



UNIVERSIDADE FEDERAL DE PERNAMBUCO
CENTRO DE TECNOLOGIA E GEOCIÊNCIAS
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL
CURSO DE GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

ALEXANDRE CABRAL DE OLIVEIRA FILHO
FELIPE MEDSON MATOS DA CRUZ

**UTILIZAÇÃO DO SOFTWARE AUTODESK ROBOT PARA COMPARATIVOS E
OTIMIZAÇÃO DE PROJETO ESTRUTURAL DE GALPÃO PRÉ-MOLDADO**

Recife
2022

ALEXANDRE CABRAL DE OLIVEIRA FILHO
FELIPE MEDSON MATOS DA CRUZ

**UTILIZAÇÃO DO SOFTWARE AUTODESK ROBOT PARA COMPARATIVOS E
OTIMIZAÇÃO DE PROJETO ESTRUTURAL DE GALPÃO PRÉ-MOLDADO**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado
ao Departamento de Engenharia Civil da
Universidade Federal de Pernambuco, como
parte dos requisitos para obtenção do grau de
bacharel em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Dr. Paulo de Araújo Regis

Recife
2022

Catalogação na fonte
Bibliotecário Gabriel Luz CRB-4 / 2222

O48u

Oliveira Filho, Alexandre Cabral de.

Utilização do software autodesk robot para comparativos e otimização de projeto estrutural de galpão pré-moldado / Alexandre Cabral de Oliveira Filho, Felipe Medson Matos da Cruz. 2022.

167 f.; figs., tabs.

Orientador: Prof. Dr. Paulo de Araújo Regis.

TCC (Graduação) – Universidade Federal de Pernambuco. CTG.

Departamento de Engenharia Civil e Ambiental. Recife, 2022.

Inclui referências e apêndice.

1. Engenharia civil. 2. galpão de concreto pré-moldado. 3. BIM. 4. análise estrutural. 5. dimensionamento. I. Cruz, Felipe Medson Matos da (Autor). II. Regis, Paulo de Araújo (Orientador). III. Título.

UFPE

624 CDD (22. ed.)

BCTG / 2022-265

ALEXANDRE CABRAL DE OLIVEIRA FILHO
FELIPE MEDSON MATOS DA CRUZ

**UTILIZAÇÃO DO SOFTWARE AUTODESK ROBOT PARA COMPARATIVOS E
OTIMIZAÇÃO DE PROJETO ESTRUTURAL DE GALPÃO PRÉ-MOLDADO**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado
ao Departamento de Engenharia Civil da
Universidade Federal de Pernambuco, como
parte dos requisitos para obtenção do grau de
bacharel em Engenharia Civil.

Aprovado em: 27 / 05 / 2022.

BANCA EXAMINADORA

Prof. Dr. Paulo de Araújo Regis (Orientador)
Universidade Federal de Pernambuco

Prof. Dr. Tiago Ancelmo de Carvalho Pires de Oliveira (Examinador Interno)
Universidade Federal de Pernambuco

José Camillo Barbosa da Cunha (Examinador Externo)
EPF – Engenharia de Pré-fabricados

RESUMO

Galpões de concreto pré-moldado são estruturas cada vez mais comum em grandes centros urbanos, estas edificações têm como finalidade ser local de operações de grandes empresas, como armazenamento de cargas, linhas de montagens e distribuição. Devido ao seu porte, esse tipo de construção tem um custo elevado, e gradativamente as empresas buscam maneiras de reduzir esse custo, buscando otimizar o projeto. Diante disso, o objetivo desse trabalho é realizar o dimensionamento estrutural de um centro de distribuição, e comparar dois modelos de galpão pré-moldado, com e sem a presença de placas solares, com ênfase no impacto do custo final. Como metodologia principal da pesquisa, a análise estrutural foi realizada no software Autodesk Robot, utilizando da interoperabilidade do BIM para uma modelagem prévia da arquitetura, no software Autodesk Revit. Para o dimensionamento, as cargas foram obtidas por meio de envoltórias de esforços atuantes no modelo. O estudo demonstrou que não há grande diferença entre os dois modelos no custo do galpão, em relação ao valor total da obra.

Palavras-chave: galpão de concreto pré-moldado; BIM; análise estrutural; dimensionamento.

ABSTRACT

Precast concrete sheds are increasingly common structures in large urban centers, these buildings are intended to be the place of operations of large companies, such as cargo storage, assembly and distribution lines. Due to its size, this type of construction has a high cost, and companies are gradually looking for ways to reduce this cost, seeking to optimize the project. Therefore, the objective of this work is to carry out the structural design of a distribution center, and to compare two models of precast shed, with and without the presence of solar panels, with emphasis on the impact of the final cost. As the main methodology of the research, the structural analysis was performed in Autodesk Robot software, using BIM interoperability for a previous architectural modeling, in Autodesk Revit software. For the design, the loads were obtained by means of envelopes of forces acting on the model. The study showed that there is no great difference between the two models in the cost of the shed, in relation to the total value of the work.

Keywords: precast concrete shed; BIM; structural analysis; design.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Modelo Físico x Modelo Analítico	22
Figura 2 - Mapa de isopletas da velocidade básica no Brasil	25
Figura 3 - Sobrepressão	27
Figura 4 - Sucção	27
Figura 5 - Carga Crítica de Flambagem	31
Figura 6 - Detalhes típicos de ligações articuladas	32
Figura 7 - Detalhe típico de conectores de solda	33
Figura 8 - Detalhe típico das emendas da viga e do pilar	33
Figura 9 - Detalhe típico da emenda com cabos de protensão	34
Figura 10 – Detalhes de ligações entre vigas	34
Figura 11 - Detalhe de ligação de pilar-fundação por meio de cálice	35
Figura 12 - Detalhe de ligação de pilar-fundação por meio de chapa	35
Figura 13 - Tipos de disposição de alças	37
Figura 14 - Detalhamento das alças	38
Figura 15 - içamento na desmoldagem do elemento	38
Figura 16 - Exemplos de içamento de pilares por três ou dois pontos	38
Figura 17 - Detalhe da seção do piso de concreto estruturalmente armado	39
Figura 18 - Espaçador plástico	39
Figura 19 - Pressão de obstrução	42
Figura 20 - Placa Fotovoltaica Canadian	43
Figura 21 - Suporte para instalação da placa solar sobre a telha metálica	44
Figura 22 - Arquitetura do Galpão Pré-moldado	46
Figura 23 - Posicionamento dos pilares	47
Figura 24 - Posicionamento das vigas	47
Figura 25 - Posicionamento das terças	48
Figura 26 - Viga de apoio	48
Figura 27 - Vinculações dos elementos no Revit	49
Figura 28 - Modelo analítico do galpão	49
Figura 29 - Caminho de exportação para o Robot	50
Figura 30 - Opções de integração com o Robot	50
Figura 31 - Definição do material no Robot	51
Figura 32 - Aplicação do material utilizado	51

Figura 33 - Eixo local dos pilares - Robot.....	52
Figura 34 - Eixo local das vigas - Robot	52
Figura 35 - Convenção do sentido do vento adotado	53
Figura 36 - Calcular estrutura - Robot.....	53
Figura 37 - Diagrama de momento fletor da viga de cobertura no Robot.....	54
Figura 38 - Deslocamento devido ao peso próprio no Robot	55
Figura 39 - Tipos de carga - Robot.....	55
Figura 40 - Definição dos casos de carga no Robot	56
Figura 41 - Aplicação da força devido ao vento nos pilares	58
Figura 42 – Aplicação das cargas de protensão no Robot.....	59
Figura 43 - Combinações manuais no Robot	60
Figura 44 - Área de influência dos pilares.....	62
Figura 45 - Divisão das vigas do galpão	63
Figura 46 - Divisão dos pilares do galpão	70
Figura 47 - Momento fletor ELU - Carga permanente - Robot.....	82
Figura 48 - Esforço cortante ELU - Carga permanente - Robot.....	82
Figura 49 – Deslocamento ELU - Carga permanente - Robot	83
Figura 50 - Momento fletor ELU - Carga permanente - Ftool	83
Figura 51 - Esforço cortante ELU - Carga permanente - Ftool	84
Figura 52 - Deslocamento ELU - Carga permanente - Ftool	84
Figura 53 - Momento fletor ELU – V180 + CPI -0,3 - Robot.....	85
Figura 54 - Esforço cortante ELU – V180 + CPI -0,3 - Robot	85
Figura 55 - Deslocamento ELU – V180 + CPI -0,3 - Robot	85
Figura 56 - Momento fletor ELU – V180 + CPI -0,3 - Ftool	86
Figura 57 - Esforço cortante ELU – V180 + CPI -0,3 - Ftool	86
Figura 58 - Deslocamento ELU – V180 + CPI -0,3 - Ftool	86
Figura 59 - Dimensionamento do dente gerber	89
Figura 60 - Dimensionamento do dente gerber - Continuação.....	90
Figura 61 - Carregamento de peso próprio da VR1.....	91
Figura 62 - Diagrama de esforço cortante da VR1	91
Figura 63 - Diagrama de momento fletor da VR1	91
Figura 64 - Dimensionamento do consolo - parte 1	94
Figura 65 - Dimensionamento do consolo - parte 2	95
Figura 66 - Dimensionamento do consolo - parte 3	96

Figura 67 - Detalhamento viga VR1 - Modelo 1	102
Figura 68 - Detalhamento viga VR2 - Modelo 2	104
Figura 69 - Detalhamento viga VR3 - Modelo 1	106
Figura 70 - Detalhamento pilar PP01 - Modelo 1	108
Figura 71 - Detalhamento consolo PP01 - Modelo 1	109
Figura 72 - Detalhamento pilar PP02 - Modelo 2	112
Figura 73 - Detalhamento consolo PP02 - Modelo 2	113
Figura 74 - Detalhamento pilar PP03 - Modelo 1	116
Figura 75 - Detalhamento pilar PP04 - Modelo 1	117
Figura 76 - Detalhamento consolo PP04 - Modelo 1	119
Figura 77 - Detalhamento pilar PP05 - Modelo 1	121
Figura 78 - Detalhamento consolo PP05 - Modelo 1	122
Figura 79 - Detalhamento pilar PP06 - Modelo 1	125
Figura 80 - Detalhamento consolo PP06 - Modelo 1	126
Figura 81 - Detalhamento viga VR1 - Modelo 2	129
Figura 82 - Detalhamento viga VR2 - Modelo 2	132
Figura 83 - Detalhamento viga VR3 - Modelo 2	134
Figura 84 - Detalhamento pilar PP01 - Modelo 2	136
Figura 85 - Detalhamento consolo PP01 - Modelo 2	137
Figura 86 - Detalhamento pilar PP02 - Modelo 2	140
Figura 87 - Detalhamento consolo PP02 - Modelo 2	141
Figura 88 - Detalhamento pilar PP03 - Modelo 2	144
Figura 89 - Detalhamento pilar PP04 - Modelo 2	146
Figura 90 - Detalhamento consolo PP04 - Modelo 2	147
Figura 91 - Detalhamento pilar PP05 - Modelo 2	149
Figura 92 - Detalhamento consolo PP05 - Modelo 2	150
Figura 93 - Detalhamento pilar PP06 - Modelo 2	153
Figura 94 - Detalhamento consolo PP06 - Modelo 2	154
Figura 95 - Detalhamento das terças do galpão	156
Figura 96 - Geometria do Galpão	164
Figura 97 - Velocidade básica do vento no Ciclone	164
Figura 98 - Fator S1	165
Figura 99 - Fator S2	165
Figura 100 - Categoria do terreno	166

Figura 101 - Fator S3.....	166
Figura 102 - Coeficiente de forma externo - Vento 90 e 0.....	167
Figura 103 - Coeficiente de pressão externa - telhado e parede	167

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Coeficiente de redução α	37
Tabela 2 - Cargas usadas no Modelo 1	56
Tabela 3 - Combinações ELU e ELS usadas	61
Tabela 4 - Deslocamentos da viga de cobertura - Modelo 1	64
Tabela 5 - Deslocamentos das vigas de apoio - Modelo 1	65
Tabela 6 - Deslocamentos das terças - Modelo 1	66
Tabela 7 - Esforços solicitantes das vigas de cobertura - Modelo 1.....	67
Tabela 8 - Esforços solicitantes das vigas de apoio - Modelo 1	67
Tabela 9 - Esforços solicitantes das terças - Modelo 1.....	68
Tabela 10 - Esforços máximos das vigas - Modelo 1	68
Tabela 11 - Deslocamento horizontais dos pilares - Modelo 1	71
Tabela 12 - Esforços nos pilares laterais - Modelo 1	72
Tabela 13 - Esforços nos pilares baixos (quebra vento) - Modelo 1	72
Tabela 14 - Esforços nos pilares de fachada - Modelo 1.....	72
Tabela 15 - Esforços nos pilares do centro - Modelo 1	72
Tabela 16 - Esforços máximos nos pilares - Modelo 1	73
Tabela 17 - Cargas usadas no Modelo 2.....	73
Tabela 18 - Deslocamentos das vigas de cobertura – Modelo 1 x Modelo 2	74
Tabela 19 - Momentos fletores das vigas de cobertura – Modelo 1 x Modelo 2	75
Tabela 20 - Esforços cortantes das vigas de cobertura – Modelo 1 x Modelo 2	75
Tabela 21 - Comparação dos deslocamentos das vigas de apoio dos dois modelos	76
Tabela 22 - Momentos fletores das vigas de cobertura – Modelo 1 x Modelo 2	77
Tabela 23 - Esforços cortantes das vigas de apoio – Modelo 1 x Modelo 2	77
Tabela 24 - Esforços máximos	78
Tabela 25 - Resumo final da comparação entre vigas - Modelo 1 x Modelo 2.....	78
Tabela 26 - Deslocamento horizontal dos pilares - Modelo 2	79
Tabela 27 - Esforços os pilares laterais - Modelo 2	79
Tabela 28 - Esforços nos pilares baixos (quebra vento) - Modelo 2	80
Tabela 29 - Esforços nos pilares de fachada - Modelo 2.....	80
Tabela 30 - Esforços nos pilares do centro - Modelo 2	80
Tabela 31 - Esforços máximos nos pilares - Modelo 2	81
Tabela 32 - Resumo final da comparação entre os pilares - Modelo 1 x Modelo 2	81

Tabela 33 - Comparaçao Robot x Ftool	87
Tabela 34 - Resumo final da comparação entre vigas - Modelo 1 x Modelo 2.....	88
Tabela 35 - Esforços máximos nos pilares - Modelo 1	93
Tabela 36 - Esforços máximos nos pilares - Modelo 2	93
Tabela 37 - Tabela de ferro - VR1 - Modelo 1	103
Tabela 38 - Tabela de ferro - VR2 - Modelo 1	105
Tabela 39 - Tabela de ferro – VR3 - Modelo 1	107
Tabela 40 -Tabela de ferro - PP01 - Modelo 1	110
Tabela 41 - Tabela de ferro - PP02 - Modelo 1	114
Tabela 42 - Tabela de ferro - PP03 - Modelo 1	117
Tabela 43 - Tabela de ferro - PP04 - Modelo 1	120
Tabela 44 - Tabela de ferro - PP05 - Modelo 1	123
Tabela 45 - Tabela de ferro - PP06 - Modelo 1	127
Tabela 46 - Tabela de ferro - VR1 - Modelo 2.....	130
Tabela 47 - Tabela de ferro - VR2 - Modelo 2.....	133
Tabela 48 - Tabela de ferro - VR3 - Modelo 2.....	135
Tabela 49 - Tabela de ferro - PP01 - Modelo 2.....	138
Tabela 50 - Tabela de ferro - PP02 - Modelo 2	142
Tabela 51 - Tabela de ferro - PP03 - Modelo 2	145
Tabela 52 - Tabela de ferro - PP04 - Modelo 2	148
Tabela 53 - Tabela de ferro - PP05 - Modelo 2	151
Tabela 54 -Tabela de ferro - PP06 - Modelo 2	155
Tabela 55 - Lista de peças	157
Tabela 56 - Comparaçao de aço nas vigas dos dois modelos	157
Tabela 57 - Comparaçao de aço nos pilares dos dois modelos	158
Tabela 58 - Diferença no custo do aço nos dois modelos	159

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	17
1.1 JUSTIFICATIVA E MOTIVAÇÃO	17
1.2 OBJETIVOS GERAIS E ESPECÍFICOS	18
2 REFERENCIAL TEÓRICO	19
2.1 BIM e LOD.....	19
2.2 BIM 3D, 4D e 5D	20
2.3 AUTODESK REVIT.....	21
2.4 MODELO ANALÍTICO ESTRUTURAL	21
2.5 AUTODESK ROBOT	22
2.6 ESTADOS LIMITES, AÇÕES E COMBINAÇÕES.....	22
2.6.1 Estados-Limites.....	23
2.6.1.1 Estados Limites Últimos.....	23
2.6.1.2 Estados Limites de Serviços	23
2.6.2 Ações	23
2.6.2.1 Ação do Vento	24
2.6.2.2 Sucção e Sobrepressão	26
2.6.3 Combinações Últimas de Ações	27
2.6.3.1 Combinações Últimas Normais	27
2.6.3.2 Combinações Últimas Especiais ou de Construção.....	28
2.6.3.3 Combinações Últimas Excepcionais	28
2.6.4 Combinações de Serviço das Ações	29
2.6.4.1 Combinações Quase Permanente de Serviço.....	29
2.6.4.2 Combinações Frequentes de Serviço	29
2.6.4.3 Combinações Frequentes de Raras de Serviço	29
2.7 CARGA EQUIVALENTE DE PROTENSÃO	30
2.8 DETERMINAÇÃO DA CARGA CRÍTICA DE FLAMBAGEM DE COLUNAS	30

2.9 LIGAÇÕES	31
2.9.1 Ligação Pilar-Viga	32
2.9.2 Ligação viga principal-viga secundária	34
2.9.3 Ligação pilar-fundação	35
2.10 SITUAÇÕES TRANSITÓRIAS	36
2.11 PISO DE CONCRETO ESTRUTURALMENTE ARMADO	39
3 MATERIAIS E MÉTODOS	40
3.1 MATERIAIS	40
3.2 MÉTODOS.....	40
4 APRESENTAÇÃO DO PROJETO	41
4.1 DADOS DO PROJETO	41
4.1.1 Geometria do galpão	41
4.1.2 Parâmetros utilizados no projeto	41
4.1.2.1 Classe de Agressividade e Concreto.....	41
4.1.2.2 Vento	42
4.1.2.3 Solo.....	43
4.1.2.4 Cargas	43
4.1.3 Pré-dimensionamento das seções dos elementos	44
4.1.4 Ligações utilizadas no projeto	45
4.1.5 Fechamento do galpão	46
4.2 MODELAGEM DO GALPÃO	46
4.2.1 Arquitetura	46
4.2.2 Lançamento dos elementos estruturais	46
4.2.3 Verificação do modelo analítico e dos vínculos	48
4.3 EXPORTAÇÃO PARA O ROBOT	50
4.3.1 Definição e aplicação do material	51
4.3.2 Verificações gerais e convenção adotada para o vento	52

4.3.3 Verificação dos deslocamentos e diagramas referentes ao peso próprio.....	53
4.4 DEFINIÇÃO DOS CASOS DE CARGA	55
4.5 APLICAÇÃO DAS CARGAS	56
4.5.1 Cargas gravitacionais.....	57
4.5.2 Cargas dos painéis de fechamento	57
4.5.3 Cargas devida ao vento	57
4.5.4 Cargas devido a protensão.....	58
4.6 DEFINIÇÃO DAS COMBINAÇÕES - ELU E ELS	59
4.7 ÁREA DE INFLUÊNCIA DOS PILARES	62
5 ANÁLISE ESTRUTURAL	63
5.1 VIGAS - MODELO 1	63
5.1.1 Deslocamentos verticais	63
5.1.1.1 Vigas de Cobertura	64
5.1.1.2 Vigas de Apoio	65
5.1.1.3 Terças.....	65
5.1.2 Momentos fletores e Esforços cortantes	66
5.1.3 Resumo dos esforços máximos nas vigas - Modelo 1	68
5.2 PILARES - MODELO 1	69
5.2.1 Carga Crítica de Flambagem dos Pilares.....	69
5.2.2 Deslocamentos horizontais	69
5.2.3 Esforços solicitantes.....	71
5.2.4 Resumo dos esforços máximos nos pilares - Modelo 1	73
5.3 COMPARAÇÃO SEM O PAINEL SOLAR	73
5.3.1 Comparação das vigas de cobertura	74
5.3.2 Comparação das vigas de apoio	76
5.3.3 Resumo dos esforços máximos nas vigas - Modelo 2	78
5.3.4 Resumo final da comparação dos esforços nas vigas dos dois modelos	78

5.3.5 Análise dos pilares	78
5.3.6 Resumo dos esforços máximos nos pilares - Modelo 2	80
5.3.7 Resumo final da comparação entre os pilares dos dois modelos	81
5.4 COMPARAÇÃO DOS ESFORÇOS: ROBOT X FTOOL	81
5.4.1 Caso ELU - Cargas Permanentes.....	82
5.4.1.1 Robot.....	82
5.4.1.2 Ftool	83
5.4.2 Caso ELU – V180 + CPI -0,3	84
5.4.2.1 Robot	84
5.4.2.2 Ftool.....	86
5.4.3 Comparação final Robot x Ftool	87
6 DIMENSIONAMENTO DE VIGAS E PILARES	88
6.1 VIGAS	88
6.1.1 Dimensionamento do dente gerber	88
6.1.2 Dimensionamento ao içamento das vigas	90
6.2 PILARES	93
6.2.1 Dimensionamento do consolo	93
7 DIMENSIONAMENTO DO PISO INDUSTRIAL	97
7.1 DIMENSIONAMENTO FRENTE ÀS CARGAS MÓVEIS	97
7.2 DIMENSIONAMENTO FRENTE ÀS CARGAS DISTRIBUÍDAS	98
7.3 DIMENSIONAMENTO FRENTE ÀS CARGAS MONTANTES	98
7.4 DIMENSIONAMENTO DA PLACA E CONCRETO À ESFORÇO DE PUNÇÃO	99
7.5 DIMENSIONAMENTO DA ARMAÇÃO DA PLACA DE CONCRETO.....	100
8 DETALHAMENTO DAS VIGAS E PILARES.....	101
8.1 DETALHAMENTO E TABELA DE FERRO - MODELO 1	101
8.1.1 Viga de cobertura - VR1	101
8.1.2 Viga de cobertura - VR2	104

8.1.3 Viga de apoio - VR3.....	105
8.1.4 Pilar - PP01 - 15,25m (60x60cm)	108
8.1.5 Pilar - PP02 - 14,55 m (60x60cm)	111
8.1.6 Pilar - PP03 - 13,25 m (50x70cm)	115
8.1.7 Pilar - PP04 - 14,55 m (50x70cm)	117
8.1.8 Pilar - PP05 - 15,25 m (50x70cm)	121
8.1.9 Pilar - PP06 - 14,55 m (50x70cm)	125
8.2 DETALHAMENTO E TABELA DE FERRO - MODELO 2	129
8.2.1 Viga de cobertura - VR1	129
8.2.2 Viga de cobertura - VR2	131
8.2.3 Viga de apoio - VR3.....	133
8.2.4 Pilar - PP01 - 15,25 m (60x60cm)	135
8.2.5 Pilar - PP02 - 14,55 m (60x60cm)	139
8.2.6 Pilar - PP03 - 13,25 m (50x70cm)	143
8.2.7 Pilar - PP04 - 14,55 m (50x70cm)	145
8.2.8 Pilar - PP05 - 15,25 m (50x70cm)	149
8.2.9 Pilar - PP06 - 14,55 m (50x70cm)	152
8.3 DETALHAMENTO DAS TERÇAS.....	156
8.4 RESUMO E DIFERENÇA DE FERRO ENTRE OS DOIS MODELOS.....	157
8.4.1 Vigas.....	157
8.4.2 Pilares	157
9 RESULTADOS	159
10 CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	161
10.1 SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS	161
REFERÊNCIAS	162
APÊNDICE A – OBTEÇÃO DOS COEFICIENTES DE FORMA	164

1 INTRODUÇÃO

Empresas de grande renome dos setores de varejo, E-commerce, automobilísticas, dentre outros setores, investem cada vez mais em infraestrutura de qualidade, estas necessitam de espaços para seu tipo de operação em específico, desde um espaço para simples manipulação de cargas e estocagem de produtos, até mesmo algo mais complexo como linhas de montagem, entre outras peculiaridades.

Estes espaços, denominados galpões logísticos, são geralmente construídos em sistema de concreto pré-moldado, sistemas em aço, ou misto. Esses galpões podem ser de posse da própria empresa ou alugados, a depender do perfil e necessidade de cada locatário.

Os galpões logísticos apresentam algumas características específicas, como alto pé direito, grandes vãos livres, pisos que possuem uma alta capacidade de carga, além de poder apresentar pontes rolantes para transporte de carga.

Diante do dimensionamento estrutural estas características necessitam de cuidados especiais. Entre eles, as ações do vento apresentam uma grande influência na estabilidade nesse tipo de estrutura, por apresentarem grandes vãos e alto pé direito. Os pisos devem ser resistentes o suficiente para suportar toda carga advinda de máquinas, empilhadeiras e circulação de pessoas. Além disso, para a possibilidade de apresentar as chamadas pontes rolantes, essas devem ser dimensionadas especificamente para atuação de cargas móveis, o que não é algo muito comum visto na graduação.

Dessa forma, este trabalho foi realizado com o intuito de analisar e dimensionar a estrutura de um galpão logístico utilizando o Autodesk Revit na modelagem paramétrica da estrutura e posteriormente o Autodesk Robot na análise dos esforços atuantes.

1.1 JUSTIFICATIVA E MOTIVAÇÃO

Diante da crescente expansão do mercado de varejo, surge a necessidade de galpões cada vez maiores, visando uma otimização e agilidade nos seus espaços de serviços, assim o presente trabalho tem como motivação o estudo e dimensionamento de um galpão pré-moldado, buscando obter uma solução ótima conforme o famoso tripé da engenharia estrutural: segurança, economia e durabilidade.

O desenvolvimento deste trabalho visou também apresentar um novo fluxo de trabalho para a engenharia estrutural, já que o Autodesk Robot ainda é pouco difundido no mercado, e

possibilita uma ágil interação com o Autodesk Revit, por possuir plugins que possibilitam a vinculação da modelagem arquitetônica, ao dimensionamento estrutural.

1.2 OBJETIVOS GERAIS E ESPECÍFICOS

Este trabalho tem por objetivo geral realizar uma análise do processo de dimensionamento estrutural de galpões, visando entender como se dá suas especificidades no processo de concepção estrutural.

Como objetivos específicos, pode-se listar:

- a) estudar o sistema construtivo aplicado ao galpão;
- b) identificar parâmetros especiais de projeto e de construção de galpões;
- c) utilizar a metodologia BIM para realizar a modelagem paramétrica por meio do Autodesk Revit integrada ao software estrutural Autodesk Robot, com o intuito de facilitar a identificação e revisões de erros de concepção arquitetônica, além da maior agilidade para criação de modelos para os diversos sistemas construtivos;
- d) demonstrar e comparar a análise de esforços entre um software mais convencional, Ftool (2D), e o software Robot (3D);
- e) realizar os comparativos entre uma estrutura com a presença de placas fotovoltaicas e uma estrutura sem a presença, com ênfase no custo final;
- f) apresentar um novo fluxo de trabalho para a engenharia estrutural.

2 REFERENCIAL TEÓRICO

Este referencial aborda conceitos fundamentais no desenvolvimento de um projeto estrutural, desde a relação com o BIM até aspectos de dimensionamento da estrutura.

2.1 BIM E LOD

Modelagem da Informação da Construção - Building Information Model - BIM - é um modelo virtual bastante preciso que contém todas as informações técnicas de uma edificação, construída de forma digital. O modelo computacional gerado em BIM, contempla a geometria exata, além de dados relevantes e necessários que ajudam na construção, fabricação e fornecimentos dos insumos que fazem parte da obra.

O BIM auxilia na integração do processo de projeto e construção, resultando em uma construção com custo e prazos reduzidos e com uma melhor qualidade.

LOD BIM - Level of Development BIM - é uma ferramenta usada para mostrar a confiabilidade do conteúdo dos elementos BIM durante a fase de projeto, por meio de uma escala. É uma forma de definir até que ponto um determinado elemento do modelo foi desenvolvido.

Conforme a publicação *AIA Document E202: The Building Information Modeling Protocol Exhibit* (AIA, 2008), as classificações LOD são as seguintes:

LOD 100: Os elementos do modelo são representados de forma genérica, com poucas informações relacionadas. Por exemplo, a representação de um pilar se daria apenas pela sua geometria.

LOD 200: Os elementos do modelo ainda são representados de forma genérica, no entanto com um pouco mais de informações, e podem ser tratados como sistemas genéricos. Agora aquele pilar teria como descrição também o seu material (sem especificações técnicas), e a quantidade destes elementos no modelo geral.

LOD 300: Os elementos do modelo começam a ser tratados como sistemas específicos, informações como dimensões, orientações, quantidades e volumes precisam estar inseridas no modelo, além disso informações não gráficas estão inseridas no modelo, como características do material do pilar, por exemplo, fck e peso específico do concreto.

LOD 350: Esta classificação é bastante semelhante ao LOD 300, no entanto aqui surgem noções de interface no modelo, onde os elementos podem interagir, como por exemplo a ligação entre pilares e vigas.

LOD 400: Além de todas as informações dos LOD's anteriores, a partir deste nível de desenvolvimento, começa-se a inserir no modelo detalhes de fabricação, montagem e instalação dos elementos.

LOD 500: É o maior nível de desenvolvimento do modelo, onde se contém todas as informações necessárias para a construção do modelo no local, se adequa ao tipo de construção a ser realizada e as necessidades específicas do local, incluindo informações como transporte de elementos, armazenamento e fluxos de trabalho.

É importante ressaltar, os modelos BIM não precisam necessariamente estarem em um LOD único, o modelo pode possuir elementos em diversos níveis LOD, a depender da necessidade de informações sobre aquele elemento. Por exemplo, em um mesmo modelo pode-se ter elementos como alvenarias em LOD 300, e elementos de mobiliário em LOD 200.

2.2 BIM 3D, 4D E 5D

Modelo BIM 3D: Este modelo busca deixar clara informações que não estão bem representadas no modelo 2D, sejam elas gráficas ou não gráficas, como tipo de material, custos e dimensões espaciais. Para isso é utilizado a modelagem paramétrica, o que assegura uma renderização realista da aparência estática e melhor extração de dados geométricos dos elementos modelados. Um dos grandes benefícios do BIM 3D é a detecção de conflitos, realizada superpondo-se vários modelos 3D de disciplinas diferentes.

Modelo BIM 4D: Este modelo visa integrar o modelo 3D já feito anteriormente, ao planejamento e gerenciamento da obra, auxiliando no armazenamento, transporte, instalações do canteiro de obra e da equipe.

Modelo BIM 5D: Este modelo viabiliza uma nova concepção no desenvolvimento do projeto, realizando a previsão de custos para a construção da obra, a partir da quantificação dos volumes e custos de cada insumo.

2.3 AUTODESK REVIT

O Autodesk Revit é um software com a tecnologia BIM, usado para modelagem no setor AECOM (Arquitetura, engenharia, construção, operação e manutenção). Por meio da modelagem paramétrica, este software auxilia na criação de infraestruturas de alta qualidade.

Com este software é possível: modelar formas, estruturas e sistemas em 3D com exatidão paramétrica, precisão e facilidade, simplificar o trabalho de documentação, com revisões instantâneas de planos, elevações, cronogramas e seções à medida que os projetos mudam, capacitar equipes multidisciplinares com conjuntos de ferramentas especiais e um ambiente de projeto unificado (AUTODESK, 2021).

2.4 MODELO ANALÍTICO ESTRUTURAL

Um modelo analítico é uma representação 3D simplificada da descrição completa de engenharia de um modelo físico estrutural. O modelo analítico consiste nestes componentes estruturais, geometrias, propriedades do material e cargas, que juntos formam um sistema de engenharia. (AUTODESK, 2020).

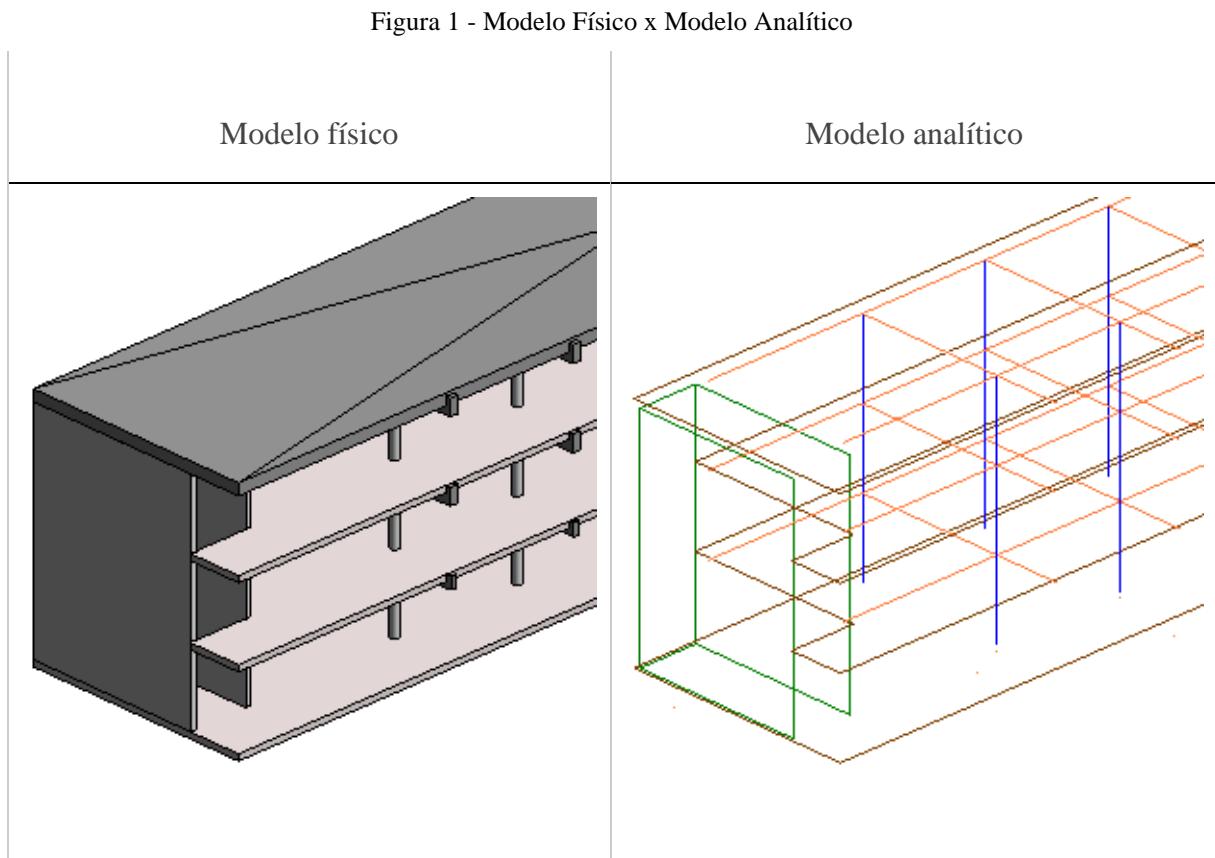
Um modelo analítico de uma estrutura é composto de um conjunto de modelos analíticos de cada elemento estrutural que compõem a estrutura. Pilares, vigas, contraventamentos, pisos estruturais e fundações, todos estes elementos possuem um modelo analítico adequado à situação em que se encontra na análise da estrutura.

O modelo analítico é criado automaticamente quando é realizada a modelagem física 3D e pode ser exportado para aplicativos de análise e projeto, como o Autodesk Robot, SAP 2000, Eberick, TQS.

O modelo analítico de todos os elementos estruturais tem:

- a) parâmetros de instância (exemplo: dimensões, seção);
- b) propriedades de material físico (exemplo: resistências, módulo de elasticidade);
- c) posição padrão relativa ao próprio membro estrutural e localização em relação a um plano de projeção (com possibilidade de realização de ajustes);
- d) vinculação adequada para o elemento (à critério de entrada do usuário).

A Figura 1 mostra a comparação gráfica entre os modelos físicos e analíticos:



Fonte: Autodesk Revit (2019)

2.5 AUTODESK ROBOT

O Autodesk Robot Structural Analysis Professional é um software de análise estrutural, utilizando a tecnologia BIM, que permite a integração com o Autodesk Revit e outros softwares. O Robot auxilia no desenvolvimento de projetos estruturais mais precisos e apresenta um fluxo mais ágil diante de mudanças da modelagem. O software permite a análise de sistemas de concreto, metálicas e alvenaria estrutural, sendo para diversos tipos de estruturas.

2.6 ESTADOS LIMITES, AÇÕES E COMBINAÇÕES

Este tópico aborda os aspectos a serem consideradas na análise de uma estrutura, como seus estados limites e combinações.

2.6.1 Estados-Limites

Toda edificação deve atender os limites de segurança, além de ter um desempenho e funcionamento eficientes. Dessa forma, estados-limites são situações onde uma determinada estrutura deixa de funcionar de forma adequada. Quanto a sua classificação, os estados-limites podem ser: Estados Limites Últimos (ELU) e Estados Limites de Serviços (ELS).

2.6.1.1 Estados Limites Últimos

O estado limite último (ELU) se caracteriza quando a estrutura não pode ser mais utilizada em função do colapso parcial ou completo, ou seja, ocorre o esgotamento da capacidade resistente da mesma. Como exemplo, uma viga de concreto armado atinge seu ELU ao romper sua seção transversal, devido aos mais diversos esforços, motivos de estudo da análise estrutural e resistência dos materiais.

2.6.1.2 Estados Limites de Serviços

O estado limite de serviço (ELS) se caracteriza quando a estrutura passa a causar desconforto para os usuários ou para as atividades realizadas no presente local da estrutura, isto significa que a estrutura não está funcionando da maneira mais adequada mesmo não existindo, de fato, uma ruptura da estrutura. Por exemplo, um piso industrial atinge seu ELS quando sua deformação influencia na calibragem de esteiras e máquinas, dificultando assim o correto fluxo de trabalho do local.

2.6.2 Ações

Para o cálculo de qualquer estrutura, seja um edifício ou galpão, é preciso que sejam consideradas todas as ações que podem produzir efeitos significativos no mesmo. Tudo que provoca esforços ou deformações nas estruturas podem ser definidas como ações. Estas podem ser classificadas como ações permanentes, ações variáveis e ações excepcionais.

As ações permanentes são as que acompanham a utilização da estrutura do início ao fim, ou seja, ocorrem durante toda a vida útil da estrutura com valores constantes ou com pequena variabilidade. Além disso, essas podem ser permanentes diretas: peso próprio, peso de

elementos construtivos, peso de equipamentos fixos, entre outros; e permanentes indiretas: retração, recalque, fluênci a, imperfeições geométricas, entre outros.

As ações variáveis são as que ocorrem com valores variáveis durante a vida da construção. Exemplos de cargas variáveis: cargas accidentais de uso, vento, ações dinâmicas, variações de temperaturas etc.

As ações excepcionais são as que possuem uma probabilidade muito pequena de acontecer e o tempo de ocorrência é muito curto. Alguns exemplos são: explosões, choques de veículos, incêndios, enchentes ou sismos.

2.6.2.1 Ação do Vento

O vento tem sua origem a partir da diferença de pressão e de temperatura entre regiões. Cada região possui uma velocidade básica de vento, variando entre 30 e 50 m/s aqui no Brasil. Porém a velocidade básica do vento não leva em consideração algumas características importantes como a topografia, geometria da edificação e rugosidade do terreno. Sendo assim, para efeito de cálculo a velocidade a ser adotada será uma velocidade característica, que nada mais é do que uma velocidade básica corrigida.

De acordo com a NBR 6123:2020 – Força devido ao vento em edificações, a velocidade característica é dada pela seguinte equação, conforme equação:

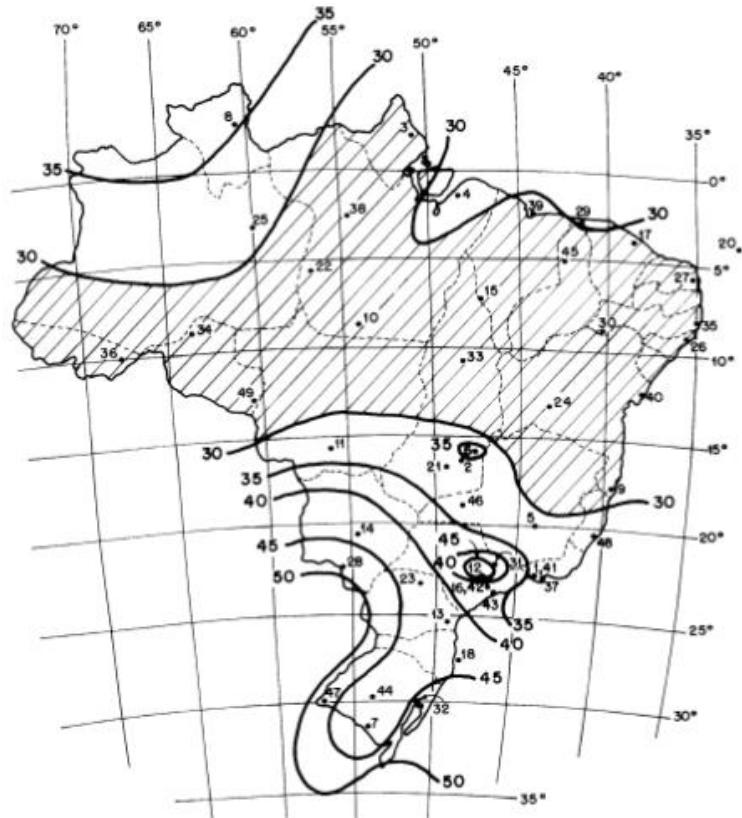
$$V_k = V_0 \cdot S_1 \cdot S_2 \cdot S_3 \quad (1)$$

Onde:

- a) v_k é a velocidade característica do vento;
- b) v_0 é a velocidade básica do vento;

A velocidade básica do vento, V_0 , é a velocidade de uma rajada de 3s, excedida em média uma vez em 50 anos, a 10 m acima do terreno, em campo aberto e plano. A Figura 2 mostra o mapa de isopletas com as velocidades básicas no Brasil:

Figura 2 - Mapa de isopletas da velocidade básica no Brasil



Fonte: NBR 6123 (2020)

- a) s_1 é o fator topográfico;
- b) s_2 é o fator de rugosidade;
- c) s_3 é o fator estatístico.

O fator S_1 leva em consideração as variações do relevo do terreno.

O fator S_2 considera o efeito combinado da rugosidade do terreno, da variação da velocidade do vento com a altura acima do terreno e das dimensões da edificação ou parte da edificação em consideração. A rugosidade do terreno é classificada em cinco categorias, especificadas na NBR 6123:2020.

O fator estatístico S_3 é baseado em conceitos estatísticos, e considera o grau de segurança requerido e a vida útil da edificação. Quanto mais risco à vida humana aquela edificação oferecer em decorrência da sua ruína total, maior será o fator estatístico. Diante da posse destes fatores, encontra-se a velocidade característica atuante sobre a estrutura. No entanto, outros fatores que interferem no comportamento das edificações são os esforços provocados pelo vento devido às pressões internas e externas.

Para encontrar os esforços corretos devido ao vento para utilizar na análise e dimensionamento de estruturas como galpões, é necessário encontrar uma pressão de obstrução causada pelo vento atuante em cada direção da estrutura. De acordo com a NBR 6123:2013, é admitido que o vento básico pode soprar de qualquer direção horizontal, logo obteremos uma única pressão dinâmica de obstrução, que conforme a NBR 6123 (item 9.3.1), pelo método simplificado segue a equação:

$$q = 0,613 \cdot V_k^2 \quad (2)$$

De posse da pressão dinâmica, multiplica-se esta pelo vão de influência do elemento em estudo e pelo coeficiente de pressão adequado para o caso em questão, de acordo com a equação (3), obtendo-se a força causada pelo vento naquele elemento estrutural, e assim compondo os diversos casos de vento para a análise estrutural do galpão.

$$F = q \cdot v \cdot C_p \quad (3)$$

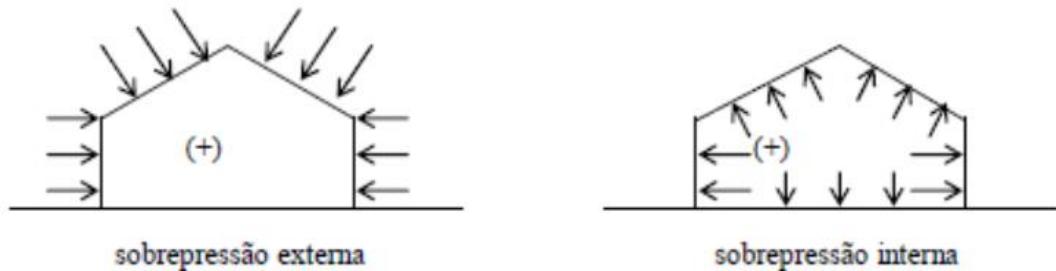
Onde:

- a) q é pressão dinâmica;
- b) v é vão de influência do elemento;
- c) C_p é coeficiente de pressão de interesse (Cpi: coeficiente de pressão interna, ou Cpe: coeficiente de pressão externa).

2.6.1.2 Sucção e Sobrepressão

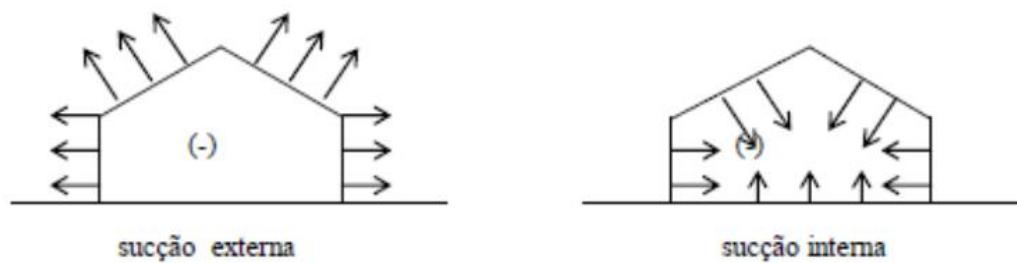
De acordo com a NBR 6123:2020, sobrepressão é a pressão efetiva acima da pressão atmosférica de referência (sinal positivo), mostrado na Figura 3, e sucção é a pressão efetiva abaixo da pressão atmosférica de referência (sinal negativo), de acordo com a Figura 4.

Figura 3 - Sobrepressão



Fonte: NBR 6123 (2020)

Figura 4 - Sucção



Fonte: NBR 6123 (2020)

2.6.3 Combinações Últimas de Ações

As combinações últimas referem-se à resistência da estrutura e são usadas na definição dos esforços a serem adotados no dimensionamento da estrutura.

2.6.3.1 Combinações Últimas Normais

Segundo a NBR 8681:2004 – Ações e segurança nas estruturas, as combinações últimas normais são caracterizadas de acordo com a equação:

$$F_d = \sum_{i=1}^m \gamma_{gi} F_{Gi,k} + \gamma_q \left[F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n \psi_{0j} F_{Qj,k} \right] \quad (4)$$

Onde:

- a) $f_{Gi,k}$ é o valor característico das ações permanentes;
- b) $f_{Q1,k}$ é o valor característico da ação variável considerada como ação principal para a combinação;
- c) $\psi_{0j}F_{Qj,k}$ é o valor reduzido de combinação de cada uma das demais ações variáveis.

2.6.3.2 Combinações Últimas Especiais ou de Construção

São dadas pela equação:

$$F_d = \sum_{i=1}^m \gamma_{gi} F_{Gi,k} + \gamma_q \left[F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n \psi_{0j,ef} F_{Qj,k} \right] \quad (5)$$

Onde:

- a) $f_{Gi,k}$ é o valor característico das ações permanentes;
- b) $f_{Q1,k}$ é o valor característico da ação variável considerada como ação principal para a combinação;
- c) $\psi_{0j,ef}$ é o fator de combinação efetivo das ações variáveis secundárias.

2.6.3.3 Combinações Últimas Excepcionais

As combinações últimas excepcionais são caracterizadas de acordo com a equação:

$$F_d = \sum_{i=1}^m \gamma_{gi} F_{Gi,k} + F_{Q,exc} + \gamma_q \sum_{j=1}^n \psi_{0j,ef} F_{Qj,k} \quad (6)$$

Onde $F_{Q,exc}$ é o valor da ação transitória excepcional.

2.6.4 Combinações de Serviço das Ações

As combinações de serviço referem-se à utilização da estrutura e são usadas para verificação dos deslocamentos ao longo da vida útil da estrutura.

2.6.4.1 Combinações Quase Permanente de Serviço

Todas as ações variáveis são consideradas com seus valores quase permanentes, de acordo com a equação:

$$F_{d,uti} = \sum_{i=1}^m F_{Gi,k} + \sum_{j=1}^n \psi_{2j} F_{Qj,k} \quad (7)$$

2.6.4.2 Combinações Frequentes de Serviço

Nesta combinação, a ação variável principal entra com seu valor frequente, e todas as demais ações variáveis entram com seu valor quase permanentes, conforme a equação:

$$F_{d,uti} = \sum_{i=1}^m F_{Gi,k} + \psi_1 F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n \psi_{2j} F_{Qj,k} \quad (8)$$

2.6.4.3 Combinações Frequentes de Raras de Serviço

A ação variável principal é colocada com o seu valor característico e o restante das ações entram com seus valores frequentes, como mostra a equação:

$$F_{d,uti} = \sum_{i=1}^m F_{Gi,k} + F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n \psi_{1j} F_{Qj,k} \quad (9)$$

2.7 CARGA EQUIVALENTE DE PROTENSÃO

Uma das formas de considerar a protensão para o cálculo dos esforços de uma estrutura é tratá-la como um carregamento externo uniformemente distribuído.

Inicialmente sugerido por T.Y.Lin (1955), este método é muito prático e eficiente, associado principalmente a programas de elementos finitos utilizados no cotidiano dos engenheiros estruturais. Este método é amplamente utilizado nos Estados Unidos, onde é denominado "Load-Balancing Method", pois considera a força de proteção como uma carga distribuída uniforme, o que não compromete a análise em casos mais usuais.

Além do cálculo dos esforços em si a utilização desses métodos nos fornece também, sem nenhum esforço adicional, os deslocamentos da estrutura, o que é extremamente conveniente principalmente em se tratando de estruturas com maior grau de complexidade onde um estudo aprofundado dos deslocamentos devidos ao efeito da protensão se faz necessário, como no caso de pontes em balanços sucessivos (MENEGATTI, 2004).

A partir dos esforços internos de um cabo parabólico, encontrou-se a seguinte equação (10) que representa o valor da carga equivalente distribuída uniformemente a ser aplicada sobre a barra que representa a peça pretendida:

$$f_{tc} = 8 \cdot P \cdot f / l^2 \quad (10)$$

Onde:

- a) f_{tc} é Carga distribuída equivalente;
- b) P é Força de protensão constante ao longo do cabo;
- c) f é Flecha diferida no cabo;
- d) l é comprimento do elemento de concreto.

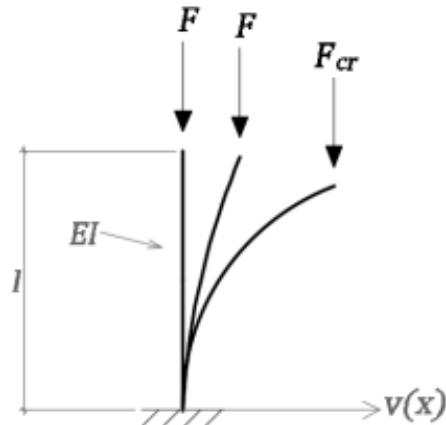
2.8 DETERMINAÇÃO DA CARGA CRÍTICA DE FLAMBAGEM DE COLUNAS

Uma coluna comprimida e esbelta pode estar sujeita a uma força de compressão axial, podendo ocorrer uma deflexão lateral, chamada de flambagem.

Supondo uma barra com comprimento várias vezes maior que o diâmetro ou lado, que está sujeito a uma força de compressão axial. No início, para pequenos valores de F , a coluna permanece no estado de equilíbrio estável. Aumentando o valor de F , a barra passaria do estado

de equilíbrio estável para o estado de equilíbrio instável, de acordo com a Figura 5. Esse valor de F , responsável por mudar o estado de equilíbrio da coluna é denominado de carga crítica F_{cr} ou Carga de Euler.

Figura 5 - Carga Crítica de Flambagem



Fonte: Tadeu (2001)

De acordo com R.C. Hibbeler (2009), a carga crítica de flambagem para uma coluna comprimida e esbelta, pode ser expressa pela seguinte equação:

$$P_{rc} = \frac{\pi EI}{L^2} \quad (11)$$

Onde:

- P_{rc} é carga crítica ou carga axial máxima na coluna na iminência de sofrer flambagem;
- E é módulo de elasticidade do material;
- I é momento de inércia para a área da seção transversal da coluna;
- L é comprimento de flambagem da coluna.

2.9 LIGAÇÕES

Segundo El Debs (2000) as estruturas pré-fabricadas se caracterizam por apresentarem uma certa facilidade na execução dos elementos pré-fabricados, entretanto, a necessidade de realizar ligações entre os elementos acaba sendo um dos grandes problemas a serem enfrentados nesse sistema construtivo.

São as ligações, a parte mais importante em um projeto de pré-fabricado, além disso, são elas que diferenciam esse sistema construtivo para o moldado in-loco. As ligações são fundamentais tanto para a produção, quanto para o comportamento da estrutura.

Conforme Melo (2007) as ligações são diretamente proporcionais, em relação à complexidade, ao custo e à eficiência estrutural. Quanto mais eficiente for a ligação, melhor será o comportamento estrutural e consequentemente maior será o custo e cuidados na execução. A ligação padrão na maioria dos projetos, é a ligação rotulada, pois oferece uma melhor relação custo/benefício.

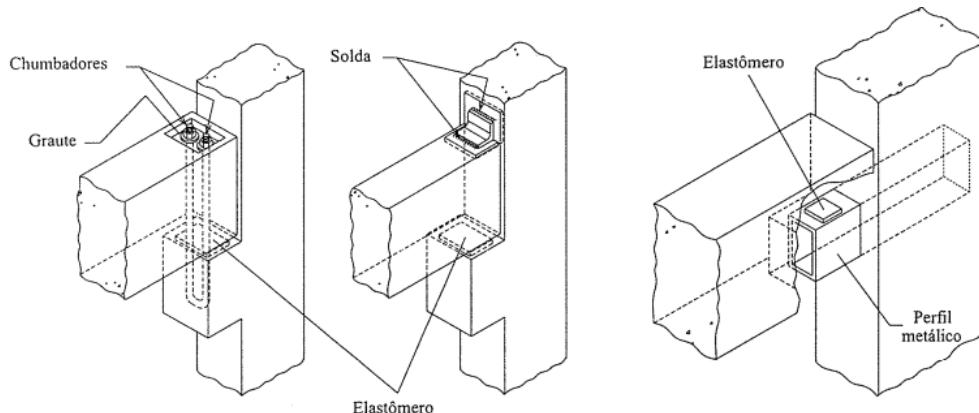
As ligações podem ser divididas em alguns tipos:

- Isostática: essa ligação não transmite momento fletor.
- Rotulada: essa ligação transmite cargas verticais e horizontais entre as peças.
- Semi-rígida: essa ligação resiste a uma parte do momento fletor de engastamento das peças.
- Engastada: essa ligação pode ser considerada igual à realizada no sistema moldado in loco.

2.9.1 Ligação Pilar-Viga

Essas ligações podem ser rígidas ou articuladas. Para as ligações articuladas, geralmente é usado chumbadores ou chapa metálica soldada no topo para assegurar a estabilidade lateral da viga. A Figura 6 mostra algumas ligações articuladas:

Figura 6 - Detalhes típicos de ligações articuladas



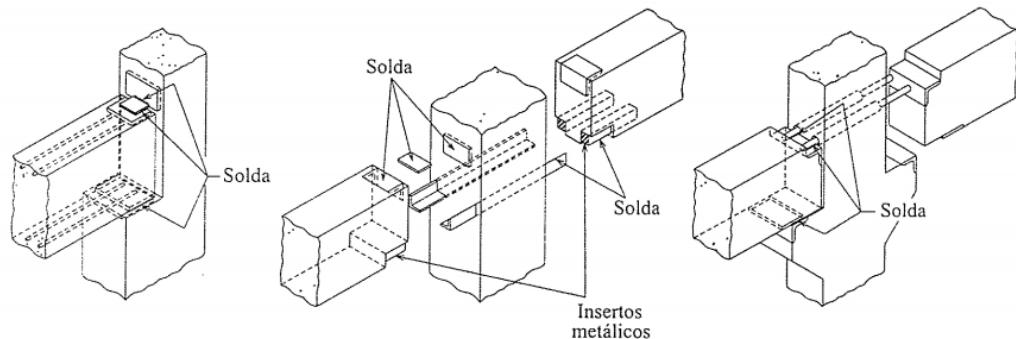
Fonte: El Debs (2000)

Além disso, essas ligações também podem ser rígidas, ocorrendo a transmissão do momento fletor.

Conectores metálicos e solda:

A Figura 7 apresenta o detalhe de ligações realizadas por conectores metálicos e soldas.

Figura 7 - Detalhe típico de conectores de solda

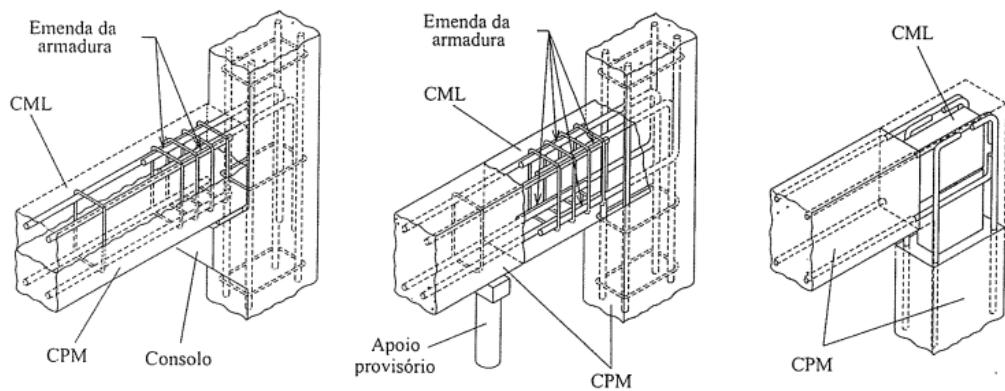


Fonte: El Debs (2000)

Emendas das armaduras da viga e do pilar:

Os detalhes das emendas entre viga e pilar estão representados na Figura 8.

Figura 8 - Detalhe típico das emendas da viga e do pilar

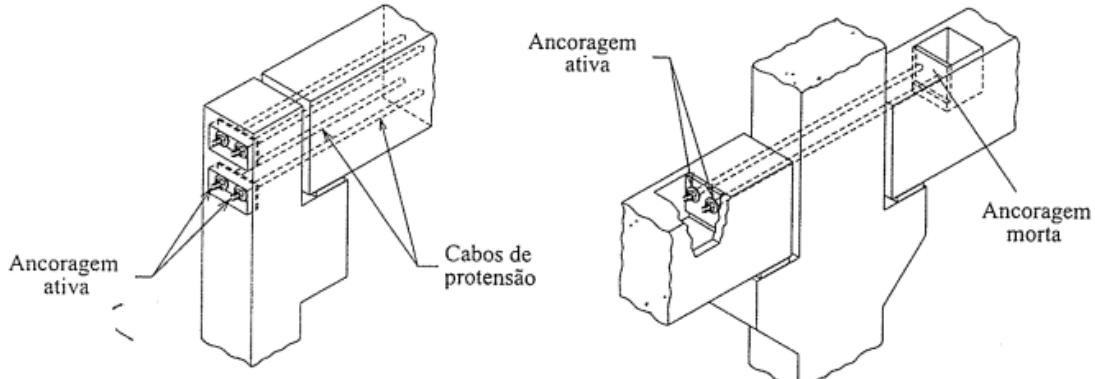


Fonte: El Debs (2000)

Cabos de protensão:

A Figura 9 detalha emendas realizadas com cabo de protensão.

Figura 9 - Detalhe típico da emenda com cabos de protensão

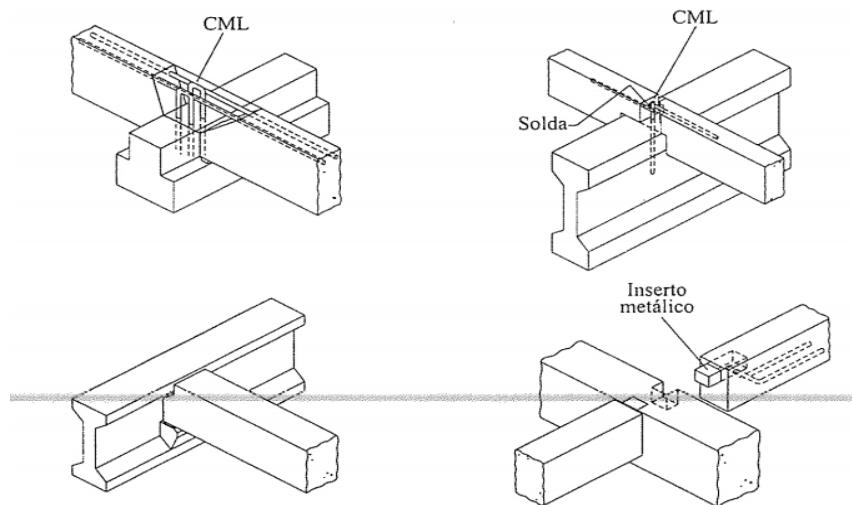


Fonte: El Debs (2000)

2.9.2 Ligação viga principal-viga secundária

Esse tipo de ligação é comum ocorrer em coberturas, entre as terças e a estrutura principal do galpão, e é usualmente uma articulação. A Figura 10 apresenta alguns exemplos dessa ligação:

Figura 10 – Detalhes de ligações entre vigas



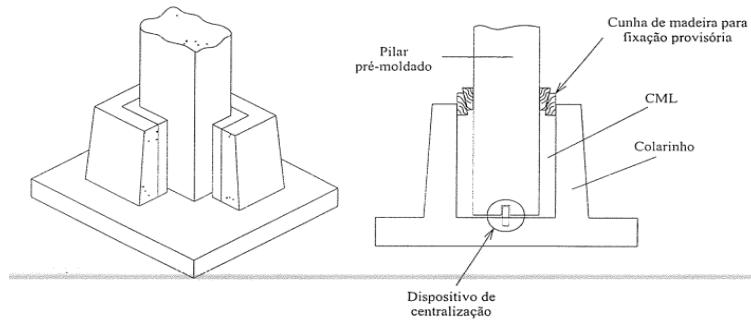
Fonte: El Debs (2000)

2.9.3 Ligação pilar-fundação

Esse tipo de ligação pode ser através cálice ou através de chapa de base.

Através de cálice: nesse sistema, o pilar é encaixado dentro do elemento de fundação e a ligação é considerada engastada. Após a colocação do pilar é feito o preenchimento do espaço entre o pilar e o cálice com grau ou concreto. A Figura 11 exemplifica a ligação pilar-fundação por meio do cálice:

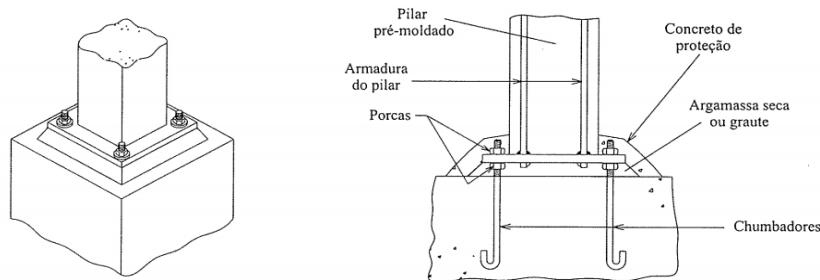
Figura 11 - Detalhe de ligação de pilar-fundação por meio de cálice



Fonte: El Debs (2000)

Através de chapa de base: esse sistema é realizado por meio de uma chapa unida à armadura principal do pilar, fazendo o uso de chumbadores, porcas e argamassa de enchimento. Quando a chapa possui as mesmas dimensões da seção transversal do pilar, a transmissão dos momentos fletores é limitada, entretanto quando a chapa tem dimensões superiores, existe uma boa transmissão de momentos. A Figura 12 mostra a ligação feito através de chapa de base:

Figura 12 - Detalhe de ligação de pilar-fundação por meio de chapa



Fonte: El Debs (2000)

2.10 SITUAÇÕES TRANSITÓRIAS

As alças de içamento são os dispositivos de içamentos mais utilizados no transporte e montagem dos elementos pré-moldados. A seguir, será mostrado os detalhes do dimensionamento para este dispositivo.

De acordo com El Debs (2000), as alças de içamentos devem ser projetadas para 4 vezes o peso a ser levantado, além disso estas alças podem ser produzidas com barras de aço CA-25, cordoalhas de protensão e cabos de aço. Aços CA-50 e CA-60 não são utilizados devido à falta de ductilidade. Neste trabalho será abordado as alças feitas com barras.

A verificação da resistência da barra e a ancoragem da barra do concreto são as etapas mais importantes no dimensionamento das alças.

Ainda segundo El Debs (2000), a verificação da resistência da barra é dada pela seguinte equação:

$$4F_k \leq \frac{\pi \phi^2}{4} f_{yk} \quad (12)$$

Onde F_k é a força na perna mais solicitada da alça.

Para a barra de aço Ca-25 com $f_{yk} = 250 \text{ MPa}$, a equação (12) resulta em:

$$\phi \leq 4,5 \sqrt{F_k} \quad (13)$$

com ϕ em mm e F_k em kN. Além disso, deve ser feita uma redução da resistência da barra por causa da forte curvatura da mesma, dessa forma a nova equação ficará da seguinte forma:

$$\phi \leq 4,5 \frac{\sqrt{F_k}}{\sqrt{\alpha}} \quad (14)$$

Onde o coeficiente α pode ser obtido na Tabela 1.

Tabela 1 - Coeficiente de redução α

Bitola (mm)	Coeficiente de redução α
<12,5	1,0
16	0,95
20	0,90

Fonte: El Debs (2000)

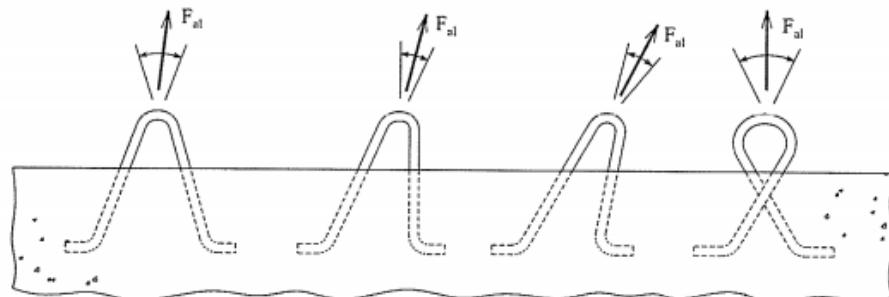
Para o cálculo da ancoragem, somente por aderência, o comprimento de ancoragem é dado pela seguinte equação:

$$l_b = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{bd}} \quad (15)$$

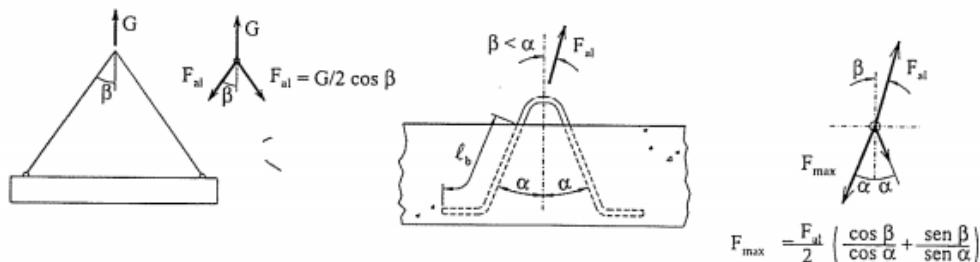
Onde f_{bd} é o valor de resistência de aderência de cálculo.

A Figura 13 mostra disposição das alças feitas com barras de aço.

Figura 13 - Tipos de disposição de alças



a) Formas de alças de içamento

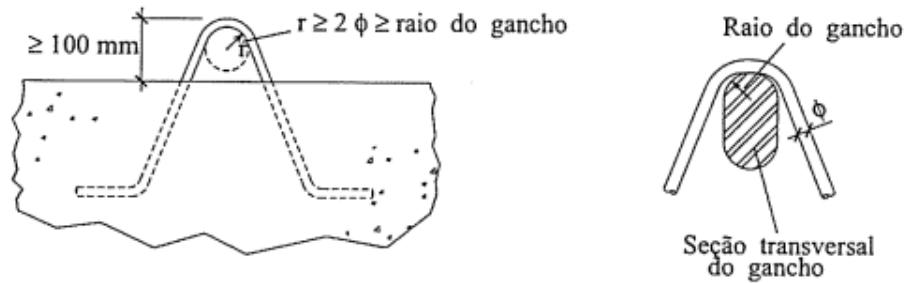


b) Força na perna mais solicitada da alça

Fonte: El Debs (2000)

Ainda de acordo com El Debs (2000), é recomendado que os detalhamentos das alças sigam as seguintes indicações apresentadas na Figura 14.

Figura 14 - Detalhamento das alças

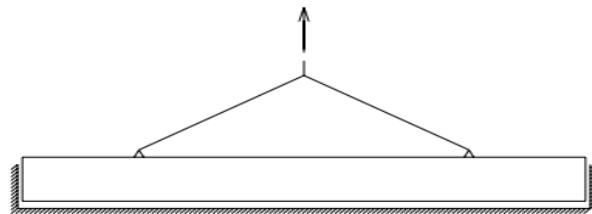


a) Indicações para detalhamento

Fonte: El Debs (2000)

No transporte dos pilares, os mesmos são considerados como elementos vigas biapoiadas, sendo içados por dois pontos, como mostra Figura 15.

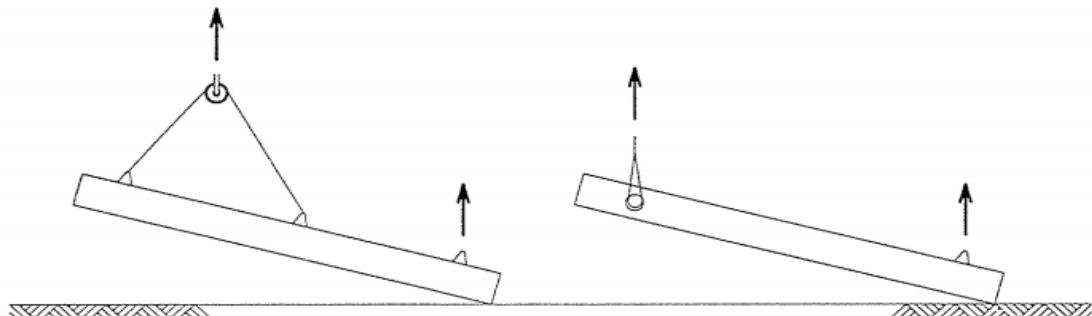
Figura 15 - Içamento na desmoldagem do elemento



Fonte: Santos (2010)

Na etapa de montagem dos pilares, pode ser utilizado o içamento por dois ou três pontos, seguindo a Figura 16.

Figura 16 - Exemplos de içamento de pilares por três ou dois pontos



Fonte: El Debs (2000)

2.11 PISO DE CONCRETO ESTRUTURALMENTE ARMADO

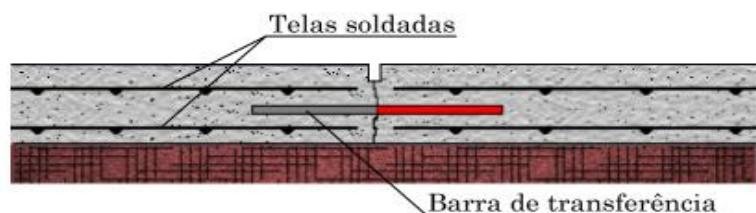
Esse tipo de solução vem sendo usado no Brasil com uma certa frequência, no Brasil, especialmente em galpões industriais.

O piso de concreto estruturalmente armado é formado por placas armadas na parte superior (armadura negativa) e na parte inferior (armadura positiva), dessa forma, devido a presença do aço, este piso possui uma elevada resistência à compressão, além disso, existe a presença de barras de transferência entre as placas para garantir um funcionamento do piso mais adequado, devido a transferência de esforços na região das bordas.

A armadura positiva é responsável por combater os esforços de tração gerados pelos carregamentos das empilhadeiras, pessoas, prateleiras, entre outros, já a armadura superior controla a fissuração devido às tensões de retração.

Segundo Oliveira (2000), as placas de concreto estruturalmente armado possuem, em média, 15 metros de comprimento e variam entre 14 e 16 centímetros de espessura. A Figura 17 representa a seção de um piso de concreto estruturalmente armado e a Figura 18 mostra os espaçadores usados para garantir o correto posicionamento da armadura.

Figura 17 - Detalhe da seção do piso de concreto estruturalmente armado



Fonte: Oliveira (2000)

Figura 18 - Espaçador plástico



Fonte: Comercial ISO (2022)

3 MATERIAIS E MÉTODOS

Apresenta-se, neste capítulo, as ferramentas necessárias para o desenvolvimento no trabalho embasados pelo referencial teórico citado anteriormente.

3.1 MATERIAIS

Para o presente trabalho, os softwares utilizados são:

- a) Autodesk Revit 2022 - Versão Estudante;
- b) Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2022 - Versão Estudante;
- c) Ciclone;
- d) Ftool;
- e) Pcalc.

3.2 MÉTODOS

A metodologia do presente trabalho consiste basicamente na modelagem estrutural de um galpão no sistema construtivo pré-moldado, utilizando a tecnologia BIM e a interação entre os softwares da Autodesk, Robot e Revit e uma posterior comparação entre os modelos, com e sem placa fotovoltaica.

O primeiro passo será um breve estudo sobre o sistema pré-moldado, suas características principais e utilização para edifícios como galpões logísticos e industriais, assim como um estudo sobre parâmetros importantes no quesito de dimensionamento e análise estrutural.

Posteriormente será definida a arquitetura do galpão a ser estudado, como suas dimensões, altura de pé-direito e principalmente a modulação do edifício, já visando o sistema pré-moldado. Após isso, será realizada a modelagem estrutural do galpão utilizando o Autodesk Revit, e fazer a interação com o Autodesk Robot para a posterior análise estrutural.

Por fim, com a modelagem, dimensionamento estrutural e detalhamento realizados dos dois modelos, será feito a comparação entre os modelos propostos, visando analisar a influência no custo final, por meio dos quantitativos de materiais de cada modelo, advindo da inserção das placas solares em um galpão pré-moldado.

4 APRESENTAÇÃO DO PROJETO

Neste capítulo será abordado as etapas para a modelagem e desenvolvimento do projeto.

4.1 DADOS DO PROJETO

Apresentação das características do galpão.

4.1.1 Geometria do galpão

A partir da utilização de um galpão de distribuição, foi definido que o galpão deste trabalho possui 75 metros de largura por 180 metros de comprimento, totalizando uma área de 13500 m², contando com uma modulação de 20x20m para os vãos laterais, dedicados a manobra de equipamentos para a movimentação de cargas, e 17,5x20m para os vãos centrais, onde nesses haverá o armazenamento propriamente dito. Além disso, possui um pé direito de 14 metros.

O galpão em questão foi modelado no Autodesk Revit, adotando LOD 350 na modelagem, visando a extração de dados importantes, como volume, custo e análise estrutural, a partir do modelo analítico, representando vinculações entre os elementos modelados.

4.1.2 Parâmetros utilizados no projeto

Todos os parâmetros a serem usados nas análises, e posteriormente no detalhamento.

4.1.2.1 Classe de Agressividade e Concreto

Foi adotada uma classe de agressividade ambiental II neste trabalho, apresentando um risco moderado e ambiente em área urbana, além disso o concreto, para pilares e vigas, a ser usado possui uma resistência característica à compressão de 50 MPa.

Dados do Concreto 50 MPa:

- a) módulo de Young = 37000 MPa;
- b) coeficiente de Poisson = 0,20;
- c) módulo de Cisalhamento = 15416 MPa;
- d) densidade = 2500 $\frac{kg}{m^3}$

- e) compressão do concreto = 50 MPa;
- f) resistência à tração = 5 MPa.

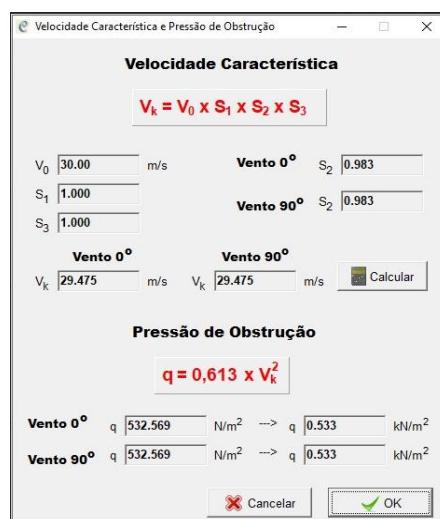
4.1.2.2 Vento

Por estar localizado na região de Recife, a ação do vento foi considerada de acordo com os seguintes parâmetros (NBR 6123:2020):

- a) v_0 - Velocidade básica do vento = 30 m/s;
- b) s_1 - Fator topográfico = 1;
- c) s_2 - Fator de rugosidade = 0,983;
- d) s_3 - Fator estatístico = 1;
- e) cp_i - Coeficientes de pressão interna = -0,3 e +0,2;

Para o cálculo da velocidade característica e da pressão de obstrução foi utilizado o software Ciclone, onde a partir das características geométricas do galpão e dos parâmetros listados anteriormente, é possível obter a velocidade característica e a pressão de obstrução, foram encontrados uma velocidade característica (V_k) de 29,575 m/s para os ventos a 0° e 90° , e uma pressão de obstrução (q) de 0,533 kN/m², de acordo Figura 19:

Figura 19 - Pressão de obstrução



Fonte: os autores (2022)

Os coeficientes de forma estão localizados no apêndice A.

4.1.2.3 Solo

A tensão admissível do solo adotado foi de 2 kgf/cm².

4.1.2.4 Cargas

Para os valores das cargas gravitacionais atuantes no galpão, foi usado as seguintes cargas para o dimensionamento:

- a) acidental = 25 $\frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$;
- b) telha = 15 $\frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$;
- c) calha = 120 $\frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$ (Aplicada apenas nas duas terças próximas ao caimento d'água);
- d) painéis de concreto = Volume do Painel (dependente do comprimento do mesmo)
 $*2500 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3}$.
- e) utilidades (Placas fotovoltaicas) = 15 $\frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$;

A carga de utilidades, foi obtida a partir da seguinte placa solar da fabricante Canadian Solar, com as características apresentadas na Figura 20:

Figura 20 - Placa Fotovoltaica Canadian



Painel Solar Canadian Solar - Modelo CS6P-265P - 265Watts

Tecnologia: Policristalino - 60 células fotovoltaica
Potência da Placa solar Fotovoltaica: 265Watts
Eficiência: 16,47%
Largura x Altura e Peso: 1,64m x 0,98m - 18kg
Inmetro: SIM
IEC 61215: SIM

Fonte: Canadian Solar (2020)

A placa é apoiada sobre trilhos metálicos que são fixos, por meio de suportes parafusados na telha metálica, e a carga foi considerada distribuída uniformemente por metro

quadrado, a Figura 21 mostra o suporte usado na instalação da placa fotovoltaica em uma cobertura metálica.

Figura 21 - Suporte para instalação da placa solar sobre a telha metálica



Fonte: BlueSol (2019)

4.1.3 Pré-dimensionamento das seções dos elementos

Pré-dimensionamento dos pilares:

A seção dos pilares de um galpão está restringida principalmente a sua esbeltez, segundo Eng. Márcio Cunha, da M2LT - Projetos, Perícias e Consultoria, empresa especializada em construções em concreto pré-moldado, o limite de esbeltez do pilar pré-moldado na direção da incidência do vento pode ser limitado em 130. Já na outra direção esse limite pode ser de 190, a partir da seguinte equação:

$$\lambda = \frac{3,46 \times le}{h} \quad (16)$$

$$h = \frac{3,46 \times 2 \times 1400}{130} = 74,5 \text{ cm}$$

$$h = \frac{3,46 \times 2 \times 1500}{190} = 50,9 \text{ cm}$$

Dessa forma:

- seção adotada: 50x70 cm para os pilares de contorno
- seção adotada: 60x60 cm para os pilares do interior do galpão.

Pré-dimensionamento das vigas:

Utilizando planilhas disponíveis no site da M2LT, realizou-se o pré-dimensionamento das vigas, considerando as cargas aplicadas, sem as considerações das combinações ainda, encontrou-se o cortante e o momento pelas fórmulas básicas da resistência dos materiais, $q.l/2$ e $q.l^2/8$, respectivamente, e aplicando nas planilhas encontrou-se as seguintes seções:

Seção - viga de cobertura: 30x100 cm

Seção - viga de apoio: 40x120 cm

Além disso, de acordo com a NBR 9062:2017, item 6.1, em relação a estabilidade lateral das vigas para elementos submetidos a flexão, devem seguir os seguintes critérios geométricos:

$$\frac{L}{bf} < 50 \text{ e } \frac{L*h}{(bf)^2} \leq 500$$

Para o presente galpão, o vão apresenta um comprimento de 20 metros.

- vigas de cobertura: $L = 2000 \text{ cm} \rightarrow bf = 40\text{cm};$
- vigas de apoio: $L = 2000 \text{ cm} \rightarrow bf = 40 \text{ cm}.$

Dessa forma, as seções adotadas no pré-dimensionamento são:

- seção adotada - viga de cobertura: 40x100 cm;
- seção adotada - viga de apoio: 40x120 cm.

Pré-dimensionamento das terças:

A terça adotada inicialmente tem uma seção T com os seguintes parâmetros:

$bf = 20 \text{ cm}$; $hf = 5 \text{ cm}$; $b = 8 \text{ cm}$; $h = 30 \text{ cm}$.

4.1.4 Ligações utilizadas no projeto

As ligações entre vigas e pilares utilizadas no projeto serão as mais comuns, a ligação será feia por meio do consolo e do dente gerber com a utilização do elastômero e do ferro de posicionamento.

4.1.5 Fechamento do galpão

O fechamento do galpão será composto por três painéis de fechamento dispostos na vertical, com comprimento de vão a vão de pilares com 2 metros de altura e 20 cm de espessura.

O restante do fechamento do galpão será formado por telhas metálicas.

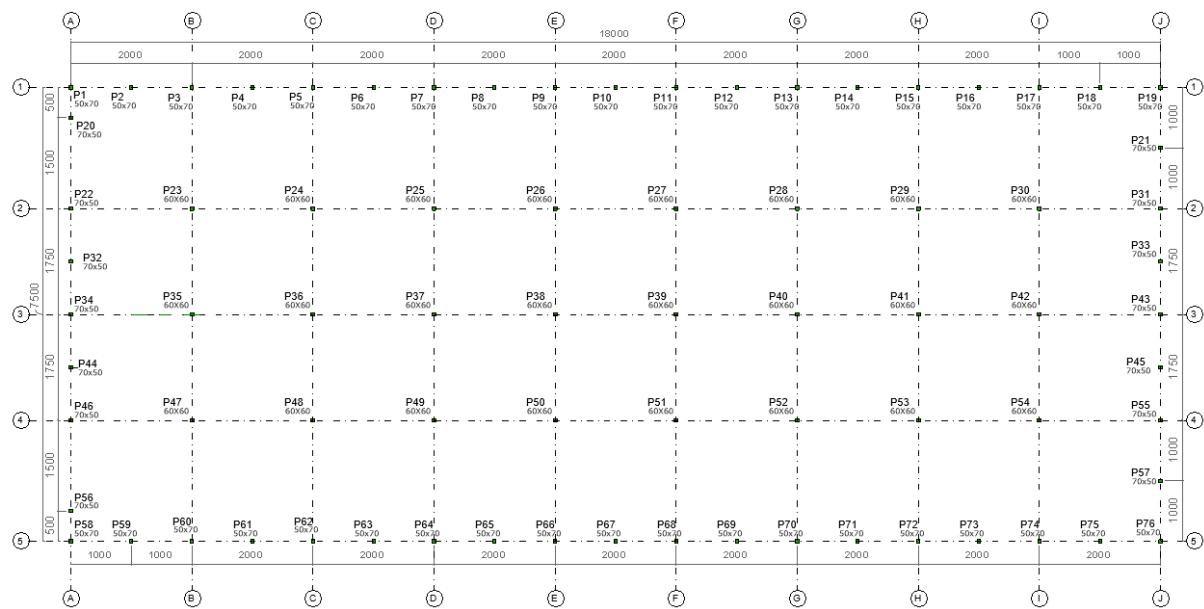
4.2 MODELAGEM DO GALPÃO

Nesta seção será mostrado a modelagem do galpão pré-moldado no Revit até a importação para o Robot.

4.2.1 Arquitetura

A arquitetura do galpão foi definida de acordo com a Figura 22.

Figura 22 - Arquitetura do Galpão Pré-moldado



Fonte: os autores (2022)

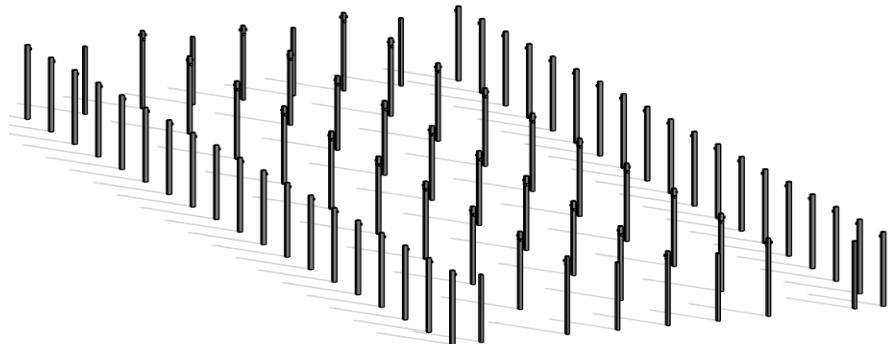
4.2.2 Lançamento dos elementos estruturais

Definidas as seções iniciais dos elementos, foi feito o lançamento destes no Revit respeitando a arquitetura. Primeiramente foram posicionados os pilares, posteriormente as vigas

de cobertura e vigas de apoio e por último as terças, como mostra a Figura 23, a Figura 24 e a Figura 25, respectivamente.

1^a Etapa:

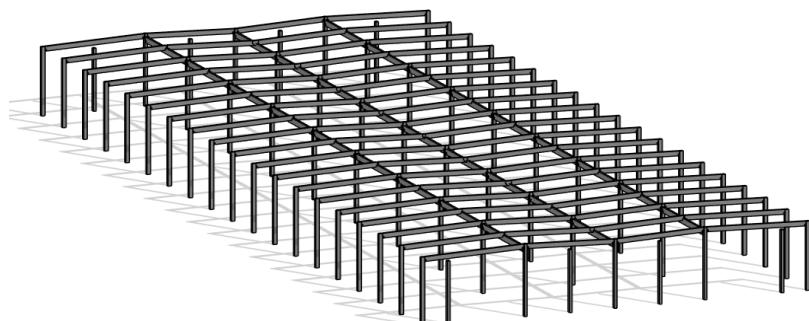
Figura 23 - Posicionamento dos pilares



Fonte: os autores (2022)

2^a Etapa:

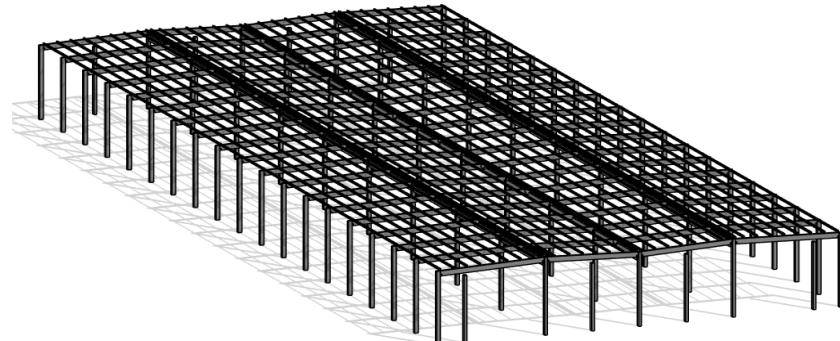
Figura 24 - Posicionamento das vigas



Fonte: os autores (2022)

3^a Etapa:

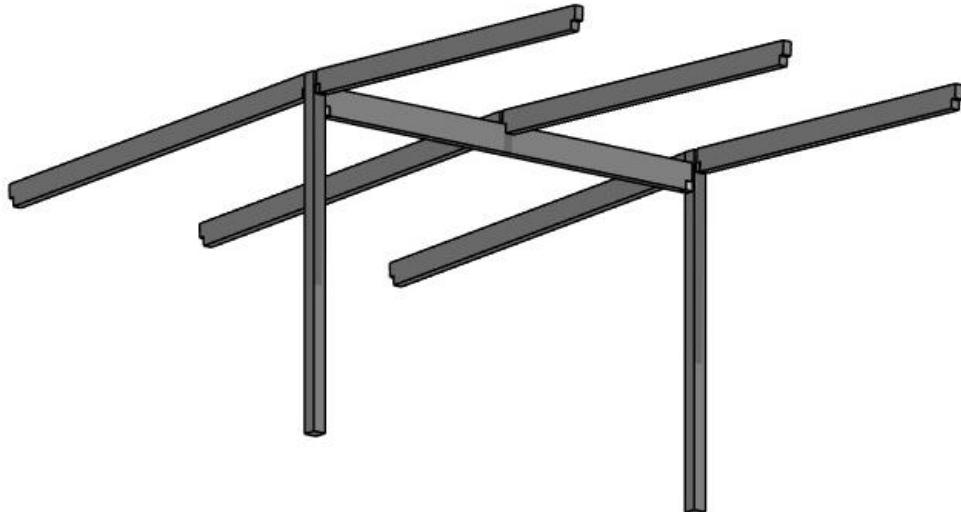
Figura 25 - Posicionamento das terças



Fonte: os autores (2022)

O vão apresenta uma distância de 20 metros, dessa forma foi utilizado uma viga de apoio para servir de apoio para a viga de cobertura, a Figura 26 mostra a solução adotada.

Figura 26 - Viga de apoio



Fonte: os autores (2022)

4.2.3 Verificação do modelo analítico e dos vínculos

A partir do modelo estrutural criado no Revit, foi feito uma verificação do modelo analítico, onde é corrigido qualquer tipo de confronto que pode estar ocorrendo antes de ser

feita a exportação do modelo. É nessa etapa também que é determinado os vínculos de pilares, vigas e terças.

Os pilares são considerados engastados na base e livre no topo, já as vigas e terças foram consideradas biapoiadas por se tratar de elementos pré-moldados, e como no caso a construção é um galpão sem laje, não haverá a etapa de solidarizarão com capeamento.

No Revit, quando se refere ao pilar “fixo-fixado” significa engastado na base e livre no topo, já o termo “fixado-fixado” usado nas vigas e terças significa que a viga é biapoiada. Na Figura 27 abaixo, é mostrado um como ficou as configurações de pilar e de viga no Revit.

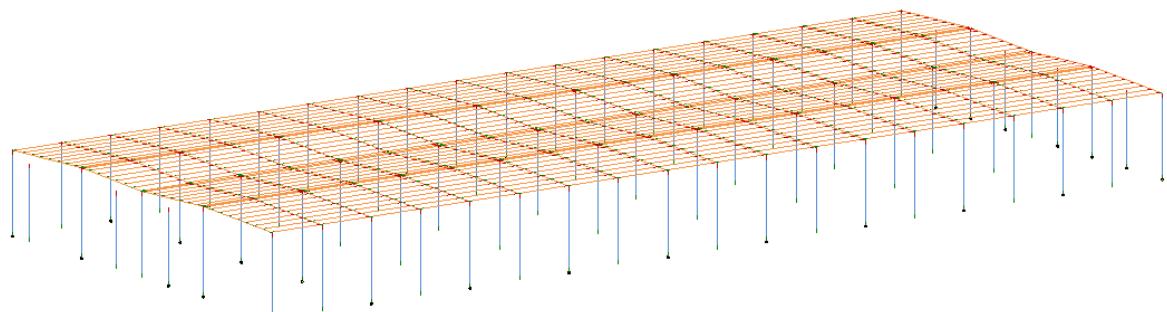
Figura 27 - Vinculações dos elementos no Revit

Liberações/Forças do membro		Liberações/Forças do membro	
Liberar base	Fixo	Iniciar a liberação	Fixado
<input type="checkbox"/> Fx base	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/> Iniciar Fx	<input type="checkbox"/>
<input type="checkbox"/> Fy base	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/> Iniciar Fy	<input type="checkbox"/>
<input type="checkbox"/> Fz base	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/> Iniciar Fz	<input type="checkbox"/>
<input type="checkbox"/> Mx base	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/> Iniciar Mx	<input type="checkbox"/>
<input type="checkbox"/> My base	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/> Iniciar My	<input checked="" type="checkbox"/>
<input type="checkbox"/> Mz base	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/> Iniciar Mz	<input checked="" type="checkbox"/>
Liberação superior		Finalizar liberação	
<input type="checkbox"/> Fx Superior	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/> Finalizar Fx	<input type="checkbox"/>
<input type="checkbox"/> Fy Superior	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/> Finalizar Fy	<input type="checkbox"/>
<input type="checkbox"/> Fz Superior	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/> Finalizar Fz	<input type="checkbox"/>
<input checked="" type="checkbox"/> Mx Superior	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/> Finalizar Mx	<input checked="" type="checkbox"/>
<input checked="" type="checkbox"/> My Superior	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/> Finalizar My	<input checked="" type="checkbox"/>
<input checked="" type="checkbox"/> Mz Superior	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/> Finalizar Mz	<input checked="" type="checkbox"/>
Forças do membro		Forças do membro	
<input type="button" value="Editar..."/>		<input type="button" value="Editar..."/>	

Fonte: os autores (2022)

Após serem concluídas todos os ajustes analíticos, é realizado uma análise da consistência do modelo (Analisar → Consistência), e não apresentando erros, o modelo está pronto para ser exportado para o Robot. A figura abaixo mostra o modelo analítico do galpão apresentado no Revit:

Figura 28 - Modelo analítico do galpão

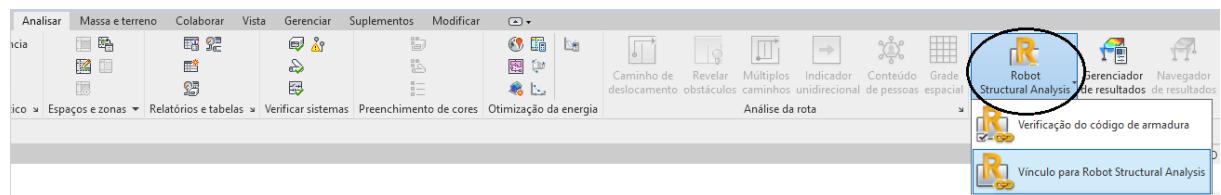


Fonte: os autores (2022)

4.3 EXPORTAÇÃO PARA O ROBOT

A exportação para o Robot é feita de maneira rápida e objetiva, basta seguir o caminho (Analizar → Robot Structural Analysis → Vínculo para Robot Structural Analysis), apresentado na Figura 29.

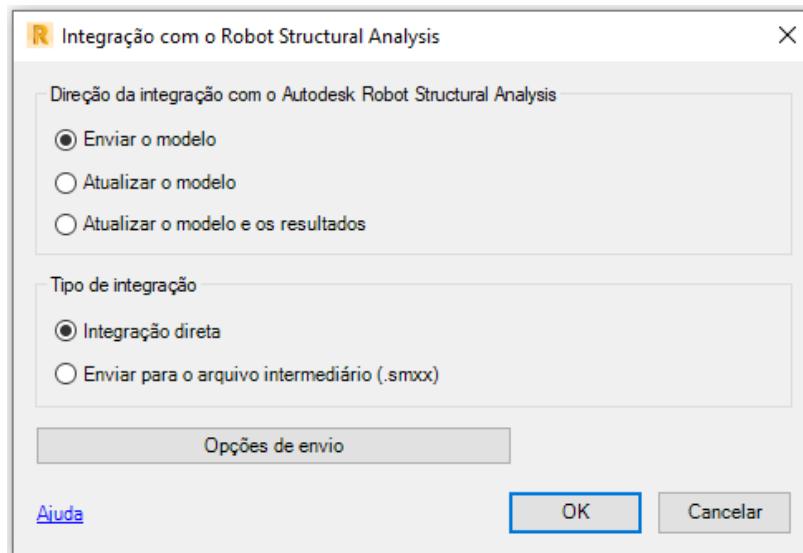
Figura 29 - Caminho de exportação para o Robot



Fonte: os autores (2022)

Em seguida, Figura 30 é apresentado algumas possibilidades referentes ao envio, onde em "Opções de envio", é possível considerar o peso próprio dos elementos de acordo com o material dos mesmos, em seguida, é concluída a exportação.

Figura 30 - Opções de integração com o Robot

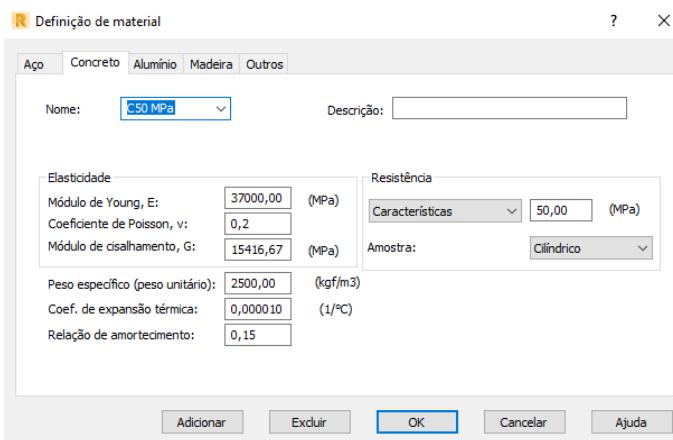


Fonte: os autores (2022)

4.3.1 Definição e aplicação do material

Já no ambiente do Robot, o material utilizado no devido projeto será criado e adicionado. Segue-se o caminho (Ferramentas → Preferência do trabalho → Material → Modificação) para a criação do concreto com 50 MPa, de acordo com a Figura 31:

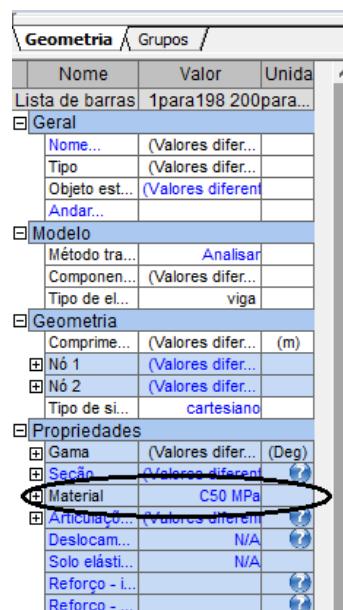
Figura 31 - Definição do material no Robot



Fonte: os autores (2022)

Por fim, o material criado é aplicado aos elementos já existentes. Basta selecionar todos os elementos do galpão e em geometria, alterar o material, mostrado na Figura 32.

Figura 32 - Aplicação do material utilizado



Fonte: os autores (2022)

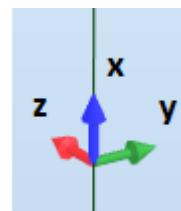
4.3.2 Verificações gerais e convenção adotada para o vento

Nessa etapa, é importante fazer novamente toda uma conferência do modelo exportado para garantir a análise correta. Verificações das seções, materiais e vínculos são alguns parâmetros a serem conferidos.

A Figura 33 e a Figura 34 apresenta os eixos locais dos elementos.

Pilares:

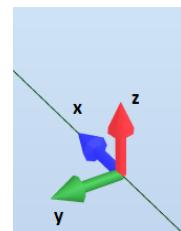
Figura 33 - Eixo local dos pilares - Robot



Fonte: os autores (2022)

Vigas:

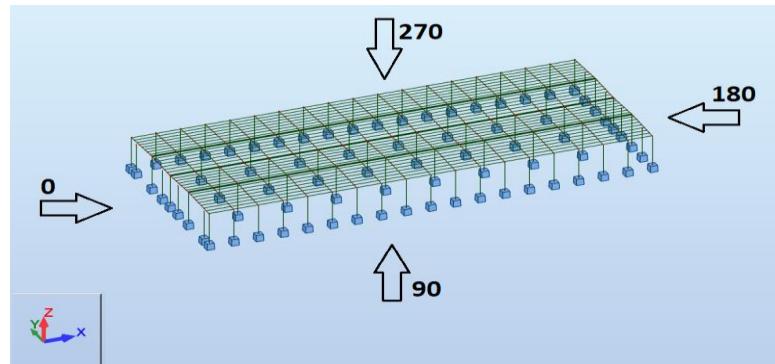
Figura 34 - Eixo local das vigas - Robot



Fonte: os autores (2022)

Já Figura 35, apresenta a convenção do sentido do vento adotada:

Figura 35 - Convenção do sentido do vento adotado



Fonte: os autores (2022)

4.3.3 Verificação dos deslocamentos e diagramas referentes ao peso próprio

Para a validação do modelo é preciso fazer uma primeira análise levando em consideração apenas o peso próprio da estrutura, checando manualmente se os resultados obtidos estão dentro do esperado.

Primeiramente, feito todas as verificações anteriores, a estrutura é calculada (Cálculos), como mostra a Figura 36.

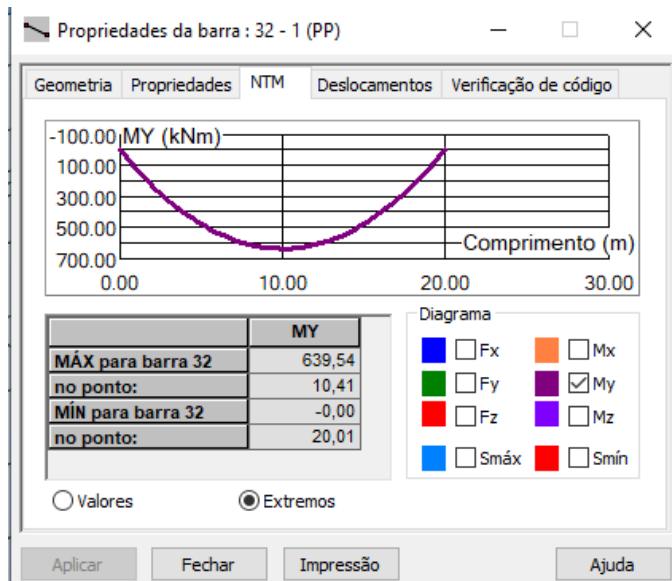
Figura 36 - Calcular estrutura - Robot



Fonte: os autores (2022)

Posteriormente, é verificado o momento fletor máximo no de uma viga da cobertura, basta clicar duas vezes na viga, selecionar NTM e depois My de acordo com a Figura 37, e observa-se um momento fletor máximo de 639,54 kNm.

Figura 37 - Diagrama de momento fletor da viga de cobertura no Robot



Fonte: os autores (2022)

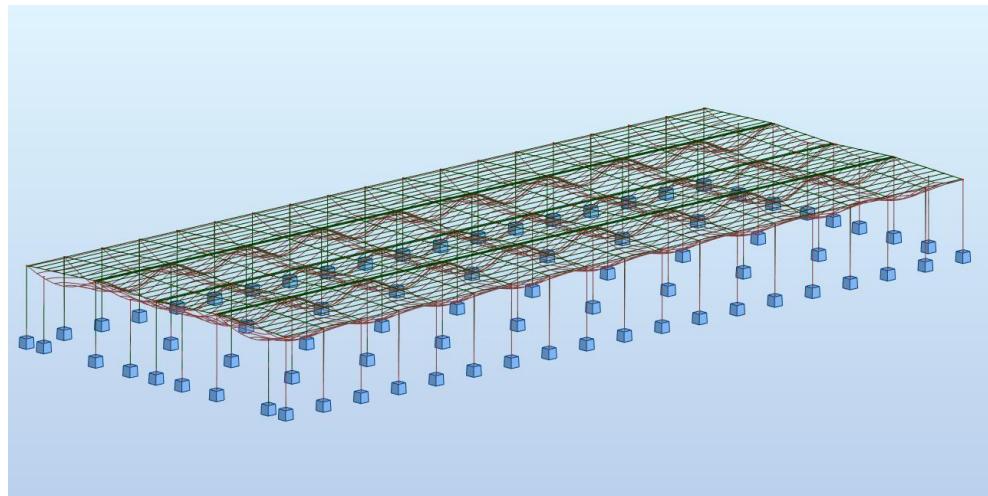
Para validação, é feito o cálculo manual do momento máximo no meio do vão $q l^2/8$. Onde q é igual a 9,51 kN/m (referente ao peso próprio da viga), e “ l ” é igual a 20 metros, aproximadamente. A equação abaixo mostra o valor encontrado:

$$M_{\text{máx}} = \frac{9,51 * 20^2}{8} = 475,5 \text{ kNm} \quad (17)$$

O valor encontrado manualmente é coerente, pois não leva em consideração as reações das terças na viga de cobertura, já o valor encontrado por meio do software conta com as reações das terças, o que explica o aumento do valor.

Verifica-se também se os deslocamentos atendem os limites máximos com uma certa folga, já que estamos avaliando apenas o peso próprio, o critério de $L/250$ da NBR 9062:2017. Caso isto não ocorra, é preciso fazer alteração no modelo. No caso do projeto do galpão, nenhuma viga apresentou deslocamento devido ao peso próprio perto do limite, estabelecido pela norma. A Figura 38 mostra a visualização dos deslocamentos no Robot.

Figura 38 - Deslocamento devido ao peso próprio no Robot

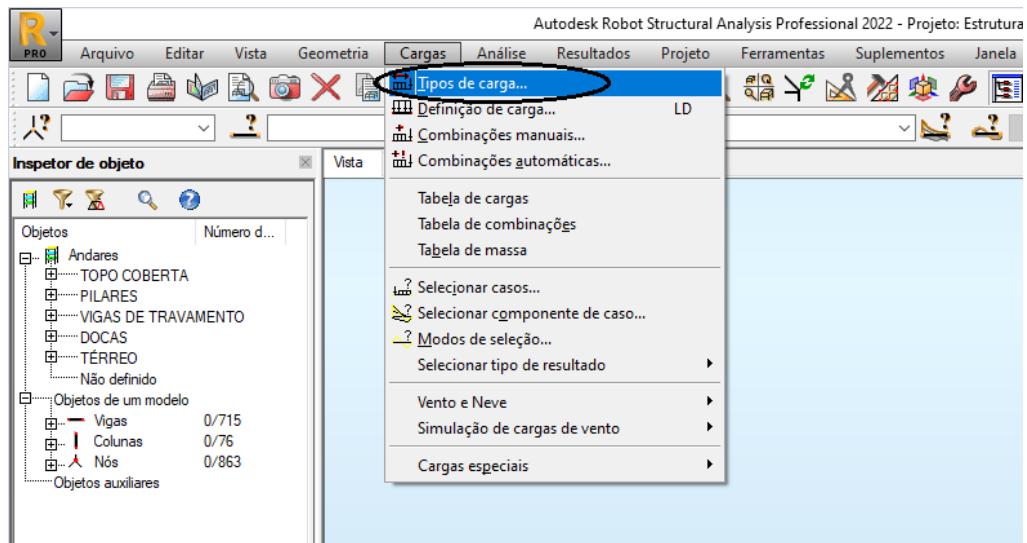


Fonte: os autores (2022)

4.4 DEFINIÇÃO DOS CASOS DE CARGA

Nessa etapa são definidas todas as cargas atuantes no projeto. Cria-se os casos individuais de cada tipo de carga para uma posterior análise de combinações. No Robot, basta ir em (Cargas → Tipos de Cargas) para definir casos de carga específicos, de acordo com a Figura 39:

Figura 39 - Tipos de carga - Robot



Fonte: os autores (2022)

Inicialmente, foi criado um Modelo 1, com as seguintes cargas mostradas na Tabela 2, levando em consideração a utilização de placa solar (utilidades):

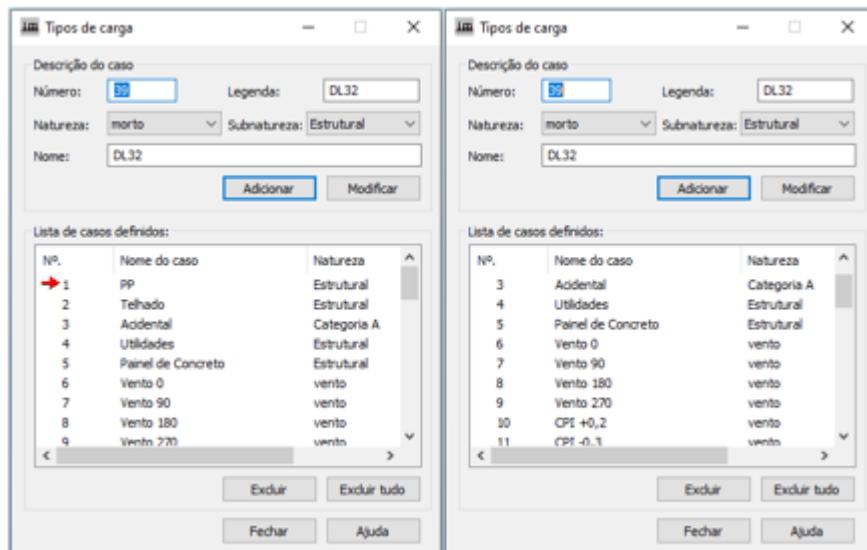
Tabela 2 - Cargas usadas no Modelo 1

Modelo 1	
Peso próprio	
Telhado	
Acidental	
Utilidades	
Painel de concreto	
Vento 0	
Vento 90	
Vento 180	
Vento 270	
CPI +0,2	
CPI -0,3	

Fonte: os autores (2022)

A Figura 40 a seguir mostram os casos de carga no Robot:

Figura 40 - Definição dos casos de carga no Robot



Fonte: os autores (2022)

4.5 APLICAÇÃO DAS CARGAS

Nesse item será mostrado todo o desenvolvimento para a aplicação das cargas no modelo do Robot.

4.5.1 Cargas gravitacionais

Para a aplicação das cargas gravitacionais é preciso encontrar a superfície de influência das terças.

Por exemplo, as terças estão espaçadas de 2,5 metros, dessa forma, a carga de utilidades aplicada sobre a terça será de: $q_{utilidade} = 15 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2} \times 2,5 \text{ m} = 37,5 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$.

Para a carga accidental ($q_{acidental}$) o valor será de $62,5 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$, já o valor da carga do telhado (q_{telha}) o valor será de $37,5 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$. Também são adicionadas cargas da calha nas duas terças centrais, considerando calha com as dimensões 80x15cm, o que resulta em uma carga de $q_{calha} = 60 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$ aplicado nas terças centrais de apoio da calha.

Por último, os pilares recebem as cargas devido ao painel de fechamento de concreto.

4.5.2 Cargas dos painéis de fechamento

Para o cálculo das cargas do painel de fechamento, é preciso encontrar o volume de concreto do painel diretamente no Revit: Volume = $3,75 \text{ m}^3$, considerando um painel de 2m x 9,36m x 0,20m, entre os pilares do galpão.

Feito isso, multiplica-se o volume pelo peso específico do concreto armado: $25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$

$$3,75 * 25 = 93,75 \text{ kN}$$

Serão colocados três painéis dispostos verticalmente em cada vão de pilares:

$$3 * 93,75 = 281,25 \text{ kN} = 28,1 \text{ tf}$$

Cada pilar receberá esta carga que será considerada no topo do mesmo para fins de cálculo.

4.5.3 Cargas devida ao vento

Para a aplicação das cargas devida ao vento, são usados os coeficientes de formas gerados no Ciclone encontrado no anexo (A) para obtenção da carga distribuída horizontalmente sobre cada pilar do galpão. Em seguida, assim como foi para as cargas gravitacionais das terças, também é obtido a área de influência para a aplicação das cargas

devido ao vento nestas, desconsiderando a influência dos painéis na quebra do vento. A seguir, um exemplo de vento 90° aplicado na estrutura para o pilar lateral:

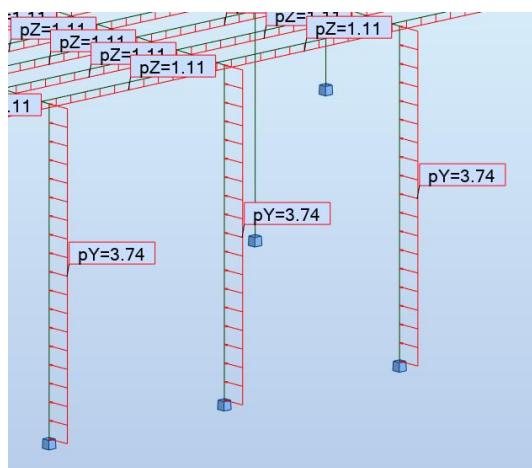
A partir da equação 3, mostrada anteriormente, encontra-se o valor da força a ser aplicada:

$$F = q \cdot v \cdot C_p$$

$$F = 0,533 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \times 10 \text{ m} \times 0,7 = 3,731 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

A Figura 41 a seguir mostra a aplicação da força do vento nos pilares laterais do galpão.

Figura 41 - Aplicação da força devido ao vento nos pilares



Fonte: os autores (2022)

Foi utilizado o mesmo método para a aplicação das forças do vento nas terças e nos demais pilares.

4.5.4 Cargas devido a protensão

Inicialmente apenas as terças foram consideradas protendidas (por se tratar de um vão de 10 metros), com o intuito de obter-se uma seção enxuta. Para a representação da protensão, utilizou-se o método de cálculo da carga distribuída equivalente de protensão, esta é aplicada de baixo para cima, e foi obtida conforme equação 9, apresentada anteriormente:

$$f_{tc} = 8 \cdot P \cdot f / l^2$$

Analisando os valores dos deslocamentos das terças devido ao peso próprio, observou-se que estas ultrapassam o limite e precisavam de uma compensação de aproximadamente 4 cm de flecha, diante disso, foi adotado os valores usuais:

$$P = 15000 \text{ kgf};$$

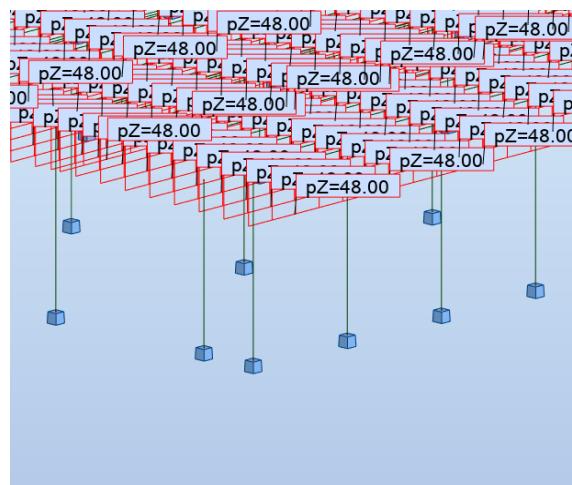
$$f = 4 \text{ cm};$$

Cordoalha de 12,7 mm

$$f_{ct} = \frac{8 * 15000 * 0,04}{10^2} = 48 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

Encontra-se assim, a carga equivalente de protensão a ser aplicada no modelo do Robot, no caso de carga “protensão” criado especificamente para este caso. Da mesma forma, é possível fazer uma análise dos outros elementos da cobertura com protensão, a Figura 42 mostra a aplicação da força de protensão nas terças do galpão.

Figura 42 – Aplicação das cargas de protensão no Robot

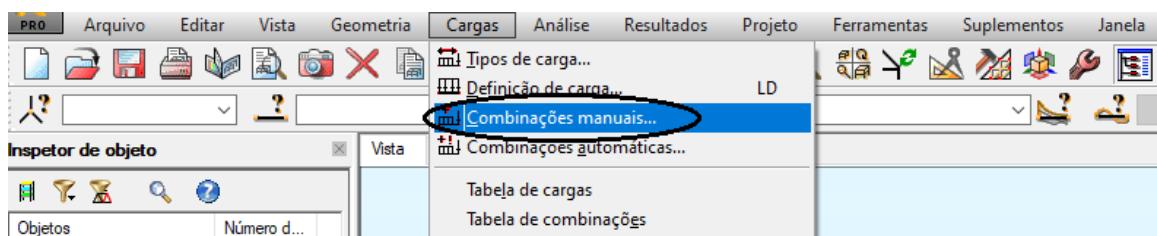


Fonte: os autores (2022)

4.6 DEFINIÇÃO DAS COMBINAÇÕES - ELU E ELS

Nessa etapa será criado todas as combinações necessárias para as análises e as verificações do modelo. Para criar as combinações no Robot, basta seguir o caminho “Cargas → Combinações manuais”, indicado na Figura 43.

Figura 43 - Combinações manuais no Robot



Fonte: os autores (2022)

A Tabela 3 apresenta a lista de combinações no Robot para a análise estrutural.

Tabela 3 - Combinações ELU e ELS usadas

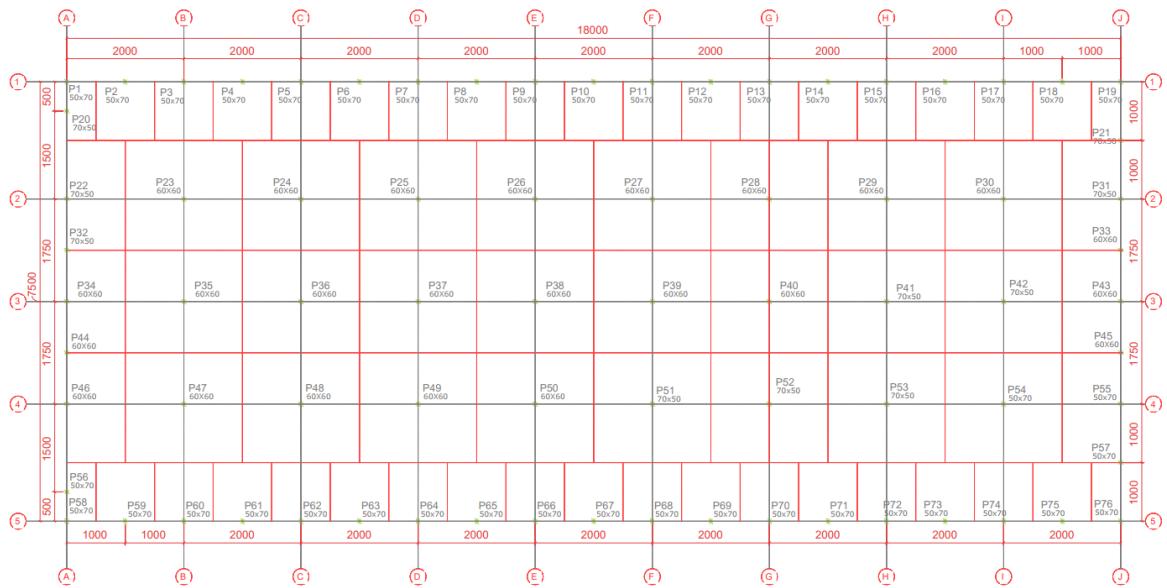
		Combinações										
Número da combinação - Estado		Fórmula										
12	ELU	Grav.	1,3	PP	+	1,3	Telh.	+	1,4	Util.	+	1,05 Acid.
13	ELS	Grav.	1	PP	+	1	Telh.	+	1	Util.	+	1 Prot. + 0,4 Acid.
14	ELU	V0	1,3	PP	+	1,3	Telh.	+	1,4	Util.	+	1,05 Acid. + 1,4 V0
15	ELS	V0	1	PP	+	1	Telh.	+	1	Util.	+	1 Prot. + 0,4 Acid. + 0,3 V0
16	ELU	V90	1,3	PP	+	1,3	Telh.	+	1,4	Util.	+	1,05 Acid. + 1,4 V90
17	ELS	V90	1	PP	+	1	Telh.	+	1	Util.	+	1 Prot. + 0,4 Acid. + 0,3 V90
18	ELU	V180	1,3	PP	+	1,3	Telh.	+	1,4	Util.	+	1,05 Acid. + 1,4 V180
19	ELS	V180	1	PP	+	1	Telh.	+	1	Util.	+	1 Prot. + 0,4 Acid. + 0,3 V180
20	ELU	V270	1,3	PP	+	1,3	Telh.	+	1,4	Util.	+	1,05 Acid. + 1,4 V270
21	ELS	V270	1	PP	+	1	Telh.	+	1	Util.	+	1 Prot. + 0,4 Acid. + 0,3 V270
22	ELU	V0 + CPI 0,2	1,3	PP	+	1,3	Telh.	+	1,4	Util.	+	1,05 Acid. + 1,4 V0 + 1,4 CPI 0,2
23	ELS	V0 + CPI 0,2	1	PP	+	1	Telh.	+	1	Util.	+	1 Prot. + 0,4 Acid. + 0,3 V0 + 0,3 CPI 0,2
24	ELU	V90 + CPI 0,2	1,3	PP	+	1,3	Telh.	+	1,4	Util.	+	1,05 Acid. + 1,4 V90 + 1,4 CPI 0,2
25	ELS	V90 + CPI 0,2	1	PP	+	1	Telh.	+	1	Util.	+	1 Prot. + 0,4 Acid. + 0,3 V90 + 0,3 CPI 0,2
26	ELU	V180 + CPI 0,2	1,3	PP	+	1,3	Telh.	+	1,4	Util.	+	1,05 Acid. + 1,4 V180 + 1,4 CPI 0,2
27	ELS	V180 + CPI 0,2	1	PP	+	1	Telh.	+	1	Util.	+	1 Prot. + 0,4 Acid. + 0,3 V180 + 0,3 CPI 0,2
28	ELU	V270 + CPI 0,2	1,3	PP	+	1,3	Telh.	+	1,4	Util.	+	1,05 Acid. + 1,4 V270 + 1,4 CPI 0,2
29	ELS	V270 + CPI 0,2	1	PP	+	1	Telh.	+	1	Util.	+	1 Prot. + 0,4 Acid. + 0,3 V270 + 0,3 CPI 0,2
30	ELU	V0 + CPI -0,3	1,3	PP	+	1,3	Telh.	+	1,4	Util.	+	1,05 Acid. + 1,4 V0 + 1,4 CPI -0,3
31	ELS	V0 + CPI -0,3	1	PP	+	1	Telh.	+	1	Util.	+	1 Prot. + 0,4 Acid. + 0,3 V0 + 0,3 CPI -0,3
32	ELU	V90 + CPI -0,3	1,3	PP	+	1,3	Telh.	+	1,4	Util.	+	1,05 Acid. + 1,4 V90 + 1,4 CPI -0,3
33	ELS	V90 + CPI -0,3	1	PP	+	1	Telh.	+	1	Util.	+	1 Prot. + 0,4 Acid. + 0,3 V90 + 0,3 CPI -0,3
34	ELU	V180 + CPI -0,3	1,3	PP	+	1,3	Telh.	+	1,4	Util.	+	1,05 Acid. + 1,4 V180 + 1,4 CPI -0,3
35	ELS	V180 + CPI -0,3	1	PP	+	1	Telh.	+	1	Util.	+	1 Prot. + 0,4 Acid. + 0,3 V180 + 0,3 CPI -0,3
36	ELU	V270 + CPI -0,3	1,3	PP	+	1,3	Telh.	+	1,4	Util.	+	1,05 Acid. + 1,4 V270 + 1,4 CPI -0,3
37	ELS	V270 + CPI -0,3	1	PP	+	1	Telh.	+	1	Util.	+	1 Prot. + 0,4 Acid. + 0,3 V270 + 0,3 CPI -0,3

Fonte: os autores (2022)

4.7 ÁREA DE INFLUÊNCIA DOS PILARES

A Figura 44 apresenta a área de influência dos pilares para possíveis verificações manuais.

Figura 44 - Área de influência dos pilares



Fonte: os autores (2022)

5 ANÁLISE ESTRUTURAL

Nesta etapa será feito toda análise estrutural do galpão, desde o deslocamento dos elementos até a obtenção dos esforços solicitantes para o dimensionamento e o detalhamento das peças.

5.1 VIGAS - MODELO 1

Análise das vigas que fazem parte do galpão pré-moldado.

5.1.1 Deslocamentos verticais

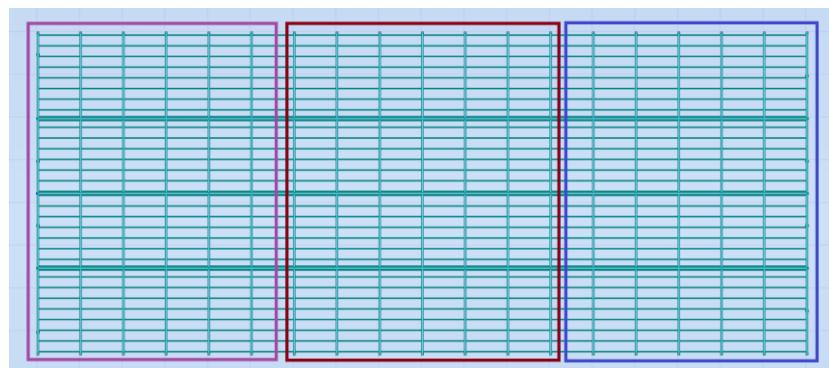
A análise dos deslocamentos verticais das vigas e terças do galpão foram realizadas dividindo o galpão longitudinalmente em 3 partes iguais. Realizou-se a envoltória das combinações de ELS, a fim de obter os resultados dos deslocamentos imediatos.

De acordo com a NBR 9062:2017 – Projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado, para elementos estruturais de cobertura em contato com outros elementos, a variação da flecha, proveniente de ações a longo prazo e carga acidental, deve ser de até $\frac{L}{250}$, onde L é o vão.

Todas as flechas imediatas obtidas no Robot foram multiplicadas por 2 para simular o efeito de fluência do concreto.

Além disso, o galpão foi dividido em três partes para um melhor entendimento e divisão dos comparativos entre as vigas, como mostra a Figura 45 da vista superior:

Figura 45 - Divisão das vigas do galpão



Fonte: os autores (2022)

Onde:

- a) roxo = primeira parte;
- b) vermelho = segunda parte;
- c) azul = terceira parte.

5.1.1.1 Vigas de Cobertura

O galpão deste trabalho possui dois tamanhos de vigas de cobertura, 16,95 e 19,35 metros, com a mesma seção transversal 40x100cm. O deslocamento limite é de, aproximadamente, 7 e 8 cm, respectivamente. A Tabela 4 mostra os deslocamentos das vigas de cobertura.

Tabela 4 - Deslocamentos da viga de cobertura - Modelo 1

Vigas de Cobertura						
Barra	Comp. (m)	Pior caso - Flecha	Flecha Imediata (cm)	Flecha no tempo (cm)	Flecha Limite (cm)	
1 ^a parte	27	19,35	35	2,07	4,15	7,74
1 ^a parte	61	19,35	35	2,49	4,98	7,74
1 ^a parte	28	16,95	35	1,22	2,44	6,78
1 ^a parte	65	16,95	35	1,46	2,93	6,78
2 ^a parte	112	19,35	35	2,49	4,98	7,74
2 ^a parte	113	16,95	35	1,46	2,93	6,78
2 ^a parte	408	19,35	13	2,43	4,87	7,74
2 ^a parte	409	16,95	13	1,45	2,89	6,78
2 ^a parte	116	19,35	31	2,43	4,87	7,74
2 ^a parte	117	16,95	31	1,43	2,86	6,78
3 ^a parte	670	19,35	31	2,43	4,87	7,74
3 ^a parte	671	16,95	31	2,43	4,86	6,78
3 ^a parte	39	19,35	31	2,05	4,09	7,74
3 ^a parte	40	16,95	31	1,22	2,44	6,78

Fonte: os autores (2022).

Observação: a numeração da barra é de acordo com a numeração do Robot, e não do Revit.

5.1.1.2 Vigas de Apoio

As vigas de apoio deste galpão possuem um único comprimento, 19,35 metros. O deslocamento limite é de, aproximadamente, 8 cm. A Tabela 5 apresenta os deslocamentos das vigas de apoio.

Tabela 5 - Deslocamentos das vigas de apoio - Modelo 1

Vigas de Apoio						
Barra	Comp. (m)	Pior caso - Flecha	Flecha Imediata (cm)	Flecha no tempo (cm)	Flecha Limite (cm)	
1 ^a parte	63	19,35	35	3,40	6,80	7,74
1 ^a parte	64	19,35	35	3,20	6,40	7,74
1 ^a parte	67	19,35	35	3,40	6,80	7,74
1 ^a parte	235	19,35	35	3,20	6,40	7,74
2 ^a parte	238	19,35	13	3,20	6,40	7,74
2 ^a parte	71	19,35	13	3,40	6,80	7,74
2 ^a parte	237	19,35	35	3,20	6,40	7,74
2 ^a parte	69	19,35	35	3,40	6,80	7,74
2 ^a parte	73	19,35	31	3,40	6,80	7,74
2 ^a parte	239	19,35	31	3,20	6,40	7,74
3 ^a parte	77	19,35	31	3,40	6,80	7,74
3 ^a parte	241	19,35	31	3,20	6,40	7,74
3 ^a parte	79	19,35	31	3,40	6,80	7,74
3 ^a parte	242	19,35	31	3,20	6,40	7,74

Fonte: os autores (2022)

5.1.1.3 Terças

As terças deste galpão possuem um comprimento de 10,00 metros. O deslocamento limite é de 4 cm. A Tabela 6 mostra os deslocamentos das terças.

Tabela 6 - Deslocamentos das terças - Modelo 1

Barra	Comp. (m)	Terças			Flecha no tempo (cm)	Flecha Limite (cm)
		Pior caso - Flecha	Flecha Imediata (cm)			
1 ^a parte	779	10	35	1,66	3,33	4,00
1 ^a parte	157	10	35	1,66	3,33	4,00
1 ^a parte	780	10	35	1,66	3,33	4,00
1 ^a parte	159	10	35	1,66	3,33	4,00
1 ^a parte	790	10	35	1,99	3,97	4,00
1 ^a parte	791	10	35	1,99	3,97	4,00
2 ^a parte	405	10	35	1,66	3,33	4,00
2 ^a parte	743	10	31	1,66	3,33	4,00
2 ^a parte	413	10	35	1,66	3,33	4,00
2 ^a parte	744	10	31	1,66	3,33	4,00
2 ^a parte	798	10	35	1,99	3,97	4,00
2 ^a parte	799	10	31	1,99	3,97	4,00
3 ^a parte	734	10	31	1,66	3,33	4,00
3 ^a parte	689	10	31	1,66	3,33	4,00
3 ^a parte	735	10	31	1,66	3,33	4,00
3 ^a parte	700	10	31	1,63	3,27	4,00
3 ^a parte	806	10	31	1,99	3,97	4,00
3 ^a parte	807	10	31	1,99	3,97	4,00

Fonte: dos autores (2022)

Para todos os elementos apresentados, o deslocamento ficou abaixo do deslocamento limite, obedecendo o estado limite de serviço imposto pela NBR 9062:2017.

5.1.2 Momentos fletores e Esforços cortantes

Para o cálculo dos esforços, foi realizada a envoltória das combinações ELU para análise dos elementos estruturais. As Tabelas 7, 8 e 9, apresentam os esforços solicitantes das vigas de cobertura, das vigas de apoio e das terças, respectivamente.

Tabela 7 - Esforços solicitantes das vigas de cobertura - Modelo 1

Vigas de Cobertura					
Barra	Pior caso - My	Comp. (m)	My (tfm)	Esforço Cortante Max (tf)	
1 ^a parte	27	34	19,35	90,94	19,00
1 ^a parte	61	34	19,35	118,20	25,25
1 ^a parte	28	34	16,95	69,62	16,71
1 ^a parte	65	34	16,95	90,45	22,27
2 ^a parte	112	34	19,35	118,20	25,25
2 ^a parte	113	34	16,95	90,45	22,27
2 ^a parte	408	12	19,35	114,49	24,36
2 ^a parte	409	12	16,95	87,63	21,52
2 ^a parte	116	30	19,35	118,20	25,25
2 ^a parte	117	30	16,95	90,45	22,27
3 ^a parte	670	30	19,35	118,19	24,38
3 ^a parte	671	30	16,95	90,45	22,27
3 ^a parte	39	30	19,35	90,94	18,12
3 ^a parte	40	30	16,95	69,62	16,71

Fonte: os autores (2022)

Tabela 8 - Esforços solicitantes das vigas de apoio - Modelo 1

Vigas de Apoio					
Barra	Pior caso - My	Comp. (m)	My (tfm)	Esforço Cortante Max (tf)	
1 ^a parte	63	34	19,35	314,05	39,05
1 ^a parte	64	34	19,35	297,37	37,39
1 ^a parte	67	34	19,35	314,05	39,05
1 ^a parte	235	34	19,35	297,37	37,39
2 ^a parte	238	12	19,35	290,20	36,67
2 ^a parte	71	12	19,35	306,19	38,27
2 ^a parte	237	34	19,35	279,37	27,39
2 ^a parte	69	34	19,35	314,05	39,05
2 ^a parte	73	30	19,35	314,05	39,05
2 ^a parte	239	30	19,35	297,37	37,39
3 ^a parte	77	30	19,35	314,05	39,05
3 ^a parte	241	30	19,35	297,37	37,39
3 ^a parte	79	30	19,35	314,05	39,05
3 ^a parte	242	30	19,35	297,37	37,39

Fonte: os autores (2022)

Tabela 9 - Esforços solicitantes das terças - Modelo 1

	Barra	Terças			Esforço Cortante Max (tf)
		Pior caso - My	Comp. (m)	My (tfm)	
1 ^a parte	779	34	10	3,35	1,68
1 ^a parte	157	34	10	3,35	1,37
1 ^a parte	780	34	10	3,35	1,37
1 ^a parte	159	34	10	3,35	1,37
1 ^a parte	790	34	10	4,12	1,68
1 ^a parte	791	34	10	4,12	1,68
2 ^a parte	405	34	10	3,35	1,37
2 ^a parte	743	30	10	3,35	1,37
2 ^a parte	413	34	10	3,35	1,37
2 ^a parte	744	30	10	3,35	1,37
2 ^a parte	798	34	10	4,12	1,68
2 ^a parte	799	30	10	4,12	1,68
3 ^a parte	734	30	10	3,35	1,37
3 ^a parte	689	30	10	3,35	1,37
3 ^a parte	735	30	10	3,35	1,37
3 ^a parte	700	30	10	3,35	1,37
3 ^a parte	806	30	10	4,12	1,68
3 ^a parte	807	30	10	4,12	1,68

Fonte: os autores (2022)

5.1.3 Resumo dos esforços máximos nas vigas - Modelo 1

A Tabela 10 mostra os resultados da análise das vigas do modelo 1.

Tabela 10 - Esforços máximos das vigas - Modelo 1

Esforços máximos		
	My (tf.m)	V (tf)
Vigas de cobertura	118,20	25,25
Vigas de apoio	314,05	39,05
Terças	4,12	1,68

Fonte: os autores (2022)

5.2 PILARES - MODELO 1

Análise dos pilares que fazem parte do galpão.

5.2.1 Carga Crítica de Flambagem dos Pilares

A carga crítica de flambagem em uma estrutura engastada-livre é dada pela equação 11, vista anteriormente:

$$F_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{(Lcr)^2} \quad (11)$$

Para os pilares de 50x70 cm:

$E = 37 \text{ GPa}$.

$Lcr = 2 * 14 \text{ metros} = 28 \text{ metros}$.

$$I_x = \frac{0,5*0,7^3}{12} = 0,007292 \text{ m}^4$$

$$I_y = \frac{0,7*0,5^3}{12} = 0,0142916 \text{ m}^4$$

$$F_{cr,x} = 3396,34 \text{ kN}$$

$$F_{cr,y} = 6656,84 \text{ kN}$$

Logo, a carga crítica de flambagem para o pilar de 50x70 será de:

$$F_{cr} = 3396,34 \text{ kN}$$

Analogamente, a carga crítica de flambagem do pilar 60x60 cm é de:

$$F_{cr} = 5030,47 \text{ kN}$$

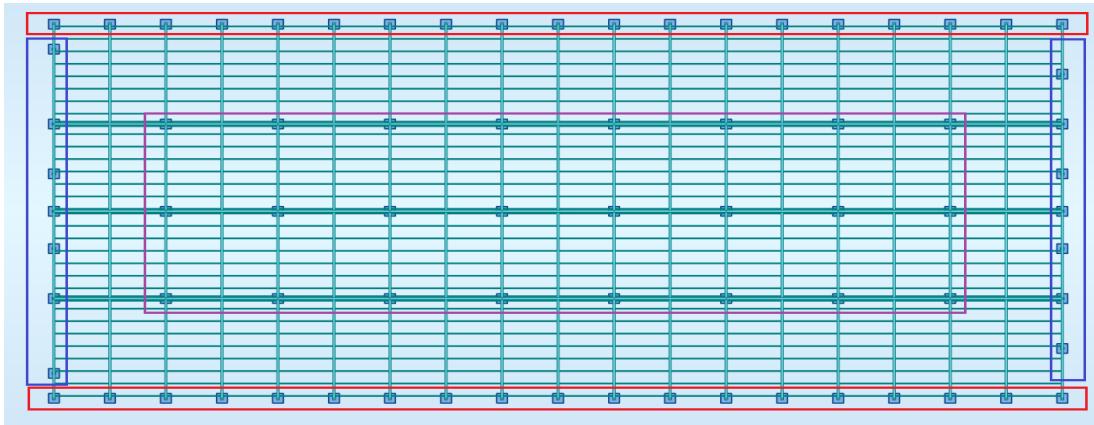
5.2.2 Deslocamentos horizontais

Segundo a NBR 9062:2017, os deslocamentos horizontais devem satisfazer o limite impostos na tabela 7 da norma - Limites de deslocamentos horizontais globais.

Este trabalho se encaixa no caso A, galpão e apresenta um deslocamento horizontal limite permitido por norma de $H/400$, onde H corresponde a altura total do galpão.

Para uma melhor análise dos pilares, foi feito a seguinte divisão de acordo com a Figura 46.

Figura 46 - Divisão dos pilares do galpão



Fonte: os autores (2022)

Onde:

- a) Azul: Pilares da fachada e pilares baixos (quebra vento);
- b) Vermelho: Pilares laterais;
- c) Roxo: Pilares centrais.

A Tabela 11 mostra os deslocamentos horizontais dos pilares, atendendo o que está descrito na norma.

Tabela 11 - Deslocamento horizontais dos pilares - Modelo 1

Pilares						
Descrição	Barra	Comp. (m)	Ux (cm)	Uy (cm)	Uz (cm)	Desl. Lim. (cm)
Lateral	5	14,55	0,00	0,05	0,07	3,64
Lateral	66	14,55	0,00	0,02	0,14	3,64
Lateral	6	14,55	0,00	0,02	0,11	3,64
Lateral	7	14,55	0,00	0,02	0,11	3,64
Lateral	705	14,55	0,00	0,02	0,16	3,64
Lateral	11	14,55	0,00	0,02	0,11	3,64
Lateral	707	14,55	0,00	0,02	0,16	3,64
Lateral	12	14,55	0,00	0,02	0,11	3,64
Lateral	709	14,55	0,00	0,02	0,16	3,64
Fachada	58	14,55	0,00	0,06	0,08	3,64
Fachada	4	13,25	0,00	0,18	0,00	3,31
Fachada	26	15,25	0,00	0,11	0,08	3,81
Fachada	162	13,25	0,00	0,20	0,00	3,31
Fachada	25	13,25	0,00	0,20	0,00	3,31
Fachada	43	15,25	0,00	0,11	0,13	3,81
Fachada	22	13,25	0,00	0,18	0,00	3,31
Fachada	57	14,55	0,00	0,06	0,11	3,64
Central	36	15,25	0,00	0,06	0,13	3,81
Central	37	14,55	0,00	0,03	0,13	3,64
Central	82	15,25	0,00	0,06	0,12	3,81
Central	83	14,55	0,00	0,03	0,12	3,64
Central	87	15,25	0,00	0,06	0,12	3,81
Central	88	14,55	0,00	0,03	0,12	3,64

Fonte: os autores (2022)

5.2.3 Esforços solicitantes

Neste item, será analisado os esforços solicitantes nos pilares do modelo 1, a Tabela 12, 13, 14 e 15, mostram os esforços nos pilares laterais, nos baixos, nos da fachada e nos centrais, respectivamente.

Tabela 14 - Esforços nos pilares laterais - Modelo 1

Pilares Laterais								
Pilares	Comp. (m)	Seção	My base (tfm)	My topo (tfm)	Mz base (tfm)	Mz topo (tfm)	Normal base (tf)	Normal topo (tf)
5	14,55	50x70	24,54	0,00	6,04	0,00	71,88	55,33
66	14,55	50x70	42,4	0,00	1,77	0,00	77,81	61,26
6	14,55	50x70	43,56	0,00	1,45	0,00	77,81	61,26
244	14,55	50x70	45,41	0,00	1,45	0,00	77,81	61,26
7	14,55	50x70	42,87	0,00	1,46	0,00	77,81	61,26
705	14,55	50x70	45,18	0,00	1,47	0,00	77,81	61,26

Fonte: os autores (2022)

Tabela 15 - Esforços nos pilares baixos (quebra vento) - Modelo 1

Pilares baixos								
Pilares	Comp. (m)	Seção	My base (tfm)	My topo (tfm)	Mz base (tfm)	Mz topo (tfm)	Normal base (tf)	Normal topo (tf)
162	13,25	50x70	0	0,00	73,56	0,00	51,47	36,40
4	13,25	50x70	0	0,00	64,41	0,00	51,47	36,40
25	13,25	50x70	0	0,00	73,56	0,00	51,47	36,40
22	13,25	50x70	0	0,00	64,41	0,00	51,47	36,40

Fonte: os autores (2022)

Tabela 16 - Esforços nos pilares de fachada - Modelo 1

Pilares Fachada e Fundo - Recebe viga de apoio								
Pilares	Comp. (m)	Seção	My base (tfm)	My topo (tfm)	Mz base (tfm)	Mz topo (tfm)	Normal base (tf)	Normal topo (tf)
26	15,25	50x70	6,71	0,00	38,10	0,00	130,00	112,65
58	14,55	50x70	7,37	0,00	20,82	0,00	124,98	108,43
43	15,25	50x70	6,71	0,00	30,50	0,00	130,00	112,65
57	14,55	50x70	10,68	0,00	20,82	0,00	124,98	108,43

Fonte: os autores (2022)

Tabela 17 - Esforços nos pilares do centro - Modelo 1

Pilares Centro								
Pilares	Comp. (m)	Seção	My base (tfm)	My topo (tfm)	Mz base (tfm)	Mz topo (tfm)	Normal base (tf)	Normal topo (tf)
36	15,25	60x60	16,08	0,00	7,85	0,00	145,95	128,11
37	15,25	60x60	17,65	0,00	4,22	0,00	138,30	121,28
87	15,25	60x60	15,64	0,00	6,15	0,00	145,13	127,29
88	15,25	60x60	17,17	0,00	4,26	0,00	137,53	120,50

Fonte: os autores (2022)

5.2.4 Resumo dos esforços máximos nos pilares - Modelo 1

A Erro! Fonte de referência não encontrada. apresenta os resultados dos esforços máximos obtidos nos pilares do modelo 1.

Tabela 18 - Esforços máximos nos pilares - Modelo 1

Esforços máximos				
	My base (tfm)	Mz base (tfm)	Normal base (tf)	Normal topo (tf)
Pilares Laterais - 50x70cm	45,41	6,04	77,81	61,26
Pilares Baixos - 50x70cm	0,00	73,56	51,47	36,40
Pilares Fachada e Fundo - Recebe viga de apoio - 50x70cm	10,68	38,10	130,00	112,65
Pilares Centro - 60x60cm	17,65	7,85	145,95	128,11

Fonte: os autores (2022)

5.3 COMPARAÇÃO SEM O PAINEL SOLAR

Com o objetivo de conhecer o impacto da utilização de painéis solares sobre o custo da estrutura, foi criado o Modelo 2, sem levar em consideração a utilização das cargas dos painéis solares, para isso foi realizada uma cópia do Modelo 1 e retirada a carga de utilidades, como mostra a Tabela 17.

Tabela 19 - Cargas usadas no Modelo 2

Modelo 2
Peso Próprio
Telhado
Acidental
Painel de concreto
Vento 0
Vento 90
Vento 180
Vento 270
CPI +0,2
CPI -0,3

Fonte: os autores (2022)

Todas as análises foram feitas semelhantes, e realizadas da mesma forma que o Modelo 1, por último foi feita a comparação entre os dois modelos (Modelo 1 e Modelo 2).

5.3.1 Comparação das vigas de cobertura

Realizada a comparação das vigas de cobertura referente ao deslocamento, ao momento fletor e ao esforço cortante, apresentado na Tabela 18, 19 e 20, respectivamente.

Tabela 20 - Deslocamentos das vigas de cobertura – Modelo 1 x Modelo 2

Comparação deslocamentos - Vigas de Cobertura				
Barra	δ Limite (cm)	δ máx - Com Placa (cm)	δ máx - Sem Placa (cm)	
1 ^a parte	27	7,74	4,15	3,90
1 ^a parte	61	7,74	4,98	4,40
1 ^a parte	28	6,78	2,44	2,88
1 ^a parte	65	6,78	2,93	2,63
2 ^a parte	112	7,74	4,98	4,40
2 ^a parte	113	6,78	2,93	2,63
2 ^a parte	408	7,74	4,87	4,40
2 ^a parte	409	6,78	2,89	2,60
2 ^a parte	116	7,74	4,87	4,40
2 ^a parte	117	6,78	2,86	2,63
3 ^a parte	670	7,74	4,87	4,40
3 ^a parte	671	6,78	4,86	2,63
3 ^a parte	39	7,74	4,09	3,90
3 ^a parte	40	6,78	2,44	2,88
Máximo			4,98	4,40
Diferença				11,61%

Fonte: os autores (2022)

Tabela 21 - Momentos fletores das vigas de cobertura – Modelo 1 x Modelo 2

Comparação momento fletor - Vigas de Cobertura			
Barra	Mmáx - Com Placa (tfm)	Max - Sem Placa (tfm)	
1 ^a parte	27	90,94	85,70
1 ^a parte	61	118,20	107,72
1 ^a parte	28	69,62	65,64
1 ^a parte	65	90,45	82,47
2 ^a parte	112	118,20	107,72
2 ^a parte	113	90,45	82,47
2 ^a parte	408	114,49	104,02
2 ^a parte	409	87,63	79,65
2 ^a parte	116	118,20	107,72
2 ^a parte	117	90,45	82,47
3 ^a parte	670	118,19	107,72
3 ^a parte	671	90,45	82,47
3 ^a parte	39	90,94	85,70
3 ^a parte	40	69,62	65,64
Máximo		118,20	107,72
Diferença			8,86%

Fonte: os autores (2022)

Tabela 22 - Esforços cortantes das vigas de cobertura – Modelo 1 x Modelo 2

Comparação esforço cortante - Vigas de Cobertura			
Barra	Vmáx - Com Placa (tf)	Vmax - Sem Placa (tf)	
1 ^a parte	27	19,00	17,43
1 ^a parte	61	25,25	22,12
1 ^a parte	28	16,71	15,62
1 ^a parte	65	22,27	20,09
2 ^a parte	112	25,25	22,84
2 ^a parte	113	22,27	20,14
2 ^a parte	408	24,36	21,99
2 ^a parte	409	21,52	19,38
2 ^a parte	116	25,25	22,84
2 ^a parte	117	22,27	20,14
3 ^a parte	670	24,38	22,84
3 ^a parte	671	22,27	20,14
3 ^a parte	39	18,12	17,80
3 ^a parte	40	16,71	15,65
Máximo		25,25	22,84
Diferença			9,51%

Fonte: os autores (2022)

5.3.2 Comparação das vigas de apoio

Realizada a comparação das vigas de apoio referente ao deslocamento, ao momento fletor e ao esforço cortante, apresentado na Tabela 21, 22 e 23, respectivamente.

Tabela 23 - Comparação dos deslocamentos das vigas de apoio dos dois modelos

Comparação deslocamentos - Vigas de Apoio				
Barra	δ Limite (cm)	δ máx - Com Placa (cm)	δ máx - Sem Placa (cm)	
1 ^a parte	63	7,74	6,80	6,34
1 ^a parte	64	7,74	6,40	6,08
1 ^a parte	67	7,74	6,80	6,34
1 ^a parte	235	7,74	6,40	6,08
2 ^a parte	238	7,74	6,40	6,03
2 ^a parte	71	7,74	6,80	6,29
2 ^a parte	237	7,74	6,40	6,08
2 ^a parte	69	7,74	6,80	6,34
2 ^a parte	73	7,74	6,80	6,34
2 ^a parte	239	7,74	6,40	6,08
3 ^a parte	77	7,74	6,80	6,34
3 ^a parte	241	7,74	6,40	6,08
3 ^a parte	79	7,74	6,80	6,34
3 ^a parte	242	7,74	6,40	6,08
Máximo		6,80		6,34
Diferença				6,76%

Fonte: os autores (2022)

Tabela 24 - Momentos fletores das vigas de cobertura – Modelo 1 x Modelo 2

Comparação momento fletor - Vigas de Apoio			
Barra	Mmáx - Com Placa (tfm)	Max - Sem Placa (tfm)	
1 ^a parte	63	314,05	291,36
1 ^a parte	64	297,37	277,57
1 ^a parte	67	314,05	291,36
1 ^a parte	235	297,37	277,58
2 ^a parte	238	290,20	270,40
2 ^a parte	71	306,19	283,50
2 ^a parte	237	279,37	277,58
2 ^a parte	69	314,05	291,36
2 ^a parte	73	314,05	291,36
2 ^a parte	239	297,37	277,58
3 ^a parte	77	314,05	291,36
3 ^a parte	241	297,37	277,58
3 ^a parte	79	314,05	291,36
3 ^a parte	242	297,37	277,58
Máximo		314,05	291,36
Diferença			7,22%

Fonte: os autores (2022)

Tabela 25 - Esforços cortantes das vigas de apoio – Modelo 1 x Modelo 2

Comparação esforço cortante - Vigas de Apoio			
Barra	Vmáx - Com Placa (tf)	Vmax - Sem Placa (tf)	
1 ^a parte	63	39,05	36,79
1 ^a parte	64	37,39	35,41
1 ^a parte	67	39,05	36,79
1 ^a parte	235	37,39	35,41
2 ^a parte	238	36,67	34,69
2 ^a parte	71	38,27	36,00
2 ^a parte	237	27,39	35,41
2 ^a parte	69	39,05	36,79
2 ^a parte	73	39,05	36,79
2 ^a parte	239	37,39	35,41
3 ^a parte	77	39,05	36,79
3 ^a parte	241	37,39	35,41
3 ^a parte	79	39,05	36,79
3 ^a parte	242	37,39	25,41
Máximo		39,05	36,79
Diferença			5,81%

Fonte: os autores (2022)

5.3.3 Resumo dos esforços máximos nas vigas - Modelo 2

A tabela 24 mostra os resultados dos esforços máximos obtidos nas vigas do modelo 2.

Tabela 26 - Esforços máximos

Esforços máximos		
	My (tf.m)	V (tf)
Vigas de cobertura	107,72	22,84
Vigas de apoio	291,36	36,79

Fonte: os autores (2022)

5.3.4 Resumo final da comparação dos esforços nas vigas dos dois modelos

A Tabela 27 apresenta o resumo final da comparação entre as vigas do modelo 1 (com placa solar) e do modelo 2 (sem placa solar).

Tabela 27 - Resumo final da comparação entre vigas - Modelo 1 x Modelo 2

	Momento fletor (tfm)		Cortante (tf)		Deslocamento (cm)	
	Modelo 1	Modelo 2	Modelo 1	Modelo 2	Modelo 1	Modelo 2
Vigas de Cobertura	118,20	107,72	25,25	22,84	4,98	4,40
Vigas de Apoio	314,05	291,36	39,05	36,79	6,80	6,34

Fonte: os autores (2022)

5.3.5 Análise dos pilares

Será realizada a análise dos deslocamentos e dos esforços dos pilares do modelo 2. A tabela 26 representa os deslocamentos dos pilares, já a tabela 27, 28, 29 e a 30 mostram os esforços nos pilares laterais, nos baixos, nos de fachada e nos centrais, respectivamente.

Tabela 28 - Deslocamento horizontal dos pilares - Modelo 2

Pilares						
Descrição	Barra	Comp. (m)	Ux (cm)	Uy (cm)	Uz (cm)	Desl. Lim. (cm)
Lateral	5	14,55	0,00	0,05	0,07	3,64
Lateral	66	14,55	0,00	0,02	0,14	3,64
Lateral	6	14,55	0,00	0,02	0,11	3,64
Lateral	7	14,55	0,00	0,02	0,11	3,64
Lateral	705	14,55	0,00	0,01	0,15	3,64
Lateral	11	14,55	0,00	0,02	0,11	3,64
Lateral	707	14,55	0,00	0,02	0,15	3,64
Lateral	12	14,55	0,00	0,02	0,11	3,64
Lateral	709	14,55	0,00	0,02	0,15	3,64
Fachada	58	14,55	0,00	0,06	0,08	3,64
Fachada	4	13,25	0,00	0,18	0,00	3,31
Fachada	26	15,25	0,00	0,11	0,08	3,81
Fachada	162	13,25	0,00	0,20	0,00	3,31
Fachada	25	13,25	0,00	0,20	0,00	3,31
Fachada	43	15,25	0,00	0,11	0,11	3,81
Fachada	22	13,25	0,00	0,18	0,00	3,31
Fachada	57	14,55	0,00	0,06	0,11	3,64
Central	36	15,25	0,00	0,06	0,13	3,81
Central	37	14,55	0,00	0,03	0,13	3,64
Central	82	15,25	0,00	0,06	0,12	3,81
Central	83	14,55	0,00	0,03	0,12	3,64
Central	87	15,25	0,00	0,06	0,12	3,81
Central	88	14,55	0,00	0,03	0,12	3,64

Fonte: os autores (2022)

Tabela 29 - Esforços os pilares laterais - Modelo 2

Pilares Laterais								
Pilares	Comp. (m)	Seção	My base (tfm)	My topo (tfm)	Mz base (tfm)	Mz topo (tfm)	Normal base (tf)	Normal topo (tf)
5	14,55	50x70	24,54	0,00	6,04	0,00	70,75	54,20
66	14,55	50x70	42,52	0,00	1,77	0,00	75,54	58,99
6	14,55	50x70	43,56	0,00	1,45	0,00	75,54	58,99
244	14,55	50x70	45,53	0,00	1,45	0,00	75,54	58,99
7	14,55	50x70	42,88	0,00	1,46	0,00	75,54	58,99
705	14,55	50x70	45,3	0,00	1,47	0,00	75,54	58,99

Fonte: os autores (2022)

Tabela 30 - Esforços nos pilares baixos (quebra vento) - Modelo 2

Pilares Baixos								
Pilares	Comp. (m)	Seção	My base (tfm)	My topo (tfm)	Mz base (tfm)	Mz topo (tfm)	Normal base (tf)	Normal topo (tf)
162	13,25	50x70	0	0,00	66,92	0,00	51,47	36,40
4	13,25	50x70	0	0,00	64,41	0,00	51,47	36,40
25	13,25	50x70	0	0,00	66,92	0,00	51,47	36,40
22	13,25	50x70	0	0,00	64,41	0,00	51,47	36,40

Fonte: os autores (2022)

Tabela 31 - Esforços nos pilares de fachada - Modelo 2

Pilares Fachada e Fundo - Recebe viga de apoio								
Pilares	Comp. (m)	Seção	My base (tfm)	My topo (tfm)	Mz base (tfm)	Mz topo (tfm)	Normal base (tf)	Normal topo (tf)
26	15,25	50x70	6,72	0,00	38,10	0,00	125,37	108,02
58	14,55	50x70	7,37	0,00	20,82	0,00	120,94	104,39
43	15,25	50x70	6,71	0,00	30,50	0,00	125,37	108,02
57	14,55	50x70	10,68	0,00	20,82	0,00	120,94	104,39

Fonte: os autores (2022)

Tabela 32 - Esforços nos pilares do centro - Modelo 2

Pilares Centro								
Pilares	Comp. (m)	Seção	My base (tfm)	My topo (tfm)	Mz base (tfm)	Mz topo (tfm)	Normal base (tf)	Normal topo (tf)
36	15,25	60x60	16,08	0,00	7,85	0,00	136,69	118,85
37	15,25	60x60	17,65	0,00	4,30	0,00	130,23	113,21
87	15,25	60x60	15,64	0,00	7,78	0,00	135,88	118,04
88	15,25	60x60	17,17	0,00	4,26	0,00	129,45	112,43

Fonte: os autores (2022)

5.3.6 Resumo dos esforços máximos nos pilares - Modelo 2

A tabela 31 apresenta os resultados dos esforços máximos obtidos nos pilares do modelo 2.

Tabela 33 - Esforços máximos nos pilares - Modelo 2

Esforços máximos				
	My base (tfm)	Mz base (tfm)	Normal base (tf)	Normal topo (tf)
Pilares Laterais - 50x70cm	45,53	6,04	75,54	58,99
Pilares Baixos - 50x70cm	0,00	66,92	51,47	36,40
Pilares Fachada e Fundo - Recebe viga de apoio - 50x70cm	10,68	38,10	125,37	108,02
Pilares Centro - 60x60cm	17,65	7,85	136,69	118,85

Fonte: os autores (2022)

5.3.7 Resumo final da comparação entre os pilares dos dois modelos

A tabela 32 apresenta o resumo final da comparação entre os pilares do modelo 1 (com placa solar) e do modelo 2 (sem placa solar) em relação a placa ao esforço normal no topo os pilares.

Tabela 34 - Resumo final da comparação entre os pilares - Modelo 1 x Modelo 2

Esforço normal no topo dos Pilares (tf)		
Descrição pilar	Modelo 1	Modelo 2
Lateral	61,26	58,99
Baixo	36,40	36,40
Fundo/Fachada	112,65	108,02
Centrais	128,11	118,85

Fonte: os autores (2022)

5.4 COMPARAÇÃO DOS ESFORÇOS: ROBOT X FTOOL

Visando comparar a efetividade entre a utilização do modelo 3D e do modelo 2D, foi escolhido um pórtico do galpão para modelagem no Ftool, com o objetivo de analisar qual modelo torna-se mais produtivo no dia a dia de um escritório de cálculo estrutural para esse tipo de estrutura: galpão pré-moldado.

Foi escolhida a terceira linha de pilares para a modelagem (Eixo B do Revit).

O procedimento para modelagem no Ftool é similar ao do Robot, cria-se os mesmos casos de carregamento, insere-se as cargas e por último foi feito as comparações de interesse.

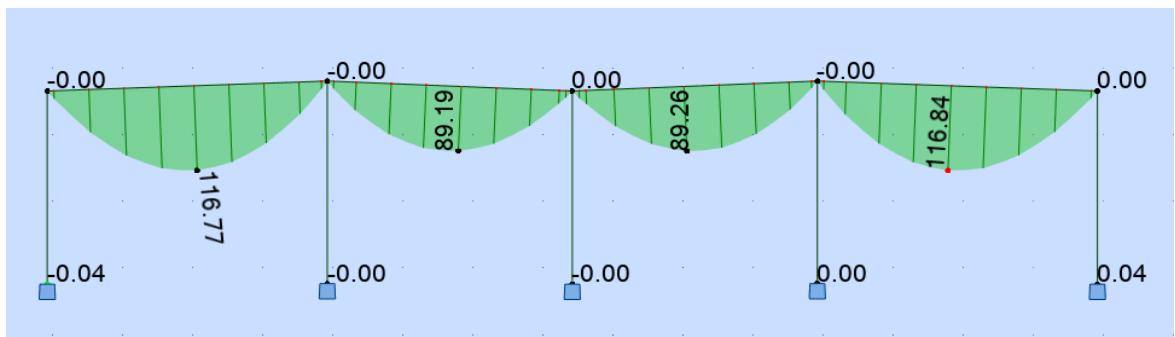
5.4.1 Caso ELU - Cargas Permanentes

Neste item é feito a comparação do caso ELU - Cargas permanentes.

5.4.1.1 Robot

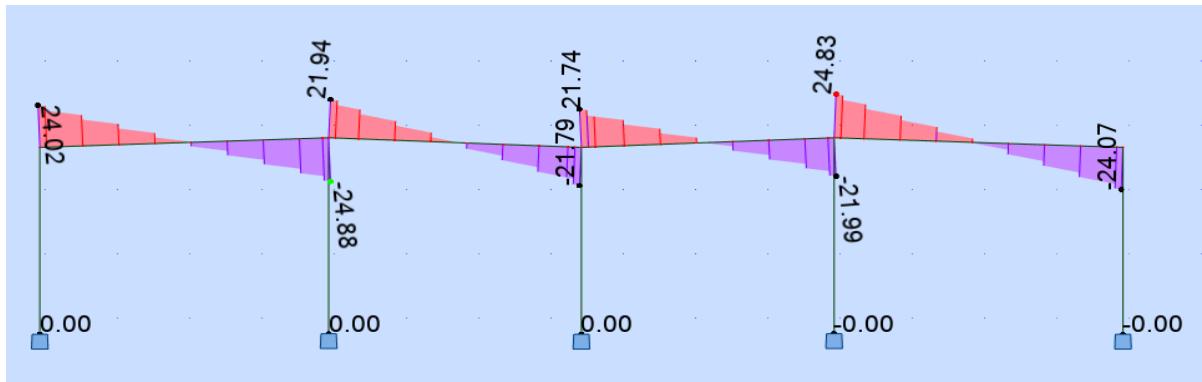
Análise dos esforços no Robot. A Figura 47, a Figura 48 e a Figura 49 mostra o momento fletor, o cortante e o deslocamento (no primeiro vão), respectivamente.

Figura 47 - Momento fletor ELU - Carga permanente - Robot



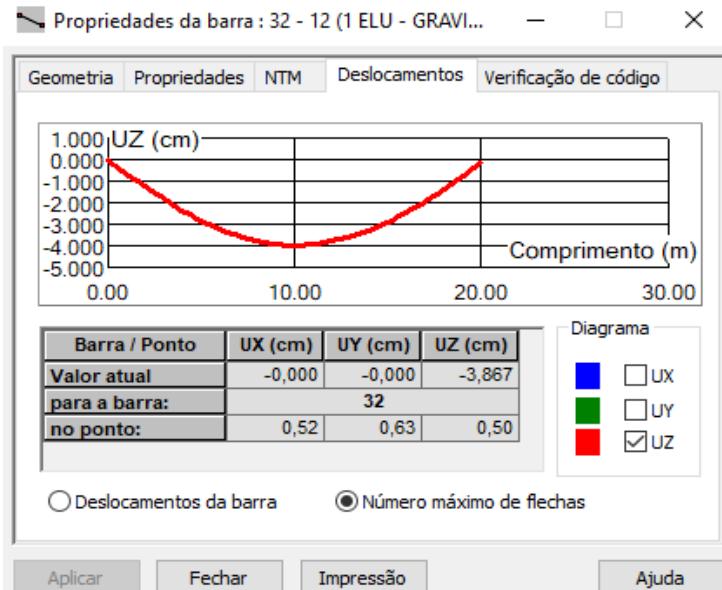
Fonte: os autores (2022)

Figura 48 - Esforço cortante ELU - Carga permanente - Robot



Fonte: os autores (2022)

Figura 49 – Deslocamento ELU - Carga permanente - Robot

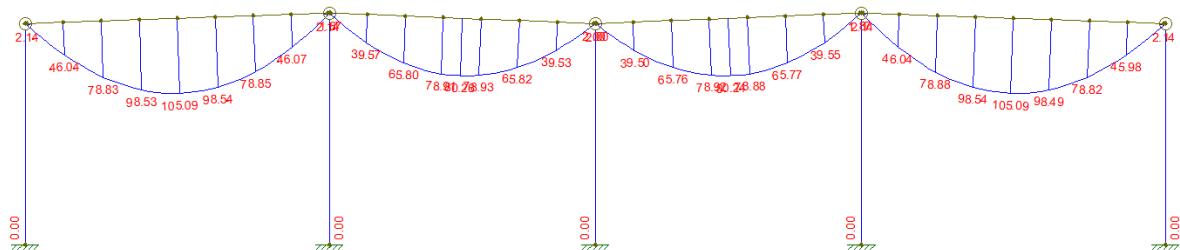


Fonte: os autores (2022)

5.4.1.2 Ftool

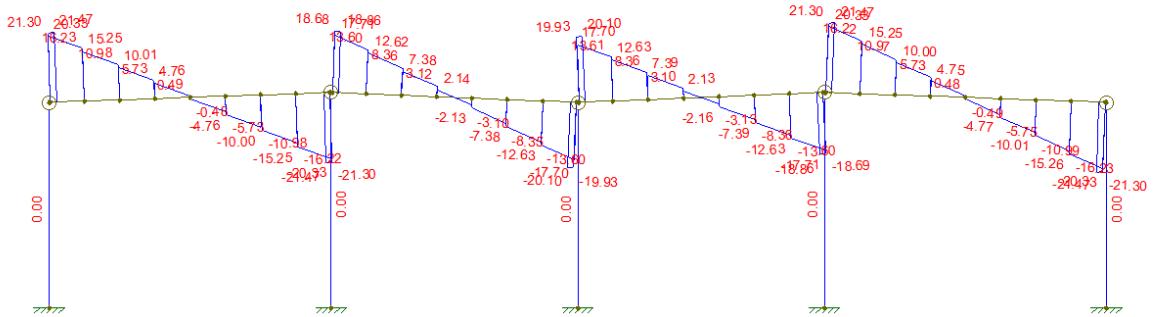
Análise dos esforços no Ftool. A Figura 50, a Figura 51 e a Figura 52 mostra o momento fletor, o cortante e o deslocamento (no primeiro vão), respectivamente.

Figura 50 - Momento fletor ELU - Carga permanente - Ftool



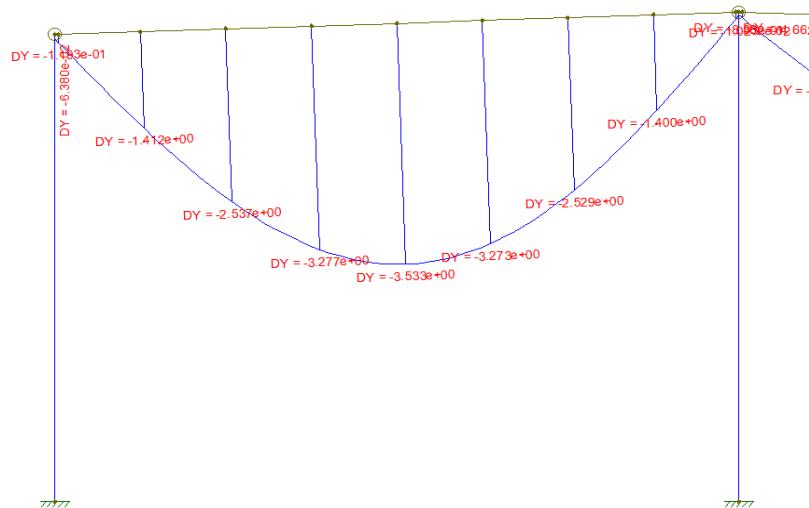
Fonte: os autores (2022)

Figura 51 - Esforço cortante ELU - Carga permanente - Ftool



Fonte: os autores (2022)

Figura 52 - Deslocamento ELU - Carga permanente - Ftool



Fonte: os autores (2022)

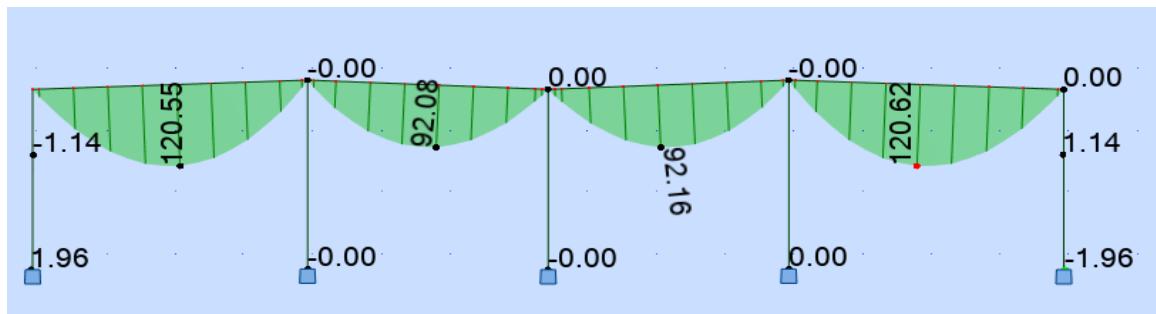
5.4.2 Caso ELU – V180 + CPI -0,3

Neste item é feito a comparação do caso ELU – V180 + CPI -0,3.

5.4.2.1 Robot

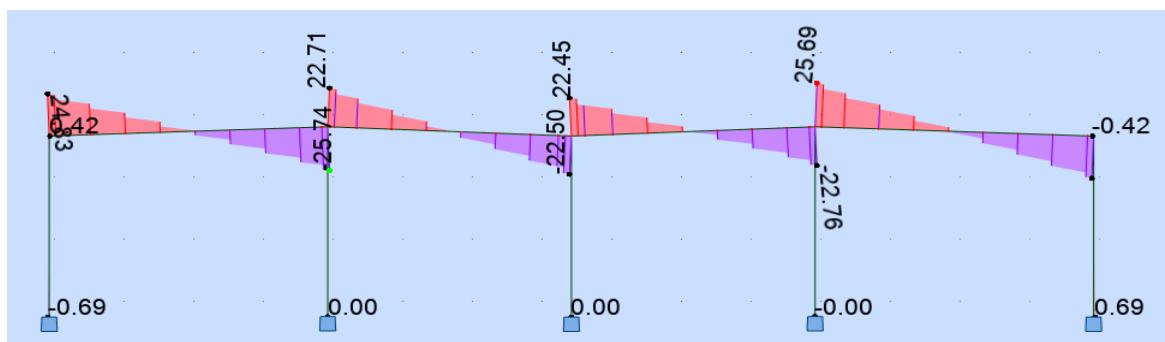
Análise dos esforços no Robot. A Figura 53, a Figura 54 e a Figura 55 mostra o momento fletor, o cortante e o deslocamento (no primeiro vão), respectivamente.

Figura 53 - Momento fletor ELU – V180 + CPI -0,3 - Robot



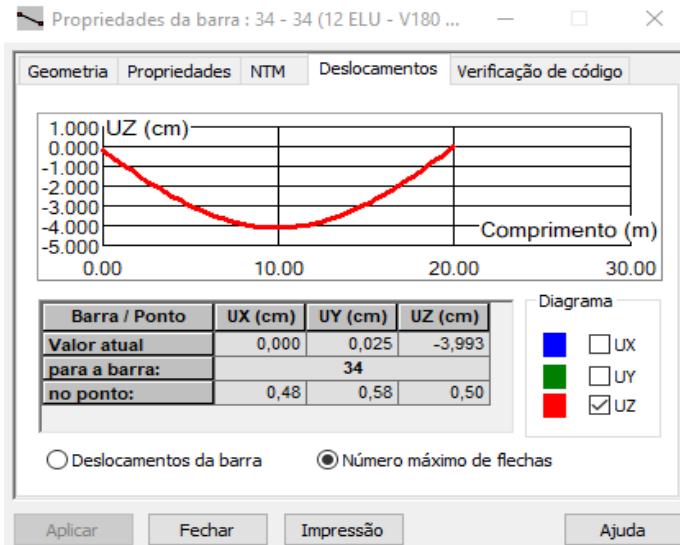
Fonte: os autores (2022)

Figura 54 - Esforço cortante ELU – V180 + CPI -0,3 - Robot



Fonte: os autores (2022)

Figura 55 - Deslocamento ELU – V180 + CPI -0,3 - Robot

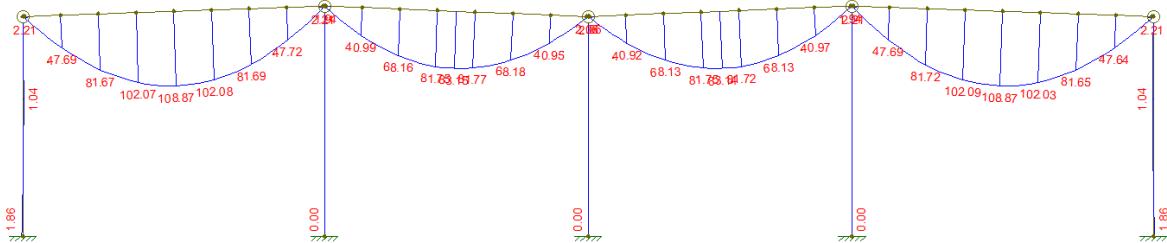


Fonte: os autores (2022)

5.4.2.2 Ftool

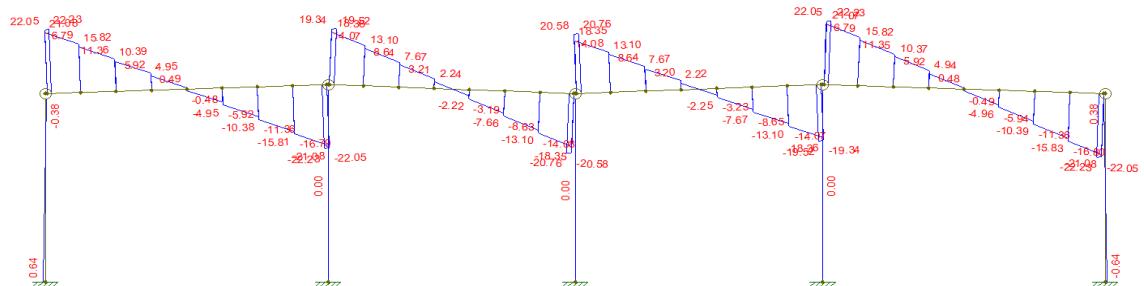
Análise dos esforços no Ftool. A Figura 56, a Figura 57 e a Figura 58 mostra o momento fletor, o cortante e o deslocamento (no primeiro vão), respectivamente.

Figura 56 - Momento fletor ELU – V180 + CPI -0,3 - Ftool



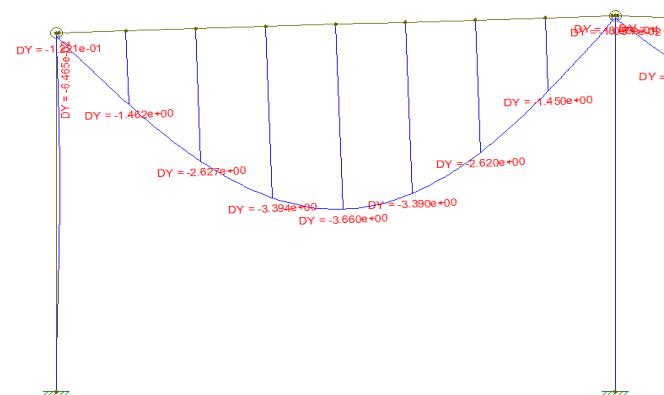
Fonte: os autores (2022)

Figura 57 - Esforço cortante ELU – V180 + CPI -0,3 - Ftool



Fonte: os autores (2022)

Figura 58 - Deslocamento ELU – V180 + CPI -0,3 - Ftool



Fonte: os autores (2022)

5.4.3 Comparação final Robot x Ftool

A apresenta a comparação final entre o Robot e o Ftool para os dois casos.

Tabela 35 - Comparação Robot x Ftool

Caso ELU - Forças Gravitacionais			
	My (tfm)	V (tf)	δ (cm)
Robot	116,80	24,80	3,86
Ftool	105,10	21,50	3,53
Diferença	10%	13%	9%
Caso ELU - V180 + CPI -0,3			
	My (tfm)	V (tf)	δ (cm)
Robot	120,60	25,70	3,99
Ftool	108,90	22,20	3,66
Diferença	10%	14%	8%

Fonte: os autores (2022)

6 DIMENSIONAMENTO DE VIGAS E PILARES

O dimensionamento das peças foi realizado utilizando os esforços máximos encontrados todas as partes do galpão, visando uma maior produtividade da fábrica.

6.1 VIGAS

Para o cálculo das armaduras das vigas foram utilizadas as planilhas gratuitas disponibilizadas no site <https://www.m2lt.com.br/>, do Engenheiro Márcio Cunha. Os valores de dimensionamento, são os valores mostrados na Tabela 36.

Tabela 36 - Resumo final da comparação entre vigas - Modelo 1 x Modelo 2

	Momento fletor (tfm)		Cortante (tf)		Deslocamento (cm)	
	Modelo 1	Modelo 2	Modelo 1	Modelo 2	Modelo 1	Modelo 2
Vigas de Cobertura	118,20	107,72	25,25	22,84	4,98	4,40
Vigas de Apoio	314,05	291,36	39,05	36,79	6,80	6,34

Fonte: os autores (2022)

6.1.1 Dimensionamento do dente gerber

VR-1: Viga de Cobertura 40x100cm (19,35 m).

Para o dimensionamento do dente gerber, foram utilizadas as planilhas já citadas anteriormente, da M2LT, no entanto será demonstrado teoricamente o dimensionamento do dente gerber de uma das vigas do projeto, viga VR-1, como mostra a Figura 59 e Figura 60.

Figura 59 - Dimensionamento do dente gerber

Defina a bitola da suspensão: <input style="width: 150px; border: 1px solid black; height: 25px; margin-bottom: 5px;" type="text" value="0,01 m"/> $\phi_{suspensão}$	Defina a bitola do estribo: <input style="width: 150px; border: 1px solid black; height: 25px; margin-bottom: 5px;" type="text" value="0,0063 m"/> $\phi_{estribo}$
$\phi_{suspensão} = 10 \text{ mm}$	$\phi_{estribo} = 6,3 \text{ mm}$

$$d_{dente} := h_{dente} - \left(\text{cobrimento} + \phi_{estribo} + \frac{\phi_{tirante}}{2} \right) = 55,57 \text{ cm}$$

$$\frac{a}{d_{dente}} = 0,24 \quad d_{viga} := h_{viga} - \text{cobrimento} = 97 \text{ cm}$$

MUITO CURTO

$$\tau \omega_d := \frac{V_d}{(b_{viga} \cdot d_{dente})} = 1,36 \text{ MPa} \quad \text{NBR 9062 - Item 7.3.4.2}$$

$$\tau \omega_u := \min \left(\left[0,27 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250 \text{ MPa}} \right) \cdot \frac{f_{cd}}{8 \text{ MPa}} \right] \right) = 7,7143 \cdot 10^6 \text{ Pa}$$

$$\tau \omega_u = 7,71 \text{ MPa}$$

$$\tau \omega_d \leq \tau \omega_u \quad \text{OK !}$$

CÁLCULO DAS ARMADURAS:



$$As_{vd} := 0,8 \cdot \frac{V_d}{f_{yd} \cdot \mu} = 5,5765 \text{ cm}^2 \quad As_{vd} = 5,58 \text{ cm}^2 \quad As_{hd} := \frac{Hd}{f_{yd}} = 1,12 \text{ cm}^2$$

$$As_{tir} := (As_{vd} + As_{hd}) = 6,69 \text{ cm}^2 \quad As_{tir,min} := 0,04 \cdot b_{viga} \cdot d_{dente} \cdot \frac{f_{ck}}{f_{yk}} = 8,89 \text{ cm}^2$$



$$As_{cost} = 4,45 \text{ cm}^2 \quad As_{estribo} = 1,76 \text{ cm}^2 \quad As_{susp} := \frac{V_d}{f_{yd}} = 6,9707 \text{ cm}^2$$

Fonte: os autores (2022)

Figura 60 - Dimensionamento do dente gerber - Continuação

<i>QUANTIDADE</i>	<i>ESPAÇAMENTO</i>	<i>AS.EFETIVA</i>
-------------------	--------------------	-------------------

$$Qtde_{tir} := \left\lceil \frac{\frac{As_{tir,min}}{\phi_{tirante}}}{2} \right\rceil = 5 \quad e_{tir} := \frac{(b_{viga} - 2 \cdot \text{cobrimento})}{Qtde_{tir} - 1} = 8,5 \text{ cm} \quad As_{efet,tir} := Qtde_{tir} \cdot \pi \cdot \frac{\phi_{tirante}}{4}^2$$

$$As_{efet,tir} = 10,05 \text{ cm}^2$$

$$Qtde_{cost} := \left\lceil \frac{\frac{As_{cost}}{\phi_{costura}}}{2} \right\rceil = 3 \quad e_{cost} := \frac{d_{dente} \cdot \frac{2}{3}}{Qtde_{cost} - 1} \text{ cm} = 19 \text{ cm} \quad As_{efet,cost} := Qtde_{cost} \cdot 2 \cdot \pi \cdot \frac{\phi_{costura}}{4}^2$$

$$As_{efet,cost} = 4,71 \text{ cm}^2$$

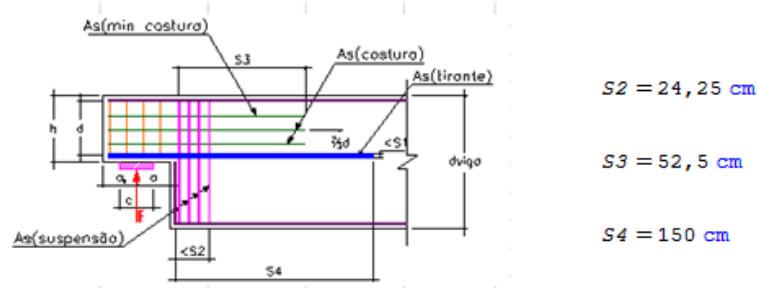
$$Qtde_{estr} := \left\lceil \frac{\frac{As_{estr}}{\phi_{estr}}}{2} \right\rceil = 3 \quad e_{estr} := \frac{(L_{dente} - \text{cobrimento})}{Qtde_{estr} - 1} = 12 \text{ cm} \quad As_{efet,estr} := Qtde_{estr} \cdot 2 \cdot \pi \cdot \frac{\phi_{estr}}{4}^2$$

$$As_{efet,estr} = 1,87 \text{ cm}^2$$

Nº de Ramos do Estríbilo	$S2 := \frac{d_{viga}}{4} = 24,25 \text{ cm}$	
$n := 2$		

$$Qtde_{susp} := \left\lceil \frac{\frac{As_{susp}}{\phi_{suspensão}}}{2} \right\rceil = 5 \quad e_{susp} := \frac{S2}{Qtde_{susp} - 1} = 6,06 \text{ cm} \quad As_{efet,susp} := Qtde_{susp} \cdot 2 \cdot \pi \cdot \frac{\phi_{suspensão}}{4}^2$$

$$As_{efet,susp} = 7,85 \text{ cm}^2$$



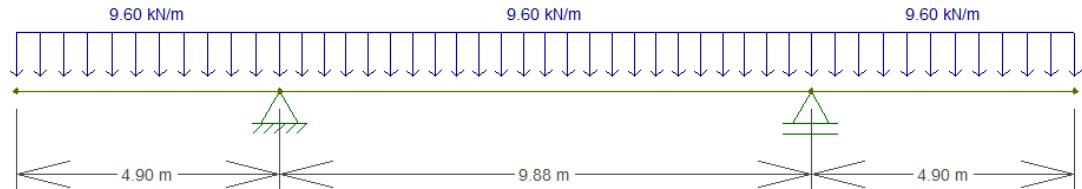
Fonte: os autores (2022)

6.1.2 Dimensionamento ao içamento das vigas

VR-1: Viga de Cobertura 40x100cm (19,35 m).

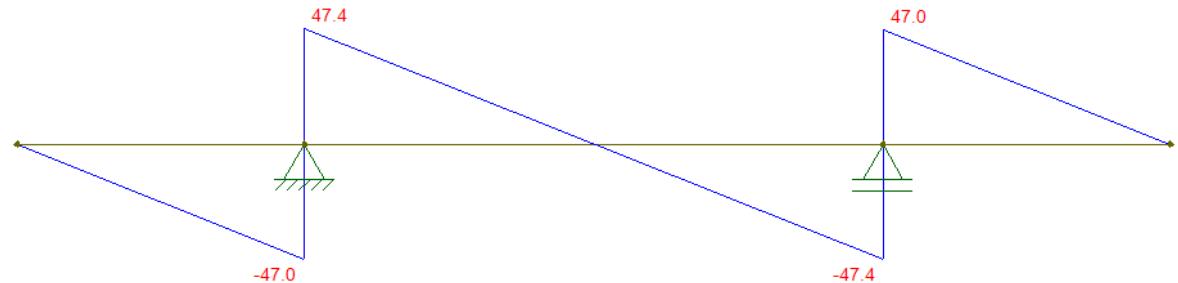
A melhor posição para as alças de içamento é onde dividirá os esforços igualmente. A partir do Ftool, a partir do carregamento do peso próprio (Figura 61) encontra os diagramas de esforço cortante (Figura 62) e momento fletor (Figura 63) da viga VR-1:

Figura 61 - Carregamento de peso próprio da VR1



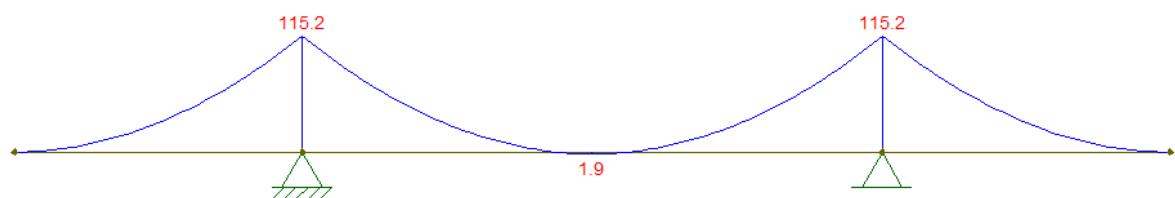
Fonte: os autores (2022)

Figura 62 - Diagrama de esforço cortante da VR1



Fonte: os autores (2022)

Figura 63 - Diagrama de momento fletor da VR1



Fonte: os autores (2022)

Considerando barras de aço CA-25, e um coeficiente de redução da resistência da barra $\alpha = 0,95$, a partir da equação 15 encontra-se o valor de ϕ :

$$\phi = 4,5 \frac{\sqrt{94,4}}{\sqrt{0,95}} = 44,85 \text{ mm}$$

Como resultou em uma barra de diâmetro muito alta, não encontrada usualmente, foi decidido utilizar cordoalhas CP-190, com $f_{yk} = 1900 \text{ MPa}$. Utilizando a equação 12, encontra-se:

$$\begin{aligned} 4F_k &\leq \frac{\pi \phi^2}{4} f_{yk} \\ 4 * 94,4 &\leq \frac{\pi \phi^2}{4} * 1900 * 0,001 \\ \phi &= 15,13 \text{ mm} \end{aligned}$$

Dessa forma será utilizada como alça de içamento cordoalhas CP-190 RB 15,20 para içamento da viga VR-1.

Cálculo da ancoragem da cordoalha na viga a partir da equação 16:

$$l_b = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{bd}}$$

Onde:

a) $f_{bd} = 1,99 \text{ MPa}$.

b) $f_{yd} = \frac{190}{1,15} = 165,21 \text{ MPa}$.

Então:

$$l_b = \frac{15,2}{4} \cdot \frac{165,4}{1,99} = 315,4 \text{ mm}$$

$$l_b = 35 \text{ cm.}$$

Verificação da armadura em relação ao momento negativo:

Para um momento negativo de 115,2 kNm, é necessárias 4 barras de 10 mm.

Para os demais elementos foi utilizado o mesmo procedimento adotado anteriormente, e o posicionamento das alças podem ser observados no detalhamento final de cada peça.

6.2 PILARES

O dimensionamento dos pilares foi feito a partir dos esforços máximos encontrados em cada região de pilares.

Foi usado o software PCALC para o dimensionamento do pilar.

Os esforços de dimensionamento do modelo 1 é apresentado na Tabela 37 e o do modelo 2 é apresentado na Tabela 38.

Tabela 37 - Esforços máximos nos pilares - Modelo 1

Esforços máximos				
	My base (tfm)	Mz base (tfm)	Normal base (tf)	Normal topo (tf)
Pilares Laterais - 50x70cm	45,41	6,04	77,81	61,26
Pilares Baixos - 50x70cm	0,00	73,56	51,47	36,40
Pilares Fachada e Fundo - Recebe viga de apoio - 50x70cm	10,68	38,10	130,00	112,65
Pilares Centro - 60x60cm	17,65	7,85	145,95	128,11

Fonte: os autores (2022)

Tabela 38 - Esforços máximos nos pilares - Modelo 2

Esforços máximos				
	My base (tfm)	Mz base (tfm)	Normal base (tf)	Normal topo (tf)
Pilares Laterais - 50x70cm	45,53	6,04	75,54	58,99
Pilares Baixos - 50x70cm	0,00	66,92	51,47	36,40
Pilares Fachada e Fundo - Recebe viga de apoio - 50x70cm	10,68	38,10	125,37	108,02
Pilares Centro - 60x60cm	17,65	7,85	136,69	118,85

Fonte: os autores (2022)

6.2.1 Dimensionamento do consolo

Pilar Central - 15,25m (60x60cm)

Para o dimensionamento do consolo, foram utilizadas as planilhas já citadas anteriormente, da M2LT, no entanto será demonstrado teoricamente o dimensionamento do consolo de um dos pilares do projeto, como pode-se observar na Figura 64, na Figura 65 e na Figura 66.

Figura 64 - Dimensionamento do consolo - parte 1

<u>MATERIAIS:</u>	<u>COEFICIENTES E PONDERADORES:</u>	<u>ESFORÇOS CARACTERÍSTICOS:</u>
<input type="button" value="Escolha o fck do concreto"/> <input type="button" value="50 MPa"/> f_{ck} $f_{ck} = 5 \cdot 10^7$ $f_{cd} := \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 35,71 \text{ MPa}$ $f_{yk} := 500 \text{ MPa}$ $f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 434,78 \text{ MPa}$	$\gamma_c := 1,40$ $\gamma_f := 1,40$ $\gamma_s := 1,15$ $\gamma_n := 1,20$	$V_k := 18,04 \text{ tf}$ $H_k := 0 \text{ tf}$
<u>TIPO DE APOIO:</u> <input type="button" value="Tipo de Apoio"/> <input type="button" value="Elastômero"/> Hd_{min}		
<u>ESFORÇOS DE CÁLCULO:</u> $V_d := V_k \cdot \gamma_c \cdot \gamma_n = 30,3072 \text{ tf}$ $Hd := Hd_{min} = 4,8492 \text{ tf}$ Será adotado este valor, caso não seja fornecido o Hk.		
<u>GEOMETRIA:</u> $L_{pilar} := 70 \text{ cm}$ $Bw := 40 \text{ cm}$ $h_{total} := 39 \text{ cm}$ $h1 := 39 \text{ cm}$ $d'_{s1} := 3 \text{ cm}$ $L_{console} := 30 \text{ cm}$ $Folga_{Pilar} := 2 \text{ cm}$ <input type="button" value="μ"/> <input type="button" value="Endurecido"/> μ $a := Folga_{Pilar} + \frac{(L_{console} - Folga_{Pilar})}{2} = 16 \text{ cm}$ $ao := L_{console} - a = 14 \text{ cm}$ $Aapoio := L_{console} - Folga_{Pilar} - 2,5 \cdot 2 \text{ cm} = 0,23 \text{ m}$		
<u>ARRANJO DA ARMADURA</u> <input type="checkbox"/> <u>Tirante</u> <input type="button" value="0,016 m"/> $\phi_{tirante}$ $\phi_{tirante} = 16 \text{ mm}$		
<u>Costura</u> <input type="button" value="0,0063 m"/> $\phi_{costura}$ $\phi_{costura} = 6,3 \text{ mm}$		
<u>Estríbo</u> <input type="button" value="0,0063 m"/> $\phi_{estribo}$ $\phi_{estribo} = 6,3 \text{ mm}$		

Fonte: os autores (2022)

Figura 65 - Dimensionamento do consolo - parte 2

$$d := h_{\text{total}} - \left(d'_{s1} + \phi_{\text{estribo}} + \frac{\phi_{\text{tirante}}}{2} \right) = 34,57 \text{ cm}$$

$$\frac{a}{d} = 0,4628$$

CÁLCULO DAS ARMADURAS

$$As_{Vd} := 0,8 \cdot \frac{V_d}{f_{yd} \cdot \mu} \quad As_{Vd} = 5,58 \text{ cm}^2 \quad As_{Hd} := \frac{Hd}{f_{yd}} = 1,12 \text{ cm}^2$$

$$As_{tir} := (As_{Vd} + As_{Hd}) = 6,69 \text{ cm}^2 \quad As_{tir,min} := 0,04 \cdot Bw \cdot d \cdot \frac{f_{ck}}{f_{yk}} = 5,53 \text{ cm}^2$$

$$As_{cost} = 2,79 \text{ cm}^2 \quad As_{estribo} = 1,95 \text{ cm}^2$$

QUANTIDADE

$$Qtde_{tir} := 2 \cdot \text{round} \left(\frac{\max \left(\left[\begin{array}{l} As_{tir} \\ As_{tir,min} \end{array} \right] \right)}{\frac{\pi \cdot \frac{\phi_{\text{tirante}}}{4}}{2}} ; 0 \right) = 4$$

$$Qtde_{cost} := 2 \cdot \text{round} \left(\frac{\frac{As_{cost}}{\frac{\pi \cdot \frac{\phi_{\text{costura}}}{4}}{2}}}{2} ; 2 \right) = 4,48$$

$$Qtde_{estr} := 2 \cdot \text{round} \left(\frac{\frac{As_{estribo}}{\frac{\pi \cdot \frac{\phi_{\text{estribo}}}{4}}{2}}}{2} ; 0 \right) = 4$$

ESPAÇAMENTO

$$e_{tir} := \frac{(Bw - 2 \cdot d'_{s1})}{Qtde_{tir} - 1} = 11,3 \text{ cm} \quad e_{cost} := \frac{\left(d \cdot \frac{2}{3} \right)}{Qtde_{cost} - 1} = 6,6 \text{ cm} \quad e_{estr} := \frac{\left(L_{\text{console}} - d'_{s1} \right)}{Qtde_{estr} - 1} = 9 \text{ cm}$$

AS.EFETIVA

$$As_{efet,tir} := Qtde_{tir} \cdot \pi \cdot \frac{\phi_{\text{tirante}}}{4}^2 \quad As_{efet,cost} := Qtde_{cost} \cdot 2 \cdot \pi \cdot \frac{\phi_{\text{costura}}}{4}^2 \quad As_{efet,estr} := Qtde_{estr} \cdot 2 \cdot \pi \cdot \frac{\phi_{\text{estribo}}}{4}^2$$

$$As_{efet,tir} = 8,04 \text{ cm}^2 \quad As_{efet,cost} = 2,79 \text{ cm}^2 \quad As_{efet,estr} = 2,49 \text{ cm}^2$$

Fonte: os autores (2022)

Figura 66 - Dimensionamento do consolo - parte 3

VERIFICAÇÃO DO ELASTÔMEROELASTÔMERO SIMPLES (SEM FRETAGEM - NÃO CINTADO)DADOS GEOMÉTRICOS:

$$b := Bw - 2 \cdot 2,5 \text{ cm} = 35 \text{ cm} \quad a_{elast} := L_{console} - 5 \text{ cm} - 2 \cdot 2,5 \text{ cm} = 20 \text{ cm}$$

$$0,01 \text{ m}$$

$$h_{elast}$$

$$h := h_{elast} = 1 \text{ cm}$$

MATERIAL:

$$\text{Shore 70}$$

Dureza

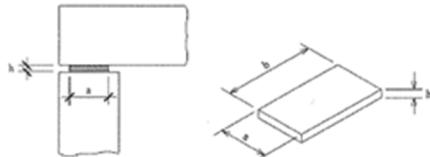


Figura 4.31 Dimensões do apoio de elastômero.

$$G = 1,2 \text{ MPa}$$

CARGA VERTICAL:

$$V_k = 18,04 \text{ tf} \quad \%_{perm} := 80 \% \quad \%A_{cid} := 1 - \%_{perm} = 20 \%$$

Cargas em função de V_k

$$Vg_k := V_k \cdot \%_{perm} = 14,432 \text{ tf} \quad Vq_k := V_k \cdot \%A_{cid} = 3,608 \text{ tf}$$

$$Hk := 0,17 \cdot V_k = 3,0668 \text{ tf} \quad Hg_k := Hk \cdot \%_{perm} = 2,4534 \text{ tf} \quad Hq_k := Hk \cdot \%A_{cid} = 0,6134 \text{ tf}$$

$$A_{minima} := (a_{elast} - 2 \cdot a_h)^2$$

Tensões Atuantes (NBR 9062/2006)

$$\sigma_{min} := \frac{Vg_k}{A_{minima}} = 2,13 \text{ MPa} \quad \sigma_{min,lim} := \left(1 + \frac{a_{elast}}{b} \right) \text{ MPa} = 1,57 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{max} := \frac{V_k}{A_{minima}} = 2,66 \text{ MPa} \quad \sigma_{max,lim} := 7 \text{ MPa}$$

Fonte: os autores (2022)

7 DIMENSIONAMENTO DO PISO INDUSTRIAL

Para o dimensionamento do piso industrial, foi utilizado o Método de Meyerhof.

Características da empilhadeira utilizada no dimensionamento:

- a) distância entre eixos (d) = 2 m
- b) pressão de enchimento dos pneus (q) = 0,7 MPa
- c) carga eixo mais carregado (Q) = 86,275 kN

Adotando inicialmente um piso de concreto com as seguintes características:

- a) altura (h) = 0,18 m
- b) concreto $f_{ck} = 40 \text{ MPa}$
- c) módulo de Elasticidade = 35000 MPa
- d) resistência Média do concreto à tração: $f_{ct,m} = 0,3 * f_{ck}^{(2/3)} = 3,508 \text{ MPa}$
- e) resistência Característica do concreto à tração: $f_{ctk} = 1,30 * f_{ct,m} = 4,56 \text{ MPa}$
- f) coeficiente de poisson do concreto (v) = 0,2
- g) cobrimento do concreto (d') = 4 cm.

Considerando um solo com $CBR = 17$ e coeficiente de recalque no topo do sistema (K) = 65 MPa/m.

Além disso, o piso suportará uma carga de 6 tf/m².

7.1 DIMENSIONAMENTO FRENTE ÀS CARGAS MÓVEIS

Roteiro de cálculo:

Cálculo do Raio de Rigidez:

$$l = \left(\frac{E h^3}{12 (1 - v^2) K} \right)^{0,25} = \left(\frac{3500 * 0,18^3}{12 * (1 - 0,2^2) * 65} \right)^{0,25} = 0,723 \text{ m}$$

Área de contato dos pneus:

$$A = \frac{Q/2}{q} = \frac{43,175}{0,7 * 1000} = 0,062 \text{ m}^2$$

Valor de a:

$$a = \sqrt{\frac{A}{\pi}} = \sqrt{\frac{0,062}{\pi}} = 0,140 \text{ m}$$

Momento fletor:

$$M = \frac{Q/2}{6 \left(1 + \frac{2a}{l}\right)} = \frac{43,1375}{6 \left(1 + \frac{2 * 0,14}{0,723}\right)} = 5,18 \text{ kN.m}$$

Espessura da placa:

$$\sigma_{\text{adm}} = \frac{\text{fct, m}}{2} = \frac{3,5}{2} = 1,75 \text{ MPa}$$

$$h = \sqrt{\frac{6M}{(\sigma_{\text{adm}})}} = \sqrt{\frac{6 * 5,18}{(1,75 * 1000)}} = 0,13 \text{ m} < 0,18 \text{ m} \rightarrow \text{Altura satisfaz}$$

7.2 DIMENSIONAMENTO FRENTE ÀS CARGAS DISTRIBUÍDAS

Capacidade do piso (c):

$$c = 1,03 * \sigma_{\text{adm}} * \sqrt{h * k} = 1,03 * 1,75 * \sqrt{0,18 * 65} = 6,18 \text{ MPa}$$

Altura da placa (h):

$$h = \left(\frac{c_{\text{max}}}{1,03 * \sigma_{\text{adm}}}\right)^2 * \frac{1}{k} = \left(\frac{6,18}{1,03 * 1,75}\right)^2 * \frac{1}{65} = 0,179 \text{ m} < 0,18 \text{ m} \rightarrow \text{Altura satisfaz}$$

- c_{max} é o valor máximo de carga admissível.

7.3 DIMENSIONAMENTO FRENTE ÀS CARGAS MONTANTES

Pilares intermediários recebem $P_e = 60 \text{ kN}$ dos pallets. A chapa de base do pilar possui uma dimensão de 14x14 cm.

$$\text{Largura espalhada (L)} = 14 + \frac{18}{2} * 2 = 32 \text{ cm}$$

$$\text{Tensão de punção aplicada } (\sigma) = \frac{P_e}{A} = \frac{60}{0,32 * 0,32} = 585,94 \text{ kN/m}^2$$

Verificação da tensão aplicada pela placa inferior à tensão resistente do concreto:

$$\sigma, \text{adm} = \frac{f_{ctm,k}}{2} = \frac{4,56}{2} = 2,28 \text{ MPa}$$

$$\sigma, \text{placa} = \frac{P_e}{A_c} \leq 4,2 * f_{ctm,k}$$

$$\sigma, \text{placa} = \frac{60}{0,14 * 0,14} \leq 4,2 * 2,28 * 1000$$

$$\sigma, \text{placa} = 3061,22 \text{ kN/m}^2 \leq 9576 \text{ kN/m}^2$$

Tensão resistente do pavimento de concreto ($4,2 * f_{ctm,k}$) é superior a tensão solicitante (σ, placa).

Momento devido a instante:

$$a = \sqrt{\frac{A}{\pi}} = \sqrt{\frac{0,14 * 0,14}{\pi}} = 0,0789 \text{ m}$$

$$M = \frac{P_e}{6 \left(1 + \frac{2a}{I}\right)} = \frac{60}{6 \left(1 + \frac{2 * 0,0789}{0,723}\right)} = 8,20 \text{ kN.m}$$

Dimensionamento da altura da placa de concreto:

$$h = \sqrt{\frac{6M}{(\sigma, \text{adm})}} = \sqrt{\frac{6 * 8,20}{(2280)}} = 0,15 \text{ m} < 0,18 \text{ m} \rightarrow \text{Altura satisfaz}$$

7.4 DIMENSIONAMENTO DA PLACA E CONCRETO À ESFORÇO DE PUNÇÃO

Perímetro crítico em função da largura espalhada:

$$\mu_c = 2 * \pi * \frac{L}{2} = 2 * \pi * \frac{0,32}{2} = 1,00 \text{ m}$$

Tensão solicitante de punção:

$$s = \frac{Nsol}{\text{Área}} = \frac{60}{0,32 * 0,32} = 585,9375 \text{ kN/m}^2$$

Reação vertical total da chapa de base do pilar:

$$Vd, sol = \gamma * s = 1,4 * 585,9375 = 820,3125 \text{ kN/m}^2$$

Verificação:

$$\tau_{sd} = \frac{Vd, sol}{\mu_c * d} = \frac{820,3125}{1 * (0,18 - 0,04)} = 5828,42 \text{ kN/m}^2$$

$$\tau_{sd2} = 0,27 * \left(1 - \left(\frac{f_{ck}}{250}\right)\right) * \frac{f_{ck}}{\gamma} = 0,27 * \left(1 - \left(\frac{40}{250}\right)\right) * \frac{40}{1,4} = 6480 \text{ kN/m}^2$$

$$\tau_{sd} \leq \tau_{sd2} \rightarrow \text{OK}$$

Esforço solicitante máximo de punção;

$$F_{sd, \text{máx}} = \frac{\tau_{sd2}}{\mu_c * d} = \frac{6480}{1,00 * 0,14} = 912 \text{ kN}$$

7.5 DIMENSIONAMENTO DA ARMAÇÃO DA PLACA DE CONCRETO

$$d = 0,18 - 0,04 = 0,14 \text{ m}$$

$$M = 8,20 \text{ kN.m}$$

$$Md = 1,4 * 8,20 = 11,48 \text{ kN.m}$$

$$KMD = \frac{Md}{b d^2 f_{cd}} = \frac{11,48}{0,14^2 * 40000 / 1,4} = 0,0205$$

$$K_x = 1,25 * (1 - (1 - 2,353 * KMD)^{1/2}) =$$

$$1,25 * (1 - (1 - 2,353 * 0,0205)^{1/2}) = 0,0305$$

$$K_z = 1 - 0,4 * K_x = 1 - 0,4 * 0,0305 = 0,987$$

$$A_s = \frac{Md}{K_z * d * f_s} = \frac{11,48}{0,987 * 0,14 * 43,5 / 1,15} = 2,2 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Solução: 8mm C/20 cm nas duas faces ou tela Q246 nas duas faces, com cada placa medindo 5x5m, com uma altura de 18 cm.

8 DETALHAMENTO DAS VIGAS E PILARES

A seguir serão representados todos os elementos da estrutura, com o seu respectivo detalhamento e tabela de ferro.

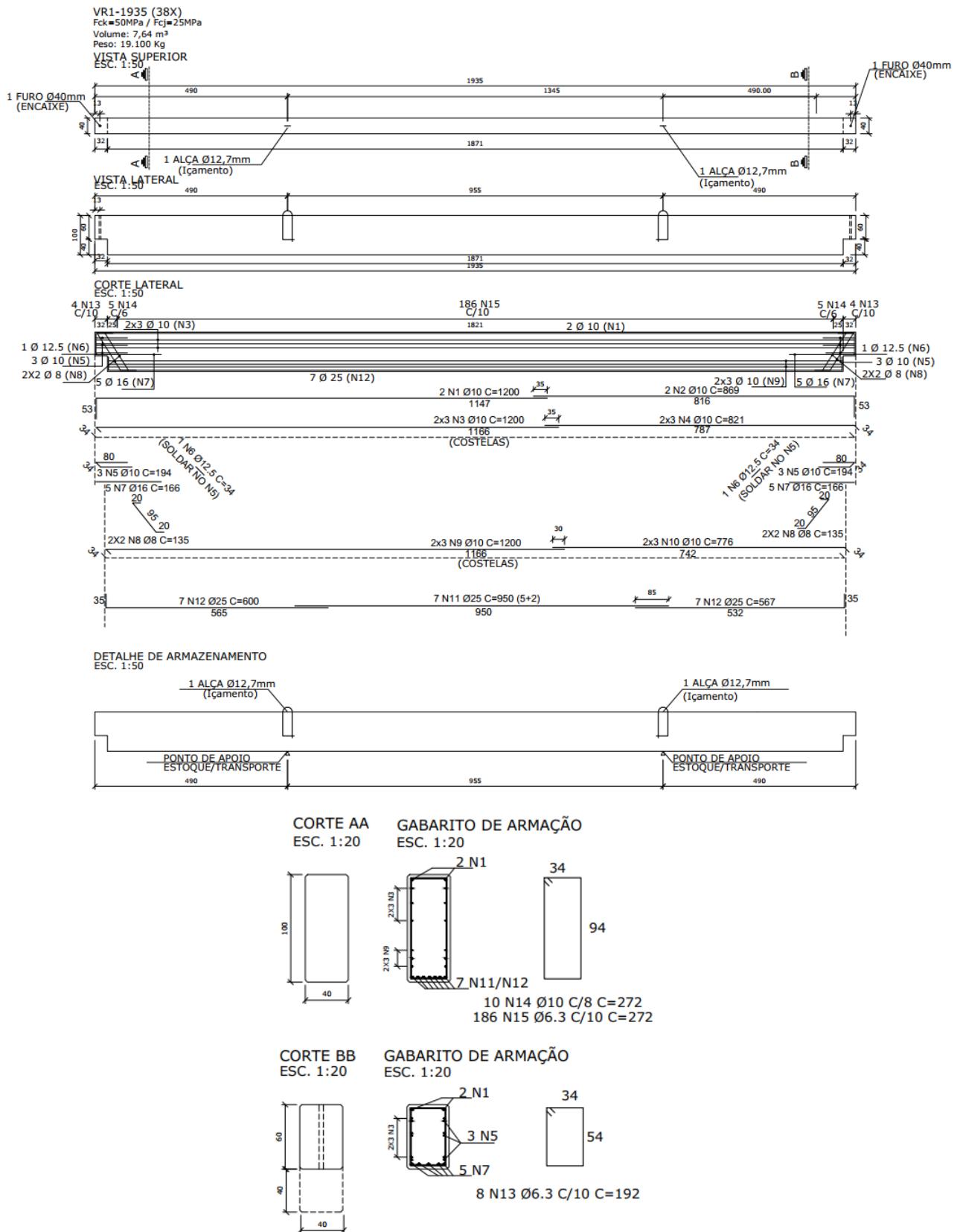
8.1 DETALHAMENTO E TABELA DE FERRO - MODELO 1

Detalhamento das peças do modelo 1.

8.1.1 Viga de cobertura - VR1

O detalhe da Figura 67 representa as características necessárias para a fabricação desta viga. A tabela de ferro está descrita na Tabela 39.

Figura 67 - Detalhamento viga VR1 - Modelo 1



Fonte: os autores (2022)

Tabela 39 - Tabela de ferro - VR1 - Modelo 1

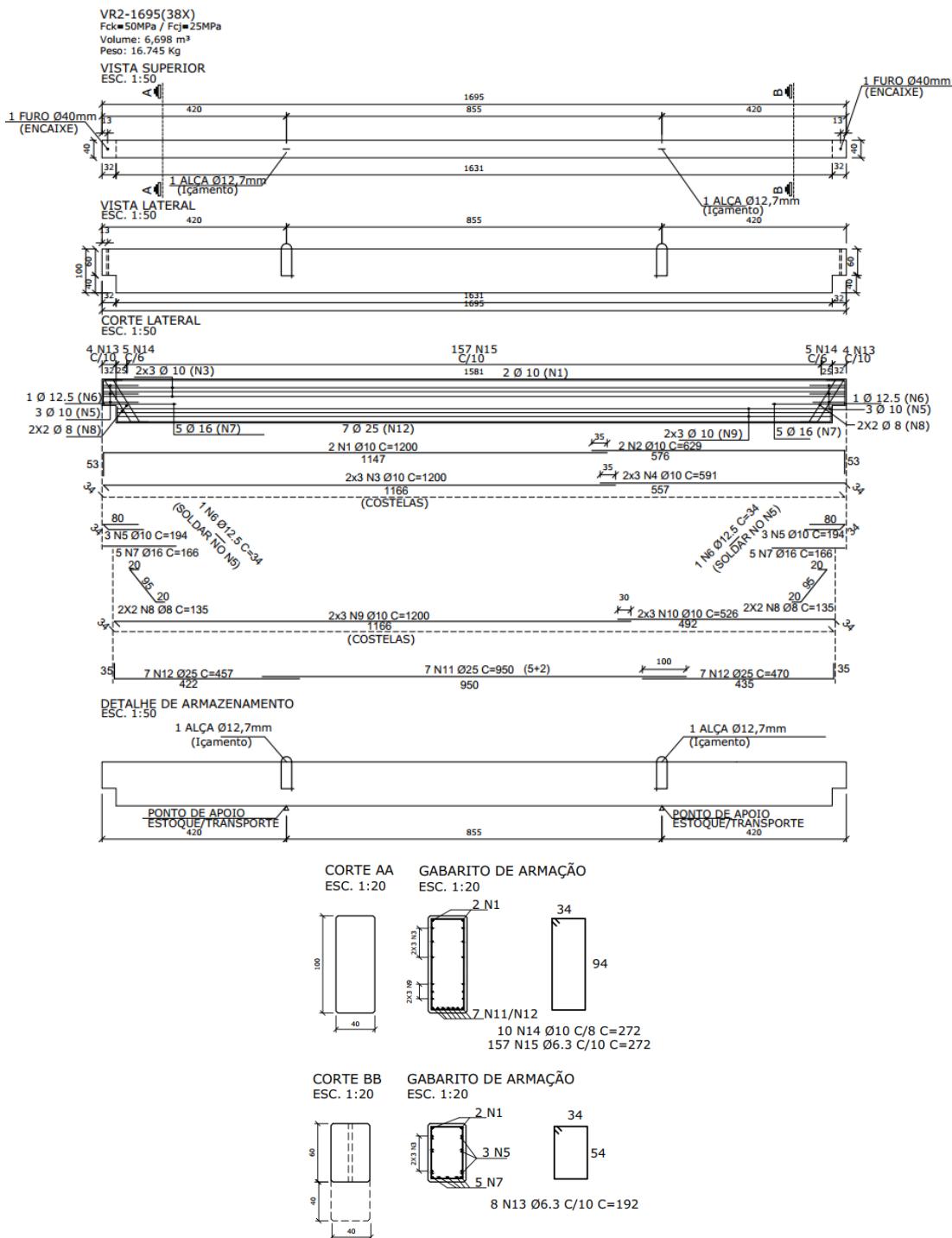
VR 1 - 19,35 m					
Posição	Bitola (mm)	Quantidade	Comprimento	Unit. (cm)	Total (cm)
N1	10	4	1200,0	4800,0	
N2	10	4	870,0	3480,0	
N3	10	6	1200,0	7200,0	
N4	10	6	820,0	4920,0	
N5	10	6	194,0	1164,0	
N6	12,5	2	34,0	68,0	
N7	16	10	166,0	1660,0	
N8	8	8	135,0	1080,0	
N9	10	6	1200,0	7200,0	
N10	10	6	776,0	4656,0	
N11	25	7	950,0	6650,0	
N12	25	14	570,0	7980,0	
N13	6,3	8	192,0	1536,0	
N14	10	10	272,0	2720,0	
N15	6,3	186	272,0	50592,0	
Resumo do aço					
Aço	Bitola (mm)	Comprimento (m)	Peso (kg)		
50A	6,3	521,28	128		
50A	8	10,8	4		
50A	10	361,4	223		
50A	12,5	0,68	1		
50A	16	16,6	26		
50A	25	146,3	564		
Peso total		50 A =	946		
Taxa de Aço		123,8	kg/m ³		
Quantidades VR1		38			
Peso Total Aço		35929,3	kg		
Galpão - VR1					

Fonte: os autores (2022)

8.1.2 Viga de cobertura - VR2

As dimensões necessárias para a fabricação desta peça estão representadas na Figura 68, em seguida, encontra-se a tabela de aço na Tabela 40.

Figura 68 - Detalhamento viga VR2 - Modelo 2



Fonte: os autores (2022)

Tabela 40 - Tabela de ferro - VR2 - Modelo 1

VR 2 - 16,95 m				
Posição	Bitola (mm)	Quantidade	Comprimento	
			Unit. (cm)	Total (cm)
N1	10	4	1200,0	4800,0
N2	10	4	629,0	2516,0
N3	10	6	1200,0	7200,0
N4	10	6	591,0	3546,0
N5	10	6	194,0	1164,0
N6	12,5	2	34,0	68,0
N7	16	10	166,0	1660,0
N8	8	8	135,0	1080,0
N9	10	6	1200,0	7200,0
N10	10	6	526,0	3156,0
N11	25	7	950,0	6650,0
N12	25	14	470,0	6580,0
N13	6,3	8	192,0	1536,0
N14	10	10	272,0	2720,0
N15	6,3	157	272,0	42704,0

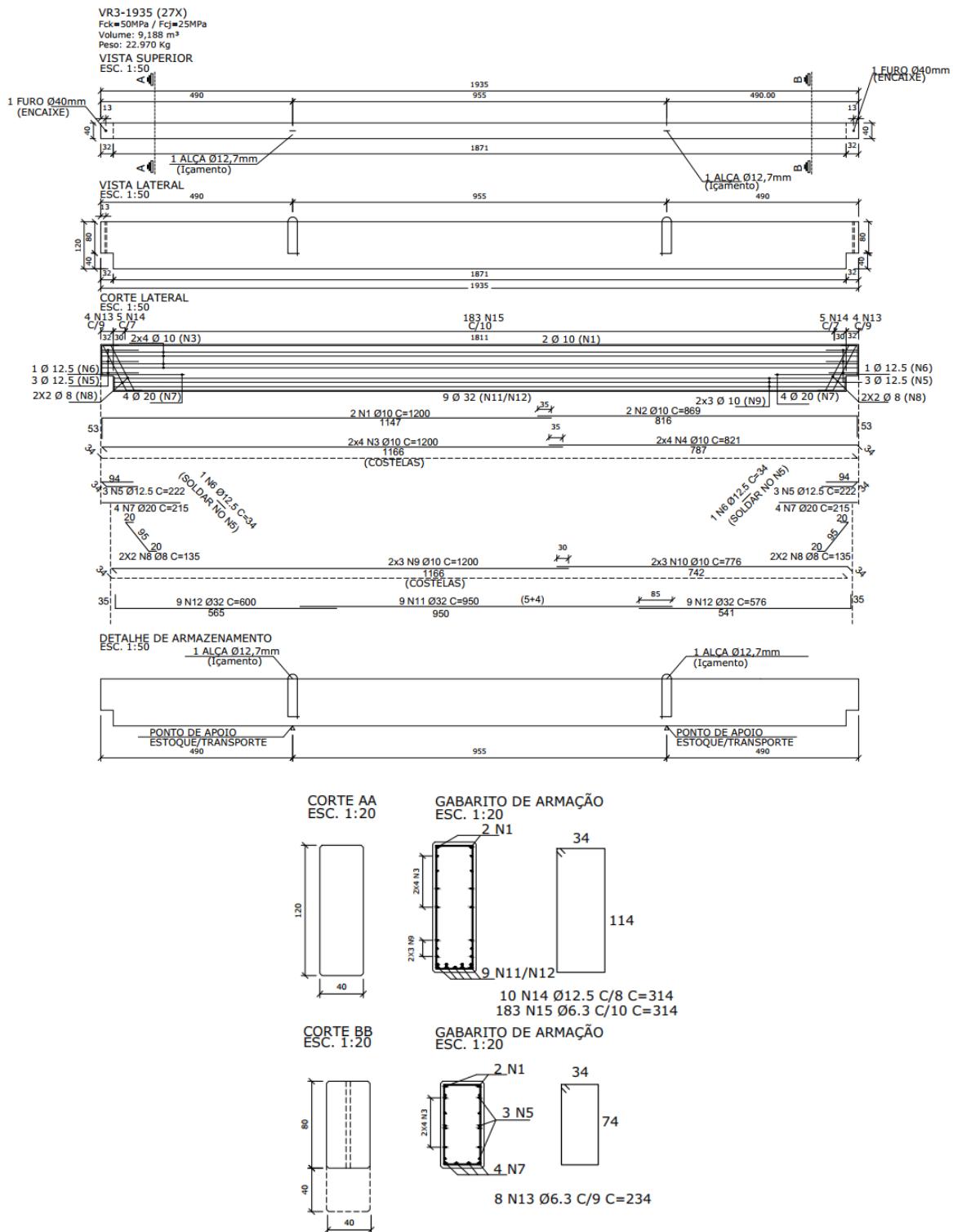
Resumo do aço			
Aço	Bitola (mm)	Comprimento (m)	Peso (kg)
50A	6,3	442,4	108
50A	8	10,8	4
50A	10	323,0	199
50A	12,5	0,68	1
50A	16	16,6	26
50A	25	132,3	510
Peso total		50 A =	849
Taxa de Aço		126,7	kg/m ³
Quantidades VR2		38	
Peso Total Aço Galpão - VR2		32245	kg

Fonte: os autores (2022)

8.1.3 Viga de apoio - VR3

A Figura 69 mostra o detalhamento da viga, e o seu quadro de aço está descrito na Tabela 41.

Figura 69 - Detalhamento viga VR3 - Modelo 1



Fonte: os autores (2022)

Tabela 41 - Tabela de ferro – VR3 - Modelo 1

VR 3 - 19,35 m				
Posição	Bitola (mm)	Quantidade	Comprimento Unit. (cm)	Comprimento Total (cm)
N1	10	4	1200,0	4800,0
N2	10	4	869,0	3476,0
N3	10	8	1200,0	9600,0
N4	10	8	821,0	6568,0
N5	12,5	6	222,0	1332,0
N6	12,5	2	34,0	68,0
N7	20	8	215,0	1720,0
N8	8	8	150,0	1200,0
N9	10	6	1200,0	7200,0
N10	10	6	776,0	4656,0
N11	32	9	950,0	8550,0
N12	32	18	576,0	10368,0
N13	6,3	8	234,0	1872,0
N14	12,5	10	314,0	3140,0
N15	6,3	183	314,0	57462,0

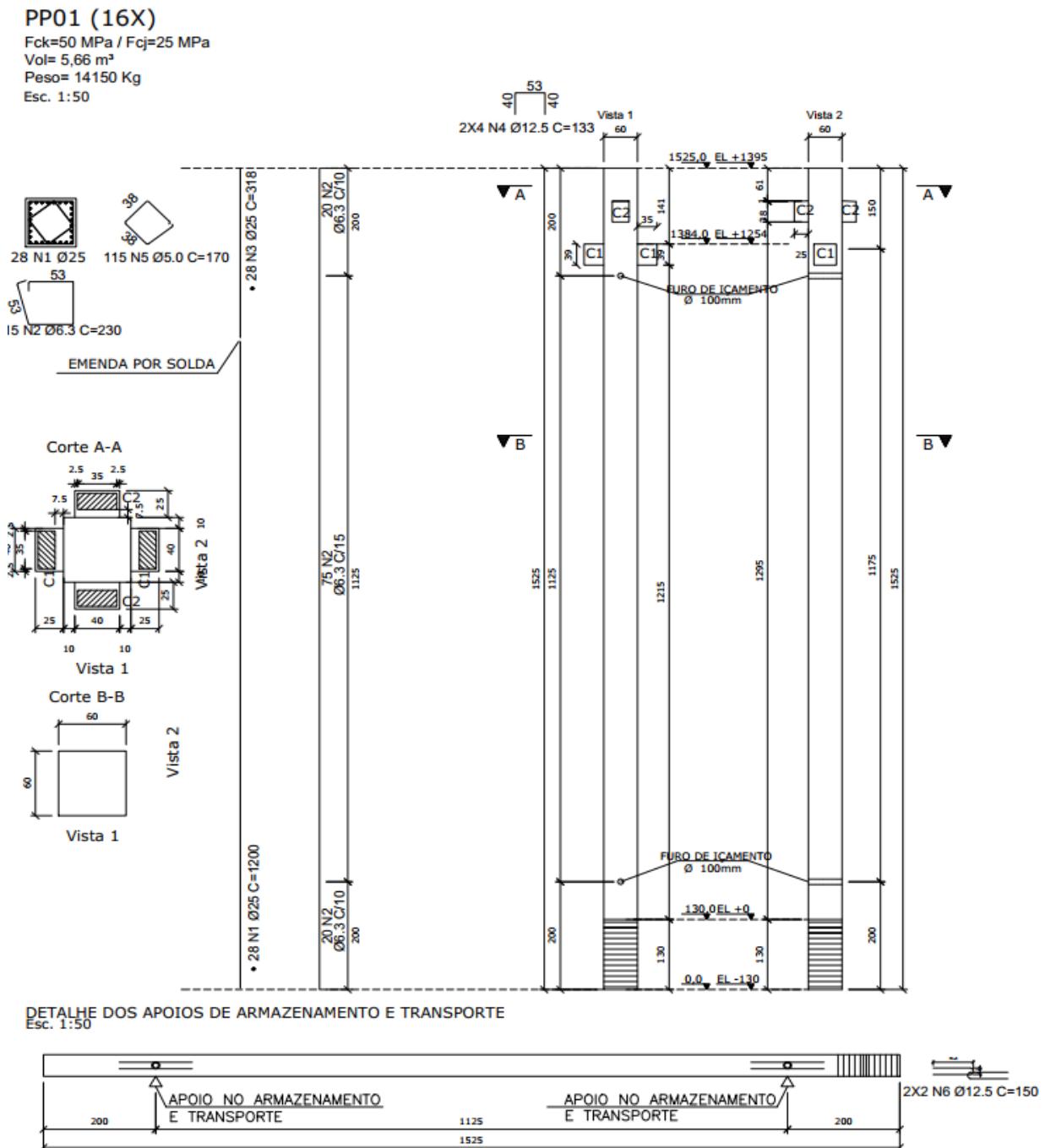
Resumo do aço			
Aço	Bitola (mm)	Comprimento (m)	Peso (kg)
50A	6,3	593,34	145
50A	8	12	5
50A	10	363,0	224
50A	12,5	45,4	44
50A	20	17,2	42
50A	32	189,2	1194
Peso total		50 A =	1655
Taxa de Aço	180,1	kg/m ³	
Quantidades VR3	27		
Peso Total Aço Galpão - VR3	44672	kg	

Fonte: os autores (2022)

8.1.4 Pilar - PP01 - 15,25m (60x60cm)

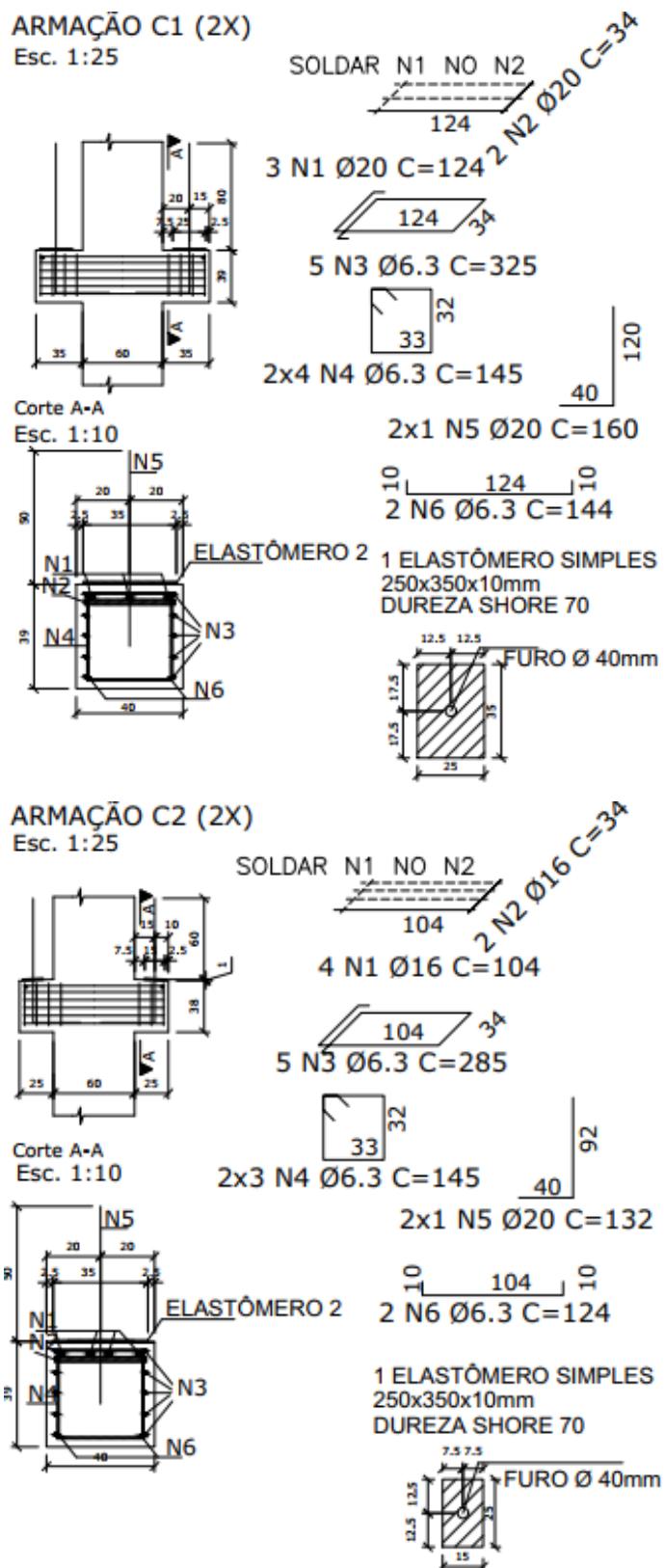
As características para a fabricação estão representadas na Figura 70 e na Figura 71, detalhamento do pilar e dos consolos. A tabela de ferro está descrita na **Erro! Fonte de referência não encontrada..**

Figura 70 - Detalhamento pilar PP01 - Modelo 1



Fonte: os autores (2022)

Figura 71 - Detalhamento consolo PP01 - Modelo 1



Fonte: os autores (2022)

Tabela 42 - Tabela de ferro - PP01 - Modelo 1

PP01 - 15,25 m				
Posição	Bitola (mm)	Quantidade	Comprimento	
			Unitário (cm)	Total (cm)
N1	25	28	1200	33600
N2	6,3	115	230	26450
N3	25	28	318	8904
N4	12,5	8	133	1064
N5	6,3	115	170	19550
N6	12,5	4	150	600
Resumo				
Aço	Bitola (mm)	Comprimento (m)	Peso (kg)	
50A	6,3	460,0	113	
50A	12,5	16,6	16	
50A	25,0	425,0	1638	
Peso Total		50A	1766	
Consolo C1 (2X)				
Posição	Bitola (mm)	Quantidade	Comprimento	
			Unitário (cm)	Total (cm)
N1	20	3	124	372
N2	20	2	34	68
N3	6,3	5	325	1625
N4	6,3	8	145	1160
N5	20	2	160	320
N6	6,3	2	144	288
Resumo - Consolo C1				
Aço	Bitola (mm)	Comprimento (m)	Peso (kg)	
50A	6,3	30,7	8	
50A	20,0	7,6	19	
Peso Total		50A	26	
Consolo C2 (2X)				
Posição	Bitola (mm)	Quantidade	Comprimento	
			Unitário (cm)	Total (cm)
N1	16	4	104	416
N2	16	2	34	68
N3	6,3	6	285	1710
N4	6,3	6	145	870
N5	20	2	132	264
N6	6,3	2	124	248
Resumo - Consolo C2				
Aço	Bitola (mm)	Comprimento (m)	Peso (kg)	
50A	6,3	28,3	7	

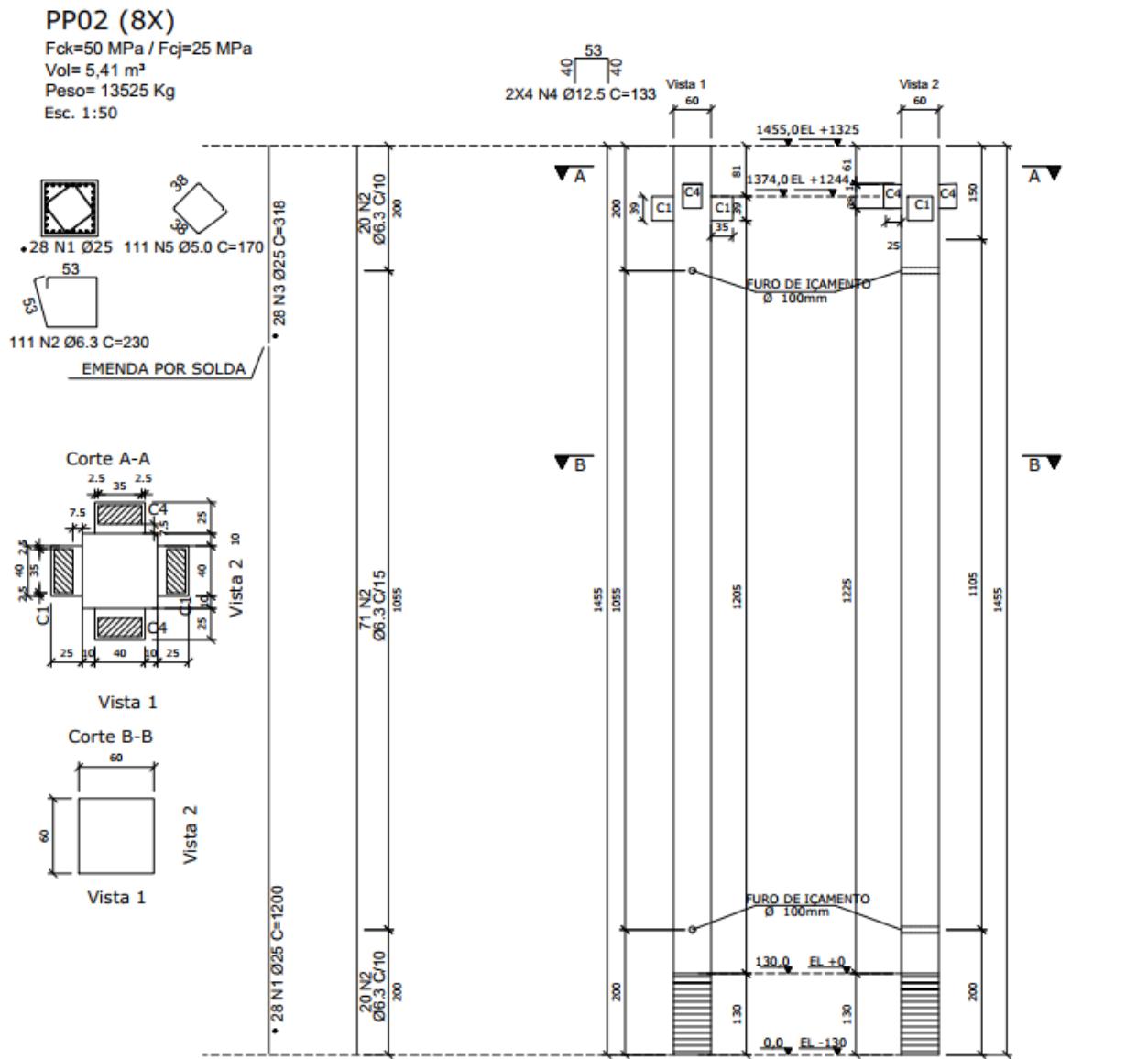
50A	16,0	4,8	8
50A	20,0	2,6	7
Peso Total	50A		21
Resumo - PP01 com consolos			
Aço	Bitola (mm)	Comprimento (m)	Peso (kg)
50A	6,3	519	127
50A	12,5	17	16
50A	16,0	5	8
50A	20,0	10	25
50A	25,0	425	1638
Peso Total	50A		1814
Taxa de Aço	320	kg/m ³	
Quantidade PP01	16		
Peso Total de Aço Galpão - PP01	29020	kg	

Fonte: os autores (2022)

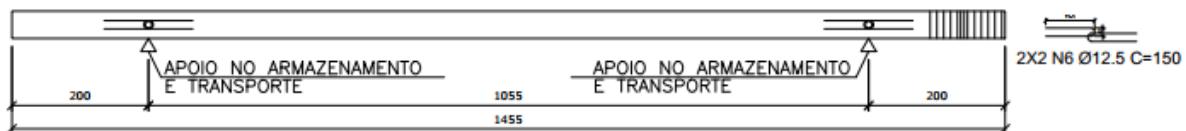
8.1.5 Pilar - PP02 - 14,55 m (60x60cm)

As dimensões para a fabricação deste pilar estão descritas na Figura 72, detalhamento do pilar e na Figura 73, detalhamento dos consolos. A Tabela 43 apresenta o quadro de ferro.

Figura 72 - Detalhamento pilar PP02 - Modelo 2

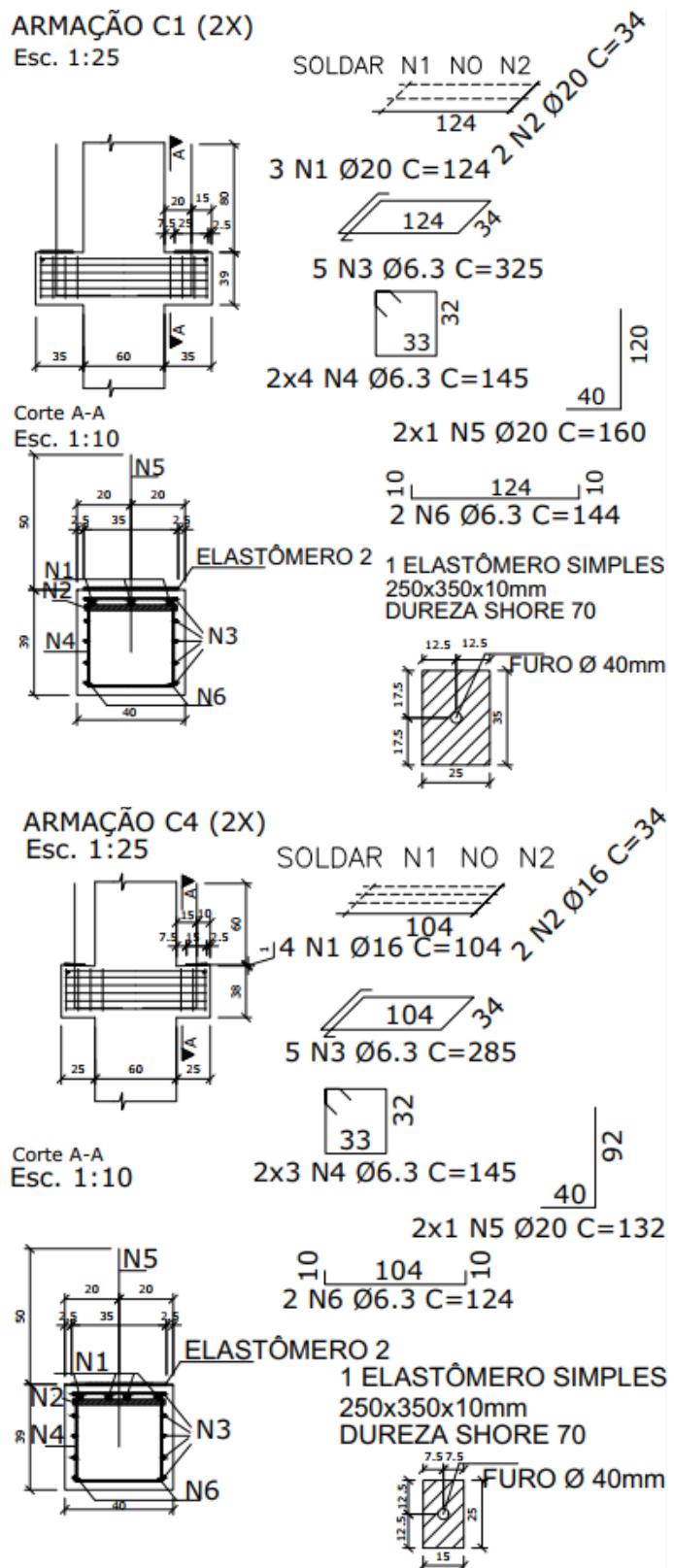


DETALHE DOS APOIOS DE ARMAZENAMENTO E TRANSPORTE
Esc. 1:50



Fonte: os autores (2022)

Figura 73 - Detalhamento consolo PP02 - Modelo 2



Fonte: os autores (2022)

Tabela 43 - Tabela de ferro - PP02 - Modelo 1

PP02 - 14,55 m				
Posição	Bitola (mm)	Quantidade	Comprimento	
			Unitário (cm)	Total (cm)
N1	25	28	1200	33600
N2	6,3	111	230	25530
N3	25	28	248	6944
N4	12,5	8	133	1064
N5	6,3	111	170	18870
N6	12,5	4	150	600
Resumo				
Aço	Bitola (mm)	Comprimento (m)	Peso (kg)	
50A	6,3	444,0	109	
50A	12,5	16,6	16	
50A	25,0	405,4	1562	
Peso Total		50A	1687	
Consolo C1 (2X)				
Posição	Bitola (mm)	Quantidade	Comprimento	
			Unitário (cm)	Total (cm)
N1	20	3	124	372
N2	20	2	34	68
N3	6,3	5	325	1625
N4	6,3	8	145	1160
N5	20	2	160	320
N6	6,3	2	144	288
Resumo - Consolo C1				
Aço	Bitola (mm)	Comprimento (m)	Peso (kg)	
50A	6,3	30,7	8	
50A	20,0	7,6	19	
Peso Total		50A	26	
Consolo C4 (2X)				
Posição	Bitola (mm)	Quantidade	Comprimento	
			Unitário (cm)	Total (cm)
N1	16	4	104	416
N2	16	2	34	68
N3	6,3	6	285	1710
N4	6,3	6	145	870
N5	20	2	132	264
N6	6,3	2	124	248
Resumo - Consolo C4				
Aço	Bitola (mm)	Comprimento (m)	Peso (kg)	
50A	6,3	28,3	7	

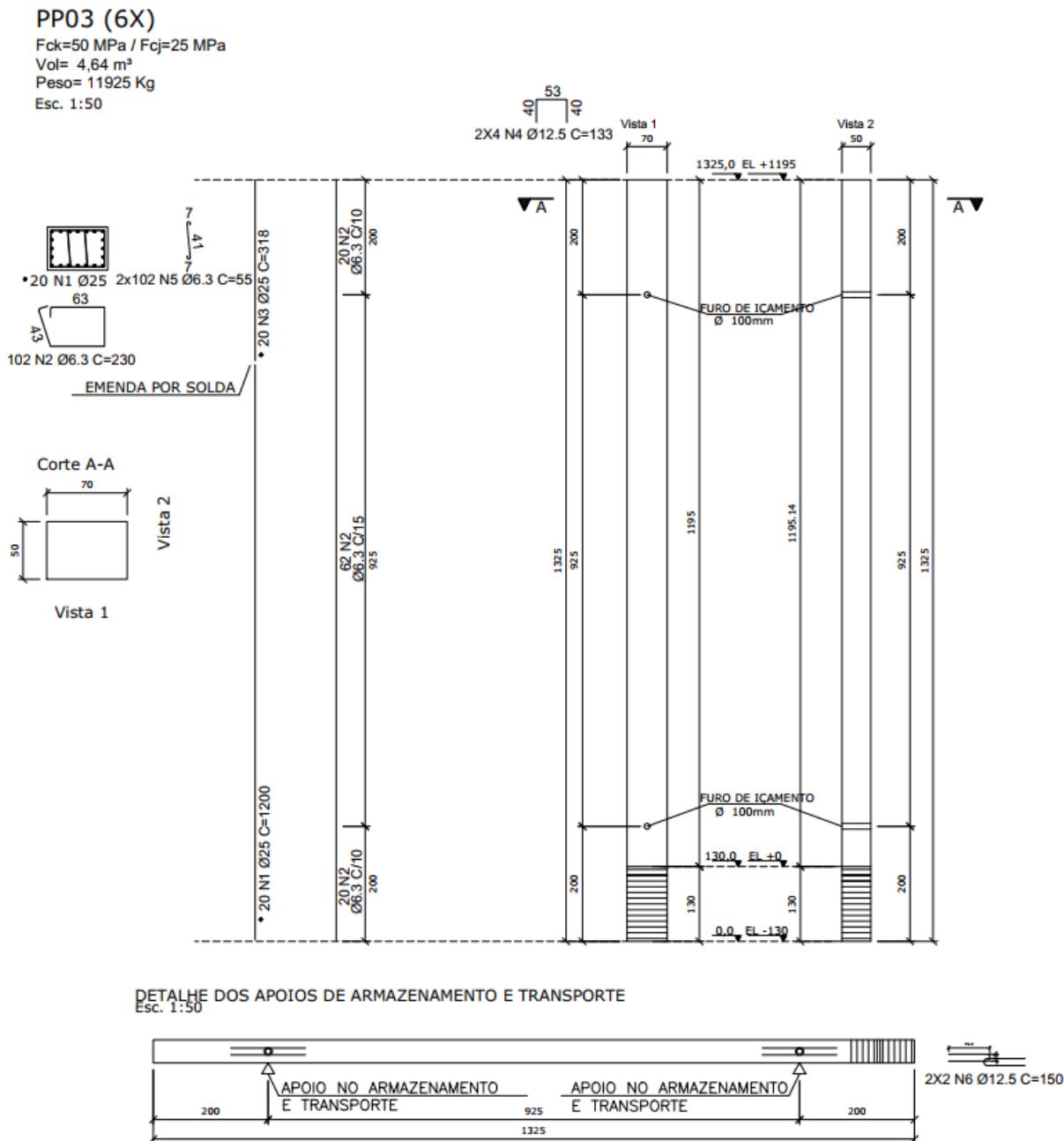
50A	16,0	4,8	8
50A	20,0	2,6	7
Peso Total	50A		21
Resumo - PP02 com consolos			
Aço	Bitola (mm)	Comprimento (m)	Peso (kg)
50A	6,3	503	123
50A	12,5	17	16
50A	16,0	5	8
50A	20,0	10	25
50A	25,0	405	1562
Peso Total	50A		1734
Taxa de Aço	321	kg/m ³	
Quantidade PP01	8		
Peso Total de Aço	13874	kg	
Galpão - PP01			

Fonte: os autores (2022)

8.1.6 Pilar - PP03 - 13,25 m (50x70cm)

O detalhamento deste pilar está representado na Figura 74, já a tabela de ferro está descrita na Tabela 44.

Figura 74 - Detalhamento pilar PP03 - Modelo 1



Fonte: os autores (2022)

Tabela 44 - Tabela de ferro - PP03 - Modelo 1

PP03 - 13,25 m				
Posição	Bitola (mm)	Quantidade	Comprimento	
			Unitário (cm)	Total (cm)
N1	20	28	1200	33600
N2	6,3	102	230	23460
N3	20	28	118	3304
N4	12,5	8	143	1144
N5	6,3	204	55	11220
N6	12,5	4	150	600

Resumo			
Aço	Bitola (mm)	Comprimento (m)	Peso (kg)
50A	6,3	346,8	85
50A	12,5	17,4	17
50A	25,0	369,0	1422
Peso Total		50A	1524
Taxa de Aço	328	kg/m ³	
Quantidade PP01	6		
Peso Total de Aço	9142	kg	
Galpão - PP01			

Fonte: os autores (2022)

8.1.7 Pilar - PP04 - 14,55 m (50x70cm)

Figura 75 Figura 75 mostra as características necessárias para a fabricação desta peça, junto com a Figura 76, que mostra o consolo. O quadro de ferro está representado na Tabela 45.

Figura 75 - Detalhamento pilar PP04 - Modelo 1

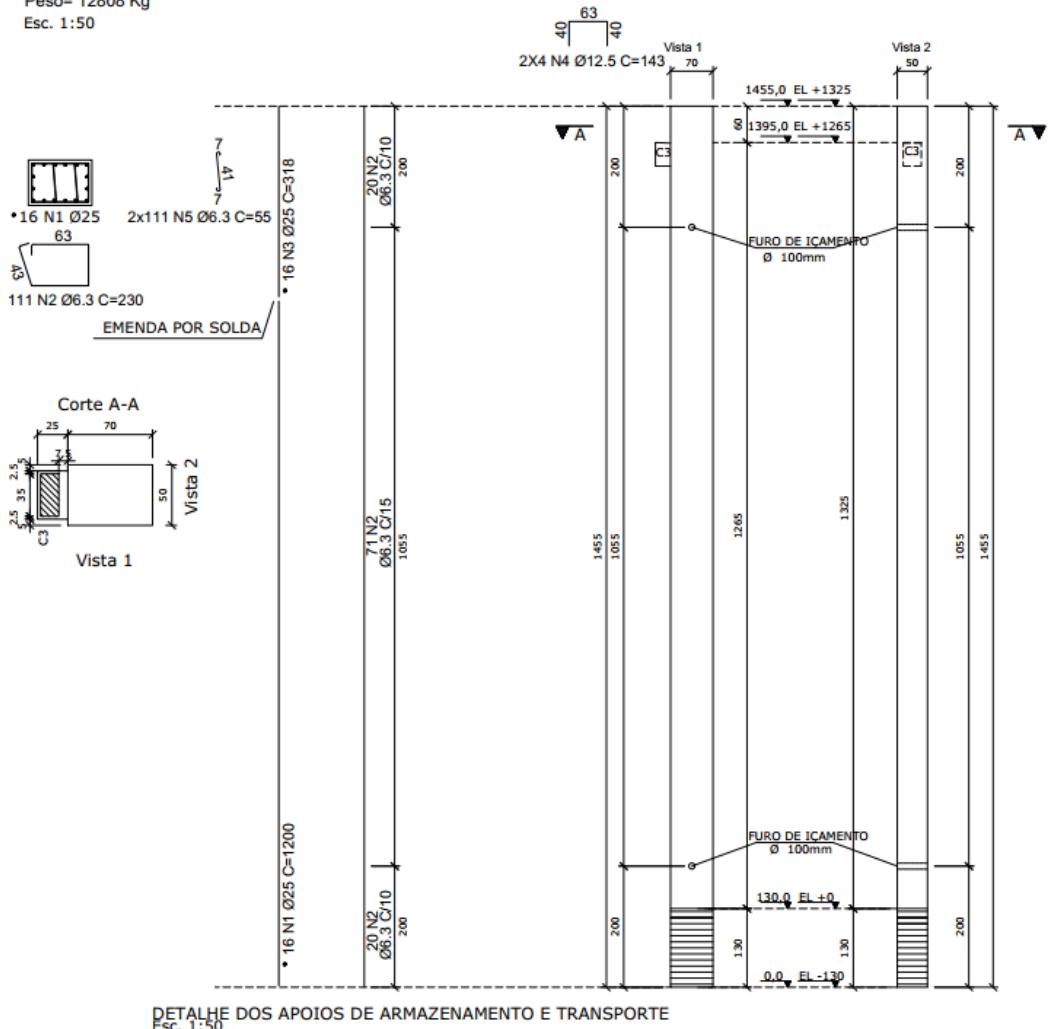
PP04 (38X)

Fck=50 MPa / Fcj=25 MPa

Vol= 5,12 m³

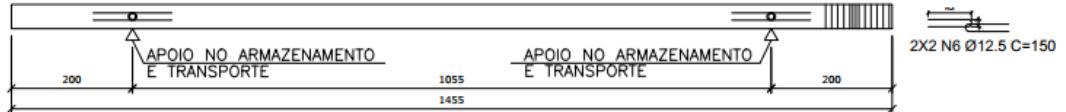
Peso= 12808 Kg

Esc. 1:50



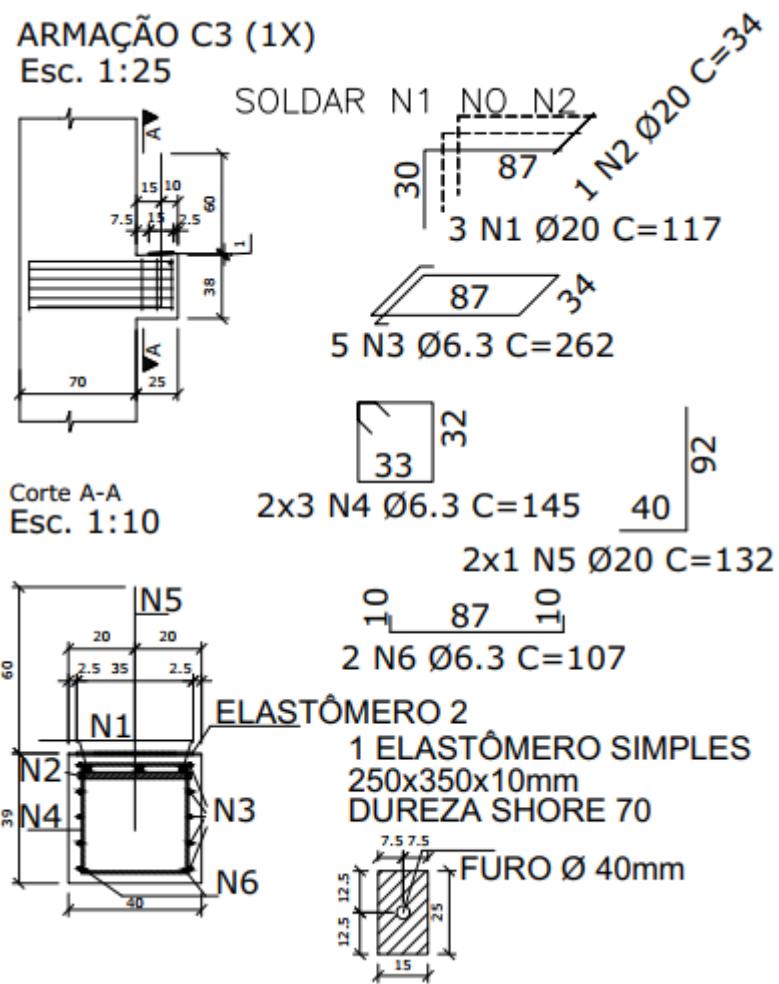
DETALHE DOS APOIOS DE ARMAZENAMENTO E TRANSPORTE
Esc. 1:50

Esc. 1:50



Fonte: os autores (2022)

Figura 76 - Detalhamento consolo PP04 - Modelo 1



Fonte: os autores (2022)

Tabela 45 - Tabela de ferro - PP04 - Modelo 1

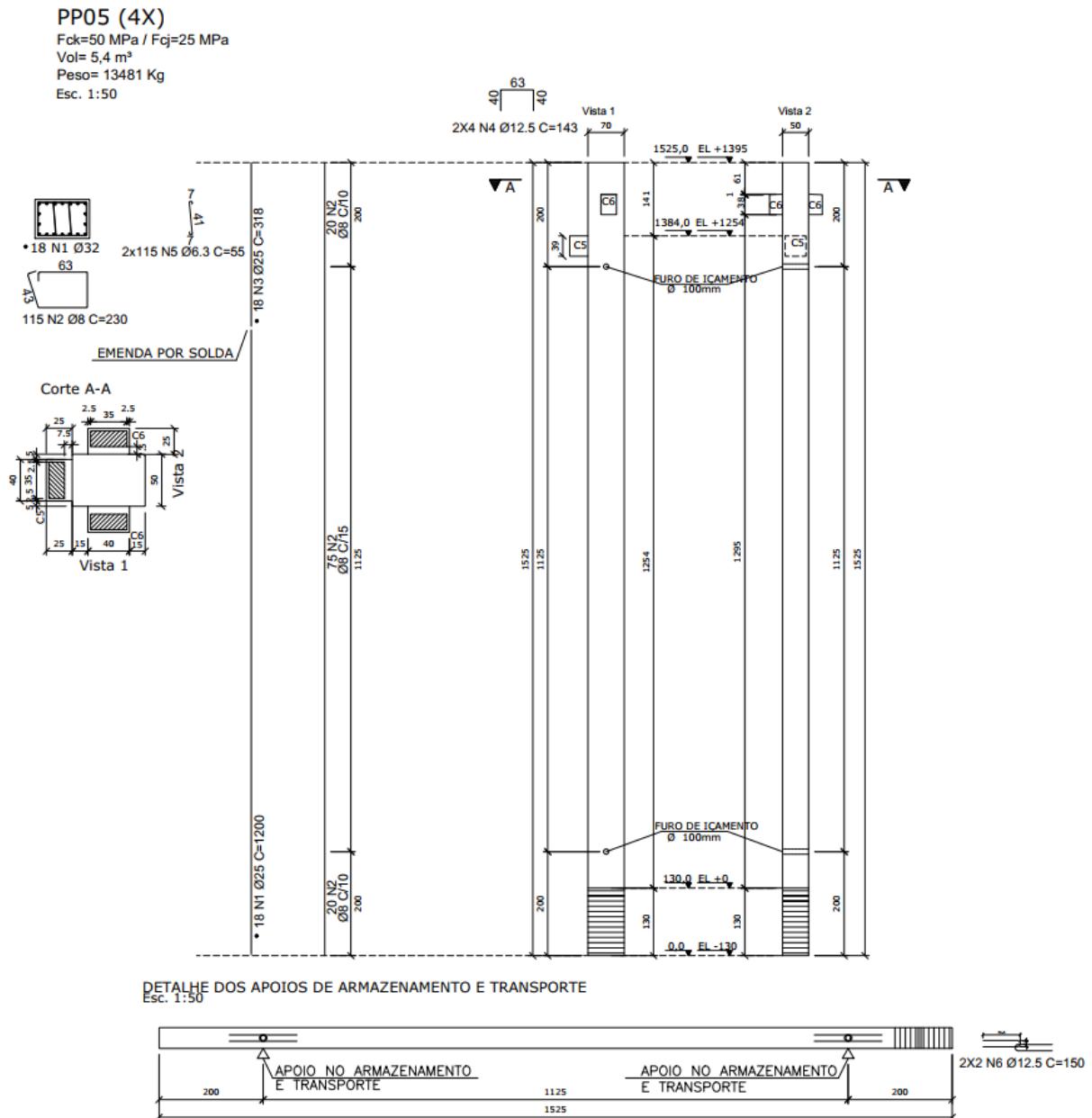
PP04 - 14,55 m				
Posição	Bitola (mm)	Quantidade	Comprimento Unitário (cm)	Comprimento Total (cm)
N1	25	16	1200	19200
N2	6,3	111	230	25530
N3	25	28	248	6944
N4	12,5	8	143	1144
N5	6,3	222	55	12210
N6	12,5	4	150	600
Resumo				
Aço	Bitola (mm)	Comprimento (m)	Peso (kg)	
50A	6,3	377,4	92	
50A	12,5	17,4	17	
50A	25,0	261,4	1007	
Peso Total		50A	1117	
Consolo C3 (1X)				
Posição	Bitola (mm)	Quantidade	Comprimento Unitário (cm)	Comprimento Total (cm)
N1	20	3	117	351
N2	20	2	34	68
N3	6,3	5	262	1310
N4	6,3	6	145	870
N5	20	2	132	264
N6	6,3	2	107	214
Resumo - Consolo C3				
Aço	Bitola (mm)	Comprimento (m)	Peso (kg)	
50A	6,3	23,9	6	
50A	20,0	6,8	17	
Peso Total		50A	23	
Resumo - PP04 com consolos				
Aço	Bitola (mm)	Comprimento (m)	Peso (kg)	
50A	6,3	401	98	
50A	12,5	17	17	
50A	20,0	7	17	
50A	25,0	261	1007	
Peso Total		50A	1139	
Taxa de Aço	223	kg/m ³		
Quantidade PP01	38			
Peso Total de Aço Galpão - PP01	43293	kg		

Fonte: os autores (2022)

8.1.8 Pilar - PP05 - 15,25 m (50x70cm)

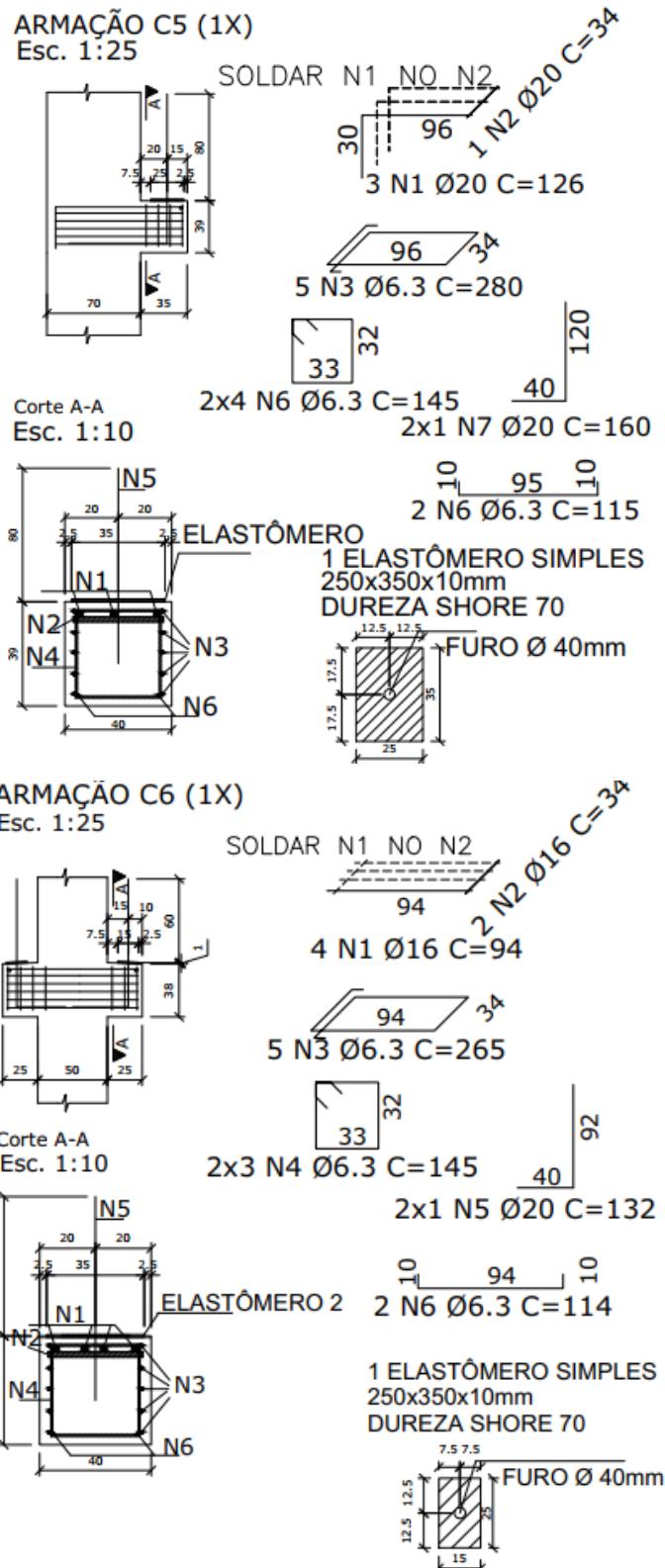
O detalhamento do pilar para a fabricação está apresentado na Figura 77, já o consolo encontra-se na Figura 78. A Tabela 46 representa o quadro de aço do pilar.

Figura 77 - Detalhamento pilar PP05 - Modelo 1



Fonte: os autores (2022)

Figura 78 - Detalhamento consolo PP05 - Modelo 1



Fonte: os autores (2022)

Tabela 46 - Tabela de ferro - PP05 - Modelo 1

PP05 - 15,25 m				
Posição	Bitola (mm)	Quantidade	Comprimento	
			Unitário (cm)	Total (cm)
N1	32	18	1200	21600
N2	8	115	230	26450
N3	32	18	318	5724
N4	12,5	8	133	1064
N5	6,3	230	55	12650
N6	12,5	4	150	600

Resumo				
Aço	Bitola (mm)	Comprimento (m)	Peso (kg)	
50A	6,3	126,5	31	
50A	8,0	264,5	104	
50A	12,5	16,6	16	
50A	32,0	273,2	1725	
Peso Total		50A	1876	

Consolo C5 (1X)				
Posição	Bitola (mm)	Quantidade	Comprimento	
			Unitário (cm)	Total (cm)
N1	20	3	124	372
N2	20	1	34	34
N3	6,3	5	280	1400
N4	6,3	8	145	1160
N5	20	2	160	320
N6	6,3	2	115	230

Resumo - Consolo C5				
Aço	Bitola (mm)	Comprimento (m)	Peso (kg)	
50A	6,3	27,9	7	
50A	20,0	7,3	18	
Peso Total		50A	25	

Consolo C6 (2X)				
Posição	Bitola (mm)	Quantidade	Comprimento	
			Unitário (cm)	Total (cm)
N1	16	4	94	376
N2	16	2	34	68
N3	6,3	5	265	1325
N4	6,3	6	145	870
N5	20	2	132	264
N6	6,3	2	114	228

Resumo - Consolo C6				
Aço	Bitola (mm)	Comprimento (m)	Peso (kg)	

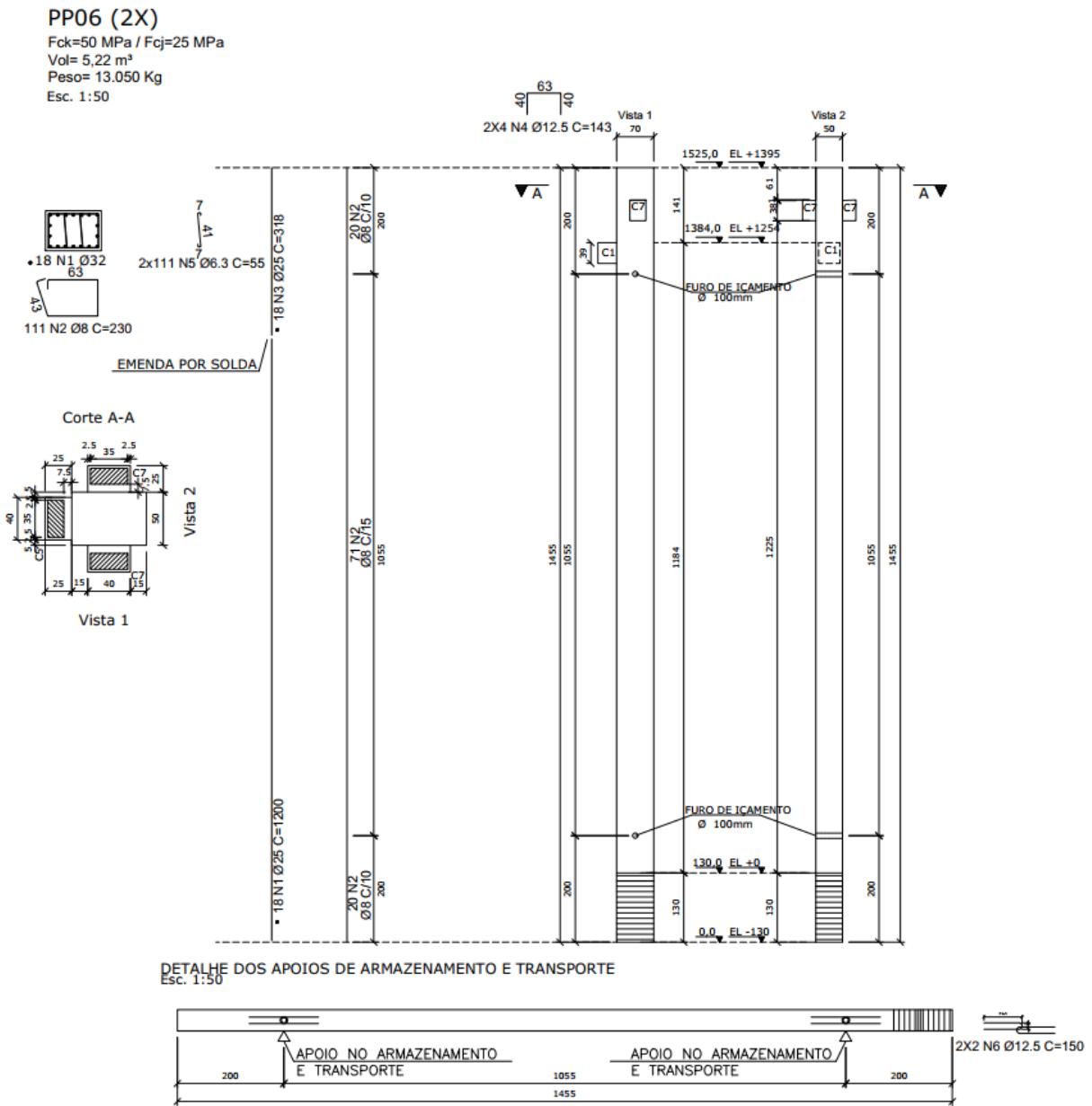
50A	6,3	24,2	6
50A	16,0	4,4	7
50A	20,0	2,6	7
Peso Total	50A		19
Resumo - PP05 com consolos			
Aço	Bitola (mm)	Comprimento (m)	Peso (kg)
50A	6,3	179	44
50A	8,0	265	104
50A	12,5	17	16
50A	16,0	4	7
50A	20,0	10	24
50A	32,0	273	1725
Peso Total	50A		1921
Taxa de Aço	356	kg/m ³	
Quantidade PP01	4		
Peso Total de Aço	7683	kg	
Galpão - PP01			

Fonte: os autores (2022)

8.1.9 Pilar - PP06 - 14,55 m (50x70cm)

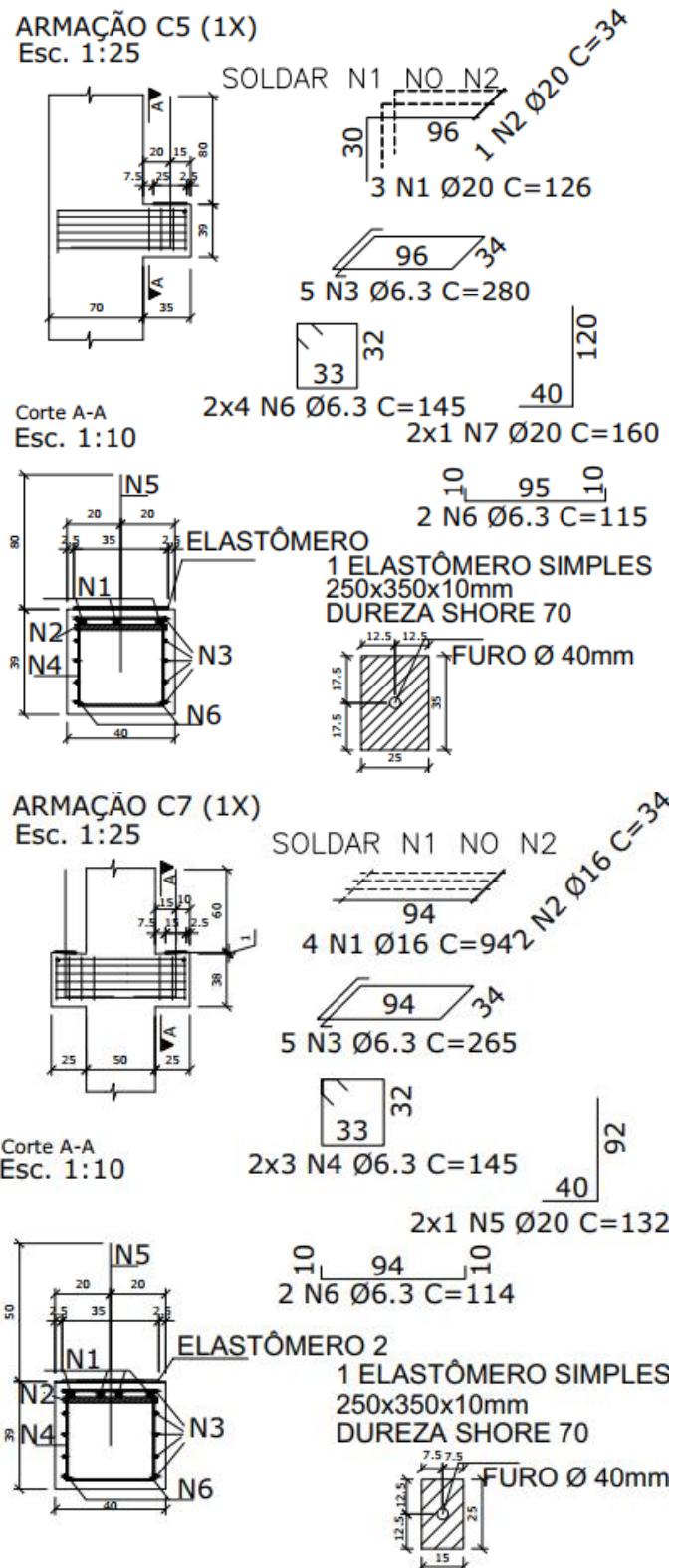
O detalhamento para fabricação do pilar e do consolo estão representados na Figura 79 e na Figura 80, respectivamente. A Tabela 47 indica o quadro de aço.

Figura 79 - Detalhamento pilar PP06 - Modelo 1



Fonte: os autores (2022)

Figura 80 - Detalhamento consolo PP06 - Modelo 1



Fonte: os autores (2022)

Tabela 47 - Tabela de ferro - PP06 - Modelo 1

PP06 - 14,55 m				
Posição	Bitola (mm)	Quantidade	Comprimento	
			Unitário (cm)	Total (cm)
N1	32	18	1200	21600
N2	8	111	230	25530
N3	32	28	248	6944
N4	12,5	8	133	1064
N5	6,3	230	55	12650
N6	12,5	4	150	600

Resumo				
Aço	Bitola (mm)	Comprimento (m)	Peso (kg)	
50A	6,3	126,5	31	
50A	8,0	255,3	101	
50A	12,5	16,6	16	
50A	32,0	285,4	1802	
Peso Total		50A	1950	

Consolo C5 (1X)				
Posição	Bitola (mm)	Quantidade	Comprimento	
			Unitário (cm)	Total (cm)
N1	20	3	124	372
N2	20	2	34	68
N3	6,3	5	280	1400
N4	6,3	3	145	435
N5	20	2	160	320
N6	6,3	2	115	230

Resumo - Consolo C5				
Aço	Bitola (mm)	Comprimento (m)	Peso (kg)	
50A	6,3	20,7	5	
50A	20,0	7,6	19	
Peso Total		50A	24	

Consolo C7 (2X)				
Posição	Bitola (mm)	Quantidade	Comprimento	
			Unitário (cm)	Total (cm)
N1	20	4	94	376
N2	20	2	34	68
N3	6,3	5	265	1325
N4	6,3	6	145	870
N5	20	2	132	264
N6	6,3	2	114	228

Resumo - Consolo C7				
Aço	Bitola (mm)	Comprimento (m)	Peso (kg)	

50A	6,3	24,2	6
50A	20,0	7,1	17
Peso Total	50A		23
Resumo - PP06 com consolos			
Aço	Bitola (mm)	Comprimento (m)	Peso (kg)
50A	6,3	171	42
50A	8,0	255	101
50A	12,5	17	16
50A	20,0	15	36
50A	32,0	285	1802
Peso Total	50A		1997
Taxa de Aço	383	kg/m ³	
Quantidade PP01	2		
Peso Total de Aço	3994	kg	
Galpão - PP01			

Fonte: os autores (2022)

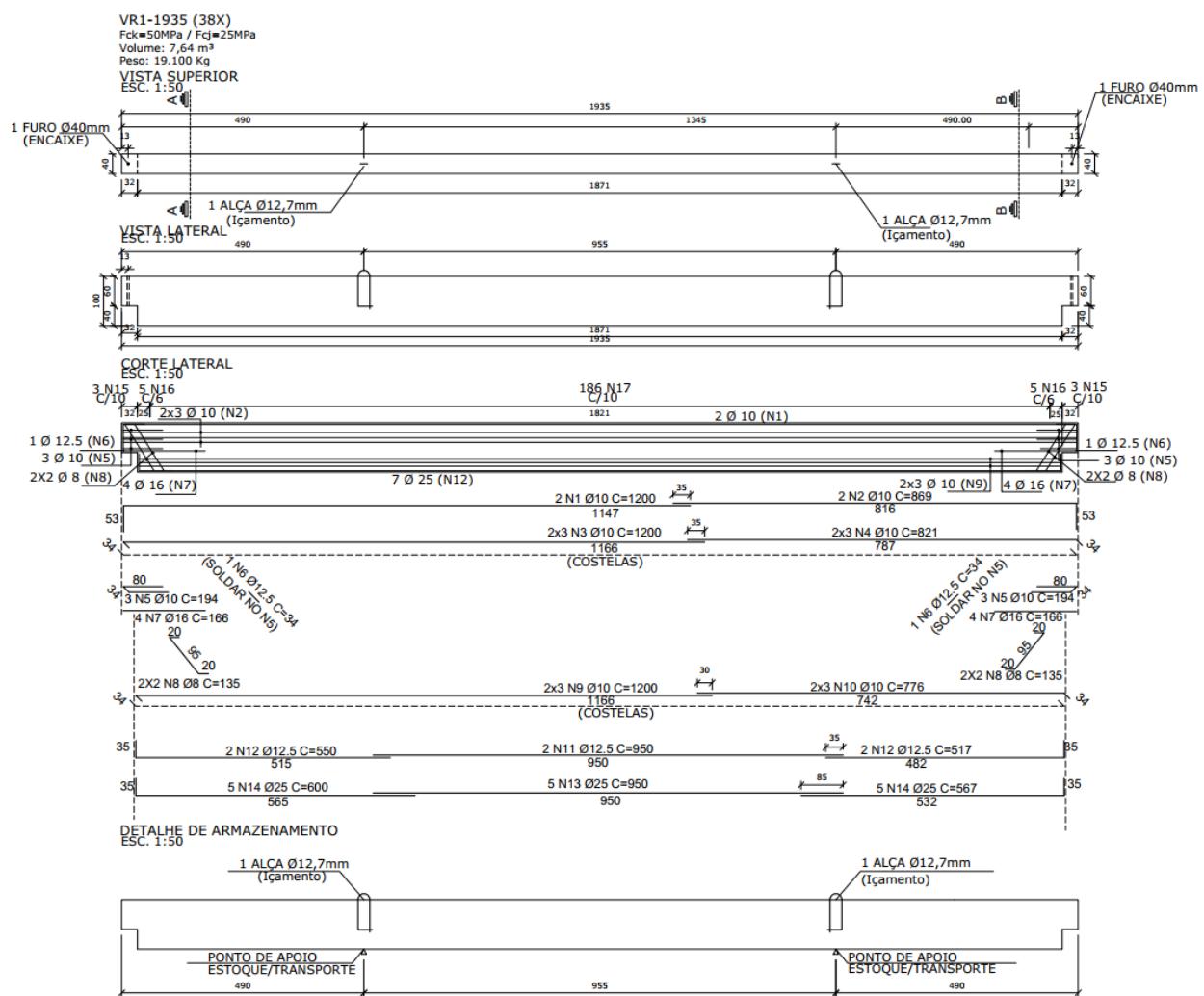
8.2 DETALHAMENTO E TABELA DE FERRO - MODELO 2

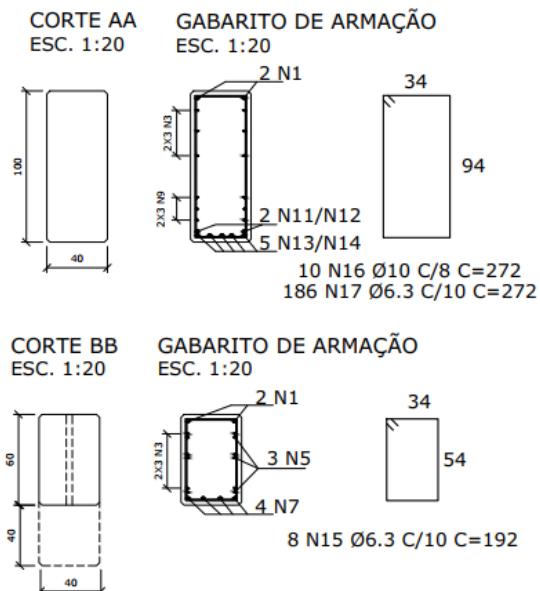
Detalhamento das peças do modelo 2.

8.2.1 Viga de cobertura - VR1

O detalhamento da viga para a fabricação da peça está representado na Figura 81. O seu quadro de aço encontra-se na Tabela 48.

Figura 81 - Detalhamento viga VR1 - Modelo 2





Fonte: os autores (2022)

Tabela 48 - Tabela de ferro - VR1 - Modelo 2

VR 1 - 19,35 m				
Posição	Bitola (mm)	Quantidade	Comprimento Unit. (cm)	Comprimento Total (cm)
N1	10	4	1200,0	4800,0
N2	10	4	870,0	3480,0
N3	10	6	1200,0	7200,0
N4	10	6	820,0	4920,0
N5	10	6	194,0	1164,0
N6	12,5	2	34,0	68,0
N7	16	8	166,0	1328,0
N8	8	8	135,0	1080,0
N9	10	6	1200,0	7200,0
N10	10	6	776,0	4656,0
N11	12,5	2	950,0	1900,0
N12	12,5	4	517,0	2068,0
N13	25	5	950,0	4750,0
N14	25	10	567,0	5670,0
N15	6,3	6	192,0	1152,0
N16	10	10	272,0	2720,0
N17	6,3	186	272,0	50592,0
Resumo do aço				
Aço	Bitola (mm)	Comprimento (m)	Peso (kg)	
50A	6,3	517,44	127	
50A	8	10,8	4	

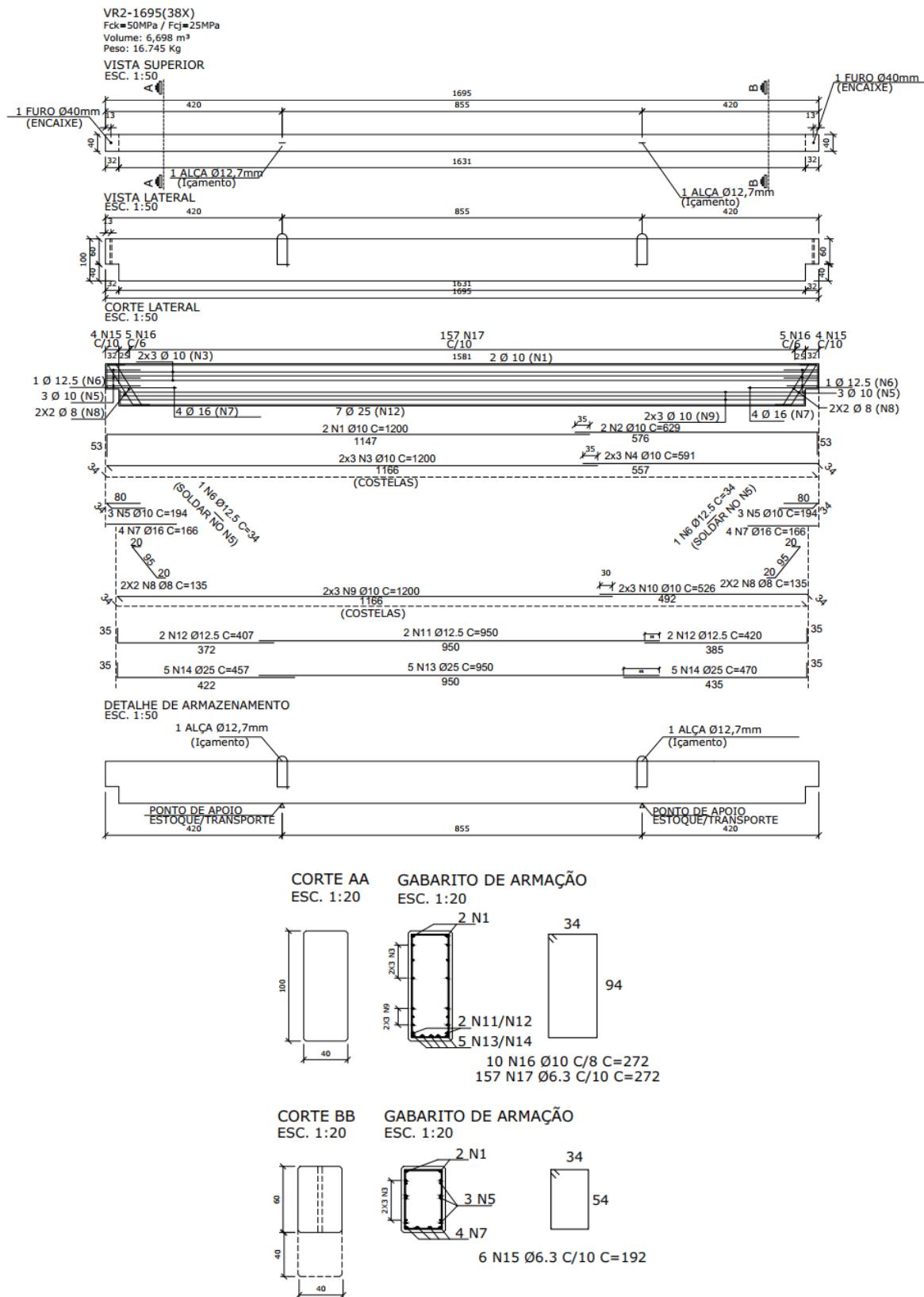
50A	10	361,4	223
50A	12,5	40,36	39
50A	16	13,3	21
50A	25	104,2	401
Peso total		50 A =	815
Taxa de Aço	106,7	kg/m ³	
Quantidades VR1	38		
Peso Total Aço	30982,5	kg	
Galpão - VR1			

FONTE: dos autores (2022)

8.2.2 Viga de cobertura - VR2

A Figura 82 representa o detalhamento para fabricação da viga. A Tabela 49 indica o quadro de aço.

Figura 82 - Detalhamento viga VR2 - Modelo 2



Fonte: os autores (2022)

Tabela 49 - Tabela de ferro - VR2 - Modelo 2

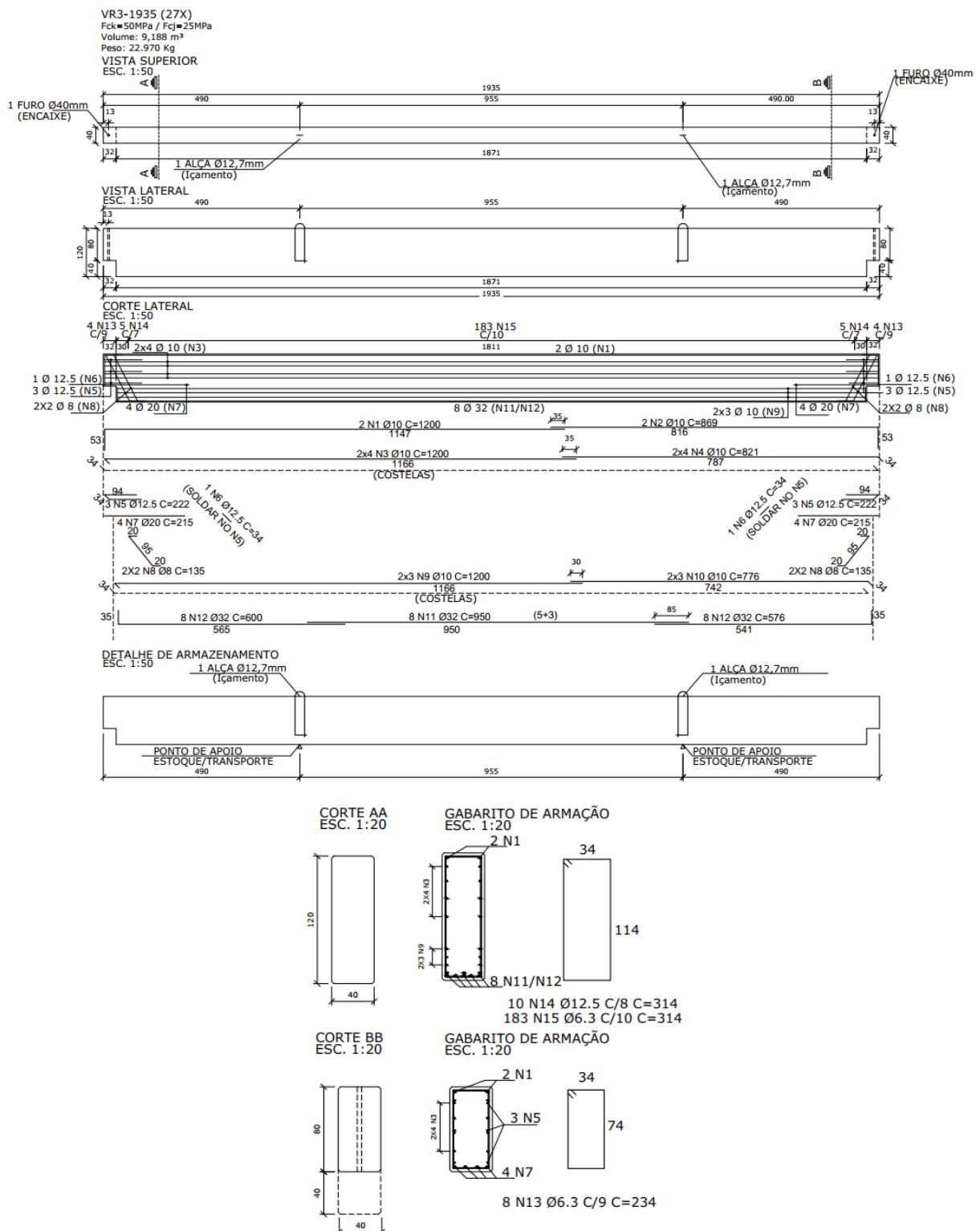
VR 2 - 16,95 m				
Posição	Bitola (mm)	Quantidade	Comprimento	
			Unit. (cm)	Total (cm)
N1	10	4	1200,0	4800,0
N2	10	4	629,0	2516,0
N3	10	6	1200,0	7200,0
N4	10	6	591,0	3546,0
N5	10	6	194,0	1164,0
N6	12,5	2	34,0	68,0
N7	16	8	166,0	1328,0
N8	8	8	135,0	1080,0
N9	10	6	1200,0	7200,0
N10	10	6	526,0	3156,0
N11	12,5	2	950,0	1900,0
N12	12,5	4	420,0	1680,0
N13	25	5	950,0	4750,0
N14	25	10	470,0	4700,0
N15	6,3	6	172,0	1032,0
N16	10	10	272,0	2720,0
N17	6,3	157	272,0	42704,0
Resumo do aço				
Aço	Bitola (mm)	Comprimento (m)	Peso (kg)	
50A	6,3	437,36	107	
50A	8	24,08	10	
50A	10	323,0	199	
50A	12,5	36,48	35	
50A	16	13,28	21	
50A	25	94,5	364	
Peso total		50 A =	736	
Taxa de Aço	109,9	kg/m³		
Quantidades VR2	38			
Peso Total Aço	27974	kg		
Galpão - VR2				

Fonte: os autores (2022)

8.2.3 Viga de apoio - VR3

A Figura 83 representa o detalhamento da viga, e a Tabela 50 indica quadro de aço.

Figura 83 - Detalhamento viga VR3 - Modelo 2



Fonte: os autores (2022)

Tabela 50 - Tabela de ferro - VR3 - Modelo 2

VR 3 - 19,35 m				
Posição	Bitola (mm)	Quantidade	Comprimento	
			Unit. (cm)	Total (cm)
N1	10	4	1200,0	4800,0
N2	10	4	869,0	3476,0
N3	10	8	1200,0	9600,0
N4	10	8	821,0	6568,0
N5	12,5	6	222,0	1332,0
N6	12,5	2	34,0	68,0
N7	20	8	215,0	1720,0
N8	8	8	150,0	1200,0
N9	10	6	1200,0	7200,0
N10	10	6	776,0	4656,0
N11	32	8	950,0	7600,0
N12	32	16	576,0	9216,0
N13	6,3	8	234,0	1872,0
N14	12,5	10	314,0	3140,0
N15	6,3	183	314,0	57462,0

Resumo do aço			
Aço	Bitola (mm)	Comprimento (m)	Peso (kg)
50A	6,3	593,34	145
50A	8	12	5
50A	10	363,0	224
50A	12,5	45,4	44
50A	20	17,2	42
50A	32	168,2	1062
Peso total		50 A =	1522
Taxa de Aço	165,6	kg/m ³	
Quantidades VR3	27		
Peso Total Aço Galpão - VR3	41089	kg	

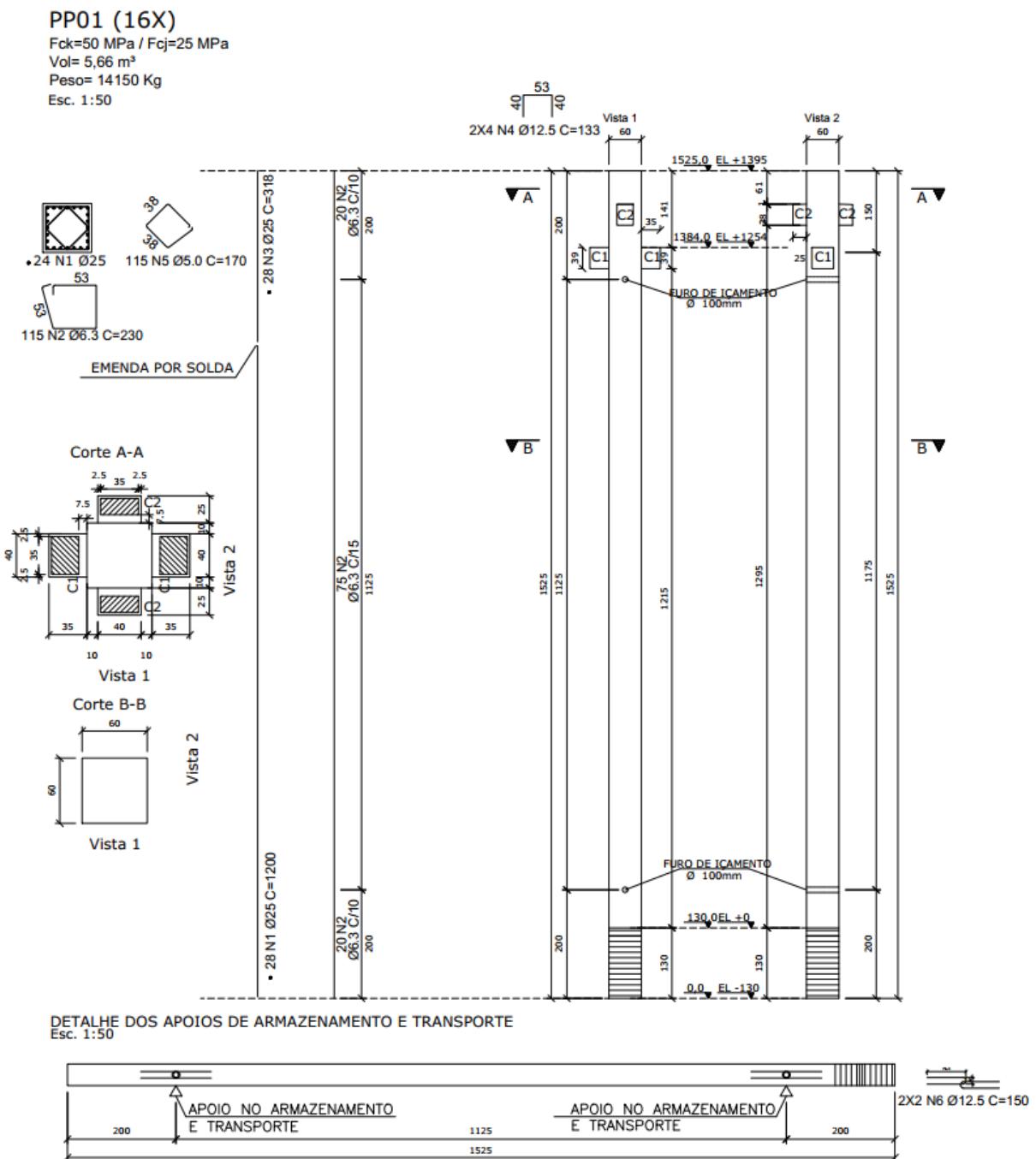
Fonte: os autores (2022)

8.2.4 Pilar - PP01 - 15,25 m (60x60cm)

O detalhamento para fabricação do pilar está na Figura 84, já o consolo está na Figura 85.

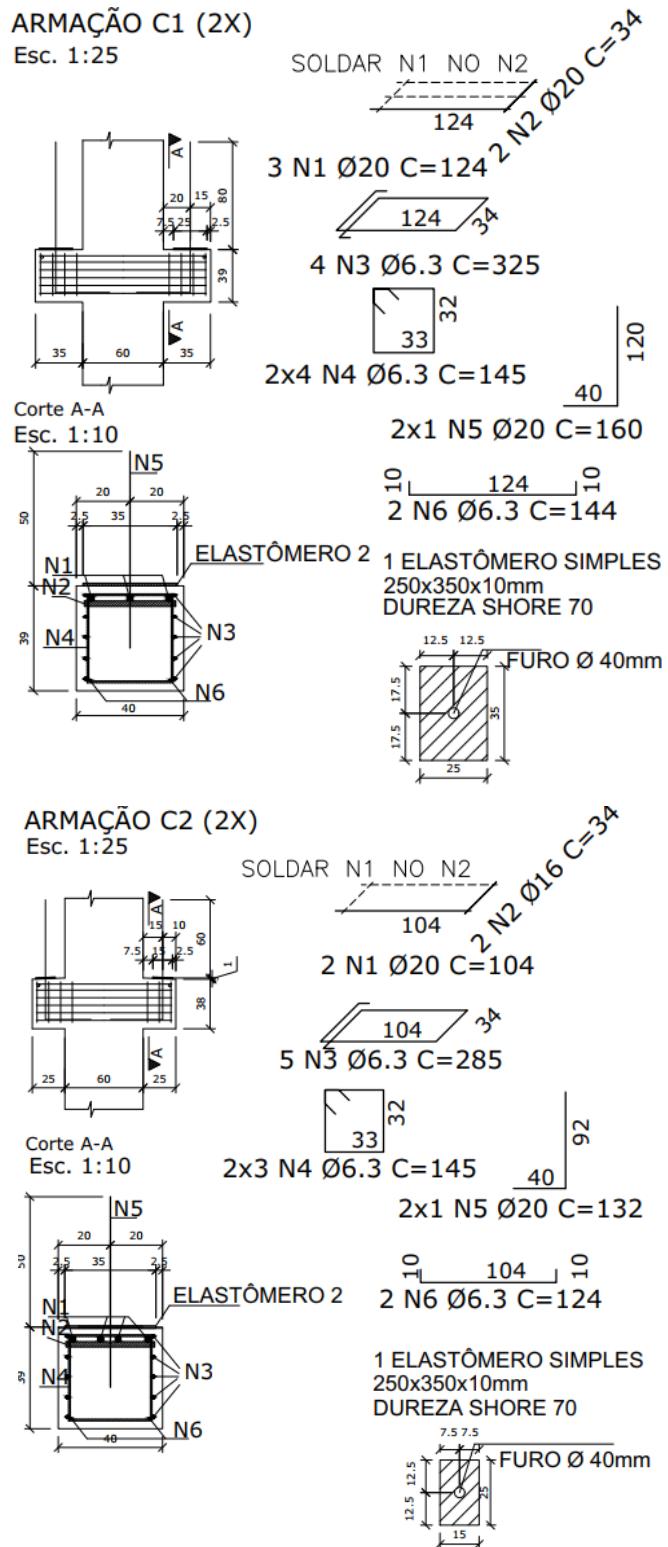
A Tabela 51 apresenta o quadro de aço do pilar.

Figura 84 - Detalhamento pilar PP01 - Modelo 2



FONTE: dos autores (2022)

Figura 85 - Detalhamento consolo PP01 - Modelo 2



Fonte: os autores (2022)

Tabela 51 - Tabela de ferro - PP01 - Modelo 2

PP01 - 15,25 m				
Posição	Bitola (mm)	Quantidade	Comprimento	
			Unitário (cm)	Total (cm)
N1	25	24	1200	28800
N2	6,3	115	230	26450
N3	25	28	318	8904
N4	12,5	8	133	1064
N5	6,3	115	170	19550
N6	12,5	4	150	600
Resumo				
Aço	Bitola (mm)	Comprimento (m)	Peso (kg)	
50A	6,3	460,0	113	
50A	12,5	16,6	16	
50A	25,0	377,0	1453	
Peso Total		50A	1581	
Consolo C1 (2X)				
Posição	Bitola (mm)	Quantidade	Comprimento	
			Unitário (cm)	Total (cm)
N1	20	3	124	372
N2	20	2	34	68
N3	6,3	4	325	1300
N4	6,3	8	145	1160
N5	20	2	160	320
N6	6,3	2	144	288
Resumo - Consolo C1				
Aço	Bitola (mm)	Comprimento (m)	Peso (kg)	
50A	6,3	27,5	7	
50A	20,0	7,6	19	
Peso Total		50A	25	
Consolo C2 (2X)				
Posição	Bitola (mm)	Quantidade	Comprimento	
			Unitário (cm)	Total (cm)
N1	20	2	104	208
N2	20	2	34	68
N3	6,3	6	285	1710
N4	6,3	6	145	870
N5	20	2	132	264
N6	6,3	2	124	248
Resumo - Consolo C2				
Aço	Bitola (mm)	Comprimento (m)	Peso (kg)	
50A	6,3	28,3	7	

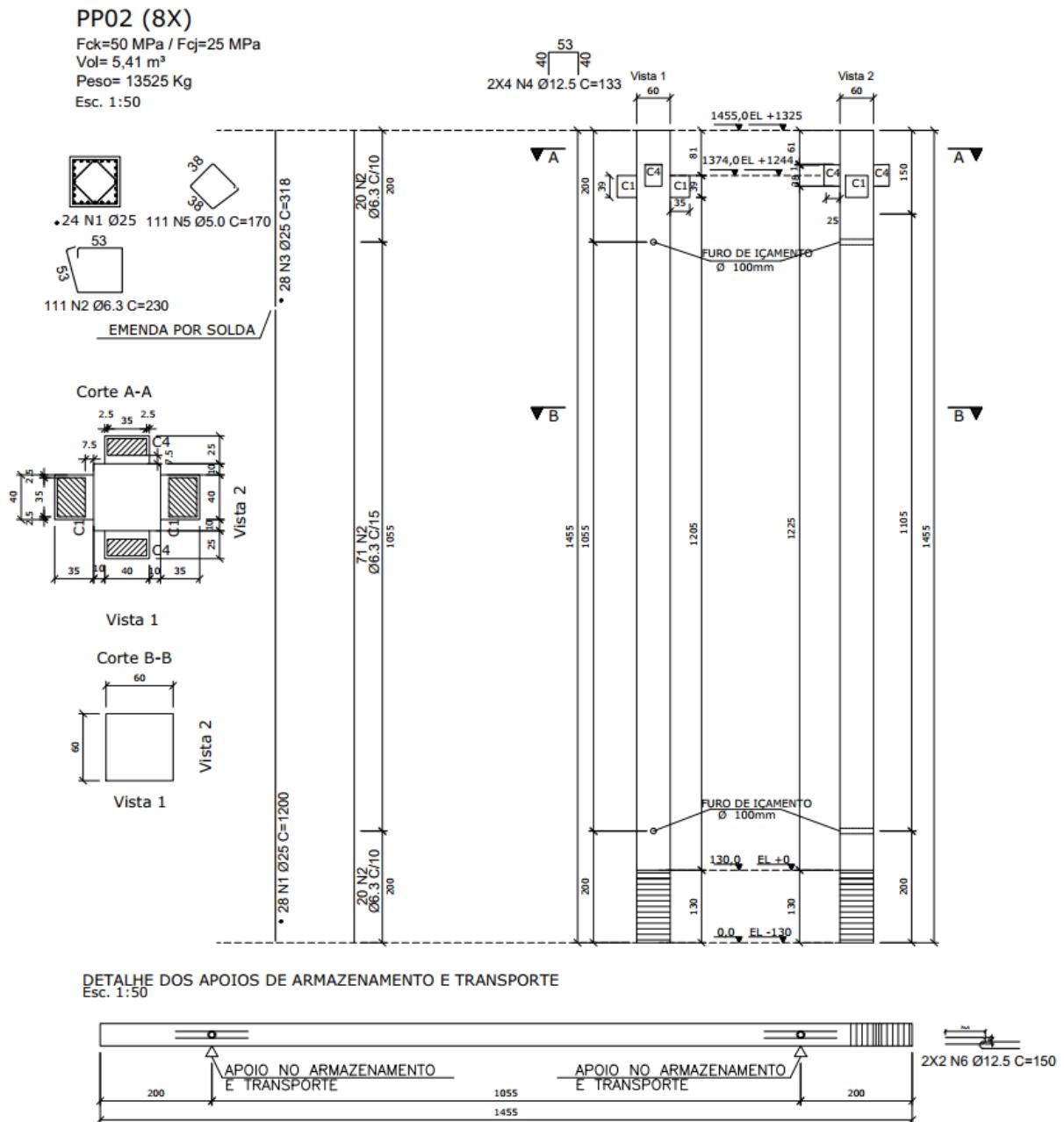
50A	20,0	5,4	13
Peso Total	50A		20
Resumo - PP01 com consolos			
Aço	Bitola (mm)	Comprimento (m)	Peso (kg)
50A	6,3	516	126
50A	12,5	17	16
50A	20,0	13	32
50A	25,0	377	1453
Peso Total	50A		1627
Taxa de Aço	287	kg/m ³	
Quantidade PP01	16		
Peso Total de Aço	26035	kg	
Galpão - PP01			

FONTE: dos autores (2022)

8.2.5 Pilar - PP02 - 14,55 m (60x60cm)

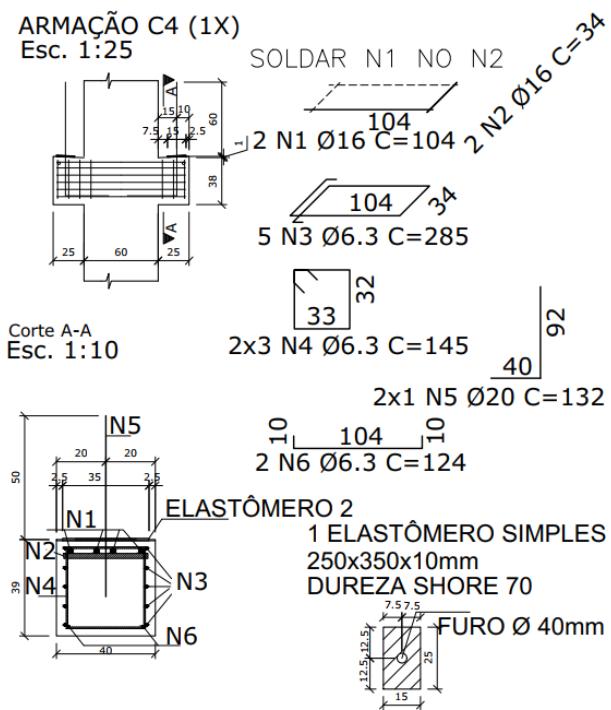
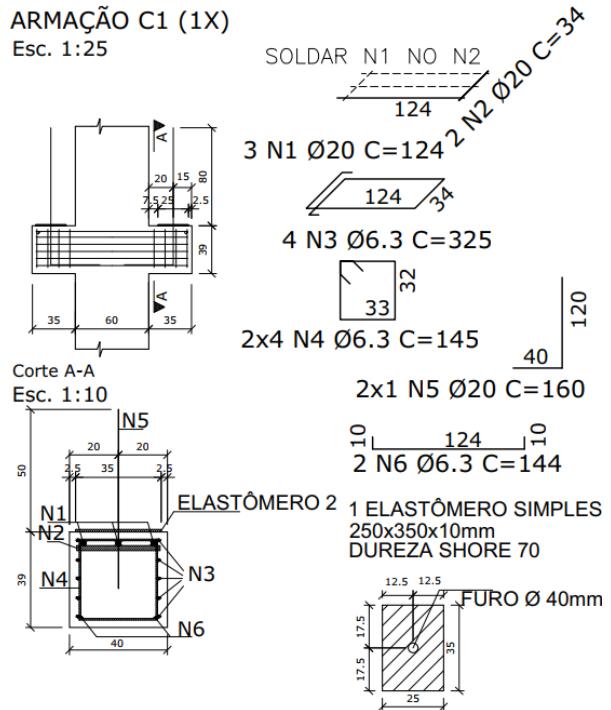
Os detalhes para a fabricação do pilar e do consolo, estão representados na Figura 86 e na Figura 87, respectivamente. A tabela de ferro está descrita Tabela 52.

Figura 86 - Detalhamento pilar PP02 - Modelo 2



Fonte: os autores (2022)

Figura 87 - Detalhamento consolo PP02 - Modelo 2



Fonte: os autores (2022)

Tabela 52 - Tabela de ferro - PP02 - Modelo 2

PP02 - 14,55 m				
Posição	Bitola (mm)	Quantidade	Comprimento	
			Unitário (cm)	Total (cm)
N1	25	24	1200	28800
N2	6,3	111	230	25530
N3	25	24	248	5952
N4	12,5	8	133	1064
N5	6,3	111	170	18870
N6	12,5	4	150	600
Resumo				
Aço	Bitola (mm)	Comprimento (m)	Peso (kg)	
50A	6,3	444,0	109	
50A	12,5	16,6	16	
50A	25,0	347,5	1339	
Peso Total		50A	1464	
Consolo C1 (2X)				
Posição	Bitola (mm)	Quantidade	Comprimento	
			Unitário (cm)	Total (cm)
N1	20	3	124	372
N2	20	2	34	68
N3	6,3	4	325	1300
N4	6,3	8	145	1160
N5	20	2	160	320
N6	6,3	2	144	288
Resumo - Consolo C1				
Aço	Bitola (mm)	Comprimento (m)	Peso (kg)	
50A	6,3	27,5	7	
50A	20,0	7,6	19	
Peso Total		50A	25	
Consolo C4 (2X)				
Posição	Bitola (mm)	Quantidade	Comprimento	
			Unitário (cm)	Total (cm)
N1	20	2	104	208
N2	20	2	34	68
N3	6,3	6	285	1710
N4	6,3	6	145	870
N5	20	2	132	264
N6	6,3	2	124	248
Resumo - Consolo C4				
Aço	Bitola (mm)	Comprimento (m)	Peso (kg)	
50A	6,3	28,3	7	

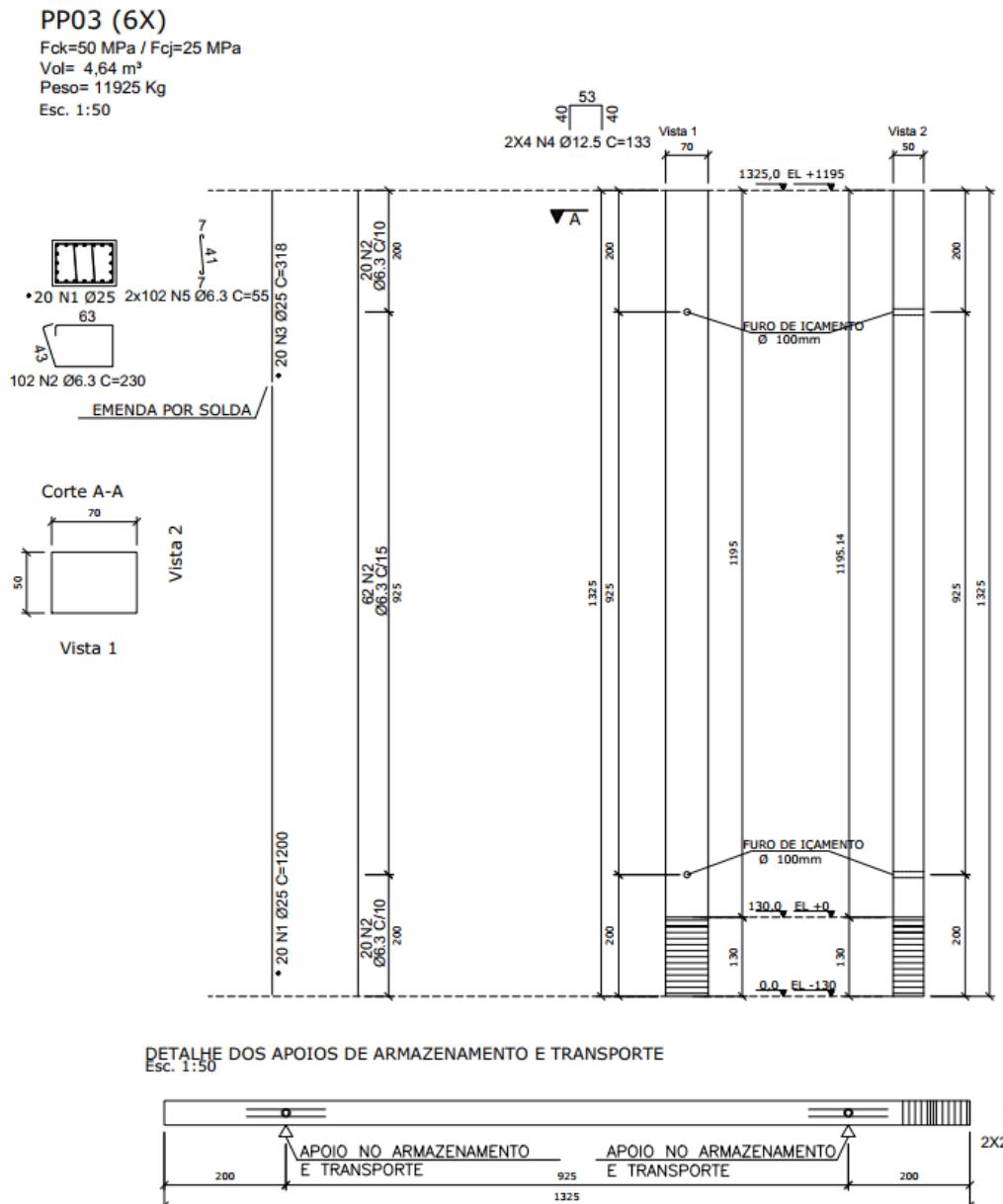
50A	20,0	5,4	13
Peso Total	50A		20
Resumo - PP02 com consolos			
Aço	Bitola (mm)	Comprimento (m)	Peso (kg)
50A	6,3	500	122
50A	12,5	17	16
50A	20,0	13	32
50A	25,0	348	1339
Peso Total	50A		1510
Taxa de Aço	279	kg/m ³	
Quantidade PP01	8		
Peso Total de Aço	12076	kg	
Galpão - PP01			

Fonte: os autores (2022)

8.2.6 Pilar - PP03 - 13,25 m (50x70cm)

As dimensões necessárias para a fabricação do pilar estão representadas na Figura 88. Na Tabela 53 encontra-se o quadro de aço.

Figura 88 - Detalhamento pilar PP03 - Modelo 2



Fonte: os autores (2022)

Tabela 53 - Tabela de ferro - PP03 - Modelo 2

PP03 - 13,25 m				
Posição	Bitola (mm)	Quantidade	Comprimento	
			Unitário (cm)	Total (cm)
N1	20	28	1200	33600
N2	6,3	102	230	23460
N3	20	28	118	3304
N4	12,5	8	143	1144
N5	6,3	204	55	11220
N6	12,5	4	150	600

Resumo			
Aço	Bitola (mm)	Comprimento (m)	Peso (kg)
50A	6,3	346,8	85
50A	12,5	17,4	17
50A	25,0	369,0	1422
Peso Total		50A	1524
Taxa de Aço	328	kg/m ³	
Quantidade PP01	6		
Peso Total de Aço Galpão - PP01	9142	kg	

Fonte: os autores (2022)

8.2.7 Pilar - PP04 - 14,55 m (50x70cm)

As características para fabricação do pilar, estão descritas na Figura 89 e na Figura 90, detalhamento do pilar e do consolo, respectivamente. Enquanto o quadro de aço está na Tabela 54.

Figura 89 - Detalhamento pilar PP04 - Modelo 2

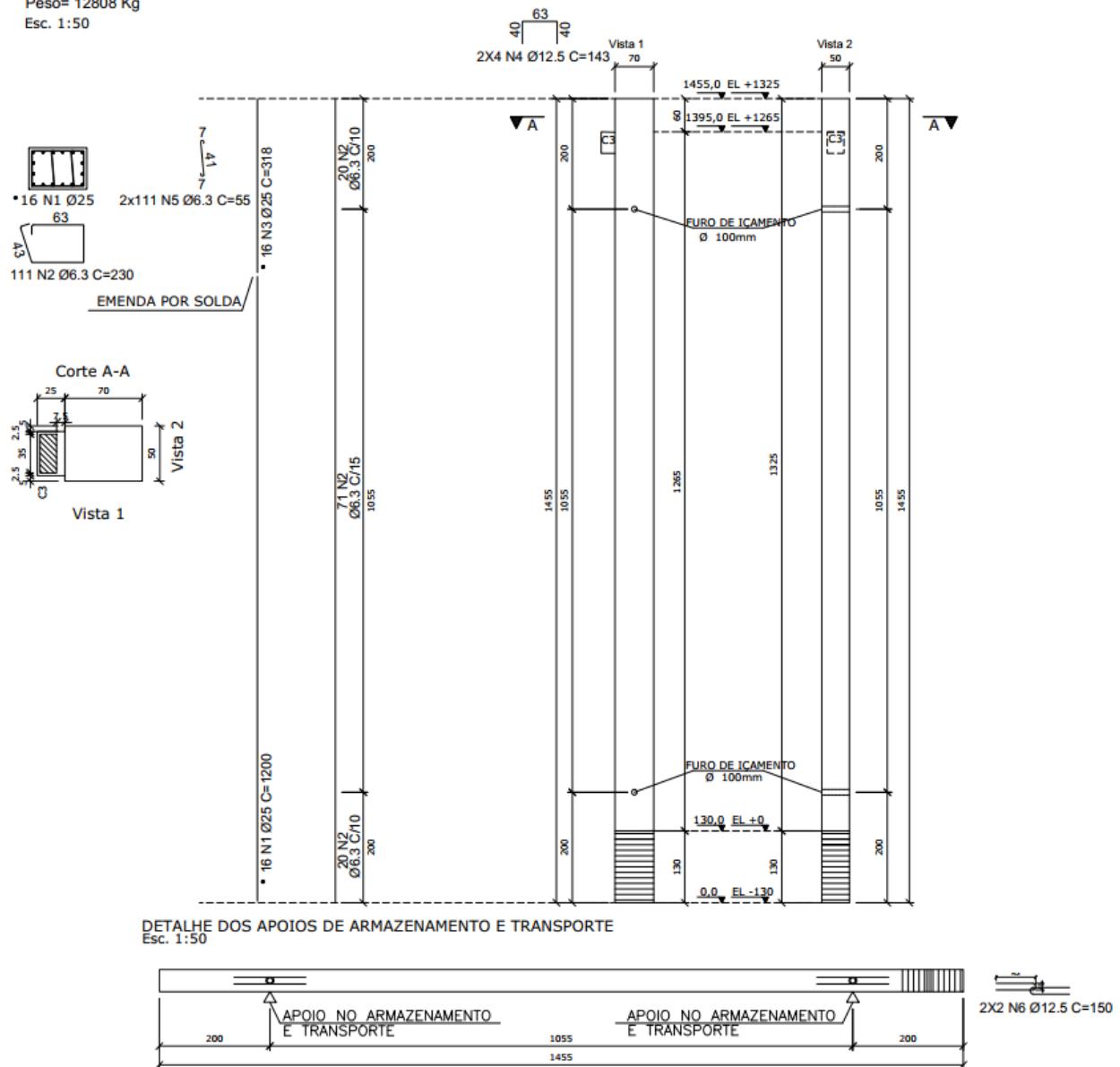
PP04 (38X)

Fck=50 MPa / Fcj=25 MPa

Vol= 5,12 m³

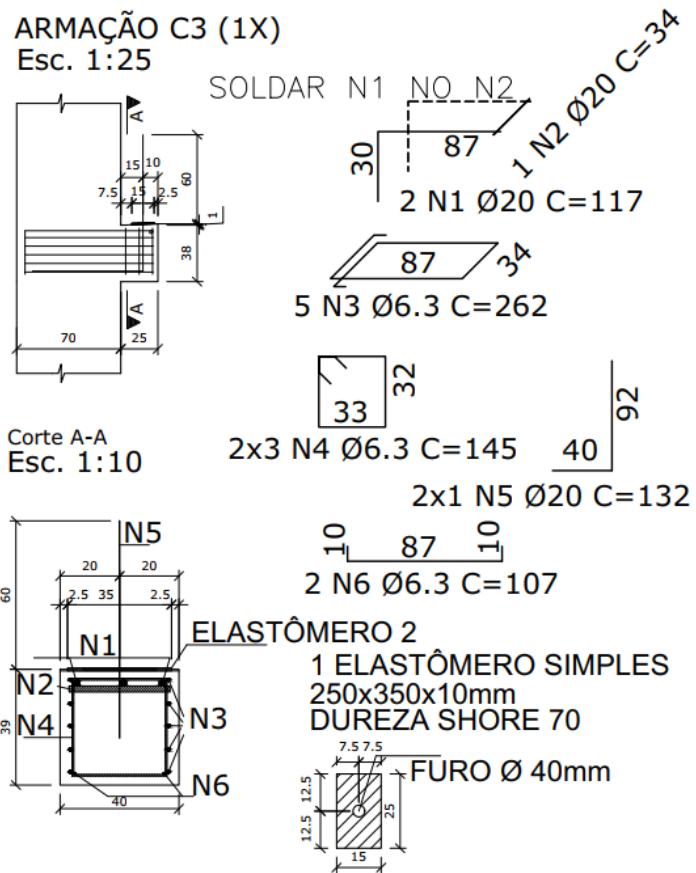
Peso= 12808 Kg

Esc. 1:50



Fonte: dos autores (2022)

Figura 90 - Detalhamento consolo PP04 - Modelo 2



Fonte: os autores (2022)

Tabela 54 - Tabela de ferro - PP04 - Modelo 2

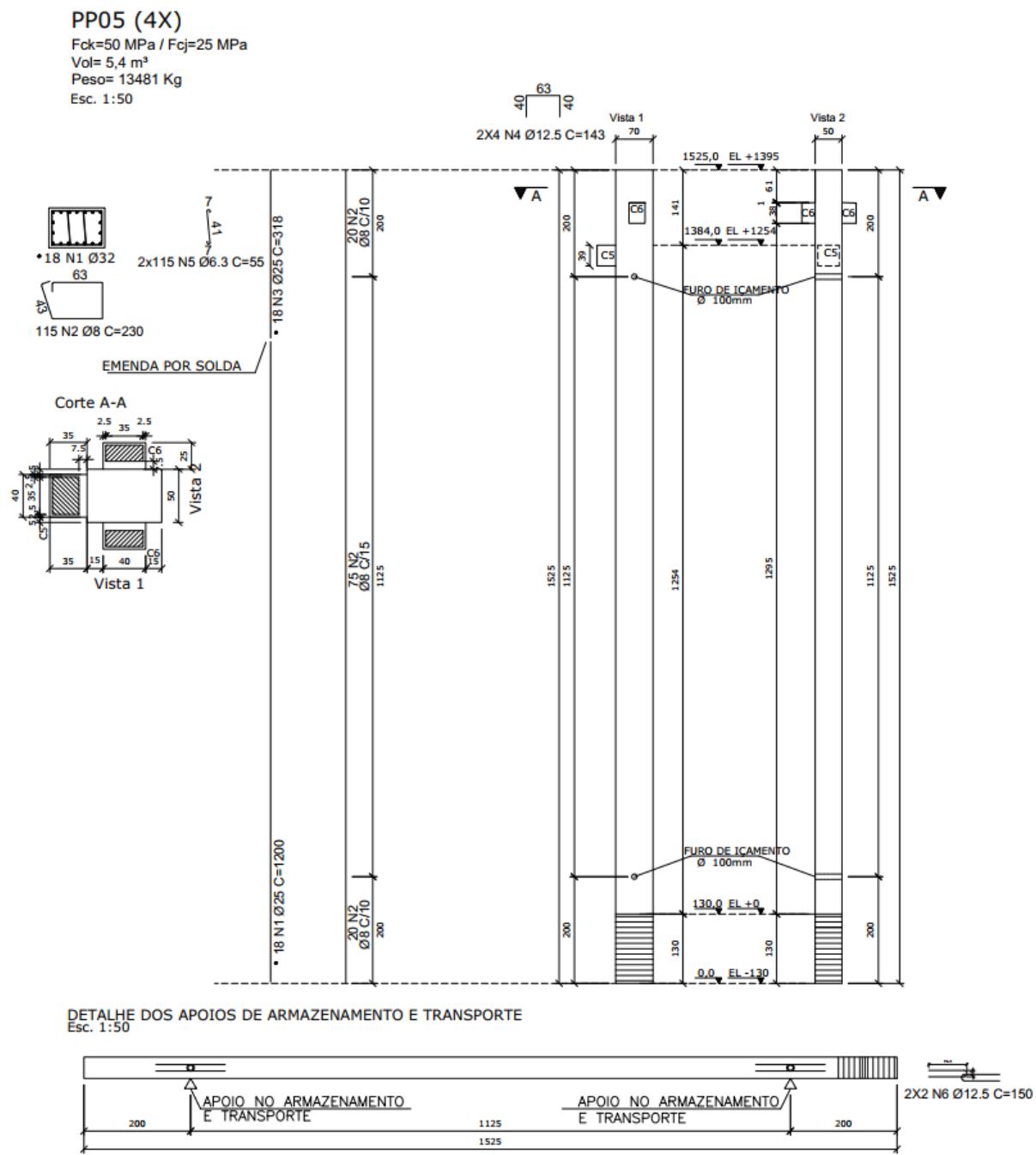
PP04 - 14,55 m				
Posição	Bitola (mm)	Quantidade	Comprimento	
			Unitário (cm)	Total (cm)
N1	25	16	1200	19200
N2	6,3	111	230	25530
N3	25	28	248	6944
N4	12,5	8	143	1144
N5	6,3	222	55	12210
N6	12,5	4	150	600
Resumo				
Aço	Bitola (mm)	Comprimento (m)	Peso (kg)	
50A	6,3	377,4	92	
50A	12,5	17,4	17	
50A	25,0	261,4	1007	
Peso Total		50A	1117	
Consolo C3 (1X)				
Posição	Bitola (mm)	Quantidade	Comprimento	
			Unitário (cm)	Total (cm)
N1	20	2	117	234
N2	20	2	34	68
N3	6,3	5	262	1310
N4	6,3	6	145	870
N5	20	2	132	264
N6	6,3	2	107	214
Resumo - Consolo C3				
Aço	Bitola (mm)	Comprimento (m)	Peso (kg)	
50A	6,3	23,9	6	
50A	20,0	5,7	14	
Peso Total		50A	20	
Resumo - PP04 com consolos				
Aço	Bitola (mm)	Comprimento (m)	Peso (kg)	
50A	6,3	401	98	
50A	12,5	17	17	
50A	20,0	6	14	
50A	25,0	261	1007	
Peso Total		50A	1136	
Taxa de Aço	222		kg/m ³	
Quantidade PP01	38			
Peso Total de Aço Galpão - PP01	43184		kg	

Fonte: os autores (2022)

8.2.8 Pilar - PP05 - 15,25 m (50x70cm)

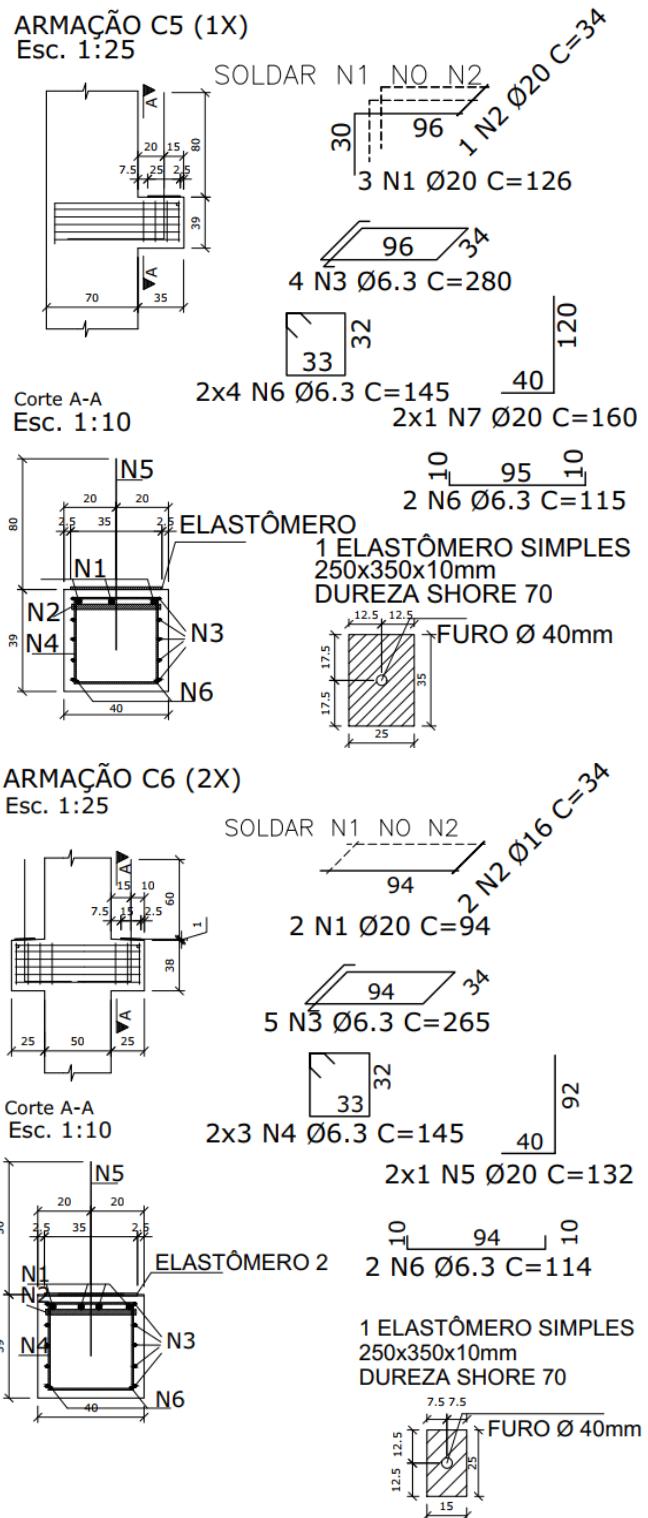
O detalhamento para fabricação do pilar é apresentado na Figura 91, e o consolo na Figura 92. Na Tabela 55 está descrito o quadro de aço.

Figura 91 - Detalhamento pilar PP05 - Modelo 2



Fonte: os autores (2022)

Figura 92 - Detalhamento consolo PP05 - Modelo 2



Fonte: os autores (2022)

Tabela 55 - Tabela de ferro - PP05 - Modelo 2

PP05 - 15,25 m				
Posição	Bitola (mm)	Quantidade	Comprimento	
			Unitário (cm)	Total (cm)
N1	32	18	1200	21600
N2	8	115	230	26450
N3	32	18	318	5724
N4	12,5	8	133	1064
N5	6,3	230	55	12650
N6	12,5	4	150	600
Resumo				
Aço	Bitola (mm)	Comprimento (m)	Peso (kg)	
50A	6,3	126,5	31	
50A	8,0	264,5	104	
50A	12,5	16,6	16	
50A	32,0	273,2	1725	
Peso Total		50A	1876	
Consolo C5 (1X)				
Posição	Bitola (mm)	Quantidade	Comprimento	
			Unitário (cm)	Total (cm)
N1	20	3	124	372
N2	20	2	34	68
N3	6,3	4	280	1120
N4	6,3	8	145	1160
N5	20	2	160	320
N6	6,3	2	115	230
Resumo - Consolo C5				
Aço	Bitola (mm)	Comprimento (m)	Peso (kg)	
50A	6,3	25,1	6	
50A	20,0	7,6	19	
Peso Total		50A	25	
Consolo C6 (2X)				
Posição	Bitola (mm)	Quantidade	Comprimento	
			Unitário (cm)	Total (cm)
N1	20	2	94	188
N2	20	2	34	68
N3	6,3	5	265	1325
N4	6,3	6	145	870
N5	20	2	132	264
N6	6,3	2	124	248
Resumo - Consolo C6				
Aço	Bitola (mm)	Comprimento (m)	Peso (kg)	

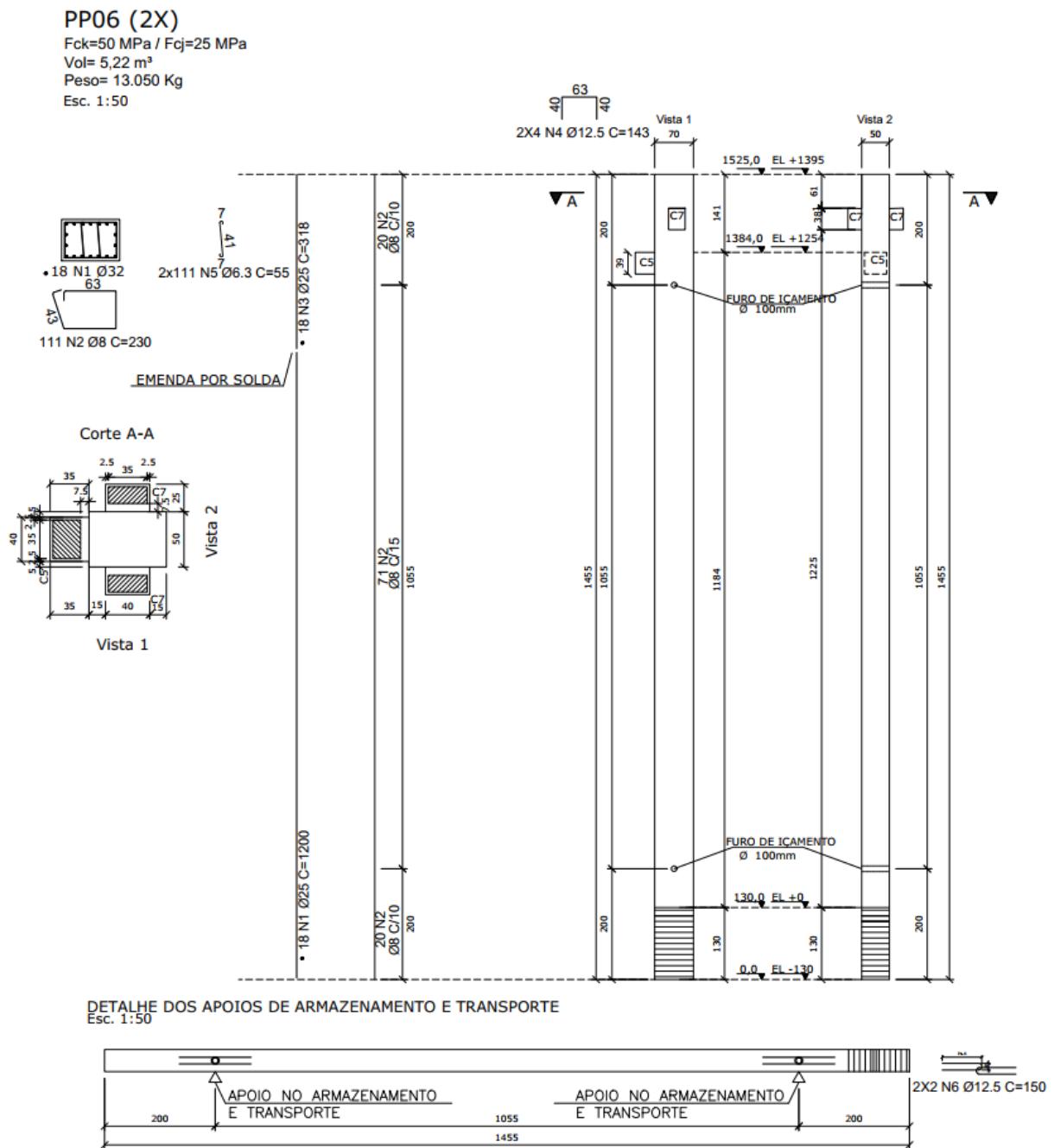
50A	6,3	24,4	6
50A	20,0	5,2	13
Peso Total	50A		19
Resumo - PP05 com consolos			
Aço	Bitola (mm)	Comprimento (m)	Peso (kg)
50A	6,3	176	43
50A	8,0	265	104
50A	12,5	17	16
50A	20,0	13	32
50A	32,0	273	1725
Peso Total	50A		1920
Taxa de Aço	356	kg/m ³	
Quantidade PP01	4		
Peso Total de Aço	7681	kg	
Galpão - PP01			

Fonte: os autores (2022)

8.2.9 Pilar - PP06 - 14,55 m (50x70cm)

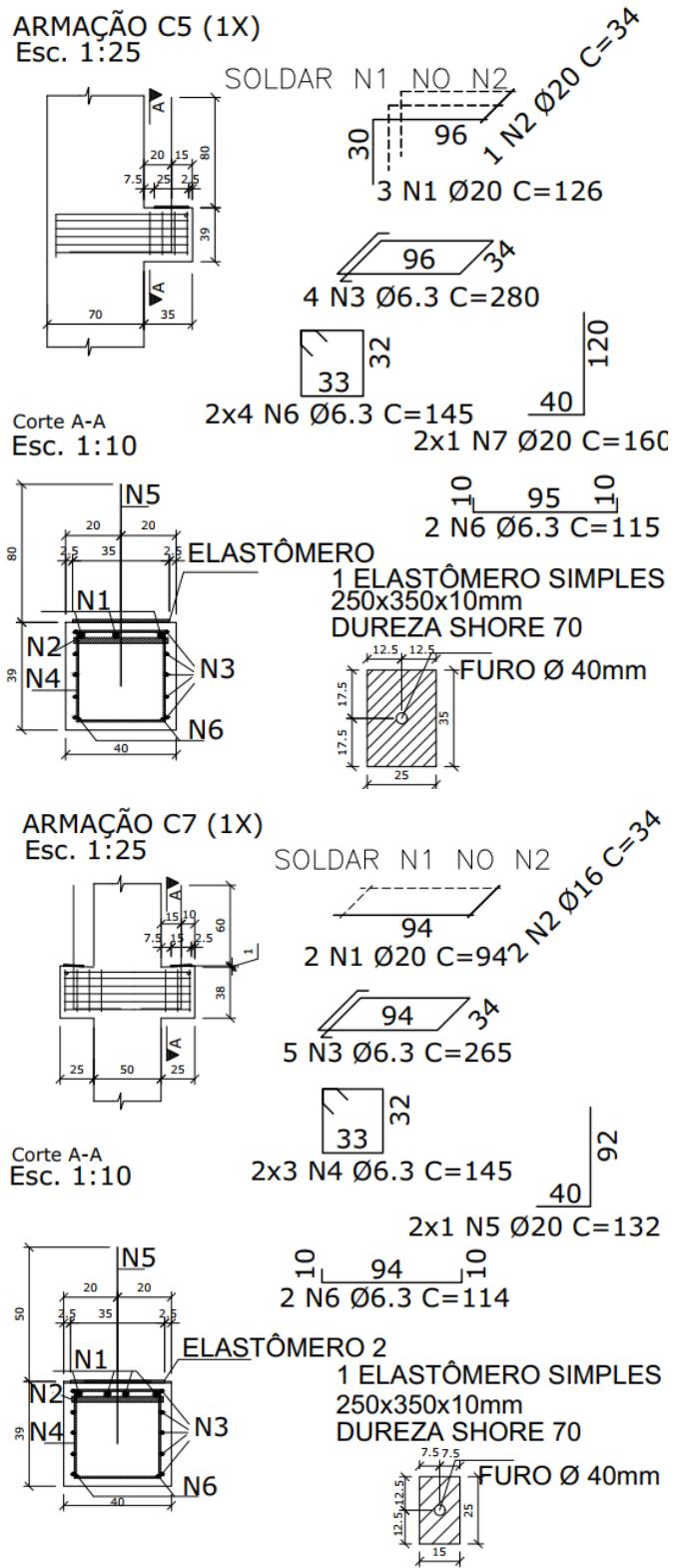
A Figura 93 apresenta as características do pilar para a fabricação e a Figura 94 mostra o detalhamento do consolo, o quadro de aço está representado na Tabela 56.

Figura 93 - Detalhamento pilar PP06 - Modelo 2



FONTE: dos autores (2022)

Figura 94 - Detalhamento consolo PP06 - Modelo 2



FONTE: dos autores (2022)

Tabela 56 -Tabela de ferro - PP06 - Modelo 2

PP06 - 14,55 m				
Posição	Bitola (mm)	Quantidade	Comprimento	
			Unitário (cm)	Total (cm)
N1	32	18	1200	21600
N2	8	111	230	25530
N3	32	28	248	6944
N4	12,5	8	133	1064
N5	6,3	230	55	12650
N6	12,5	4	150	600
Resumo				
Aço	Bitola (mm)	Comprimento (m)	Peso (kg)	
50A	6,3	126,5	31	
50A	8,0	255,3	101	
50A	12,5	16,6	16	
50A	32,0	285,4	1802	
Peso Total		50A	1950	
Consolo C5 (1X)				
Posição	Bitola (mm)	Quantidade	Comprimento	
			Unitário (cm)	Total (cm)
N1	20	3	124	372
N2	20	2	34	68
N3	6,3	4	280	1120
N4	6,3	4	145	580
N5	20	2	160	320
N6	6,3	2	115	230
Resumo - Consolo C5				
Aço	Bitola (mm)	Comprimento (m)	Peso (kg)	
50A	6,3	19,3	5	
50A	20,0	7,6	19	
Peso Total		50A	23	
Consolo C7 (2X)				
Posição	Bitola (mm)	Quantidade	Comprimento	
			Unitário (cm)	Total (cm)
N1	20	2	94	188
N2	20	2	34	68
N3	6,3	4	265	1060
N4	6,3	6	145	870
N5	20	2	132	264
N6	6,3	2	114	228
Resumo - Consolo C7				
Aço	Bitola (mm)	Comprimento (m)	Peso (kg)	

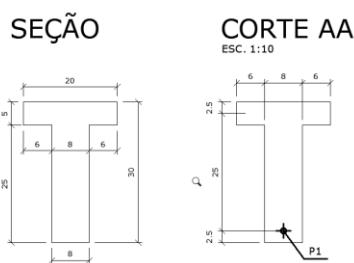
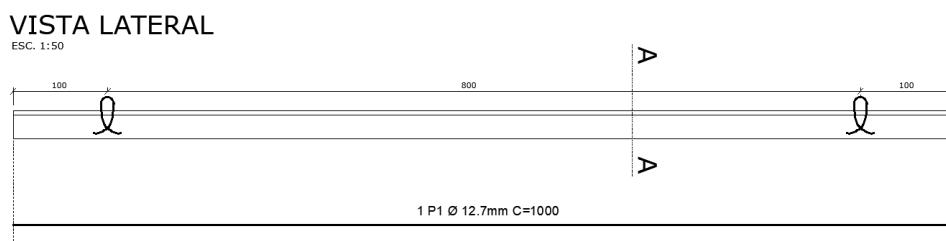
50A	6,3	21,6	5
50A	20,0	5,2	13
Peso Total	50A		18
Resumo - PP06 com consolos			
Aço	Bitola (mm)	Comprimento (m)	Peso (kg)
50A	6,3	167	41
50A	8,0	255	101
50A	12,5	17	16
50A	20,0	13	32
50A	32,0	285	1802
Peso Total	50A		1991
Taxa de Aço	381	kg/m ³	
Quantidade PP01	2		
Peso Total de Aço	3983	kg	
Galpão - PP01			

Fonte: os autores (2022)

8.3 DETALHAMENTO DAS TERÇAS

A Figura 95 apresenta o detalhamento das terças, junto com o quadro de aço. A terça é a mesma usada tanto para o modelo 1, quanto para o modelo 2.

Figura 95 - Detalhamento das terças do galpão



Aço das cordoalhas CP190-RB

POSIÇÃO	QUANTIDADE	BITOLA	FORÇA	COMPRIMENTO	PESO CORDOALHA
P1	1	12,7 mm	15000 Kgf	10,00 m	7,93 Kg
PESO TOTAL					7,93 kg

Fonte: os autores (2022)

8.4 RESUMO E DIFERENÇA DE FERRO ENTRE OS DOIS MODELOS

A Tabela 57 apresenta a lista de peças do galpão.

Tabela 57 - Lista de peças

Elemento	Seção (cm)	Comprimento (cm)	Quantidade
PP01	60X60	1525	16
PP02	60X60	1455	8
PP03	50X70	1325	8
PP04	50X70	1455	38
PP05	50X70	1525	4
PP06	50X70	1455	2
VR1	40X100	1935	38
VR2	40X100	1695	38
VR3	40X120	1935	27

Fonte: os autores (2022)

8.4.1 Vigas

A Tabela 58 mostra a comparação de aço nas vigas com e sem placa solar.

Tabela 58 - Comparaçao de aço nas vigas dos dois modelos

Comparação de aço nas vigas dos dois modelos				
Viga	Modelo 1 (kg)	Modelo 2 (kg)	Diferença (kg)	Diferença (%)
VR1	35929	30982	4947	13,8%
VR2	32245	27974	4271	13,2%
VR3	44672	41089	3583	8,0%
Total	112846	100045	12801	11,3%

Fonte: os autores (2022)

8.4.2 Pilares

A Tabela 59 apresenta a comparação no aço entre os pilares com e sem placa solar.

Tabela 59 - Comparação de aço nos pilares dos dois modelos

Comparação de aço de pilares entre os dois modelos				
Pilar	Modelo 1 (kg)	Modelo 2 (kg)	Diferença (kg)	Diferença (%)
PP01	29020	26035	2985	10,3%
PP02	13874	12076	1798	13,0%
PP03	9142	9142	0	0,0%
PP04	43293	43184	110	0,3%
PP05	7683	7681	2	0,0%
PP06	3994	3983	11	0,3%
Total	107006	102100	4906	4,6%

Fonte: os autores (2022)

9 RESULTADOS

Como resultado para o devido trabalho, analisou-se a diferença entre os modelos 1 e 2, pela aplicação dos painéis fotovoltaicos, o que acaba influenciando no quantitativo total do aço nos elementos, e consequentemente, o seu custo do galpão industrial pré-moldado. A Tabela 60 apresenta uma estimativa da diferença no valor do aço do galpão com e sem a placa solar, levando em consideração o valor do aço da fabricante Arcelormittal (<https://brasil.arcelormittal.com>, 2022).

Tabela 60 - Diferença no custo do aço nos dois modelos

Vigas			
Bitola	Modelo 1 (R\$)	Modelo 2 (R\$)	Diferença (R\$)
6,3	R\$ 1.401.803,73	R\$ 1.392.817,71	R\$ 8.986,03
8	R\$ 49.146,26	R\$ 70.810,46	-R\$ 21.664,20
10	R\$ 2.292.131,53	R\$ 2.292.131,53	R\$ 0,00
12,5	R\$ 121.552,22	R\$ 394.465,26	-R\$ 272.913,04
16	R\$ 196.696,06	R\$ 157.356,84	R\$ 39.339,21
20	R\$ 113.155,70	R\$ 113.155,70	R\$ 0,00
25	R\$ 4.027.218,72	R\$ 2.872.248,24	R\$ 1.154.970,48
32	R\$ 3.568.351,00	R\$ 3.171.867,55	R\$ 396.483,44
TOTAL	R\$ 11.770.055,22	R\$ 10.464.853,29	R\$ 1.305.201,93
Pilares			
Bitola	Modelo 1 (R\$)	Modelo 2 (R\$)	Diferença (R\$)
6,3	R\$ 818.000,10	R\$ 815.432,97	R\$ 2.567,13
8	R\$ 67.340,00	R\$ 67.340,00	R\$ 0,00
12,5	R\$ 120.508,87	R\$ 120.508,87	R\$ 0,00
16	R\$ 20.879,47		R\$ 20.879,47
20	R\$ 982.899,53	R\$ 990.116,74	-R\$ 7.217,21
25	R\$ 8.502.542,80	R\$ 8.034.133,46	R\$ 468.409,34
32	R\$ 1.162.358,62	R\$ 1.162.358,62	R\$ 0,00
TOTAL	R\$ 11.674.529,40	R\$ 11.189.890,66	R\$ 484.638,73
SOMA	R\$ 23.444.584,62	R\$ 21.654.743,96	R\$ 1.789.840,67

Fonte: os autores (2022)

Vale lembrar, que é de responsabilidade do engenheiro estrutural realizar apenas a análise, informando ao cliente o impacto do painel solar no custo da obra, no entanto, cabe a ele, o cliente, a tomada da decisão final, realizando, de preferência, um estudo a longo prazo

para validar a instalação dos painéis fotovoltaicos, além disso o valor da placa deve ser levada em consideração na análise.

10 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Ao longo do seu desenvolvimento, este trabalho possibilita, uma maior compreensão sobre os aspectos mais importantes em um dimensionamento de galpões industriais pré-moldados.

Além de entregar um novo roteiro para fluxo de trabalho de um projeto estrutural com a tecnologia BIM utilizando a interoperabilidade entre o Revit e o Robot, validando assim, a utilização do software Autodesk Robot, como uma ferramenta a mais para auxiliar no dimensionamento de um projeto estrutural.

10.1 SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

As sugestões para pesquisas futuras são:

- a) dimensionamento do galpão industrial pré-moldado, utilizando elementos protendidos com a mesma ordem de grandeza dos vãos deste trabalho e, consequentemente, realizando a comparação do custo no galpão;
- b) comparativo do dimensionamento de um galpão industrial, utilizando sistemas em aço e concreto pré-moldado;
- c) analisar a influência da utilização das placas fotovoltaicas no dimensionamento das fundações pré-moldadas deste galpão industrial.

REFERÊNCIAS

AUTODESK. Sobre o modelo analítico estrutural. **Knowledge Network**, 2019. Disponível em: <https://Ke.autodesk.com/pt-br/support/revit/learn-explore/caas/CloudHelp/cloudhelp/2019/PTB/Revit-Analyze/files/GUID-05CA5628-12C6-456C-B0B9-D922D22B67D0-htm.html>. Acesso em: 23 maio 2022.

Associação Brasileira de Normas Técnicas – ABNT. **NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto – Procedimentos**. Rio de Janeiro: ABNT: 2014.

Associação Brasileira de Normas Técnicas – ABNT. **NBR 6120: Ações para o cálculo de estruturas de edificações**. Rio de Janeiro: ABNT: 2019.

Associação Brasileira de Normas Técnicas – ABNT. **NBR 6123: Forças devido ao vendo em edificações**. Rio de Janeiro: ABNT: 2020.

Associação Brasileira de Normas Técnicas – ABNT. **NBR 8681: Ações e segurança nas estruturas – Procedimento**. Rio de Janeiro: ABNT: 2004.

Associação Brasileira de Normas Técnicas – ABNT. **NBR 9062: Projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado**. Rio de Janeiro: ABNT: 2017.

BADUE, C. S. **Metodologias de dimensionamento de pisos industriais de concreto**. TCC graduação em Engenharia Civil – Universidade Estadual de Goiás. Anápolis: 2015.

BLIEIRO, L. D. O. **Soluções para pisos industriais em concreto armado**. Monografia especialização em Construção Civil – Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte: 2015.

BLUESOL. Suporte para placa solar: o guia de estruturas para garantir a durabilidade do seu sistema. **Blog BlueSol**. São Paulo, 2019. Disponível em: <https://blog.bluesol.com.br/suporte-para-placa-solar>. Acesso em: 23 maio 2022.

CRISTELLI, R. **Pavimentos industriais de concreto – análise do sistema construtivo**. Monografia especialização em Engenharia de Construção Civil – Universidade Federal de Minas Gerais. Belo Horizonte: 2010.

EL DEBS, M. K. **Concreto pré-moldado**: fundamentos e aplicações. 1. ed. São Carlos: EESC, 2000.

HIBBEKER, R, C. **Resistência dos materiais**. 7. ed. Pearson Universidades: 2009.

ISO. Espaçador plástico modelo sc. **Comercial ISO elementos de fixação**. Belo Horizonte: 2022. Disponível em: <https://www.comercialiso.com.br/produtos/espacadores-plasticos/protensao/espacador-plastico-modelo-sc>. Acesso em: 23 maio 2022.

LIN, T.Y. **Prestressed Concrete Structures**. New York: John Wiley and Sons, Inc., 1955.

MASCIA, N. T. **Flambagem de barras.** Campinas: Unicamp, 2017. Disponível em: <http://www.fec.unicamp.br/~nilson/apostilas/flambagemdebarra.pdf>. Acesso em: 23 maio 2022.

MELO, C. E. E. **Manual munte de projetos em pré-fabricados de concreto.** 2. ed. São Paulo: PINI, 2007.

MENEGATTI, M. **A protensão como um conjunto de cargas concentradas equivalentes.** Dissertação mestrado em Engenharia de estruturas – Escola de Engenharia de São Paulo, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2004.

OLIVEIRA, P. L. **Projeto estrutural de pavimentos rodoviários e de pisos industriais de concreto.** Dissertação mestrado em Engenharia de Estruturas – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos: 2000.

PIEREZAN, J. **Análise estrutural e dimensionamento de galpão em concreto pré-moldado visando obtenção de memorial de cálculo.** TCC graduação em Engenharia Civil – Universidade Federal do Pampa, Alegrete: 2013.

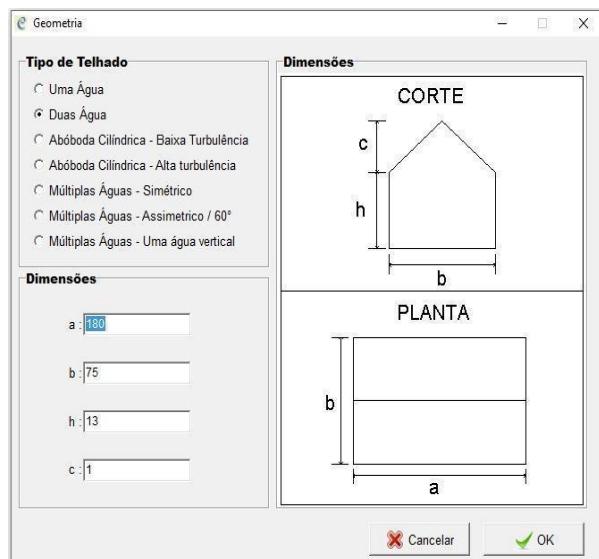
PIZA, I. F. **Roteiro de modelagem estrutural utilizando a tecnologia bim, desde a modelagem no revit até a análise estrutural no robot.** TCC graduação em Engenharia Civil – Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Campo Mourão: 2017.

RODRIGUES, P. P. F.; FARIA, B. M.; SILVA, J. B, R. **Novos critérios para pavimentos industriais de concreto armado.** São Paulo: IBTS, 2015. Disponível em: http://www.ibts.org.br/pdfs/manual_completo_final_grafica.pdf. Acesso em: 23 maio 2022.

SANTOS, A. P. **Análise estrutural de galpões atirantados de concreto pré-moldado.** 2010. Dissertação mestrado em Engenharia de estruturas – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2010.

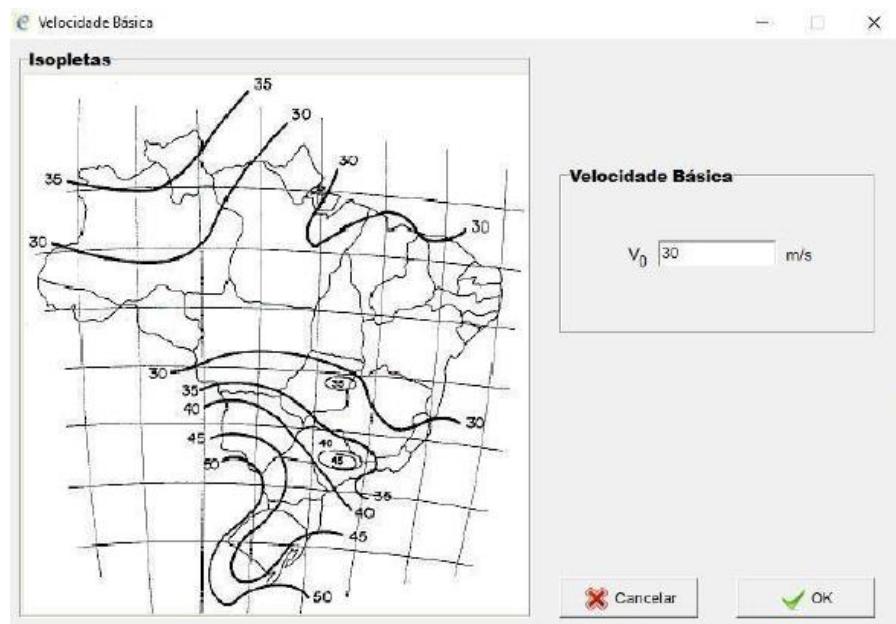
APÊNDICE A – OBTENÇÃO DOS COEFICIENTES DE FORMA

Figura 96 - Geometria do Galpão



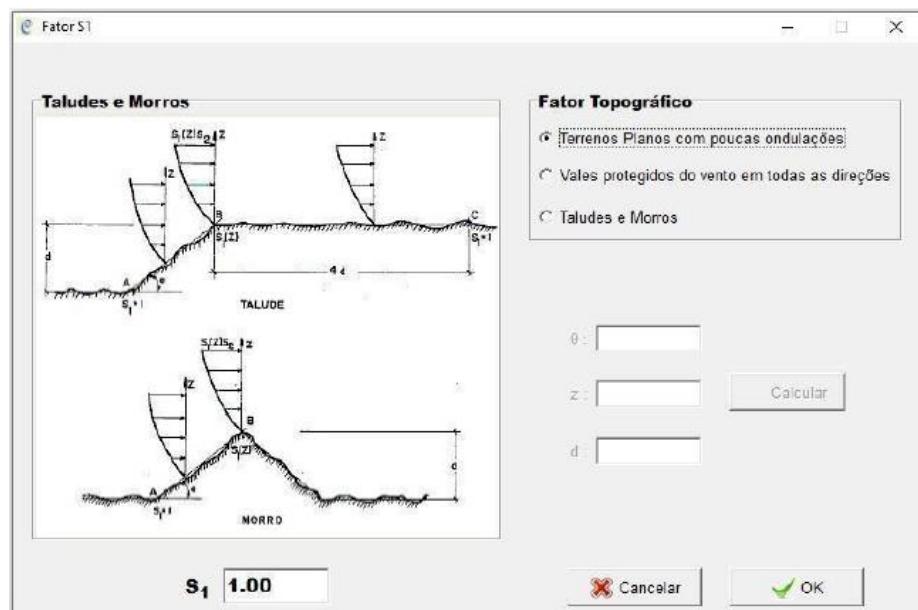
Fonte: os autores (2022)

Figura 97 - Velocidade básica do vento no Ciclone



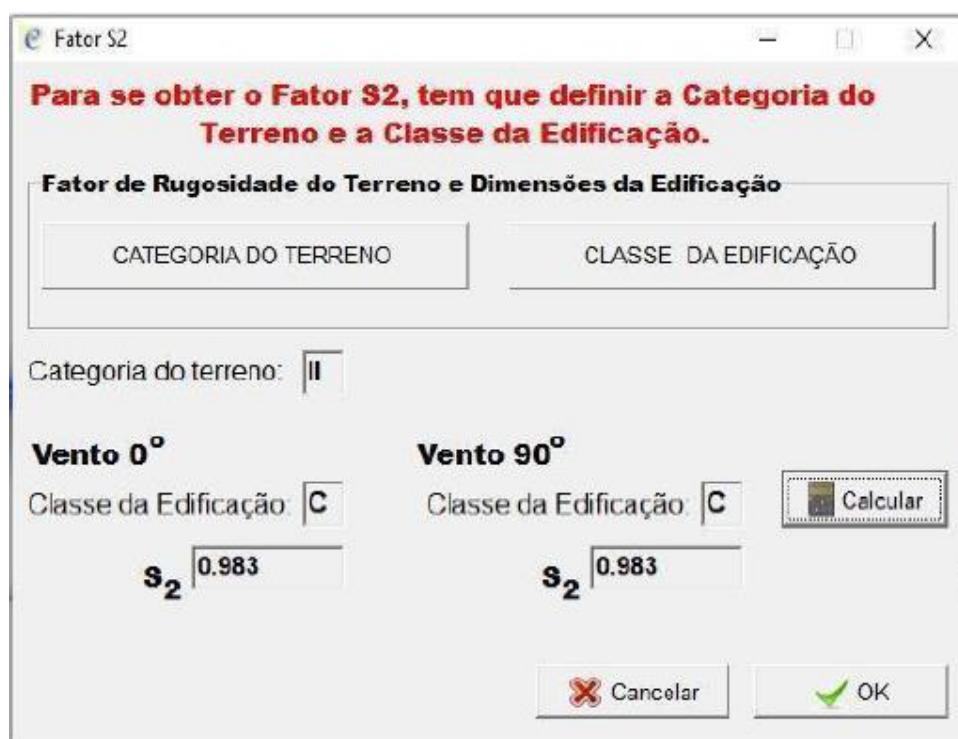
Fonte: os autores (2022)

Figura 98 - Fator S1



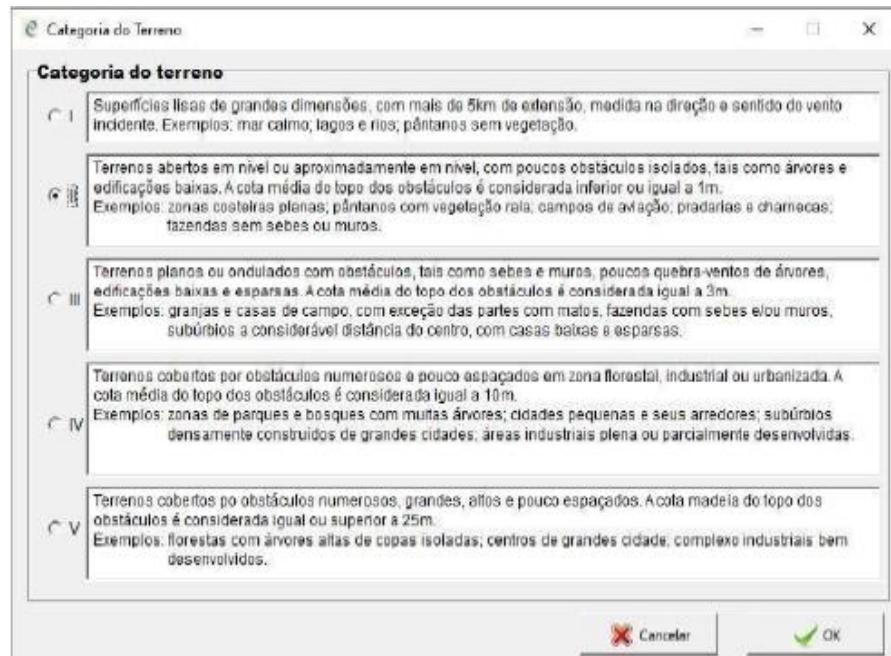
Fonte: os autores (2022)

Figura 99 - Fator S2



Fonte: os autores (2022)

Figura 100 - Categoria do terreno



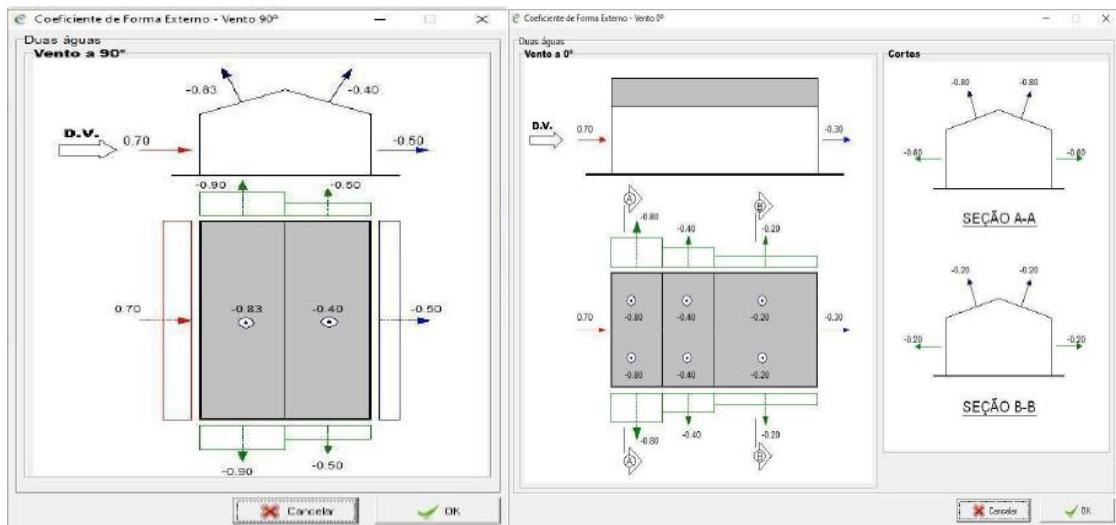
Fonte: os autores (2022)

Figura 101 - Fator S3



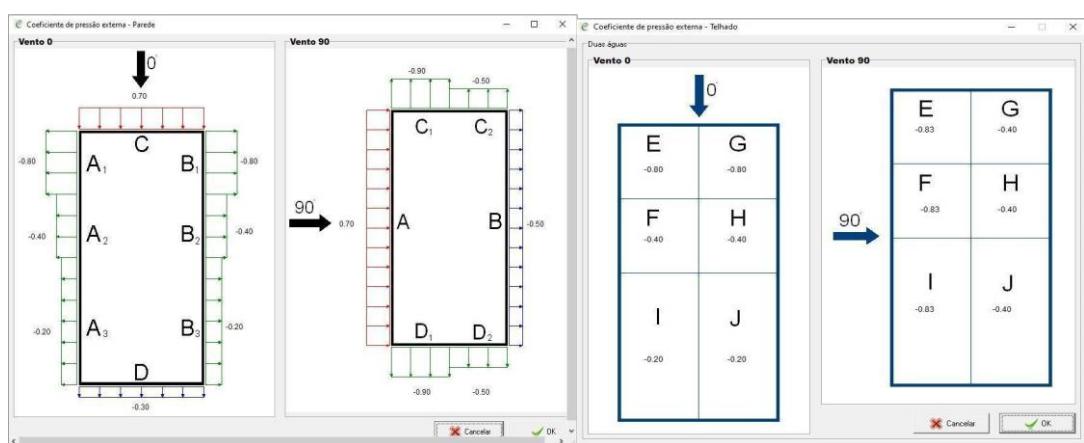
Fonte: os autores (2022)

Figura 102 - Coeficiente de forma externo - Vento 90 e 0



Fonte: os autores (2022)

Figura 103 - Coeficiente de pressão externa - telhado e parede



Fonte: os autores (2022)