próprio das telhas em cada terça	27,19 kgf
Comprimento do banzo superior	11,14 m	Peso próprio de cada peça de terça	14,80 kgf
Carga linearmente distribuída	14,46 kgf	Total de peso próprio de telhas + terças	41,99 kgf

Nós	Área de influência (m)	Carga pontual no nó		Carga pontual no nó		Carga total no nó (N)
		Kgf	N	Kgf	N	
M1	0,7622	11,022	220,45	83,99	839,87	1060,32
M2	1,4336	20,732	207,32	41,99	419,93	627,25
M3	1,3427	19,417	194,17	41,99	419,93	614,11
M4	1,3427	19,417	194,17	41,99	419,93	614,11
M5	1,3427	19,417	194,17	41,99	419,93	614,11
M6	1,3427	19,417	194,17	41,99	419,93	614,11
M7	1,0674	15,436	154,36	41,99	419,93	574,29
M8	0,792	11,453	114,53	0,00	0,00	114,53
M9	0,472	6,826	68,26	41,99	419,93	488,19
M10	0,1519	2,197	21,97	0,00	0,00	21,97
M11	0,3291	4,759	47,59	0,00	0,00	47,59
M12	0,5063	7,322	73,22	0,00	0,00	73,22
M13	0,2532	3,662	36,62	41,99	419,93	456,55

Fonte: Elaboração própria (2021)

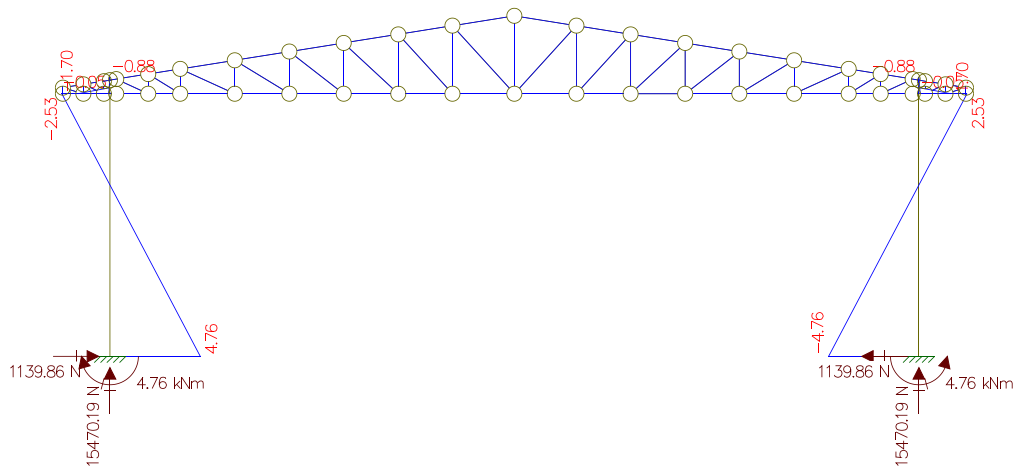
A Figura 30 apresenta a situação de carregamento devido ao peso próprio na estrutura. O peso próprio do pilar foi lançado também como carga linearmente distribuída na altura. Os diagramas finais de esforços internos gerados no pórtico são apresentados nas Figuras 31, e a Figura 32 apresenta a configuração deformada da estrutura sob ação desse carregamento.

Figura 30 – Carregamentos devidos ao peso próprio



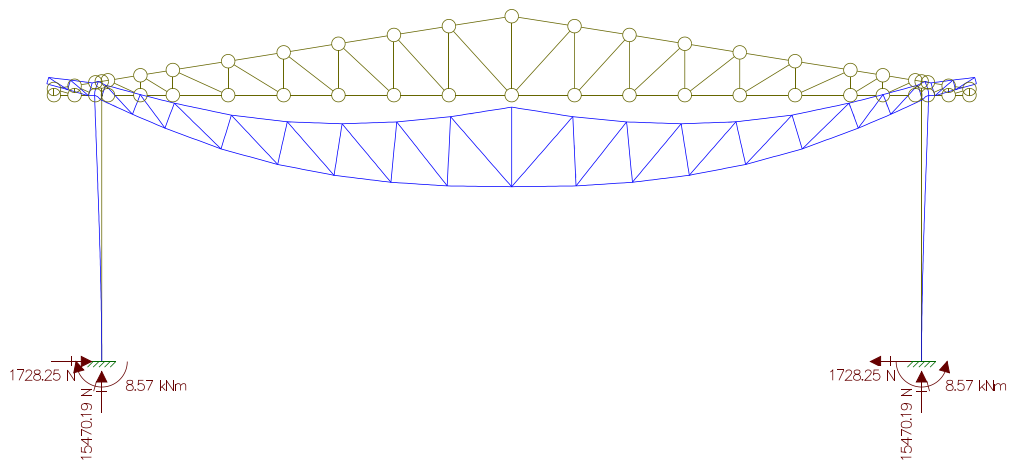
Fonte: Ftool (2021).

Figura 31 – Momentos fletores na seção de menor inércia do pilar para PP



Fonte: Ftool (2021).

Figura 32 - Configuração deformada da estrutura para PP



Fonte: Ftool (2021).

APÊNDICE C – Carregamento devido à sobrecarga

CARREGAMENTO DEVIDO À SOBRECARGA

A Tabela 16 detalha a conversão do carregamento distribuído de sobrecarga de manutenção em carga pontuais aplicadas aos nós da treliça. Tendo em vista que a treliça é simétrica, assim como o carregamento nessa situação, foram considerados os mesmos valores obtidos à esquerda, também no lado direito da treliça.

Tabela 16 – Dados para sobrecarga de manutenção

RESULTADOS PARA SOBRECARGA DE MANUTENÇÃO		
Sobrecarga de manutenção	0,25	kN/m ²
Carga linearizada sobre o banzo:	1,25	kN/m

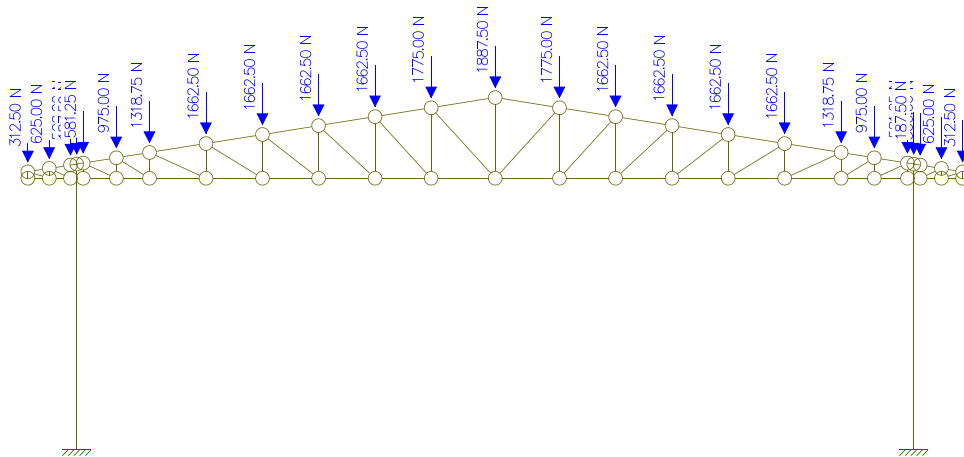
Situação: Carga distribuída perpendicularmente ao banzo superior da treliça

Nó	Área de influência (m)	Carga pontual (kN)	Carga pontual (N)
M1	1,51	1,888	1.887,50
M2	1,42	1,775	1.775,00
M3	1,33	1,663	1.662,50
M4	1,33	1,663	1.662,50
M5	1,33	1,663	1.662,50
M6	1,33	1,663	1.662,50
M7	1,055	1,319	1.318,75
M8	0,78	0,975	975,00
M9	0,465	0,581	581,25
M10	0,15	0,188	187,50
M11	0,4	0,500	500,00
M12	0,5	0,625	625,00
M13	0,25	0,313	312,50

Fonte: Elaboração própria (2021)

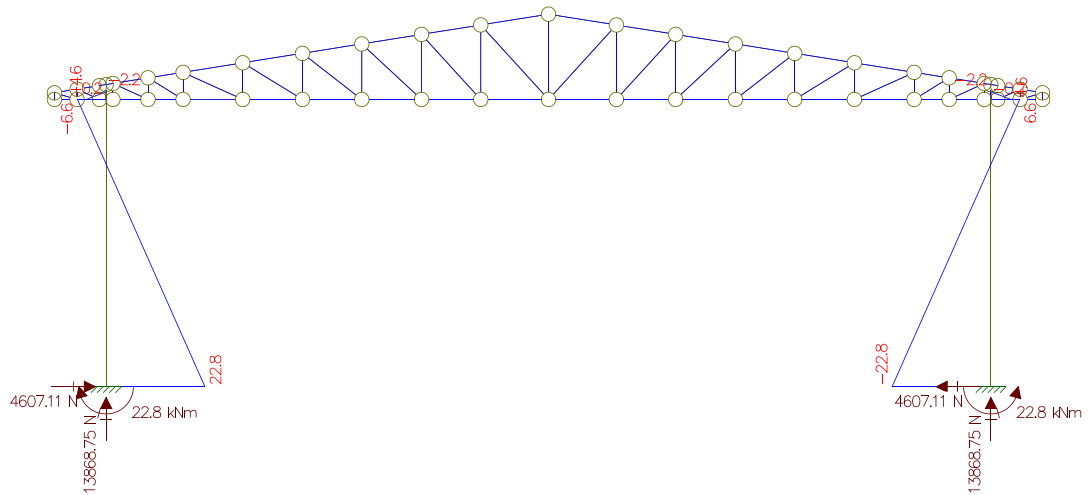
A Figura 33 apresenta a situação de carregamento em função da atuação unicamente da sobrecarga de manutenção no pórtico. As Figuras 34 a 35 apresentam os esforços resultantes da aplicação dos carregamentos devidos à ação de sobrecarga de manutenção, as reações de apoio e a deformada da estrutura nessa situação.

Figura 33 - Carregamentos devidos à sobrecarga de manutenção



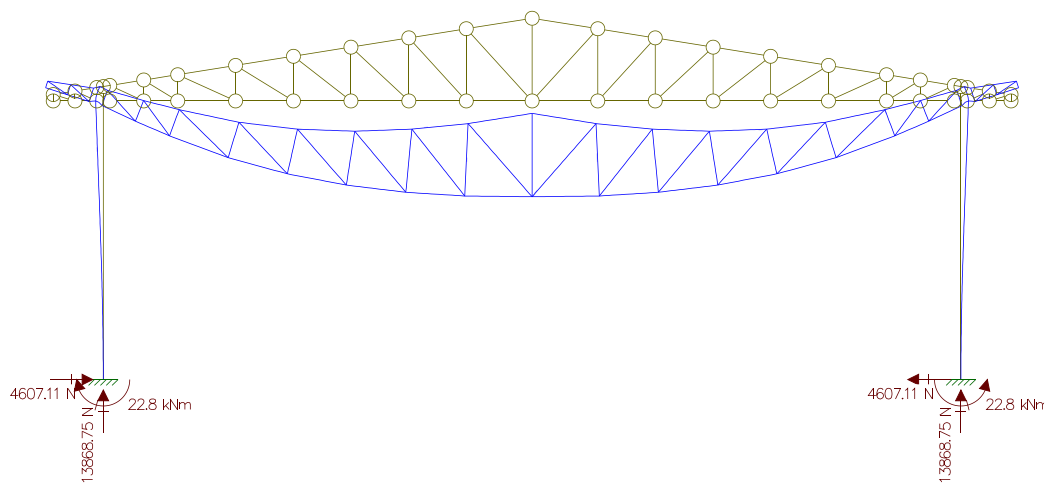
Fonte: Ftool (2021)

Figura 34 – Momentos fletores na maior inércia do pilar para SC



Fonte: Ftool (2021)

Figura 35 – Deformada da estrutura e reações de apoio para sobrecarga



Fonte: Ftool (2021)

APÊNDICE D – Carregamento devido ao vento

CARREGAMENTO DEVIDO AO VENTO

- **Vento V01: vento a 0° com $C_{pi} = -0,30$**

A seguir, são apresentados os resultados referentes ao carregamento pontual para cada nó do lado esquerdo da treliça, quando atua o vento V01. Tendo em vista que a treliça é simétrica, assim como o carregamento nessa situação, foram considerados os mesmos valores obtidos para a força decomposta em X também no lado direito da treliça, com a única diferença de que os valores são positivos, nesse caso. Os resultados encontram-se na Tabela 17.

Como o carregamento é simétrico, com sentido oposto no lado direito, o valor final no montante M1E, por exemplo, resulta nulo na direção X, enquanto em Y somam-se as contribuições da carga a direita e esquerda.

Tabela 17 – Dados para vento V01

RESULTADOS PARA VENTO 01				
Descrição: Vento incidindo a 0 graus com $C_{pi} = 0,0$				
Área de distribuição	Cobertura esquerda	Cobertura direita	Parede esquerda	Parede direita
Carga (kN/m)	2,13	2,13	2,13	2,13

Situação: Carga em projeção inclinada ao longo do banzo da treliça

Solução: Necessário decompor nos eixos

Ângulo da treliça	
Graus	Rad
9,04	0,1578

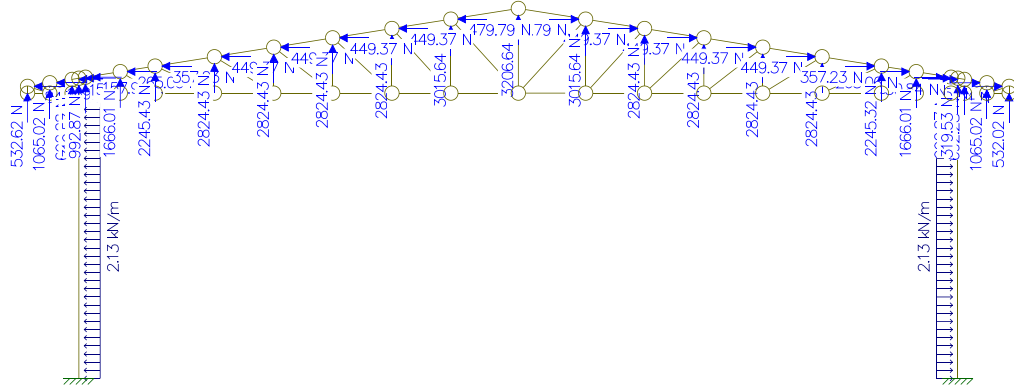
Cálculo da carga pontual em cada nó da treliça devido ao vento					
Nós	Área de influência (m)	Carga pontual no nó		Carga decomposta no nó	
		KN	N	X (N)	Y (N)
M1E	0,7622	1,62349	1.623,49	-255,09	1.603,32
M2E	1,4336	3,05357	3.053,57	-479,79	3.015,64
M3E	1,3427	2,85995	2.859,95	-449,37	2.824,43
M4E	1,3427	2,85995	2.859,95	-449,37	2.824,43
M5E	1,3427	2,85995	2.859,95	-449,37	2.824,43
M6E	1,3427	2,85995	2.859,95	-449,37	2.824,43
M7E	1,0674	2,27356	2.273,56	-357,23	2.245,32
M8E	0,792	1,68696	1.686,96	-265,06	1.666,01
M9E	0,472	1,00536	1.005,36	-157,97	992,87
M10E	0,1519	0,32355	323,55	-50,84	319,53
M11E	0,3291	0,70098	700,98	-110,14	692,28
M12E	0,5063	1,07842	1.078,42	-169,45	1.065,02
M13E	0,2532	0,53932	539,32	-84,74	532,62

Fonte: Elaboração própria (2021)

A Figura 36 apresenta a situação de carregamento em função da atuação do vento V01,

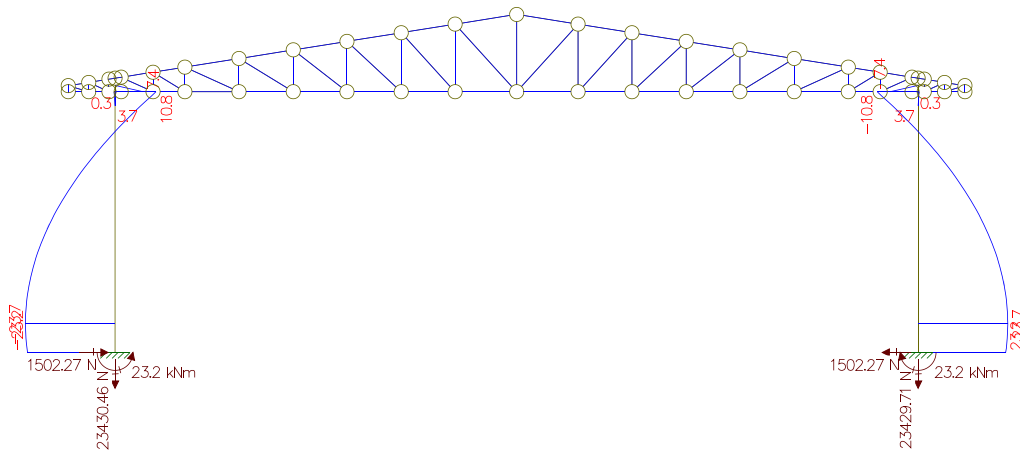
isto é, vento a 0°. As Figuras 37 e 38 apresentam os esforços resultantes da aplicação dos carregamentos devidos ao vento 01, as reações de apoio e a deformada da estrutura nessa situação.

Figura 36 – Carregamentos devidos ao vento V01



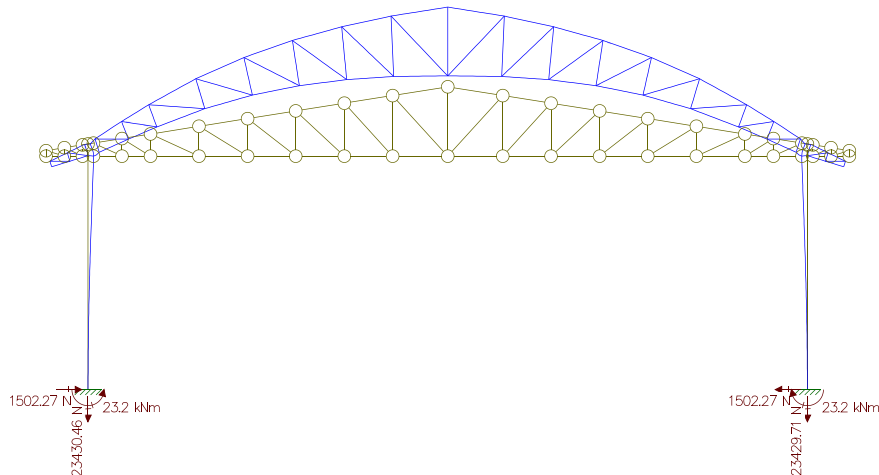
Fonte: Ftool (2021)

Figura 37 – Esforços resultantes de momento fletor e reações de apoio para V01



Fonte: Ftool (2021)

Figura 38 – Deformada da estrutura e reações de apoio para V01



Fonte: Ftool (2021)

- **Vento V02: vento a 90° com Cpi = 0,0**

A seguir, são apresentados os resultados referentes ao carregamento pontual para cada nó da treliça quando atua o vento V02. Nesse caso, os carregamentos obtidos não foram simétricos, e são tradados como D ou E conforme o lado da treliça considerado, sendo D equivalente ao lado direito, e E o lado esquerdo. As cargas pontuais para o cálculo dos esforços no Ftool estão indicadas na Tabela 18.

Tabela 18 – Dados para vento V02

RESULTADOS PARA VENTO 02				
Descrição: Vento incidindo a 90 graus com Cpi = -0,30				
Área de distribuição	Cobertura esquerda	Cobertura direita	Parede esquerda	Parede direita
Carga (kN/m)	2,31	0,27	2,66	0,53

Situação: Carga em projeção inclinada ao longo do banzo da treliça

Solução: Necessário decompor nos eixos

Ângulo da treliça	
Graus	Rad
9,04	0,1578

Cálculo da carga pontual em cada nó da treliça devido ao vento					
Nós	Área de influência (m)	Carga pontual no nó		Carga decomposta no nó	
		KN	N	X (N)	Y (N)
M1E	0,7622	1,76068	1.760,68	-276,65	1.738,81
M2E	1,4336	3,31162	3.311,62	-520,33	3.270,48
M3E	1,3427	3,10164	3.101,64	-487,34	3.063,11
M4E	1,3427	3,10164	3.101,64	-487,34	3.063,11
M5E	1,3427	3,10164	3.101,64	-487,34	3.063,11
M6E	1,3427	3,10164	3.101,64	-487,34	3.063,11
M7E	1,0674	2,46569	2.465,69	-387,42	2.435,07
M8E	0,792	1,82952	1.829,52	-287,46	1.806,80
M9E	0,472	1,09032	1.090,32	-171,32	1.076,78
M10E	0,1519	0,35089	350,89	-55,13	346,53
M11E	0,3291	0,76022	760,22	-119,45	750,78
M12E	0,5063	1,16955	1.169,55	-183,76	1.155,03
M13E	0,2532	0,58489	584,89	-91,90	577,63
Nós	Área de influência (m)	Carga pontual no nó		Carga decomposta no nó	
		KN	N	X (N)	Y (N)
M1D	0,7622	0,20579	205,79	32,34	203,24
M2D	1,4336	0,38707	387,07	60,82	382,26
M3D	1,3427	0,36253	362,53	56,96	358,03
M4D	1,3427	0,36253	362,53	56,96	358,03
M5D	1,3427	0,36253	362,53	56,96	358,03
M6D	1,3427	0,36253	362,53	56,96	358,03
M7D	1,0674	0,28820	288,20	45,28	284,62
M8D	0,792	0,21384	213,84	33,60	211,18
M9D	0,472	0,12744	127,44	20,02	125,86
M10D	0,1519	0,04101	41,01	6,44	40,50
M11D	0,3291	0,08886	88,86	13,96	87,75
M12D	0,5063	0,13670	136,70	21,48	135,00
M13D	0,2532	0,06836	68,36	10,74	67,51

Fonte: Elaboração própria (2021)

A Figura 39 apresenta a situação de carregamento devido à ação do vento V02, a 90° na estrutura do galpão. As Figuras 40 e 41 apresentam os esforços resultantes da aplicação dos carregamentos devidos ao vento 02, as reações de apoio e a deformada da estrutura nessa situação.

Figura 39 – Carregamentos devidos ao vento V02

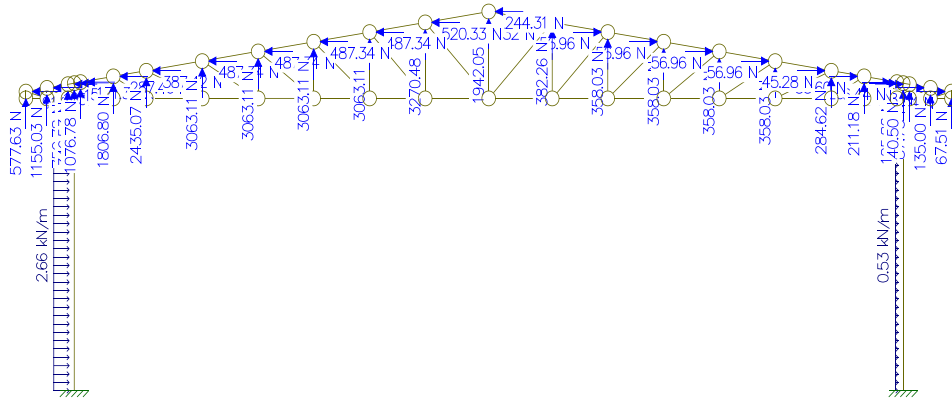
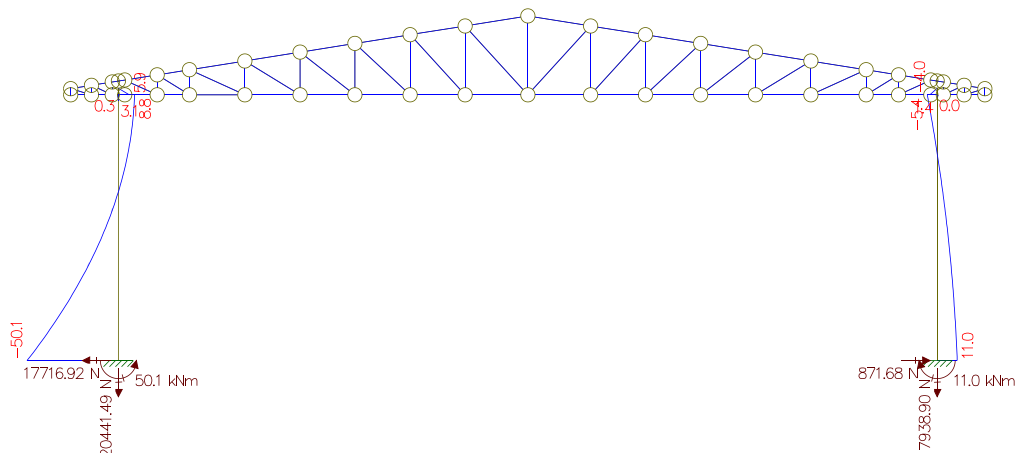
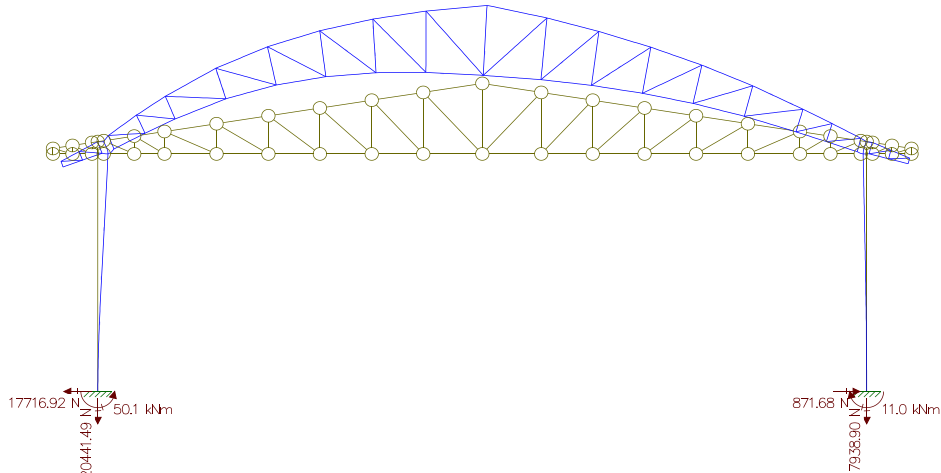


Figura 40 – Esforços resultantes de momento fletor e reações de apoio para V02



Fonte: Ftool (2021)

Figura 41 – Deformada da estrutura e reações de apoio para V02



Fonte: Ftool (2021)

- **Vento V03: vento a 90° com Cpi = -0,30**

A seguir, são apresentados os resultados referentes ao carregamento pontual para cada nó da treliça quando atua o vento V03. As cargas pontuais para o cálculo dos esforços no Ftool estão indicadas na Tabela 19.

Tabela 19 – Dados para vento V03

RESULTADOS PARA VENTO 03				
Descrição: Vento incidindo a 90 graus com Cpi = 0,0				
Área de distribuição	Cobertura esquerda	Cobertura direita	Parede esquerda	Parede direita
Carga (kN/m)	3,11	1,06	1,86	1,33

Situação: Carga em projeção inclinada ao longo do banzo da treliça

Solução: Necessário decompor nos eixos

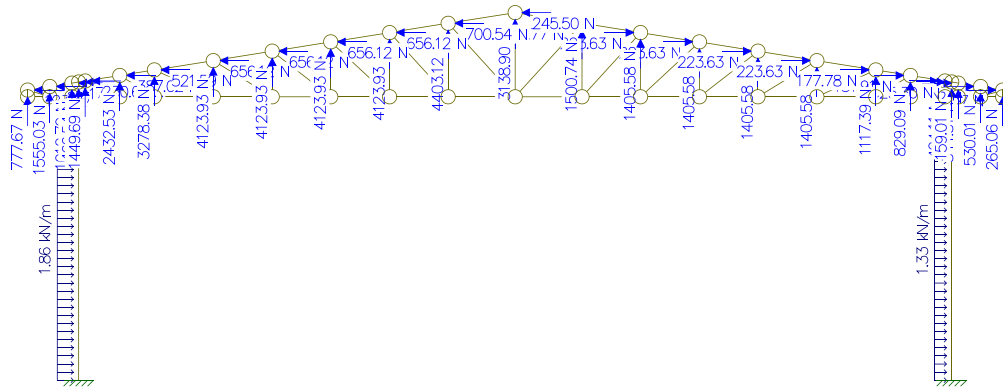
Ângulo da treliça	
Graus	Rad
9,04	0,1578

Cálculo da carga pontual em cada nó da treliça devido ao vento					
Nós	Área de influência (m)	Carga pontual no nó		Carga decomposta no nó	
		KN	N	X (N)	Y (N)
M1E	0,7622	2,37044	2.370,44	-372,45	2.341,00
M2E	1,4336	4,45850	4.458,50	-700,54	4.403,12
M3E	1,3427	4,17580	4.175,80	-656,12	4.123,93
M4E	1,3427	4,17580	4.175,80	-656,12	4.123,93
M5E	1,3427	4,17580	4.175,80	-656,12	4.123,93
M6E	1,3427	4,17580	4.175,80	-656,12	4.123,93
M7E	1,0674	3,31961	3.319,61	-521,59	3.278,38
M8E	0,792	2,46312	2.463,12	-387,02	2.432,53
M9E	0,472	1,46792	1.467,92	-230,65	1.449,69
M10E	0,1519	0,47241	472,41	-74,23	466,54
M11E	0,3291	1,02350	1.023,50	-160,82	1.010,79
M12E	0,5063	1,57459	1.574,59	-247,41	1.555,03
M13E	0,2532	0,78745	787,45	-123,73	777,67
Nós	Área de influência (m)	Carga pontual no nó		Carga decomposta no nó	
		KN	N	X (N)	Y (N)
M1D	0,7622	0,80793	807,93	126,95	797,90
M2D	1,4336	1,51962	1.519,62	238,77	1.500,74
M3D	1,3427	1,42326	1.423,26	223,63	1.405,58
M4D	1,3427	1,42326	1.423,26	223,63	1.405,58
M5D	1,3427	1,42326	1.423,26	223,63	1.405,58
M6D	1,3427	1,42326	1.423,26	223,63	1.405,58
M7D	1,0674	1,13144	1.131,44	177,78	1.117,39
M8D	0,792	0,83952	839,52	131,91	829,09
M9D	0,472	0,50032	500,32	78,61	494,11
M10D	0,1519	0,16101	161,01	25,30	159,01
M11D	0,3291	0,34885	348,85	54,81	344,51
M12D	0,5063	0,53668	536,68	84,32	530,01
M13D	0,2532	0,26839	268,39	42,17	265,06

Fonte: Elaboração própria (2021)

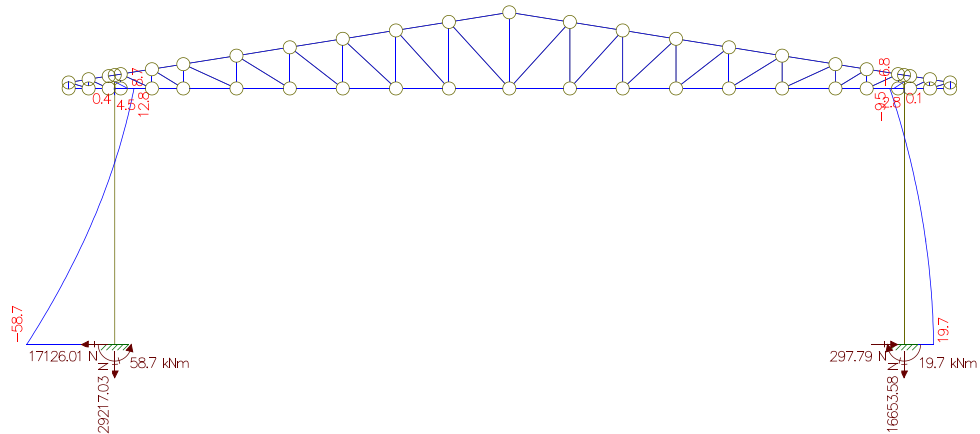
A Figura 42 apresenta a situação de carregamento em função da atuação do vento V03, isto é, vento a 90°. As Figuras 43 e 44 apresentam os esforços resultantes da aplicação dos carregamentos devidos ao vento 03, as reações de apoio e a deformada da estrutura nessa situação.

Figura 42 – Carregamentos devidos ao vento V03



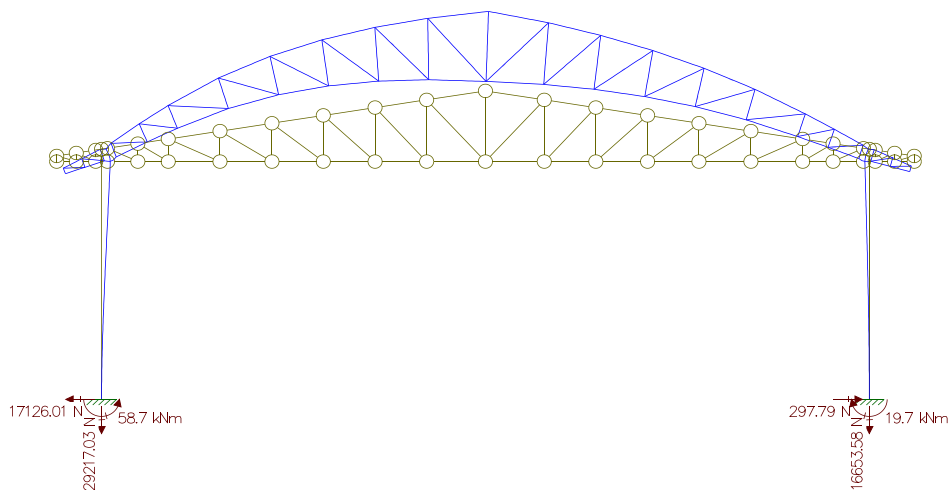
Fonte: Ftool (2021)

Figura 43 – Esforços resultantes de momento fletor e reações de apoio para V03



Fonte: Ftool (2021)

Figura 44 – Deformada da estrutura e reações de apoio para V03



Fonte: Ftool (2021)

APÊNDICE E – Dimensionamento à flexo-compressão oblíqua

DIMENSIONAMENTO À FLEXO-COMPRESSÃO OBLÍQUA

O presente dimensionamento baseou-se no roteiro de cálculo proposto por Bastos (2005), amparando-se nas orientações da NBR 6118:2014. Foi adotado o método do pilar padrão de curvatura aproximada, indicado na normativa para casos em que $\lambda \leq 90$, desde que a seção seja constante e a armadura simétrica e também constante ao longo do eixo do pilar.

Os dados iniciais do dimensionamento encontram-se dispostos na Tabela 20. Os valores para a maior inércia da seção foram obtidos a partir da análise estrutural realizada no *software* Ftool. Para a menor inércia, foram calculados os momentos mínimos de cálculo.

Tabela 20 - Esforços de cálculo para flexo-compressão oblíqua

Esforço	Maior inércia
Nsd (kN)	39,53
Mbase (kN.m)	43,061
Mtopo (kN.m)	12,49

Fonte: Elaboração própria (2021).

- Seção: 20 x 30 cm ($A = 600 \text{ cm}^2$)
- $\ell_{ey} = \ell_{ex} = 500 \text{ cm}$
- $F_{ck} = 30 \text{ MPa}$
- Cobrimento: $c = 25 \text{ mm}$ ou 2,5 cm

a) Esforços solicitantes

a.1) Maior inércia – direção y

Inicialmente, tem-se, os momentos fletores na maior inércia, de acordo com as Equações 16 e 17.

$$M_{1A} = M_{\text{base}} = 4306,1 \text{ kN. cm} \quad (16)$$

$$M_{1B} = M_{\text{topo}} = 1249 \text{ kN. cm} \quad (17)$$

Onde

M_{1A} e M_{1B} são os momentos de 1ª ordem nas extremidades do pilar, sendo que M_{1A} corresponde ao maior valor absoluto nessas seções.

a.1.1) Excentricidade de 1ª ordem (e_1)

Bastos (2005) afirma que é obrigatório considerar as excentricidades no dimensionamento de pilares. A excentricidade de primeira ordem refere-se ao ponto de aplicação do momento fletor de 1ª ordem:

Para as seções das extremidades, topo e base, tem-se pelas Equações (18) e (19):

$$e_{1A} = \frac{M_{1A}}{N_{sd}} = \frac{4306,1}{39,53} \rightarrow e_{1A} = 108,93 \text{ cm} \quad (18)$$

$$e_{1B} = \frac{M_{1B}}{N_{sd}} = \frac{1249}{39,53} \rightarrow e_{1B} = 31,6 \text{ cm} \quad (19)$$

Na seção intermediária do pilar, o valor de M_{1C} é estimado pela Equação (20)

$$M_{1C} \geq \begin{cases} 0,6 \cdot M_{1A} + 0,4 \cdot M_{1B} \\ 0,4 \cdot M_{1A} \end{cases} \quad (20)$$

$$M_{1C} \geq \begin{cases} (0,6 \cdot 4306,1) - (0,4 \cdot 1249) = 2084,06 \text{ kN.cm} \\ 0,4 \cdot 4306,1 = 1722,44 \text{ kN.cm} \end{cases}$$

$$\therefore M_{1C} = 2084,06 \text{ kN.cm}$$

Logo, a excentricidade na seção intermediária é determinada conforme a Equação (21):

$$e_{1C} = \frac{M_{1C}}{N_{sd}} = \frac{2084,06}{39,53} = 52,72 \text{ cm} \quad (21)$$

a.1.2) Excentricidade mínima de 1ª ordem ($e_{1,mín}$):

$$e_{1,mín} = \frac{M_{1d,mín}}{N_{sd}} = \frac{94,872}{39,53} \rightarrow e_{1,mín} = 2,4 \text{ cm} \quad (22)$$

a.2) Menor inércia – direção x

Como tratado na seção 4.4, os momentos fletores na menor inércia do pilar foram considerados iguais ao momento mínimo de cálculo.

A NBR 6118:2014 estabelece o momento fletor mínimo para a verificação das imperfeições locais, o qual é determinado por meio da Equação (23):

$$M_{1d,mín} = N_{sd} \cdot (1,5 + 0,03 \cdot h) \quad (23)$$

Onde h representa a altura total da seção transversal do pilar na direção considerada, em

centímetros.

Portanto, tem-se que:

$$M_{1x} = M_{1d,mín} = 39,53 (1,5 + 0,03 \cdot 20) = 83,013 \text{ kN.cm}$$

a.2.1) Excentricidade de 1ª ordem (e_1)

Nesse caso, a excentricidade de primeira ordem na menor inércia também deve ser igual à excentricidade mínima, de acordo com a Equação (24):

$$e_{1x} = e_{1,mín} = \frac{M_{1d,mín}}{N_{sd}} \quad (24)$$

$$e_{1,mín} = \frac{83,013}{39,53} \rightarrow e_{1,mín} = 2,1 \text{ cm}$$

Na seção intermediária do pilar, estima-se o valor de M_{1C} pela Equação (25):

$$M_{1C} \geq \begin{cases} 0,6 \cdot M_{1x} + 0,4 \cdot M_{1x} \\ 0,4 \cdot M_{1x} \end{cases} \quad \therefore M_{1C} \geq 1,0 \cdot M_{1x} \quad (25)$$

Logo, o momento fletor na seção intermediária é igual ao mínimo momento fletor na menor inércia, conforme equação (26):

$$M_{1C} = M_{1d,mín} = 83,013 \text{ cm} \quad (26)$$

b) Índice de esbeltez (λ)

A NBR 6118:2014 orienta que a esbeltez do pilar deve ser estimada de acordo com a Equação (27):

$$\lambda = \frac{\ell_e}{i}, \quad \text{sendo } \lambda < 200 \quad (27)$$

Onde

$$i = \sqrt{I / Ac} \quad (28)$$

Onde

ℓ_e é o comprimento efetivo do pilar em cada direção;

i é o raio de giração da seção do pilar em cada direção de inércia

b.1) Maior inércia

$$i = \sqrt{\frac{20 \cdot 30^3}{12 \cdot 20 \cdot 30}} \rightarrow i = 8,66 \text{ cm}$$

$$\lambda_y = \frac{500}{8,66} = 57,74$$

b.2) Menor inércia

$$i = \sqrt{\frac{30 \cdot 20^3}{12 \cdot 20 \cdot 30}} \rightarrow i = 5,77 \text{ cm}$$

$$\lambda_x = \frac{500}{5,77} = 86,66$$

c) Esbeltez-limite (λ_1)

Segundo a NBR 6118:2014, os efeitos locais de segunda ordem podem ser desconsiderados quando o índice de esbeltez é menor que o valor limite dado por λ_1 , calculado com base na Equação (29):

$$\lambda_1 = \frac{25 + 12,5 \cdot \left(\frac{e_1}{h}\right)}{\alpha_b}, \quad \text{para } 35 \leq \lambda_1 \leq 90 \quad (29)$$

De acordo com a NBR 6118:2014, o valor de α_b depende da vinculação do pilar e da existência de cargas transversais. Nesse caso, a situação que mais se assemelha ao caso tratado aqui é a de um pilar biapoiado sem cargas transversais, em que α_b é calculado por meio da Equação (30):

$$\alpha_b = 0,60 + 0,40 \cdot \frac{M_B}{M_A} \quad (30)$$

Onde

M_A e M_B são os momentos de 1ª ordem nos extremos do pilar, em que M_B tem sinal negativo quando traciona a face oposta de M_A

c.1) Maior inércia

Logo, na maior inércia, tem-se, utilizando as Equações (29) e (30):

$$M_{1A} = 4306,1 \text{ kN.cm}$$

$$M_{1B} = 1249 \text{ kN.cm}$$

$$M_{1d,\text{mín}} = 94,872 \text{ kN.cm}$$

$$M_{1A} > M_{1d,\text{mín}} \rightarrow \text{OK!}$$

$$e_{1A} = 108,93 \text{ cm}$$

$$\alpha_b = 0,60 - 0,40 \cdot \frac{1249}{4306,1} = 0,484$$

$$\lambda_1 = \frac{25 + 12,5 \cdot \left(\frac{108,93}{30}\right)}{0,484} \rightarrow \lambda_1 = 145,43 \text{ cm}$$

Como o limite é 90, adotou-se esse valor para comparação. Na maior inércia, tem-se, portanto: $\lambda_1 \leq 90 \rightarrow \text{OK!}$

Como na maior inércia $\lambda_y < \lambda_1$ ($57,74 < 90$), é possível desprezar os efeitos de segunda ordem.

d.2) Menor inércia

$$M_{1A} = M_{1B} = M_{1d,\text{mín}} = 83,013 \text{ kN.cm}$$

$$e_{1,\text{mín}} = 2,1 \text{ cm}$$

Nesse caso, como os momentos de topo e base são iguais ao momento mínimo de cálculo, tem-se que:

$$\alpha_b = 1,00$$

$$\lambda_1 = \frac{25 + 12,5 \cdot \left(\frac{2,1}{20}\right)}{1,00} \rightarrow \lambda_1 = 26,3125 \text{ cm}$$

$$\lambda_x > \lambda_1 \quad (86,66 > 26,3125)$$

Na menor inércia a esbelteza do pilar supera o valor limite, ou seja, faz-se necessário considerar os efeitos de segunda ordem ($e_2 \neq 0$) nessa direção.

d) Efeitos locais de segunda ordem – Método do pilar padrão com curvatura aproximada

Esse método permite quantificar os esforços locais de segunda ordem de forma

aproximada. A curvatura na seção crítica é calculada de acordo com a Equação (14) apresentada no item 4.:

$$\frac{1}{r} = \frac{0,005}{h \cdot (v + 0,5)} \leq \frac{0,005}{h}$$

Onde

v é a força normal adimensional, expressa por $\frac{N_d}{Ac \cdot f_{cd}}$

h é a altura da seção na direção considerada

d.1) Menor inércia

Nesse caso, só são significativos os efeitos locais de segunda ordem para a menor inércia. Portanto, estimam-se a força adimensional de cálculo e a curvatura da seção crítica:

$$v_x = \frac{39,53}{(20 \cdot 30) \cdot \left(\frac{3,0}{1,4}\right)} = 0,0307$$

$$\frac{1}{r} = \frac{0,005}{20 \cdot (0,0307 + 0,5)} = 4,71 \times 10^{-4}$$

$$\frac{0,005}{h} = \frac{0,005}{20} = 2,5 \times 10^{-4}$$

$$\frac{1}{r} = 4,71 \times 10^{-4} > 2,5 \times 10^{-4}$$

$$\therefore \frac{1}{r} = 2,5 \times 10^{-4}$$

d.1.1) Excentricidade de 2ª ordem (e_2)

Calcula-se a excentricidade de segunda ordem em função do comprimento de flambagem do pilar e da curvatura da seção crítica. Desse modo, a excentricidade de segunda ordem na menor inércia é calculada de acordo com a Equação (31):

$$e_{2x} = \frac{l_e^2}{10} \cdot \frac{1}{r} \quad (31)$$

$$e_{2x} = \frac{500^2}{10} \times 2,5 \times 10^{-4} \rightarrow e_{2x} = 6,25 \text{ cm}$$

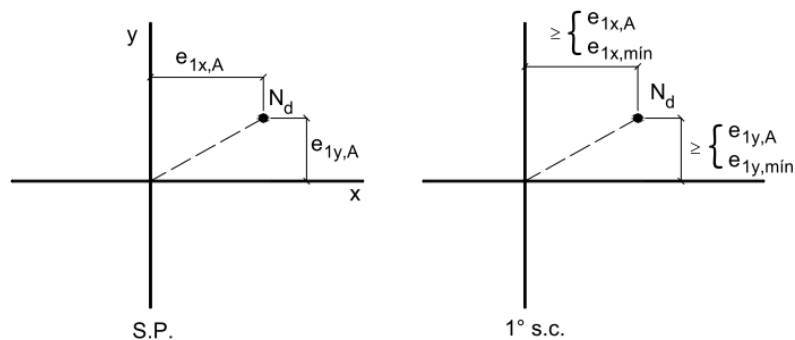
Esse valor corresponde à excentricidade de segunda ordem na seção intermediária do pilar em sua direção de menor inércia.

e) Situações de cálculo

e.1) Seções de extremidade – topo e base

Foram consideradas as situações de cálculo propostas por Bastos (2005) para pilares de canto submetidos à flexo-compressão oblíqua. Para as seções de extremidade, as situações de projeto e de cálculo são apresentadas na Figura 45.

Figura 45 – Situação de cálculo para seções de extremidade em pilar de canto



Fonte: Bastos (2005).

e.1.1) Seção girando na maior inércia

Desse modo, para a seção girando na maior inércia, tem-se a excentricidade de cálculo:

$$e_{1d} \geq \begin{cases} e_{1A} = 108,93 \text{ cm} \\ e_{1,\text{mín}} = 2,4 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\therefore e_{1d} = 108,93 \text{ cm}$$

e.1.2) Seção girando na menor inércia

Quando a seção gira menor inércia, a excentricidade de cálculo é a mínima atuante:

$$e_{1d} = e_{1,\text{mín}} = 2,1 \text{ cm}$$

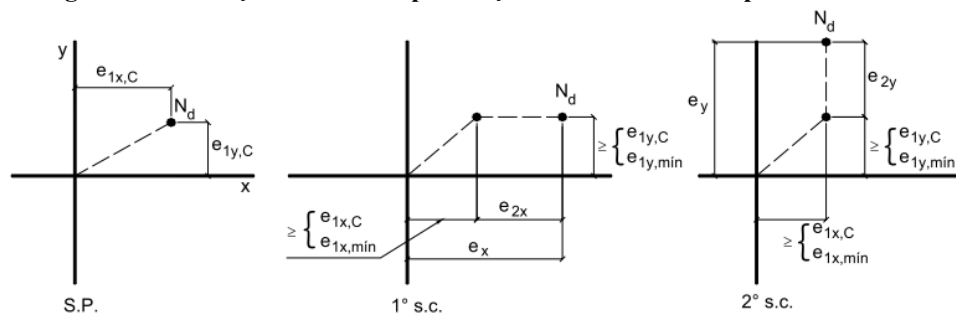
e.1.3) Esforços de cálculo

$$\begin{cases} N_d = 39,53 \text{ kN} \\ M_{xd} = M_{1d,\text{mín}} = 83,013 \text{ kN.cm} \\ M_{yd} = 39,53 \cdot 108,93 = 4306,1 \text{ kN.cm} \end{cases}$$

e.2) Seção intermediária

No caso da seção intermediária, Bastos (2005) apresenta duas possíveis situações, a depender da direção em que ocorre excentricidade de 2ª ordem, podendo ainda ocorrer em ambas as direções. Esta deve ser acrescentada àquela de 1ª ordem, comparando-se com as excentricidades mínimas em cada direção. A Figura 46 representa as situações de projeto e de cálculo.

Figura 46 – Situações de cálculo para seção intermediária em pilar de canto



Fonte: Bastos (2005).

1ª Situação de Cálculo

e.2.1) Seção girando na maior inércia

$$e_{1d} \geq \begin{cases} e_{1C} = 52,72 \text{ cm} \\ e_{1,\text{mín}} = 2,4 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\therefore e_{1d} = 52,72 \text{ cm}$$

e.2.2) Seção girando na menor inércia

$$e_{1d} = e_{1,\text{mín}} = 2,1 \text{ cm}$$

Ocorre excentricidade de segunda ordem na menor inércia:

$$e_{2x} = 6,25 \text{ cm}$$

e.2.3) Esforços de cálculo

Nesse caso, considerando as excentricidades de primeira e segunda ordem, tem-se os

seguintes esforços atuantes na seção intermediária:

$$\begin{cases} N_d = 39,53 \text{ kN} \\ M_{xd} = 39,53 \cdot (2,1 + 6,25) = 330,076 \text{ kN.cm} \\ M_{yd} = 39,53 \cdot 52,72 = 2084,02 \text{ kN.cm} \end{cases}$$

2ª Situação de Cálculo

Não ocorre excentricidade de segunda ordem na maior inércia, ou seja, $e_2 = 0$.

e.2.4) Esforços de cálculo

$$\begin{cases} N_d = 39,53 \text{ kN} \\ M_{xd} = 39,53 \cdot 2,1 = 83,013 \text{ kN.cm} \\ M_{yd} = 39,53 \cdot 52,72 = 2084,02 \text{ kN.cm} \end{cases}$$

A Tabela 21 apresenta o resumo das situações de cálculo possíveis para a obtenção da área de aço da seção. Uma vez que se obtiveram esforços significativos em direções distintas em cada seção analisada, as situações críticas foram encontradas para seções de topo e base do pilar e para uma configuração da seção intermediária.

Tabela 21 – Resumo das situações de cálculo

Esforços/Seção	Topo e Base	1ª SI	2ª SI
Nd (kN)	39,53	39,53	39,53
Mxd (kN.cm)	83,013	330,076	83,013
Myd (kN.cm)	4306,1	2084,02	2084,02

Fonte: Elaboração própria (2021).

Desse modo, foram consideradas e comparadas as duas situações para determinação da armadura longitudinal.

f) Definição da armadura longitudinal

Essa etapa foi realizada por meio do *software* livre Oblíqua 1.0. Foram testadas duas possíveis configurações para o arranjo de barras na seção transversal do pilar, para cada uma das situações críticas de cálculo.

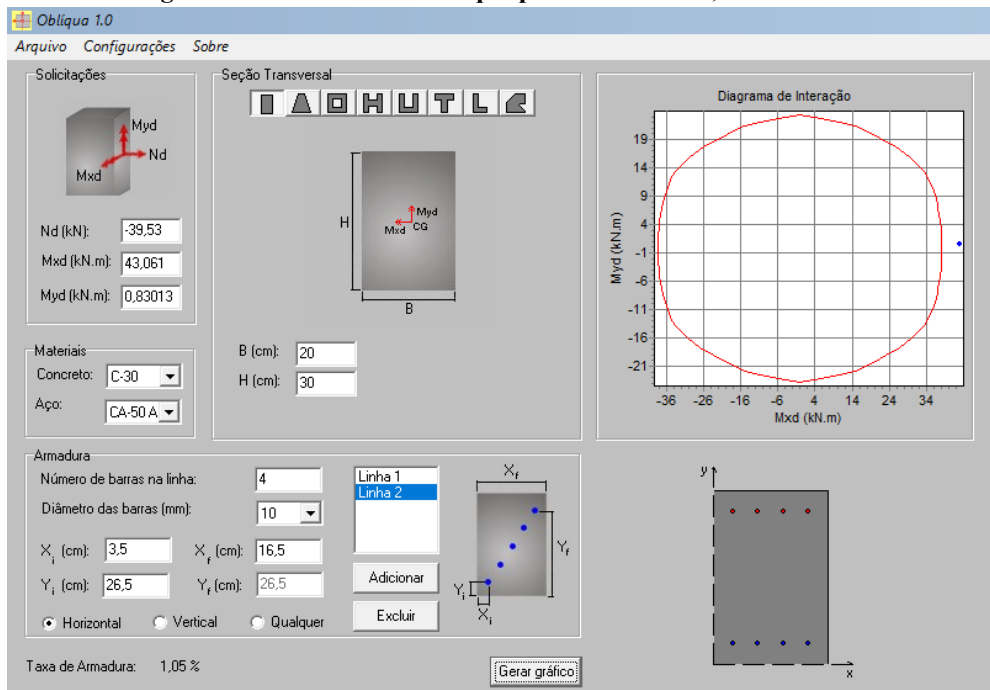
Definiu-se o arranjo de 8 barras na seção transversal, dispostas para resistir aos esforços gerados na direção de maior inércia, ou seja, com 4 barras distribuídas ao longo da direção b da

seção. Inicialmente, considerou-se a bitola da armadura longitudinal de 10,0 mm nos dois casos.

A Figura 47 apresenta a interface do Oblíqua 1.0 gerada na primeira situação crítica avaliada. Foram informados os esforços de cálculo, a geometria da seção, as propriedades dos materiais concreto e aço, e o posicionamento da armadura principal. Para a situação de topo e base, observa-se que o arranjo de 8 barras de 10,0 mm não atende ao dimensionamento, uma vez que o ponto está fora da zona de interação.

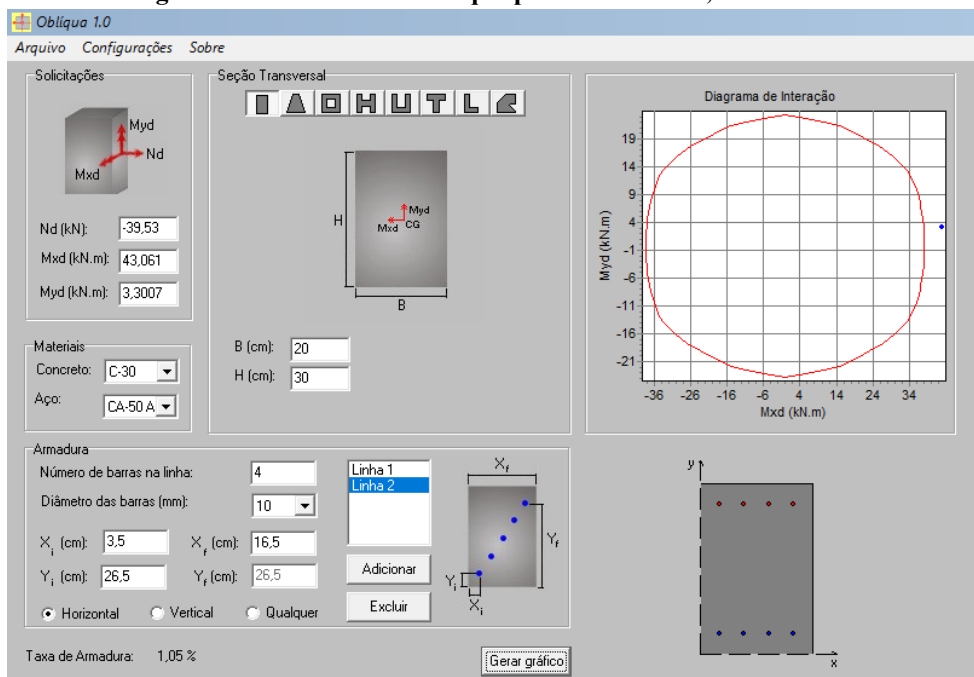
Da mesma forma, foi avaliada a possibilidade de empregar esse mesmo arranjo na situação crítica da seção intermediária do pilar, conforme indicado na Figura 48. Apesar de os esforços serem diferentes na direção de menor inércia, o dimensionamento também não foi atendido para o arranjo de 8 barras de 10,0 mm nesse caso.

Figura 47 – Interface do Oblíqua para bitola de 10,0 mm e 1ª s.c.



Fonte: Oblíqua, 2021.

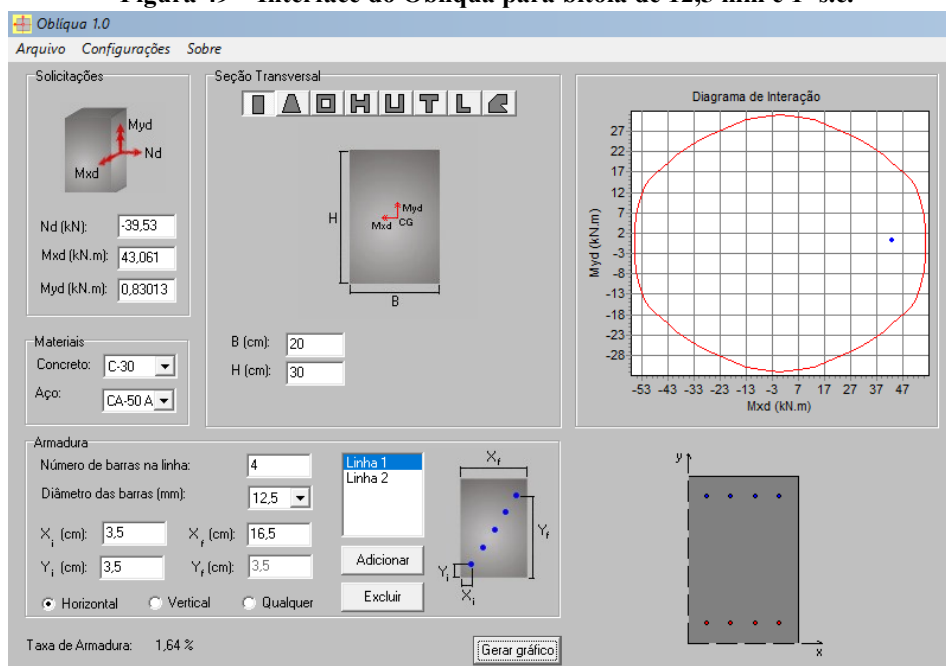
Figura 48 – Interface do Oblíqua para bitola de 10,0 mm e 2ª s.c.



Fonte: Oblíqua, 2021.

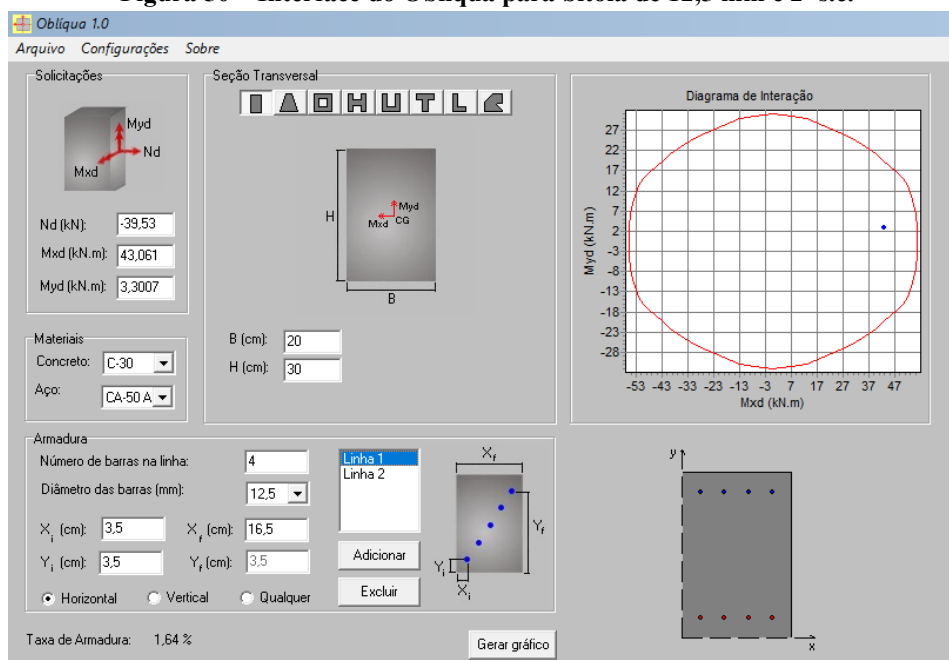
Na sequência, foram testados os arranjos utilizando barras com bitola imediatamente superior. Assim, com 8 barras de 12,5 mm distribuídas na seção transversal, obteve-se resultado satisfatório para as duas situações de cálculo, demonstrando que esta é a solução adequada para o dimensionamento da seção transversal do pilar. As Figuras 49 e 50 demonstram que, em ambos os casos, essa solução se encontra dentro da zona de interação.

Figura 49 – Interface do Oblíqua para bitola de 12,5 mm e 1ª s.c.



Fonte: Oblíqua, 2021.

Figura 50 – Interface do Oblíqua para bitola de 12,5 mm e 2ª s.c.



Fonte: Oblíqua, 2021.

Por fim, foi resumida a análise do *software* na Tabela 22, em que se descartou o arranjo com bitola de 10,0 mm e considerou-se adequado o arranjo com barras de 12,5 mm.

Tabela 22 – Resumo da análise do Oblíqua para armadura longitudinal

Arranjo	Topo e base	Seção intermediária	Conclusão
8 ϕ 10,0 mm	Não atende	Não atende	Descartada
8 ϕ 12,5 mm	OK	OK	Adotada

Fonte: Elaboração própria, 2021.

Desse modo, adota-se como solução do dimensionamento o arranjo formado por 8 barras de 12,5 mm na seção transversal. A área total de aço na seção transversal é calculada por meio da Equação (32) como segue:

$$A_s = \pi \cdot \left(\frac{\phi_l}{2}\right)^2 \quad (32)$$

$$1 \phi 12,5 \text{ mm} \rightarrow A = \pi \cdot \left(\frac{1,25}{2}\right)^2 = 1,23 \text{ cm}^2$$

$$8 \phi 12,5 \text{ mm} \rightarrow A = 8 \cdot 1,23 = 9,82 \text{ cm}^2$$

Portanto, a área de aço da seção transversal é de 9,82 cm².

g) Prescrições da NBR 6118:2014

É necessário verificar a configuração da seção transversal quanto às prescrições da NBR 6118:2014. Foram avaliados o diâmetro mínimo das barras, assim como as áreas de aço máxima e mínima para essa seção transversal.

h.1) Diâmetro mínimo da armadura longitudinal (ϕ_l)

Segundo o item 18.4.2.1 da NBR 6118:2014, a bitola mínima deve ser definida pela Equação (33):

$$10 \text{ mm} \leq \phi_l \leq \frac{1}{8} \cdot b \quad (33)$$

Onde b é a menor dimensão da seção transversal.

Então,

$$10 \text{ mm} \leq \phi_l \leq \frac{1}{8} \cdot 200 \text{ mm}$$

$$10 \text{ mm} \leq \phi_l \leq 25 \text{ mm}$$

$$\phi_l = 12,5 \text{ mm} \quad OK!$$

h.2) Área de aço mínima

Segundo o item 17.3.5.3 da NBR 6118:2014, tem-se que a área de aço mínima é determinada conforme a Equação (34)

$$A_{s,mín} = \left(0,15 \cdot \frac{N_d}{f_{yd}} \right) \geq 0,004 \cdot A_c \quad (34)$$

$$A_{s,mín} = \left(0,15 \cdot \frac{39,53}{50/1,15} \right) \geq 0,004 \cdot 20 \cdot 30$$

$$A_{s,mín} = 0,13,64 \text{ cm}^2 \geq 2,4 \text{ cm}^2$$

$$\therefore A_{s,mín} = 2,4 \text{ cm}^2$$

$$\text{Como } A_s = 10,0 \text{ cm}^2 > 2,4 \text{ cm}^2 \rightarrow OK!$$

h.3) Área de aço máxima

Segundo o item 17.3.5.3 da NBR 6118:2014, tem-se que a área de aço máxima é

determinada conforme a Equação (35)

$$\begin{aligned}A_{s,máx} &= (0,08 \cdot A_C) && (35) \\A_{s,máx} &= 0,08 \cdot 20 \cdot 30 \\A_{s,máx} &= 48 \text{ cm}^2 \\A_s &= 10,0 \text{ cm}^2 < 48 \text{ cm}^2 \rightarrow OK!\end{aligned}$$

h) Conclusão

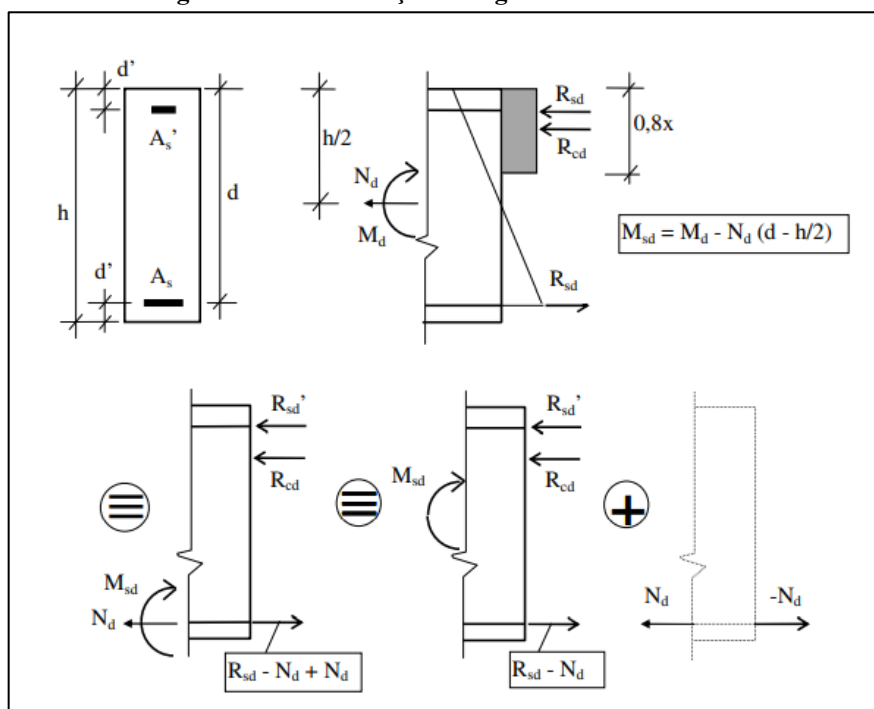
A área de aço obtida para a situação de flexo-compressão oblíqua é de 9,82 cm², sendo admitido, por fim, um arranjo de 8 barras de $\phi 12,50$ mm na seção transversal. Essa taxa de armadura e área final de aço na seção atendem aos requisitos máximos e mínimos prescritos na NBR 6118:2014.

APÊNDICE F – Dimensionamento à flexo-tração

DIMENSIONAMENTO À FLEXTRAÇÃO

O método de cálculo da situação de flexo-tração com grande excentricidade é apresentado na Figura 51. A resolução se dá por simplificação do esforço de compressão a uma situação de flexão simples.

Figura 51 – Flexo-tração com grande excentricidade



Fonte: USP (s.a.)

Para concretos de até classe C50, a Equação (36) representa o momento de cálculo é

$$M_{Sd} = (0,68 \cdot x d - 0,272 x^2) \cdot f_{cd} \cdot b_w \quad (36)$$

Onde

b_w corresponde à largura da fibra mais tracionada

d é a altura útil da seção

x é a posição da linha neutra (LN) na seção

Reorganizando a estrutura da expressão, chega-se a uma equação de 2º grau (Equação 37) cuja resolução é simples e da qual se obtém a posição da LN (x):

$$0,272 x^2 - 0,68 \cdot x d + \frac{M_{Sd}}{f_{cd} \cdot b_w} = 0 \quad (37)$$

Conhecendo:

- Aço CA-50
- $\phi_{l,est} = 12,5 \text{ mm}$
- $\phi_{t,est} = 5,0 \text{ mm}$
- $c = 2,5 \text{ cm}$
- $f_{cd} = f_{ck} / 1,4$
- $b_w \times h = 20 \times 30 \text{ cm}$

Calculam-se:

a) Altura útil

A altura útil da armadura longitudinal é determinada pela Equação (38)

$$d = c + \phi_t + \frac{\phi_l}{2} \quad (38)$$

$$d = 2,5 + 0,5 + \frac{1,25}{2} = 26,375 \text{ cm}$$

$$d' = h - d \quad (39)$$

$$d' = 30 - 26,375 \text{ cm} = 3,625 \text{ cm}$$

b) Momento solicitante de cálculo

$$M_d = 73,61 \text{ kN.m}$$

O momento solicitante de cálculo é obtido conforme a Equação (40):

$$M_{Sd} = M_d - N_d \cdot (d - h/2) \quad (40)$$

$$M_{Sd} = 73,61 - 8,65 \cdot (0,26375 - 0,3/2)$$

$$M_{Sd} = 72,63 \text{ kN.m}$$

c) Posição da LN e domínio de cálculo

Aplicando a Equação (37), tem-se:

$$0,272 x^2 - (0,68 \cdot 0,26375) \cdot x + \frac{72,63 \cdot 10^3}{\frac{30}{1,4} \cdot 10^6 \cdot 0,20} = 0$$

$$0,272 x^2 - 0,17935 \cdot x + 0,016947 = 0$$

$$~~x' = 0,545 \text{ m}~~ \quad x'' = 0,1143 \text{ m}$$

Portanto, a linha neutra encontra-se posicionada a 11,43 cm.

No limiar entre os domínios 3 e 4, a linha neutra encontra-se a posicionada de acordo com a Equação (41):

$$x_{3-4} = 0,63 d \quad (41)$$

$$x_{3-4} = 0,63 \cdot 0,26375 = 16,62 \text{ cm}$$

d) Área de aço

Assim, o pilar pode ser dimensionado para armadura simples na seção, ou seja, apenas armadura tracionada. A área de aço é calculada pela Equação (42)

$$R_{sd} - N_d = \frac{M_{sd}}{d - 0,4 x} = A_s \cdot f_{yd} \quad (42)$$

$$A_s = \left[\frac{72,63 \cdot 10^2}{26,375 - (0,4 \cdot 11,43)} + 8,65 \right] \cdot \frac{1}{43,48} \rightarrow A_s = 7,86 \text{ cm}^2$$

Como foi estimada uma bitola de $\phi 12,5$ mm, uma opção é dispor 7 barras, que fornecem uma área efetiva de aço de $8,75 \text{ cm}^2$.

Em se tratando de pilar, como apontado na seção 4.4.2, não é usual o emprego de armaduras assimétricas. Dessa forma, a solução adequada seria duplicar a área de aço encontrada no dimensionamento da armadura tracionada para a armadura comprimida, obtendo armaduras simétricas na seção (MAZETTO, 2017).

Dessa forma, a seção dimensionada à flexo-tração com grande excentricidade resulta em uma área de aço total necessária de $15,72 \text{ cm}^2$. Considerando a armadura longitudinal composta de barras de $\phi 12,5$ mm, como no caso do dimensionamento à flexo-compressão oblíqua, adotou-se como área de aço efetiva aquela fornecida por 7 $\phi 12,5$ mm em cada face, que somam $8,75 \text{ cm}^2/\text{face}$ e, conseqüentemente, $17,5 \text{ cm}^2$ totais na seção transversal.

Essa área de aço é superior à encontrada para a situação de flexo-compressão oblíqua, o que significa que seria necessário adotá-la como configuração final para a seção transversal do pilar de concreto pré-moldado ao final da análise.

APÊNDICE G – Verificação das situações transitórias

VERIFICAÇÃO DAS SITUAÇÕES TRANSITÓRIAS

O carregamento adicional devido à aderência do concreto com a fôrma é dado pela Equação (43):

$$p_k = \sigma_{ad} \cdot A_{sup/m} \quad (43)$$

Onde:

σ_{ad} é a tensão de aderência igual a 1,30 kN/m²

$A_{sup/m}$ é a área superficial do pilar em contato com a forma

Tem-se:

$$A_{sup/m} = (0,30 + 0,20 + 0,30) \text{ m} \times 1,0 \text{ m} \rightarrow A_{sup/m} = 0,80 \text{ m}^2/\text{m}$$

$$p_k = \sigma_{ad} \cdot A_{sup/m} \rightarrow p_k = 1,30 \times 0,80 = 1,04 \text{ kN/m}$$

Ainda é preciso avaliar o carregamento dinâmico na desmoldagem, por meio dos coeficientes introduzidos na seção 2.8.5. A ação estática permanente g_k é o peso próprio do pilar, calculado por meio da Equação (44):

$$g_k = 0,20 \text{ m} \times 0,30 \text{ m} \times 2625 \text{ kgf/m}^3 \quad (44)$$

$$g_k = 157,5 \text{ kgf/m}$$

Considerando os efeitos dinâmicos, a ação estática equivalente de cálculo, $g_{eq,d}$ é calculada conforme a Equação (45):

$$g_{eq,d} = \gamma_f \cdot [\beta_a (g_k + p_k)] \quad (45)$$

$$g_{eq,d} = 1,3 \times [1,3 \times (1,575 + 1,04)]$$

$$g_{eq,d} = 1,3 \times 3,4 \text{ kN/m} \rightarrow g_{eq,d} = 4,42 \text{ kN/m}$$

Onde:

β_a é o coeficiente de amplificação dinâmica, igual a 1,3 para situações gerais

γ_f é o coeficiente de ponderação das ações para análise aproximada, igual a 1,3

De posse desse carregamento, obtêm-se os esforços de flexão gerados no pilar, de acordo com a equação proposta na primeira configuração de içamento do Quadro 2. Os momentos máximos positivo e negativo de cálculo são iguais em módulo, calculados pela Equações (46) e (47):

$$M_d^+ = 0,025 \cdot g_{eq,d} \cdot l^2 \quad (46)$$

$$M_d^- = 0,025 \cdot g_{eq,d} \cdot l^2 \quad (47)$$

Onde

M_d^+ e M_d^- são os esforço de flexão positivo e negativo máximos no pilar para a condição de içamento por dois pontos;

l é o comprimento do pilar;

Então, obtêm-se:

$$M_d^+ = 0,025 \times 4,42 \times 6,4^2 \rightarrow M_d^+ = 4,526 \text{ kN.m}$$

$$M_d^- = 0,025 \cdot g_{eq,d} \cdot l^2 \rightarrow M_d^- = -4,526 \text{ kN.m}$$

- **Verificação do ELU na desmoldagem**

A verificação do estado limite último ocorre para o esforço máximo de flexão, ou seja, $M_{m\acute{a}x} = 4,526 \text{ kN.m}$. A Equação (48) permite determinar o adimensional KMD para simplificação do cálculo.

$$KMD = \frac{M_d}{f_{cd} \cdot b_w \cdot d^2} \quad (48)$$

Onde

b_w → largura da seção, igual a 20 cm

d → altura útil da seção

f_{cd} → resistência do concreto após 24h da concretagem, igual a 15 MPa

$$f_{cd} = \frac{15}{1,4} = 10,714 \text{ MPa}$$

Em que a altura útil da seção é dada por:

$$d = 30 - 2,5 - 0,5 - \frac{1,25}{2} \rightarrow d = 26,375 \text{ cm}$$

Adimensionais:

$$KMD = \frac{4,526}{10,714 \cdot 10^3 \cdot 0,20 \cdot 0,26375^2}$$

$$KMD = 0,0304 \rightarrow KMD \cong 0,03$$

$$KX = 0,0449$$

$$KY = 0,9820$$

Área de aço:

A área de aço é calculada pela Equação (49), como segue

$$A_s = \frac{M_d}{KZ \cdot f_{yd} \cdot d} \quad (49)$$

Onde f_{yd} é a resistência de cálculo de escoamento do aço da armadura longitudinal, sendo:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$$

$$f_{yd} = \frac{500}{1,15} = 434,78 \text{ MPa} = 43,48 \text{ kN/cm}^2$$

$$A_s = \frac{4,526}{0,9820 \cdot 434,78 \cdot 10^3 \cdot 0,26375}$$

$$A_s = 0,4019 \text{ cm}^2$$

Essa área de aço é atendida pela configuração de 8 barras de $\phi 12,50$ mm dispostas na seção transversal ($A_{s,ef} = 9,82 \text{ cm}^2$).

- **Verificação do ELS na desmoldagem**

Quanto à fissuração no concreto armado, segundo Carvalho (2014), interessa descobrir qual o efeito que pode ocorrer na peça durante sua utilização. Isso corresponde a uma verificação do estado limite de serviço, em que são avaliadas a formação de fissuras (ELS-F) e a abertura de fissuras (ELS-W).

a) Estado limite de formação de fissuras - ELS-F

A NBR 9062:2017 recomenda que se considere a combinação de ações frequentes, conforme Equação (50):

$$F_{d,ser} = \sum F_{gik} + \psi_1 F_{q1k} + \sum \psi_{2j} F_{qjk} \quad (50)$$

Onde

$F_{d,ser}$ é o valor de cálculo das ações para combinações de serviço

Nesse caso, uma vez que não se consideram outras ações variáveis durante a etapa de desmoldagem, a carga de serviço equivale apenas ao peso próprio da peça, adicionado ao esforço dinâmico com seus valores característicos, sendo determinados o peso e a carga dinâmica equivalente de acordo com as Equações (51) e (52), respectivamente

$$F_{ser,d} = F_k \quad (51)$$

$$g_{eq,d} = g_{eq,k} = 3,4 \text{ kN/m} \quad (52)$$

O momento de serviço é calculado pela Equação (53), obtida do Quadro 2.

$$M_{ser}^+ = M_{ser}^- = 0,025 \cdot g \cdot l^2 \quad (53)$$

Onde

M_{ser}^+ e M_{ser}^- são os momentos de serviço de cálculo, considerados iguais em módulo

Dessa forma, tem-se:

$$M_{ser}^+ = M_{ser}^- = 0,025 \times 3,4 \times 6,4^2 = 3,4816 \text{ kN.m}$$

O momento de fissuração M_r é calculado de acordo com a Equação (54):

$$M_r = \frac{\alpha \cdot f_{ctm} \cdot I_c}{y_t} \quad (54)$$

Onde:

α igual a 1,5 para seções retangulares

f_{ctm} é a resistência média à tração do concreto;

I_c é a inércia da seção bruta de concreto;

y_t é a distância do centro de gravidade à fibra mais tracionada, igual a $h/2$ para seções

retangulares.

A resistência média à tração do concreto é determinada pela Equação (55)

$$f_{ctm} = 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3} \quad (55)$$

$$f_{ctm} = 0,3 \cdot 15^{2/3} \rightarrow f_{ctm} = 1,825 \text{ MPa}$$

Logo,

$$M_r = \frac{1,5 \cdot 1,825 \cdot 10^6 \cdot 4,5 \cdot 10^{-4}}{0,15}$$

$$M_r = 8,2125 \text{ kN.m}$$

Como $M_r < M_{ser}$, a verificação para fissuração é atendida.

- **Armazenamento e transporte**

Entende-se que nas etapas de armazenamento e transporte não serão introduzidos esforços diferentes daqueles gerados na situação de içamento do pilar na desmoldagem. Por isso, não foi realizada a verificação dos estados limites últimos e de serviço para essas duas situações transitórias.

- **Verificação do ELU na montagem**

Aqui nesta etapa, considera-se a hipótese mais crítica que pressupõe o pilar ser içado por um só ponto durante seu levantamento, adquirir um movimento de rotação e ser solicitado em sua menor inércia.

Nesse caso, tem-se os seguintes carregamentos atuando, conforme as Equações (56) e (57):

$$g_{eq,k} = \beta_a \cdot g_k \quad (56)$$

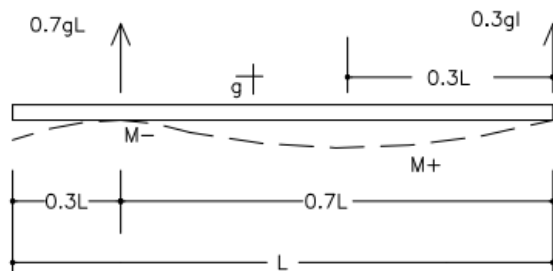
$$g_{eq,k} = 1,3 \cdot 1,575 = 2,0475 \text{ kN/m}$$

$$g_{eq,k} = \gamma_f \cdot g_{eq,k} \quad (57)$$

$$g_{eq,d} = 1,3 \cdot 2,0475 = 2,66175 \text{ kN/m}$$

A Figura 52 detalha a situação de içamento da peça por apenas um ponto e as posições em que ocorrem os esforços críticos:

Figura 52 – Esquema estático do içamento do pilar



Fonte: Sheppard & Phillips (1989) apud Marcos Neto (1998)

As distâncias consideradas no cálculo são determinadas pelas Equações (58) e (59)

$$0,3 \cdot l = 0,3 \cdot 6,4 = 1,92 \text{ m} \quad (58)$$

$$0,7 \cdot l = 0,7 \cdot 6,4 = 4,98 \text{ m} \quad (59)$$

Os momentos solicitantes nessa situação são obtidos por meio das Equações (60) e (61):

$$M^+ = 0,043 \cdot g \cdot l^2 \quad (60)$$

$$M^- = 0,043 \cdot g \cdot l \quad (61)$$

$$M_d = 0,043 \cdot 2,66175 \cdot 6,4^2 = 4,69 \text{ kN.m}$$

Calcula-se a área de aço por meio dos dimensionais KMD, KX e KZ. A tabela de referência consta no Anexo B deste trabalho. A altura útil da seção na menor inércia é dada por:

$$d = 20 - 2,5 - 0,5 - \frac{1,25}{2} = 16,375 \text{ cm}$$

Sabendo que o $f_{ck} = 21 \text{ Mpa}$ em 7 dias, quando ocorrerá a montagem da peça

$$f_{cd} = \frac{21}{1,4} = 15 \text{ Mpa}$$

Então, tem-se o valor de KMD:

$$KMD = \frac{4,69}{15 \cdot 10^3 \cdot 0,30 \cdot 0,16375^2} = 0,039$$

Em consulta à tabela KMD, obtém-se o respectivo valor de KZ para a determinação da área de aço, tal como segue:

$$KMD \cong 0,04 \rightarrow KZ = 0,9759$$

Área de aço

A área de aço é expressa por:

$$A_s = \frac{4,69}{0,9759 \cdot 43,48 \cdot 0,16375} = 0,675 \text{ cm}^2 \rightarrow OK!$$

Essa área de aço é atendida pela configuração de 8 barras de $\phi 12,50$ mm dispostas na seção transversal ($A_{s,ef} = 9,82 \text{ cm}^2$).

ANEXO A – Tabela KMD

TABELA KMD

A Figura 53 apresenta a tabela com valores adimensionais utilizados como simplificação de cálculo de armadura longitudinal de seções retangulares de concreto até 50 MPa.

Figura 53 – Tabela KMD

KMD	KX	KZ	ϵ_c	ϵ_s
0,0100	0,0148	0,9941	0,1502	10,0000
0,0200	0,0298	0,9881	0,3068	10,0000
0,0300	0,0449	0,9820	0,4704	10,0000
0,0400	0,0603	0,9759	0,6414	10,0000
0,0500	0,0758	0,9697	0,8205	10,0000
0,0550	0,0836	0,9665	0,9133	10,0000
0,0600	0,0916	0,9634	1,0083	10,0000
0,0650	0,0995	0,9602	1,1056	10,0000
0,0700	0,1076	0,9570	1,2054	10,0000
0,0750	0,1156	0,9537	1,3077	10,0000
0,0800	0,1238	0,9505	1,4126	10,0000
0,0850	0,1320	0,9472	1,5203	10,0000
0,0900	0,1403	0,9439	1,6308	10,0000
0,0950	0,1485	0,9406	1,7444	10,0000
0,1000	0,1569	0,9372	1,8611	10,0000
0,1050	0,1654	0,9339	1,9810	10,0000
0,1100	0,1739	0,9305	2,1044	10,0000
0,1150	0,1824	0,9270	2,2314	10,0000
0,1200	0,1911	0,9236	2,3621	10,0000
0,1250	0,1998	0,9201	2,4967	10,0000
0,1300	0,2086	0,9166	2,6355	10,0000
0,1350	0,2175	0,9130	2,7786	10,0000
0,1400	0,2264	0,9094	2,9263	10,0000
0,1450	0,2354	0,9058	3,0787	10,0000
0,1500	0,2445	0,9022	3,2363	10,0000
0,1550	0,2536	0,8985	3,3391	10,0000
0,1600	0,2630	0,8948	3,5000	9,8104
0,1650	0,2723	0,8911	3,5000	9,3531
0,1700	0,2818	0,8873	3,5000	8,9222
0,1750	0,2913	0,8835	3,5000	8,5154
0,1800	0,3009	0,8796	3,5000	8,3106
0,1850	0,3106	0,8757	3,5000	7,7662
0,1900	0,3205	0,8718	3,5000	7,4204
0,1950	0,3305	0,8678	3,5000	7,0919
0,2000	0,3405	0,8638	3,5000	6,7793
0,2050	0,3506	0,8597	3,5000	6,4814
0,2100	0,3609	0,8556	3,5000	6,1971
0,2150	0,3714	0,8515	3,5000	5,9255
0,2200	0,3819	0,8473	3,5000	5,6658
0,2250	0,3925	0,8430	3,5000	5,4170
0,2300	0,4033	0,8387	3,5000	5,1785
0,2350	0,4143	0,8343	3,5000	4,9496
0,2400	0,4253	0,8299	3,5000	4,7297
0,2450	0,4365	0,8254	3,5000	4,5181
0,2500	0,4479	0,8208	3,5000	4,3144
0,2550	0,4594	0,8162	3,5000	4,1181
0,2600	0,4711	0,8115	3,5000	3,9287
0,2650	0,4830	0,8068	3,5000	3,7459
0,2700	0,4951	0,8020	3,5000	3,5691
0,2750	0,5074	0,7970	3,5000	3,3981
0,2800	0,5199	0,7921	3,5000	3,2324
0,2850	0,5326	0,7870	3,5000	3,0719
0,2900	0,5455	0,7818	3,5000	2,9162
0,2950	0,5586	0,7765	3,5000	2,7649
0,3000	0,5721	0,7712	3,5000	2,6179
0,3050	0,5858	0,7657	3,5000	2,4748
0,3100	0,5998	0,7601	3,5000	2,3355
0,3150	0,6141	0,7544	3,5000	2,1997
0,3200	0,6287	0,7485	3,5000	2,0672
0,3300	0,6590	0,7364	3,5000	1,8100
0,3400	0,6910	0,7236	3,5000	1,5652
0,3500	0,7249	0,7100	3,5000	1,3283
0,3600	0,7612	0,6955	3,5000	1,0983
0,3700	0,8003	0,6799	3,5000	0,8732
0,3800	0,8433	0,6627	3,5000	0,6506

Fonte: Adaptado de Carvalho (2021).