



UNIVERSIDADE FEDERAL DE PERNAMBUCO  
CENTRO ACADÊMICO DO AGRESTE  
NÚCLEO DE TECNOLOGIA  
CURSO DE GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

RENATO DE LIMA SILVA

**DIMENSIONAMENTO DE UM GALPÃO EM CONCRETO PRÉ-MOLDADO PARA  
USO INDUSTRIAL**

Caruaru

2022

RENATO DE LIMA SILVA

**DIMENSIONAMENTO DE UM GALPÃO EM CONCRETO PRÉ-MOLDADO PARA  
USO INDUSTRIAL**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado à  
Coordenação do Curso de Engenharia Civil do  
Campus Agreste da Universidade Federal de  
Pernambuco – UFPE, na modalidade de artigo  
científico, como requisito parcial para obtenção  
do grau de Bacharel em Engenharia Civil.

**Área de concentração:** Estruturas

**Orientador:** Prof. Dr. Douglas Mateus de Lima

Caruaru

2022

## **AGRADECIMENTOS**

Gostaria de agradecer primeiramente a Deus e a minha mãe Edivania que tornaram tudo isto possível. Também a todos meus os professores desde o ensino primário até a faculdade, em especial aos professores da área de estruturas, que me ensinaram e forneceram as bases para realização deste trabalho, incluindo o professor Douglas que aceitou realizar esta orientação. Não somente aos professores da sala de aula, mas também a todos meus professores de obras, os engenheiros e mestres de obras dos estágios por onde passei, que me ensinaram a parte prática da engenharia. Por último, e não menos importantes, a todos os meus amigos que sempre me incentivaram e tornaram meus anos de graduação mais leves.

## LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
CPM	Concreto Pré-moldado
CML	Concreto Moldado <i>in Loco</i>
ELU	Estado Limite Último
ELS	Estado Limite de Serviço
CF	Combinações Frequentes
CQP	Combinações Quase Permanentes
PP	Peso Próprio
CP	Carga Permanente
CA	Carga Acidental
V0	Vento a 0 grau
V90	Vento a 90 graus
$f_{ck}$	Resistência Característica do Concreto à Compressão
$f_{yk}$	Resistência Característica ao Escoamento do aço

# Dimensionamento de um galpão em concreto pré-moldado para uso industrial

## Design of a precast industrial facility in concrete

Renato de Lima Silva<sup>1</sup>

---

### RESUMO

Tendo em vista os diversos benefícios provenientes da utilização do concreto pré-moldado nas construções correntes, assim como a crescente procura por este método construtivo, este trabalho tem por objetivo analisar e dimensionar um galpão para uso industrial de acordo com os métodos apresentados na ABNT NBR 6118 (2014) e na ABNT NBR 9062 (2017). No decorrer do artigo são apresentados o modelo e a concepção estrutural, o pré-dimensionamento dos elementos, o levantamento das ações permanentes e variáveis verticais e horizontais, as combinações de esforços para os estados limites últimos (ELU) e estados limites de serviço (ELS). Também são apresentadas as análises estruturais para os elementos tanto de maneira isolada quanto em conjunto com o auxílio dos *softwares* Ftool e SAP 2000 e os dimensionamentos dos elementos estruturais, realizados através de rotinas escritas no *software* Mathcad, planilhas no Excel e o aplicativo PCalc. Estes elementos são compostos pelas vigas, pilares, tesouras e suas respectivas armaduras, tanto transversais quanto horizontais, além do dimensionamento dos elementos de ligação viga-pilar, consolos, elementos para içamento e verificação da estabilidade global. Também são realizadas as verificações quanto aos deslocamentos, fissurações nos elementos e o detalhamento dos elementos estruturais. Também são realizadas considerações sobre a análise da ligação viga-pilar e sua influência na distribuição de momentos fletores e nos aspectos construtivos, além disso são apresentadas soluções para reduzir os deslocamentos verticais e horizontais no galpão.

**Palavras-chave:** concreto; industrialização; pré-fabricado.

---

### ABSTRACT

In view of the many benefits of using precast concrete in ordinary buildings and the growing demand for this construction method, this paper aims to analyze and design an industrial facility

---

<sup>1</sup>Graduando em Engenharia Civil pela Universidade Federal de Pernambuco. E-mail: renato.limas@ufpe.br

according to the methods presented in ABNT NBR 6118 (2014) and ABNT NBR 9062 (2017). Throughout the article is presented the model and the structural conception, the pre-dimensioning of the elements, the survey of the permanent and variable vertical and horizontal loads, the load combinations for Load Resistance Factor Design (LRFD). Also presented are the structural analyses for the elements, both separately and together with the support of Ftool and SAP 2000 and the dimensioning of the structural elements, carried out through routines written in Mathcad software, Excel spreadsheets and the app PCalc. These elements are composed of beams, columns, rafters, and their respective rebars, both transversal and horizontal, besides the dimensioning of the beam-column connection elements, corbels, hoisting elements and global stability verification. Checks are also performed for displacement, cracks and the detailing of the structural elements. Considerations are also made about the analysis of the beam-column connection and its influence on the distribution of bending moments and on constructive aspects, and solutions are presented to reduce vertical and horizontal displacements in the building.

**Keywords:** concrete; industrialization; prefabricated.

**DATA DE APROVAÇÃO:** 25 de maio de 2022.

---

## 1 INTRODUÇÃO

Com a evolução da sociedade e da construção civil, tem-se buscado processos mais sustentáveis, e que visam a redução de custos com mão de obra, material, tempo e o aumento do controle de qualidade. Dentre estes processos, pode-se destacar a construção em concreto pré-moldado, que pode ser caracterizada como um processo construtivo em que a obra, em sua totalidade ou em parte, é moldada fora do seu local de utilização definitivo (EL DEBS, 2017).

A ABNT NBR 9062:2017 ainda diferencia elementos pré-moldados e pré-fabricados, sendo o primeiro um “elemento moldado previamente e fora do local de utilização definitiva na estrutura, conforme especificações estabelecidas em 12.1.1” e o último um “elemento pré-moldado executado industrialmente, em instalações permanentes de empresa destinada para este fim, que se enquadrem e estejam em conformidade com as especificações de 12.1.2” (ABNT, 2017, p.4). De maneira geral o Concreto Pré-Moldado (CPM) é um processo construtivo que leva à fabricação de elementos pré-moldados e pré-fabricados.

Como consequência da falta de conhecimento e de pouca abordagem do assunto, a utilização e o dimensionamento ficam restritos praticamente à uma minoria de profissionais que atuam em empresas de elementos pré-fabricados, o que acaba alimentando um ciclo de desuso deste tipo de processo, pois, em uma concepção estrutural, a maioria dos engenheiros tenderão a adotar processos mais conhecidos e que tenham domínio, como concreto moldado *in loco*, aço ou concreto protendido, assim o CPM, em muitos casos sequer chega a ser considerado.

Como vantagens da utilização do CPM, pode-se citar primeiramente, a velocidade de construção. Enquanto um pavimento de concreto moldado *in loco* é finalizado em média a cada duas semanas, um pavimento que utiliza inteiramente elementos pré-moldados, pode ser erguido em apenas três dias. Como comparativo, em um edifício de 18 pavimentos, o tempo de entrega pode ser reduzido em cerca de 25 semanas (JONES, 2019). Esta redução não está ligada apenas à rápida montagem dos elementos, mas também à alta resistência inicial deste material, propiciando suporte necessário aos pavimentos superiores pouco tempo após sua montagem. Também vale ressaltar o menor congestionamento no canteiro devido à uma menor quantidade de pessoas e materiais em circulação; uma maior certeza quanto ao orçamento da obra, visto que os desperdícios são mínimos e os processos são bem definidos; e uma maior qualidade dos produtos, devido ao processo de fabricação industrializado, que exige um maior rigor no controle de qualidade, perseguido por muitas empresas, que possuem ou almejam certificações como a ISO 9000 (ACKER, 2002).

O CPM também apresenta uma menor agressividade, tanto ao meio ambiente, quanto aos colaboradores envolvidos na construção. Pode-se obter uma redução nos materiais utilizados em até 45%, uma redução da energia consumida em até 30%, e uma redução no desperdício de materiais em uma futura demolição do edifício de até 40% (ACKER, 2002). Quanto aos colaboradores, principalmente em países desenvolvidos, pode-se relatar uma melhora nas condições de trabalho, visto que, os operários nestes países não aceitam se submeter a certas condições de trabalho, que podem ser relacionadas à *síndrome dos três D's*, que significam *dirty* (sujo), *dangerous* (perigoso) e *difficult* (difícil) (EL DEBS, 2017).

Tendo em vista os aspectos apresentados anteriormente, neste trabalho será analisado um galpão industrial em concreto pré-moldado, realizando a concepção da estrutura, a análise de estabilidade global, além do dimensionamento e detalhamento dos elementos estruturais da edificação, entre lajes, vigas, pilares, escadas, dentes Gerber, consolos e fundação de maneira unificada, seguindo os requisitos apresentados pelas normas de concreto, concreto pré-moldado e fundações, podendo ser utilizado posteriormente como memorial de cálculo ou como referência para um projeto estrutural de um modelo semelhante.

## 1.1 Objetivos

### 1.1.1 Objetivo Geral

Conceber, analisar, dimensionar e detalhar a estrutura de um galpão para uso industrial em concreto pré-moldado.

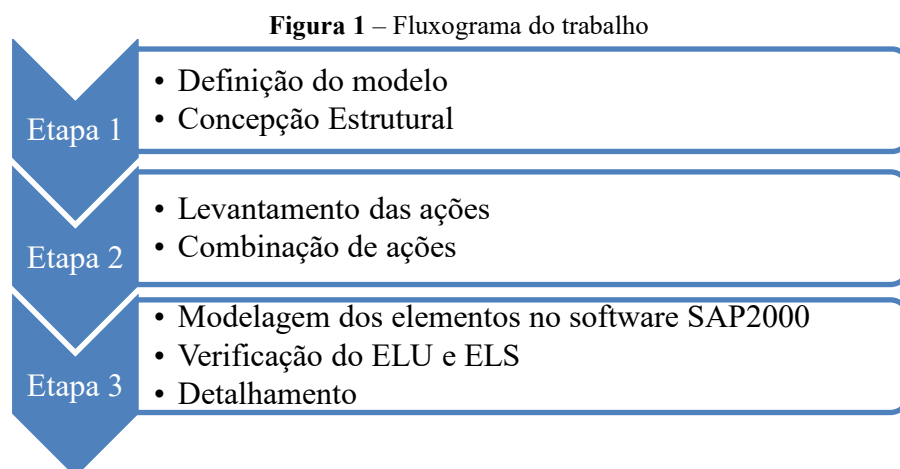
### 1.1.2 Objetivos Específicos

- Elaborar a concepção estrutural de acordo com um modelo arquitetônico proposto.
- Dimensionar os elementos estruturais da edificação: lajes, vigas, pilares, tesouras, consolos, tirantes, apoios de elastômero, e as ligações, viga-pilar, segundo a NBR 9062:2017, a NBR 6118:2014.
- Detalhar os elementos estruturais.

---

## 2 METODOLOGIA

Nesta seção são abordados os tópicos desenvolvidos neste trabalho com seus respectivos procedimentos. Na Figura 1 abaixo se pode ver o fluxograma a ser desenvolvido, dividido em três etapas.



Fonte: O autor (2022)

### 2.1 Material Bibliográfico

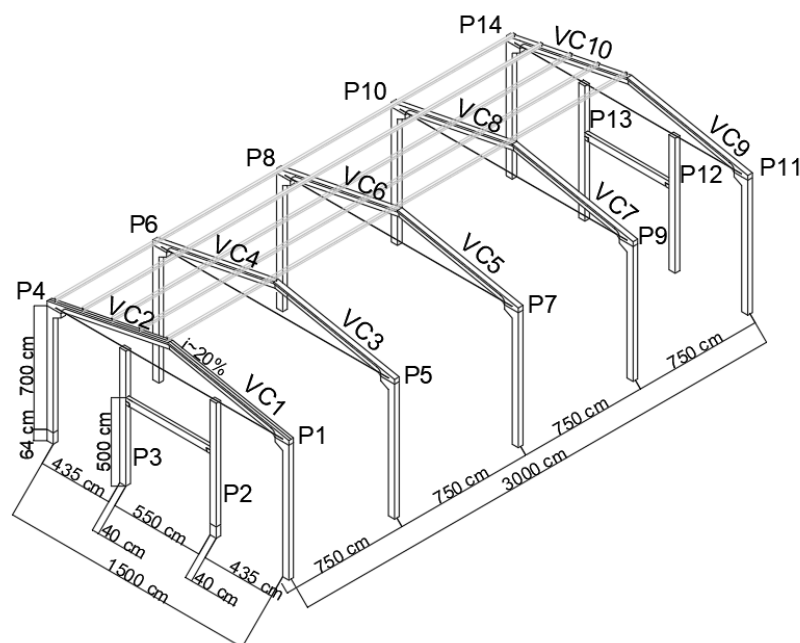


A primeira etapa consiste na pesquisa bibliográfica, em livros e em normas vigentes referentes ao tema pesquisado, realizando a organização dos textos e equações necessárias ao desenvolvimento posterior do trabalho. O dimensionamento tem como base o livro “Concreto pré-moldado: fundamentos e aplicações” (EL DEBS, 2017) e as normas ABNT NBR 6118:2014, “Projeto de estruturas de concreto – procedimentos”, e a ABNT NBR 9062:2017, “Projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado”. Os esforços e carregamentos na estrutura são determinados conforme a ABNT NBR 6120:2019, “Ações para o cálculo de estruturas de edificações”, a ABNT NBR 6123:1988, “Forças devido ao vento em edificações” e a ABNT NBR 8681:2003, “Ações e segurança nas estruturas – procedimento”. Para o detalhamento será utilizado o livro “Manual Munte de Projetos em Pré-fabricados de Concreto” (MELO, 2004).

## 2.2 Definição do modelo estrutural

A segunda etapa consiste na elaboração do projeto de uma edificação com dimensões de 15 metros de largura, com 30 metros de comprimento e altura de pilares de 7 metros, utilizando o sistema atirantado, como pode ser visto na Figura 2. A escolha dos elementos foi realizada conforme disponibilidade em catálogos de empresas especializadas.

**Figura 2** – Elementos do galpão atirantado



Fonte: Autor (2022)

## 2.3 Concepção estrutural

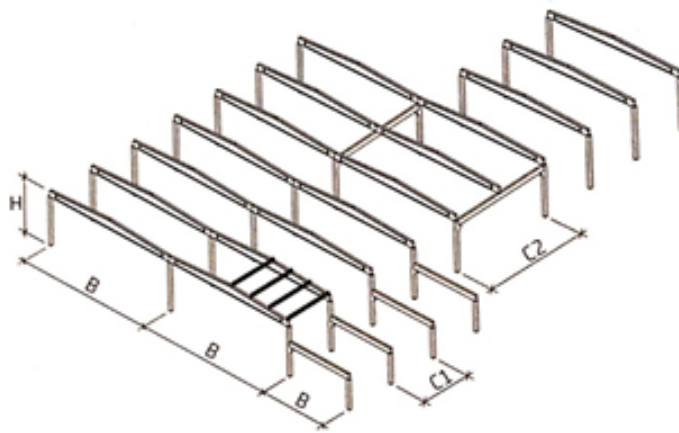
Na concepção de um projeto de galpão em CPM, deve-se levar em consideração alguns aspectos mais conhecidos como vãos das vigas de cobertura, espaçamento entre os pórticos e altura dos pilares, mas também a facilidade de manuseio, ou seja, avaliar a disponibilidade regional de equipamentos para manejo das peças pré-moldadas, onde se enquadram neste aspecto principalmente as fases de saque e içamento dos elementos. Vale ressaltar que se deve consultar a disponibilidade de equipamento, não somente para montagem no canteiro de obra, mas também, se a fábrica tem capacidade para manuseio da peça na fase de saque e carregamento para transporte. Também deve-se considerar a logística de transporte, sendo que o deslocamento de peças demasiadamente longas pode enfrentar dificuldades principalmente em grandes centros que possuem limites de comprimento dos veículos para tráfego dentro da área urbanizada, além da própria dificuldade de manobra em ruas estreitas, sendo necessário uma avaliação da rota até o canteiro, ou uma redução do comprimento principalmente de pilares, prevendo-se emendas nestas peças.

Também deve-se considerar nesta etapa de projeto a facilidade de montagem e execução das ligações, na qual a previsão de ligações rígidas entre as vigas e pilares pode melhorar a distribuição de momentos tanto para cargas verticais, quanto horizontais. No primeiro caso se observa um alívio nos momentos fletores positivos devido ao surgimento de momentos negativos nos apoios, já no segundo caso, há transmissão dos momentos fletores para as vigas, aliviando tanto os pilares devido à continuidade no pórtico, quanto as fundações que terão de resistir a um momento menor na base do pilar. Ainda assim, vale destacar que a utilização de ligações rígidas tende a reduzir a produtividade da construção, que é um dos aspectos vantajosos na utilização do CPM. A utilização de ligações rígidas entre vigas e pilares, tem grande importância em edifícios de múltiplos pavimentos, devido ao travamento dos pilares, diminuindo o comprimento de flambagem, assim como em galpões industriais com ponte rolante, visto que a análise das deformações tende a ser crítica nestas situações. A parte de concepção é de suma importância, pois uma má análise das condições regionais e da disponibilidade de mão de obra e insumos pode inviabilizar a obra e aumentar seu custo em relação a outros métodos construtivos.

Neste projeto foi considerado um galpão atirantado com fachada e comprimento de vinte e trinta metros respectivamente, permitindo diversas modulações de pilares, com pórticos a cada cinco, seis, sete e meio, dez ou quinze metros. El Debs (2017) fornece alguns parâmetros para concepção de galpões de eixos retos com distâncias recomendadas para vigas e pilares, conforme a Figura 3 e a Tabela 1. Considerando tais recomendações se descartou inicialmente

a disposição de pórtico de quinze metros, também pelo motivo de que as terças de concreto protendido usuais vencem vãos de 7,5 a 12,50 metros. Outro fator a ser considerado, é que vãos menores aumentam a quantidade de pilares, fundações e vigas a serem montados, podendo reduzir a produtividade da obra. Em pesquisa junto a empresas regionais, para obras usuais, a quantidade de pilares montados em um dia, está entre 8 e 10 unidades. Levando em consideração tudo que foi discutido, neste projeto serão utilizados vãos entre pilares de 7,5 metros.

**Figura 3** – Recomendações para vãos e altura de galpões com eixo reto



Fonte: El Debs (2017)

**Tabela 1** – Recomendações para vãos e altura de galpões com eixo reto

	MÍNIMO (m)	ÓTIMO (m)	MÁXIMO (m)
Vão da viga de cobertura (B)	12	15-30	50
Vão na outra direção, com terças (C1)	4	6-9	12
Vão na outra direção com viga (C2)	12	12-18	24
Altura do pilar (H)	4	12	20

Fonte: El Debs (2017)

## 2.4 Ação do vento

Para obtenção das cargas de vento se utilizou o *software* Ciclone, que é baseado na ABNT NBR 6123:1988. Inicialmente, foram definidos os parâmetros para cálculo das ações do vento conforme a Tabela 2. Neste trabalho foi considerado que as áreas de abertura em toda edificação são suficientes para que não haja a ocorrência de abertura dominante.

**Tabela 2** – Parâmetros para cálculo das ações do vento

VELOCIDADE DO VENTO	FATOR TOPOGRÁFICO (S1)	CATEGORIA DO TERRENO	CLASSE DA EDIFICAÇÃO	FATOR S2	FATOR ESTATÍSTICO	S3
30 m/s	1 (Terreno Plano)	III	B	0,928	2	1

Fonte: Autor (2022)

Com estes fatores foi possível determinar os coeficientes de pressão externa nas paredes e no telhado. Para determinação do coeficiente de pressão interna, foi considerado que as quatro faces do galpão são igualmente permeáveis, com valores de -0,3 ou 0, considerando o mais desfavorável.

## 2.5 Levantamento das ações permanentes e variáveis

Além do peso próprio da estrutura, foi considerado uma carga permanente nas terças de cobertura de  $0,22 \text{ kN}\cdot\text{m}^{-2}$ , proveniente do peso da telha metálica e de elementos fixados no telhado, como iluminação, elementos de elétrica, entre outros. A sobrecarga foi definida conforme o item 6.4 da ABNT NBR 6120:2019, que especifica o valor de  $0,25 \text{ kN}\cdot\text{m}^{-2}$  para coberturas acessíveis apenas para manutenção, com inclinação superior a 3%. As cargas de ventos foram obtidas pela ABNT NBR 6123:1988, processo já explanado neste trabalho.

## 2.6 Combinações para estado limite último e estado limite de serviço

As combinações utilizadas foram retiradas da ABNT NBR 8681:2003, de modo a serem considerados os efeitos de modo mais desfavorável na estrutura. Para o estado limite último são utilizadas as combinações últimas, conforme a Tabela 3 abaixo:

**Tabela 3** – Combinações para ELU

NUMERAÇÃO	COMBINAÇÃO
1	1,3 PP + 1,4 CP + 1,4 V0 + 1,07 CA
2	1,3 PP + 1,4 CP + 1,4 V90 + 1,07 CA
3	1,3 PP + 1,4 CP + 1,5 CA
4	1,3 PP + 1,4 V90
5	1,3 PP + 1,4 V0

Fonte: Autor (2022)

Para o estado limite de serviço, foram utilizadas as combinações frequentes de serviço (CF), que contemplam as combinações que levam em consideração as cargas de vento, e as combinações quase permanentes de serviço (CQP), representadas a seguir nesta ordem:

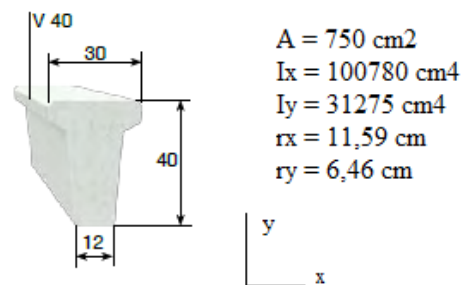
**Tabela 4 – Combinações para ELS**

NUMERAÇÃO	TIPO	COMBINAÇÃO
1	CF	1,0 PP + 1,0 CP + 0,3 V0 + 0,4 CA
2	CF	1,0 PP + 1,0 CP + 0,3 V90 + 0,4 CA
3	CQP	1,0 PP + 1,0 CP + 0,6 CA
4	CF	1,0 PP + 0,3 V90
5	CF	1,0 PP + 0,3 V0

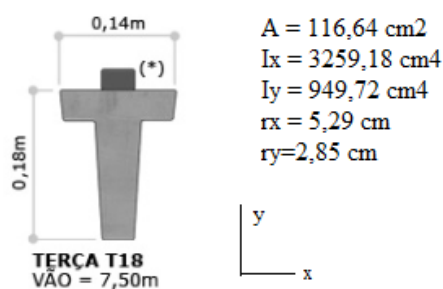
Fonte: Autor (2022)

## 2.7 Modelagem dos elementos com auxílio de *software*

A modelagem dos elementos foi realizada com o auxílio do *software* SAP 2000, sendo os pilares, vigas de cobertura, terças e tirantes, modelados como elementos de barra ou *frame*. Os pilares foram considerados engastados na base, as vigas de cobertura com uma ligação rígida junto ao pilar, e os demais elementos, terças e tirantes, como rotulados em seus apoios. Em algumas combinações, devido as forças de vento, os tirantes recebem cargas de compressão, visto que a análise é linear, o que não condiz com a realidade, dado que estes elementos não tem rigidez suficiente para resistir a essas cargas de compressão, resistindo apenas a esforços de tração. Para contornar esta situação, foi-se adicionada a esses elementos uma limitação aos esforços de compressão no valor de 0 kN. Nas Figuras 4 e 5 abaixo encontram-se os parâmetros geométricos das vigas e terças de cobertura, retirados de catálogos de empresas especializadas:

**Figura 4 – Viga de Cobertura**

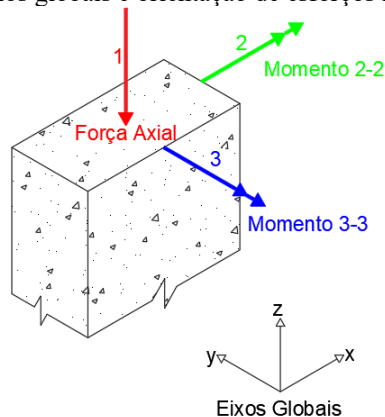
Fonte: Pretersa (2011)

**Figura 5 – Terça de Cobertura**

Fonte: Premodisa (2022)

Na Figura 6 é demonstrada a orientação dos esforços no *software* SAP 2000 em relação a orientação dos pilares para este trabalho em específico, estando o plano do pórtico principal na direção 2.

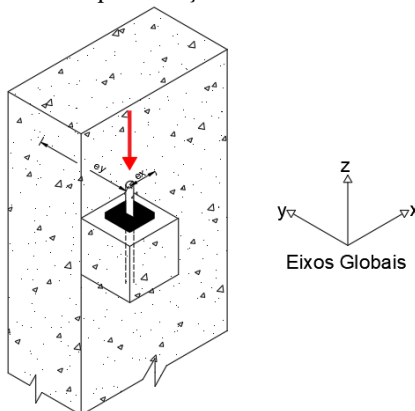
**Figura 6** – Eixos globais e orientação de esforços no SAP 2000



Fonte: Autor (2022)

Na modelagem do pórtico de fachada deve-se atentar ao consolo, visto que a viga é menos larga que o pilar e a mesma deve ficar alinhada com a face externa do pilar, isso irá gerar uma excentricidade em relação ao seu eixo x, além da excentricidade natural em relação ao eixo y, dado que a reação da viga incide sobre o eixo do consolo que é externo ao eixo do pilar. A modelagem do consolo foi realizada através de um elemento de barra, com modificações nas rigidezes para que não houvesse deformações consideráveis, representando uma condição mais próxima da realidade, neste trabalho multiplicou-se as rigidezes da barra do consolo em torno do eixo x e y por 2. Para simulação da excentricidade em relação ao eixo x, foi aplicado um *offset* nas barras da viga e do consolo. A representação das excentricidades pode ser vista na Figura 7 abaixo:

**Figura 7** – Representação do consolo de fachada



Fonte: Autor (2022)

## 2.8 Dimensionamento dos elementos

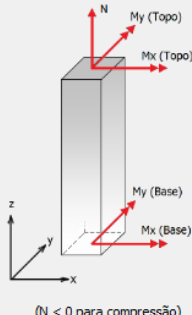
### 2.8.1 Dimensionamento dos Pilares

O dimensionamento dos pilares segue as determinações da ABNT NBR 6118:2014, sendo que, neste trabalho serão dimensionados dois pilares, o mais solicitado que compõe um dos pórticos principais (P9) e um dos pilares de fachada (P2), replicando as armaduras para os demais pilares correspondentes. Em galpões de concreto pré-fabricado, é comum a uniformização das armaduras dos elementos, visto que este processo aumenta a produtividade na fábrica e reduz a possibilidade de erros na fase de montagem, portanto, mesmo sendo possível dimensionar os pilares um a um obtendo-se uma otimização das armaduras, o resultado obtido para o elemento mais solicitado será replicado para os demais. Para o dimensionamento, foi-se utilizado o software P-Calc, desenvolvido pelo engenheiro Sander Cardoso, a fim de dimensionar os pilares frente aos esforços de flexocompressão normal e oblíqua, sendo que na determinação dos esforços na direção do pórtico principal se foi utilizado o método  $\kappa$  aproximado para o cálculo dos efeitos locais de segunda ordem, e na direção perpendicular ao pórtico principal, como o pilar está livre no topo, com índice de esbelteiz maior que 140, a ABNT NBR 6118:2014 exige a verificação pelo método geral. Seguidamente são inseridos os dados geométricos do pilar, sua forma, dimensões da seção, e as condições de apoio do pilar, se birrotulado ou em balanço. Também são inseridos o  $f_{ck}$ ,  $f_{yk}$ , módulos de elasticidade, tanto do aço quanto do concreto e as armaduras para verificação inicial, além das armaduras para verificação e os esforços, que neste caso foram majorados por 1, visto que os esforços já foram obtidos do pórtico espacial modelado no SAP 2000, majorados, conforme Figura 8.

**Figura 8 – Entrada dos esforços**

Coefficiente de ponderação:  
 $\gamma_f = 1$

Unidades: [kN, kN.m]



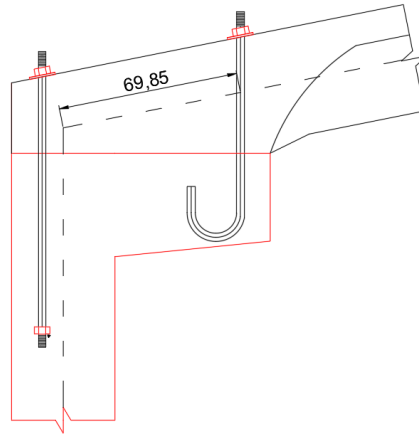
Combinação	Nsk	Msk,x (Topo)	Msk,x (Base)	Msk,y (Topo)	Msk,y (Base)
1	-74.7	-101.7	65.8	0	0
2	-51.6	-85.3	110	0	0
3	-61.3	-83.4	65.2	0	0

Fonte: Autor (2022)

### 2.8.2 Dimensionamento das vigas de cobertura

Sumariamente, as vigas de cobertura são elementos sujeitos a flexocompressão e flexotração, sendo o primeiro predominante. Neste trabalho, se realizou o dimensionamento das armaduras à flexão simples e a verificação posterior à flexão composta, até porque durante as fases transitórias, estes elementos também estão sujeitos apenas a esforços de flexão simples. As armaduras não foram dimensionadas para os momentos máximos obtidos no pórtico espacial visto que na região da ligação, os momentos são resistidos pelos chumbadores e pelo consolo. Portanto, os momentos de dimensionamento da viga foram obtidos para a distância entre o eixo da ligação viga-pilar ao centro do chumbador mais próximo da borda do consolo de aproximadamente 70 cm, conforme a Figura 9.

**Figura 9** – Distância do eixo viga-pilar ao chumbador



Fonte: Autor (2022)

A análise da estabilidade lateral geralmente é realizada através de formulações presentes tanto na ABNT NBR 6118:2014, quanto na ABNT NBR 9062:2017. Esta última ainda comenta que, podem ser realizadas análises teóricas para determinação da carga crítica de instabilidade, e na falta destes valores deve-se recorrer as formulações propostas. Ainda assim, Melo (2004), comenta que o critério normativo gera dimensionamentos antieconômicos por ser muito rigoroso, Doniak (2019) recomenda que esta verificação seja realizada utilizando os critérios do Eurocódigo, e El Debs (2017), recomenda a verificação da estabilidade lateral pelos critérios encontrados no MC-10 da FIB (*International Federation for Structural Concrete*), sendo que, o autor ainda discorre que a verificação pelo Eurocódigo não leva a verificações seguras para algumas situações transitórias. El Debs (2017) também expõe que, nas fases transitórias estes efeitos podem ser mais críticos devido ao fato que os elementos de suporte não fornecem restrição à torção. Apesar disso, o autor coloca que as vigas susceptíveis a esse tipo de problema



são as altas com pouca rigidez lateral.

### 2.8.3 Dimensionamento dos elementos no pórtico de fachada

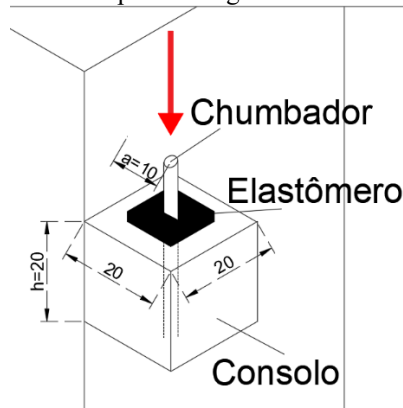
O dimensionamento da viga segue os mesmos princípios da viga de cobertura, a não ser pelo fato que ela está submetida predominantemente a esforços de flexão simples, sem tração ou compressão consideráveis. Neste trabalho foi focado o dimensionamento do consolo, dente gerber, chumbador e do elastômero presentes na ligação desta viga com o pilar.

A ABNT NBR 9062:2017, não discorre sobre o dimensionamento ou critérios para o dimensionamento de chumbadores grauteados. Formulação para o cálculo são encontradas em El Debs (2017), que propõe a metodologia de cálculo presente no boletim 43 da FIB (*International Federation for Structural Concrete*). Neste trabalho se utilizou o aço CA-25 para os chumbadores, preferível ao CA-50 devido a maior facilidade de manuseio (MELO, 2004) e sua maior ductilidade. Leonhardt e Mönning (1978), recomendam ainda que se limite a força horizontal a um quinto da força resistente do chumbador.

O dimensionamento do consolo segue os procedimentos da ABNT NBR 9062:2017, que fornece todos os parâmetros e formulações necessárias. A norma ainda exige o dimensionamento do elastômero, do consolo e do chumbador a uma força horizontal mínima, sendo que na falta de cálculos precisos pode ser considerado como uma fração da força vertical, a depender do tipo de aparelho de apoio.

O dimensionamento do elastômero, segue as recomendações da ABNT NBR 9062:2017, para verificação dos limites de compressão, limitação das rotações no apoio, deslizamento, não levantamento da borda, verificação quanto as máximas tensões de cisalhamento no aparelho de apoio e sua estabilidade. A Figura 10 mostra uma representação do consolo, elastômero e chumbador.

**Figura 10** – Propriedades geométricas do consolo



Fonte: Autor (2022)

## 2.9 Ligações

As premissas para o cálculo das ligações entre elementos de concreto pré-moldado são estabelecidas pela ABNT NBR 9062:2017, que define o comportamento destas ligações como articuladas, semirrígidas e rígidas. No galpão apresentado neste trabalho, existem três ligações principais, a ligação viga-pilar, a ligação entre o pilar e o cálice de fundação e a ligação entre as duas pernas que formam a tesoura na cobertura. Esta última ligação se dá através de chapas e parafusos metálicos, devendo ser dimensionados conforme a ABNT NBR 8800:2008 e demais normas pertinentes às estruturas metálicas, fugindo do escopo deste trabalho.

### 2.9.1 Ligação Viga-Pilar

Esta ligação se dá por meio de dois chumbadores grauteados, que tem a função de transferir os momentos, tanto positivos, quanto negativos ao pilar. Estes elementos são tracionados, um por vez, a depender da solicitação atuante devido as diferentes combinações de ações. Buscou-se neste trabalho um conjunto de elementos que fornecessem uma ligação rígida, na qual a restrição à rotação é igual ou superior a 0,85 conforme a ABNT NBR 9062:2017, a qual discorre que nesta situação, a análise estrutural pode ser feita como pórtico contínuo com nós rígidos. A equação para cálculo do fator de restrição à rotação  $\alpha_R$ , e as condições para consideração de uma ligação rígida são dadas abaixo:

$$\alpha_R = \left[ 1 + \frac{3(EI)_{sec}}{R_{sec}L_{ef}} \right]^{-1} \geq 0,85 \quad (1)$$

$$R_{sec} \geq \frac{17(EI)_{sec}}{L_{ef}} \quad (2)$$

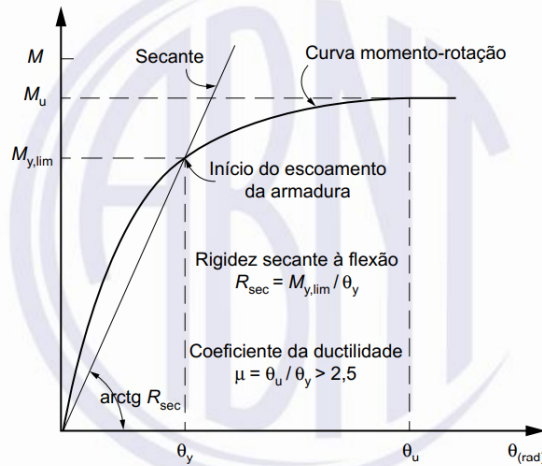
$$\frac{M_{Sd,rig}}{M_{y,lim}} = \frac{M_{Sd,rig}}{0,9A_s f_{yk} d} \leq 0,85 \quad (3)$$

Sendo “ $(EI)_{sec}$ ” a rigidez secante da viga analisada, “ $L_{ef}$ ” o vão efetivo entre os centros de giros nos apoios da viga, “ $R_{sec}$ ” a rigidez secante ao momento fletor na ligação viga-pilar, “ $M_{Sd,rig}$ ” o momento solicitante elástico de projeto, “ $M_{y,lim}$ ” o momento no início do escoamento da armadura tracionada, “ $A_s$ ” a área do chumbador ou armadura da ligação, “ $f_{yk}$ ” a tensão de

escoamento característica do aço e “d”, o braço de alavanca na ligação.

A rigidez ao momento fletor da ligação é dada pela relação momento-rotação, sendo esta, uma relação não linear, que pode ser calculada de modo aproximado por uma relação linear, utilizando a rigidez secante à flexão definida nesta mesma norma. Esta relação pode ser vista na Figura 11 abaixo:

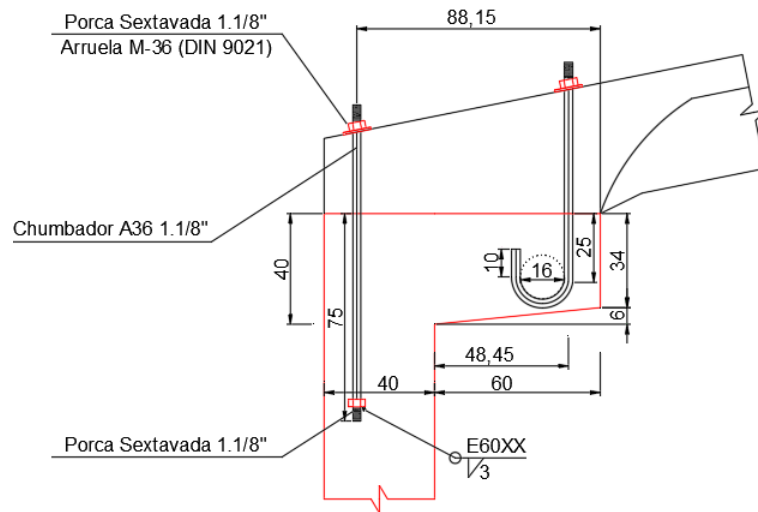
**Figura 11** – Relação momento-rotação e rigidez secante à flexão



Fonte: ABNT NBR 9062:2017

Mesmo que sejam fornecidos pela norma, parâmetros para o cálculo da rigidez de diversos tipos de ligação viga-pilar, a ligação proposta neste trabalho não é contemplada pela norma, sendo que esta sugere uma validação experimental de tal ligação para obtenção dos coeficientes necessários. Além disso, como se trata de uma ligação com chumbadores grauteados, a norma ainda comenta que devem ser utilizados modelos de cálculo referenciados, caso contrário, esta deve ser tratada como rotulada. A ligação proposta para o galpão analisado já foi extensamente estudada, com diversos modelos numéricos e experimentais, sendo que neste trabalho se utilizou o modelo encontrado em SANTOS (2010), que compilou diversos tipos de ligações comumente encontradas em galpões atirantados. O diâmetro dos chumbadores é dado pela Equação 3, isolando a área. A representação da ligação viga-pilar, pode ser encontrada na Figura 12.

**Figura 12** – Exemplo da ligação entre a viga de cobertura e o pilar



Fonte: Autor (2022)

De acordo com SANTOS (2010), o consolo no pilar deve ter comportamento de viga para que o mecanismo proposto possa ser validado, visto que em um consolo curto não há preponderância de momentos fletores. Segundo o item 22.5.1.1 da ABNT NBR 6118:2014, quando a relação entre distância do ponto de aplicação da carga à face do pilar e a altura útil do consolo for maior que 1, este elemento deve ser tratado como viga em balanço, já para FUSCO (2013), o elemento possui comportamento de consolo curto até uma relação de vão e altura de 1,5, sendo esta última relação a adotada neste trabalho, dado que também atende as recomendações normativas.

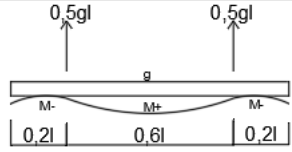
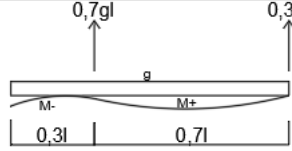
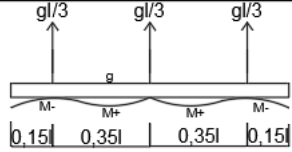
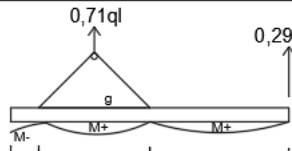
## 2.10 Verificação dos elementos em situações transitórias

Após o dimensionamento dos elementos em situação final, ou seja, com a obra totalmente montada, deve-se verificar o atendimento dos elementos ao estado limite último nas situações transitórias, ou seja, saque da fôrma, armazenamento, transporte e montagem. O posicionamento ideal das alças é de forma a gerar balanços nos elementos, distribuindo os momentos fletores de forma mais favorável. Além disso, El Debs (2017) comenta que esta disposição das alças reduz o comprimento da viga entre apoios, reduzindo a chance de instabilidade lateral durante a fase de montagem. O autor também discorre sobre a limitação no comprimento destes balanços em elementos protendidos, visto que, deve-se ter momentos fletores positivos mínimos capazes de equilibrar as forças de protensão.

Os pilares tem condições particulares nas fases transitórias, visto que nas fases de saque,

armazenamento e transporte, são manuseados por dois apoios, já na fase de montagem, como estes elementos tem sua posição final na vertical, o içamento se dá por apenas um ponto, com sua base apoiada sobre pneus ou pedaços de madeira, visando a proteção da peça (DONIAK, 2019). O posicionamento ideal das alças de içamento pode ser encontrado em diversas tabelas, com suas respectivas posições e momentos fletores atuantes. Algumas destas posições podem ser vistas na Figura 13.

**Figura 13** – Posições típicas para içamentos de componentes pré-moldados.

Diagrama Içamento	Momentos Fletores Atuantes	Situações de utilização
	$M+ = 0,025 \text{ gl}^2$ $M- = 0,020 \text{ gl}^2$	- Saque, armazenamento e transporte de vigas e pilares - Montagem de vigas
	$M+ = 0,043 \text{ gl}^2$ $M- = 0,043 \text{ gl}^2$	- Montagem de pilares
	$M+ = 0,006 \text{ gl}^2$ $M- = 0,012 \text{ gl}^2$	- Armazenamento e transporte de peças longas
	$M+ = 0,054 \text{ gl}^2$ $M- = 0,018 \text{ gl}^2$	- Montagem de pilares longos

Fonte: Adaptado de PCI (2010)

Nestas situações, o carregamento nos elementos é apenas do peso próprio majorado por um coeficiente que simula solicitações dinâmicas as quais as peças podem estar sujeitas, para pilares deve-se ainda limitar a tensão da armadura longitudinal em  $0,50 f_{yk}$ , conforme o item 5.3.2 da ABNT NBR 9062:2017.

Nas situações transitórias, os esforços preponderantes nos pilares são de flexão, sendo assim estes passam a ser classificados como vigas segundo o item 14.4.1.1 da ABNT NBR 6118:2014, consequentemente, o dimensionamento também deve seguir as recomendações pertinentes. Para vigas e pilares, estes últimos, exceto em fase de montagem, se foi adotado o primeiro diagrama da Figura 13. Já para pilares em fase de montagem, foi adotado o segundo diagrama da Figura 13. Conforme citado por Melo (2004), dependendo da disponibilidade de pistas de concretagem na fábrica o pilar pode ser concretado com a maior face para cima, e

consequentemente, com as alças de içamento ancoradas também nesta face, sendo necessário a verificação das fases transitórias com o pilar fletido em torno do eixo de menor inércia. Para concretos com  $f_{ck}$  de 40 MPa, o autor ainda recomenda a verificação ao saque e armazenamento com  $f_{cj}$  maior ou igual a 21 MPa e para a fase de transporte e montagem com no mínimo 27 MPa. Os diagramas de momentos fletores e esforços cortantes para situações transitórias estão contidos no apêndice A.

## 2.11 Verificação de deslocamentos

Para a verificação dos deslocamentos foi analisado o deslocamento horizontal máximo do galpão, e os deslocamentos referentes aos elementos de cobertura de maneira isoladas e como um todo. Para consideração dos efeitos de deformação lenta e fluência, utilizou-se um multiplicador no valor de 2,32 aplicado ao modelo, obtido segundo o item 17.3.2.1.2 da ABNT NBR 6118:2014. Os valores limites a serem observados são os presentes na Tabela 5 com base na ABNT NBR 9062:2017, sendo “H”, a altura do galpão e “L” o vão efetivo dos elementos de cobertura.

<b>Tabela 5 – Deslocamentos máximos</b>	
<b>DESLOCAMENTO VERTICAL</b>	<b>DESLOCAMENTO HORIZONTAL</b>
L/250	H/400

Fonte: Autor (2022)

## 2.12 Detalhamento

O detalhamento será realizado conforme os modelos apresentados por Melo (2004), para todos os elementos estruturais dimensionados. Os detalhamentos são apresentados no Apêndice B.

# 3 RESULTADOS E DISCUSSÃO

Nesta seção são apresentados os resultados obtidos no dimensionamento do galpão, a partir das ações de vento, os esforços obtidos no pórtico espacial, a efetividade da ligação viga-pilar, o dimensionamento dos pilares e vigas, em suas diversas fases, desde as situações transitórias de saque, armazenamento e transporte, até sua montagem, o dimensionamento dos aparelhos

de apoio e por fim as verificações quanto aos deslocamentos da estrutura.

### 3.1 Forças provenientes das ações do vento

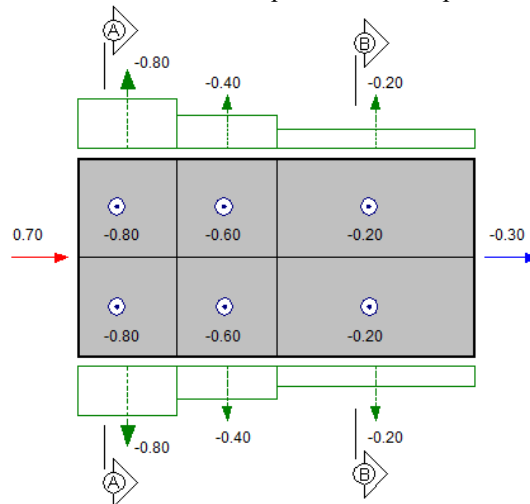
A velocidades do vento e suas respectivas pressões para as incidências a 0 e 90 graus podem ser vistas na Tabela 6 e nas Figura 14 e 15 abaixo, com os resultados obtidos através do *software* ciclone.

**Tabela 6** – Pressões de vento a 0 e 90 graus

	VENTO A 0°	VENTO A 90°
Velocidade ( $\text{m s}^{-1}$ )	27,83	27,25
Pressão de Obstrução ( $\text{kN m}^{-2}$ )	0,475	0,455

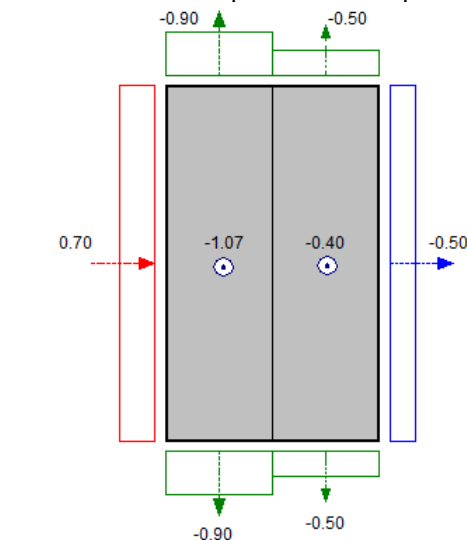
Fonte: Autor (2022)

**Figura 14** – Coeficientes de pressão externa para vento a 0°



Fonte: Autor (2022)

**Figura 15** – Coeficientes de pressão externa para vento a 90°

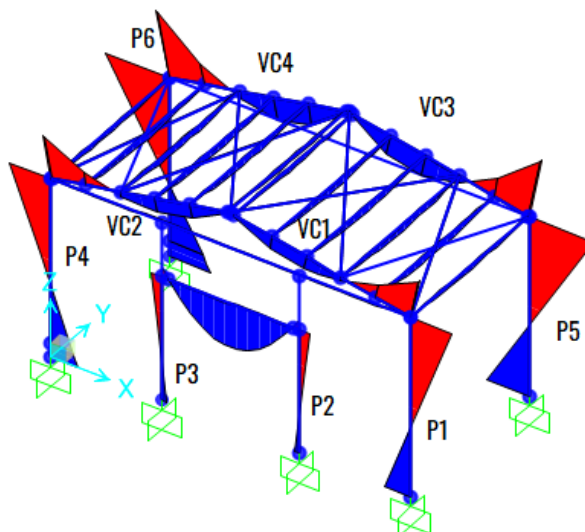


### 3.2 Esforços do pórtico espacial

Após o processamento da estrutura é imprescindível a verificação dos elementos frente às diversas combinações de ações, com o intuito de analisar se o comportamento dos elementos está adequado. Inicialmente, foi-se realizada uma inspeção visual dos diagramas de momentos fletores e deformações, a fim de aferir se estes estavam condizentes com o esperado. Primeiramente, se analisou as vigas de cobertura, sendo possível averiguar pela Figura 16, que os formatos dos diagramas estão condizentes com o esperado, com um momento negativo na ligação viga pilar e momento positivo no restante da viga. Para a combinação 3, conforme a Tabela 3, os pórticos mais afastados da fachada possuem momentos fletores maiores, visto que as cargas de pressão externa ficam menores à medida que se afastam da fachada, gerando um menor alívio nas cargas permanentes e acidentais, comportamento também validado no modelo.

O comportamento dos pilares também ocorreu como esperado, com momentos fletores maiores no segundo pórtico, visto que este recebe o dobro do carregamento na cobertura, além disso, também se pode constatar no modelo, o momento fletor gerado pela excentricidade da carga axial no consolo do pórtico de fachada. As terças de cobertura, como citado anteriormente, são todas rotuladas nos apoios, portanto, o diagrama birrotulado apenas com momentos positivos, também foi confirmado pela análise do modelo.

**Figura 16** – Momentos fletores para combinação ELU 1,3PP+1,4CP+1,4CA





Fonte: Autor (2022)

Pode-se observar os esforços nos pilares P9 e P2, nas Tabelas 7 e 8, respectivamente, para as combinações de estado limite último, sendo os esforços representados de acordo com a Figura 6. O primeiro dentre os pilares internos, mostrou-se como o mais solicitado dentre as combinações propostas, já o pilar P2 é um dos pilares que compõem a fachada, sendo importante sua análise visto que estes pilares possuem esforços significativos devido às cargas de vento frontais que incidem na fachada.

**Tabela 7 – Esforços no pilar P9**

LOCAL	COMBINAÇÃO	P (kN)	V <sub>2</sub> (kN)	V <sub>3</sub> (kN)	M <sub>2</sub> (kN·m)	M <sub>3</sub> (kN·m)
Base	1	-91,75	21,89	1,82	14,02	59,46
Topo		-61,59	14,20	1,82	-0,08	-80,10
Base	2	-82,72	30,38	0,04	0,22	95,62
Topo		-52,56	11,86	0,04	-0,08	-67,73
Base	3	-105,15	21,66	0,00	0,00	65,82
Topo		-74,99	21,66	0,00	0,00	-101,70
Base	4	-50,34	20,93	0,04	0,22	66,97
Topo		-20,18	2,42	0,04	-0,08	-23,33
Base	5	-59,38	12,44	1,82	14,02	30,81
Topo		-29,22	4,76	1,82	-0,08	-35,69

Fonte: Autor (2022)

**Tabela 8 – Esforços no pilar P2**

LOCAL	COMBINAÇÃO	P (kN)	V <sub>2</sub> (kN)	V <sub>3</sub> (kN)	M <sub>2</sub> (kN·m)	M <sub>3</sub> (kN·m)
Base	1	-78,41	-4,05	-27,10	-7,18	-101,25
Topo		0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Base	2	-78,41	-4,05	0,00	-7,18	2,39
Topo		0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Base	3	-78,41	-4,05	0,00	-7,18	2,39
Topo		0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Base	4	-37,12	-0,59	0,00	-1,05	0,33
Topo		0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Base	5	-37,12	-0,59	-27,10	-1,05	-103,32
Topo		0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

Fonte: Autor (2022)

Seguidamente, são apresentados os esforços na viga de cobertura mais solicitada, neste caso, uma viga que recebe carregamentos de duas terças, o que não ocorre na região da fachada, e mais afastada da região de incidência do vento frontal a 0 graus, visto que na região de fachada, as forças originadas pelo vento são maiores, tendendo a aliviar as cargas permanentes e acidentais. Sendo assim, na Tabela 9 são apresentados os esforços na viga de cobertura VC7,

nos pontos de maiores momentos fletores positivos e negativos:

**Tabela 9 – Esforços na VC7**

DISTÂNCIA DA CUMEEIRA (m)	COMBINAÇÃO	P (kN)	V <sub>2</sub> (kN)	V <sub>3</sub> (kN)	M <sub>2</sub> (kN·m)	M <sub>3</sub> (kN·m)
3,30	1	-98,47	2,00	-0,11	0,15	21,10
7,85	1	-104,85	41,20	1,81	0,75	-83,40
3,30	2	-69,16	2,92	-0,15	0,15	15,55
7,85	2	-73,91	37,43	0,04	0,30	-80,86
3,30	3	-119,35	1,89	-0,08	0,10	26,38
7,85	3	-127,36	50,29	0,01	0,05	-101,74
1,80	4	-17,63	-0,42	-0,04	-0,07	4,85
7,85	4	-19,64	15,47	0,04	0,27	-36,55
1,80	5	-46,67	-2,68	0,00	0,00	9,02
7,85	5	-50,58	19,24	1,81	0,72	-39,09

Fonte: Autor (2022)

### 3.3 Ligação Viga-Pilar

Os resultados para os parâmetros necessários na avaliação da rigidez na ligação, estão contidos na Tabela 10, onde foram apresentados os resultados apenas para a ligação do momento negativo, visto que esta tende a ser a mais desfavorável.

**Tabela 10 – Resultados na análise da ligação viga-pilar para o momento negativo**

ELEMENTO	ANTES DA FISSURAÇÃO	DEPOIS DA FISSURAÇÃO
Rigidez Secante ao Momento Fletor ( $R_{sec}$ )	$1,95 \cdot 10^6$ kN·m	$1,06 \cdot 10^6$ kN·m
Fator de restrição à rotação ( $\alpha_R$ )	0,993	0,987
Rotação Relativa Viga-Pilar ( $\theta$ )	$1,746 \cdot 10^{-5}$ rad	$1,147 \cdot 10^{-4}$ rad

Fonte: Autor (2022)

Como citado anteriormente, a ABNT NBR 9062:2017 ainda exige que sejam cumpridas algumas verificações para que a ligação seja considerada rígida, portanto, serão comparados os valores obtidos na análise com os valores de referência da norma na Tabela 11. O diâmetro do chumbador obtido pela Equação 3 foi de 28,58 mm.

**Tabela 11 – Condições para verificação de ligação rígida para o momento negativo**

VERIFICAÇÃO	RESULTADO	CONFORMIDADE
$\alpha_r = \left[ 1 + \frac{3(EI)_{sec}}{R_{sec}L_{ef}} \right]^{-1} \geq 0,85$	$0,987 \geq 0,85$	Conforme
$R_{sec} \geq \frac{17(EI)_{sec}}{L_{ef}}$	$(1,06 \cdot 10^6 \geq 7,93 \cdot 10^4)$ kN·m	Conforme
$\frac{M_{sd,rig}}{M_{y,lim}} = \frac{M_{sd,rig}}{0,9A_s f_{yk} d} \leq 0,85$	$\frac{-102,4 \text{ kN} \cdot \text{m}}{-121,9 \text{ kN} \cdot \text{m}} = 0,84 \leq 0,85$	Conforme

Fonte: Autor (2022)

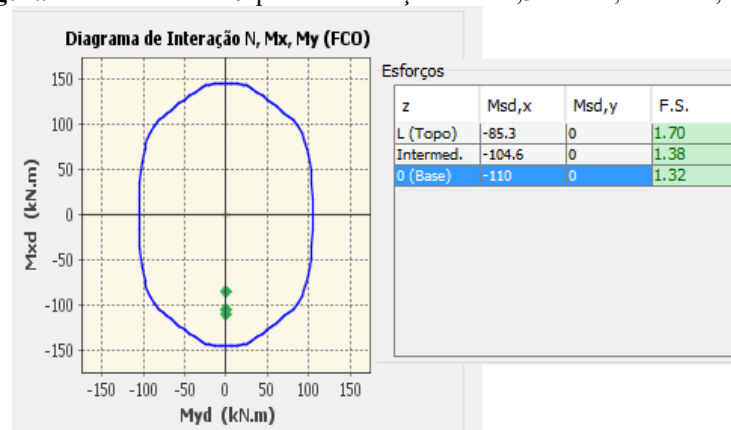
Pode-se concluir após todas as verificações que a ligação é rígida, validando a modelagem do pórtico como contínuo com nós rígidos, conforme se constata na ABNT NBR 9062:2017. Apesar das vantagens apresentadas em uma ligação rígida, como a redução dos deslocamentos das vigas de cobertura, as ligações nestas regiões exigem uma área de aço maior, devido aos maiores momentos fletores e as verificações adicionais impostas pela norma, como a encontrada na Equação 3. Consequentemente, estas ligações se tornam mais caras e difíceis de serem executadas. Uma redistribuição de esforços na ligação viga-pilar, acarretaria em melhor distribuição de momentos nos pilares, vigas de cobertura e elementos de ligação, com o ônus de maiores deslocamentos, que poderiam ser contornados com coberturas mais leves com terças metálicas, acarretando em um menor carregamento sobre as vigas de cobertura. Outra solução seria reduzir o espaçamento entre pórticos, também com o intuito de reduzir os carregamentos provenientes das terças de cobertura, ou ainda aumentar o diâmetro do tirante.

### 3.4 Dimensionamento dos pilares

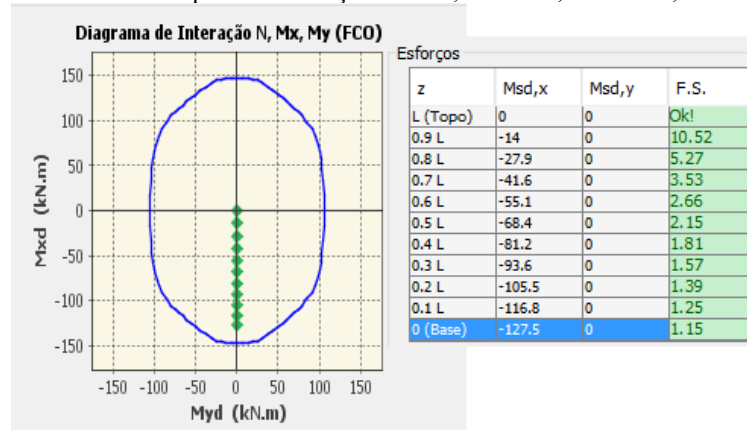
Os resultados apresentados primeiramente são do pilar P9 para 6 barras de 20 mm. Na Figura 17, pode-se ver o resultado para a combinação mais crítica.

Para o pilar P2, o dimensionamento, em concordância com a Figura 18, também resultou em 6 barras de 20 mm. Os esforços críticos nestes pilares são provenientes das combinações de vento a 0 graus, portanto, vale ressaltar a importância de se posicionar o pilar, de modo que esses esforços de vento sejam resistidos pelo eixo de maior inércia. O resumo do dimensionamento dos pilares analisados está presente na Tabela 12.

**Figura 17** – Resultado P9 para combinação ELU 1,3 PP + 1,4 CP + 1,4 V90



Fonte: Autor (2022)

**Figura 18** – Resultado P2 para combinação ELU 1,3 P.P + 1,4 C.P. + 1,4 V0 + 1,07 C.A.

Fonte: Autor (2022)

**Tabela 12** – Resumo dimensionamento dos pilares

As (cm <sup>2</sup> )	DETALHAMENTO	ESTRIBOS
18,84	6 $\Phi$ 20mm	$\Phi$ 5 c/20

Fonte: Autor (2022)

### 3.4.1 Dimensionamento nas situações transitórias

Seguidamente, são apresentados os resultados para a verificação ao saque, armazenamento e transporte, para os pilares apoiados em dois pontos e os resultados para verificação de montagem para os pilares içados em um ponto. Também se foi calculado o momento de fissuração que ficou acima dos momentos fletores característicos, chegando à conclusão que a peça não fissurará nestas situações. Para efeito de cálculo se considerou duas barras de 20 mm em cada face, resultante do detalhamento do item anterior. O resumo do dimensionamento dos pilares aos momentos fletores e esforços cortantes em situação transitória quando içado por um ou dois pontos pode ser visto nas Tabela 13 e 14 a seguir:

**Tabela 13** – Resumo dimensionamento dos pilares ao momento fletor em situação transitória

NÚMERO PONTOS DE IÇAMENTO	M <sub>d</sub> (kN·m)	As (cm <sup>2</sup> )	As, mín (cm <sup>2</sup> )	CONFERÊNCIA	MOMENTO DE FISSURAÇÃO (kN·m)
2	7,4	0,66	1,8	1,8 < 6,28	30,99
2	-5,9	0,53	1,8	1,8 < 6,28	30,99
1	13,3	1,2	1,8	1,8 < 6,28	37,55

Fonte: Autor (2022)

**Tabela 14** – Dimensionamento aos esforços cortantes para os pilares em situação transitória

NÚMERO PONTOS DE IÇAMENTO	V <sub>sd</sub> (kN)	V <sub>Rd2</sub> (kN)	V <sub>c</sub> (kN)	V <sub>sw</sub> (kN)	As, mín (cm <sup>2</sup> )	As (cm <sup>2</sup> )	DETALHAMENTO
2	11,6	385,8	7,12	0	3,65	0,0	$\Phi$ 6,3 c/16
1	16,0	498,7	8,63	0	4,43	0,0	$\Phi$ 6,3 c/12,5

Fonte: Autor (2022)

Pode-se observar que os esforços de flexão nas fases transitórias são muito pequenos, resultando em pequenas taxas de armadura, sem necessidade de alteração das armaduras calculadas anteriormente. A mudança significativa ocorreu no detalhamento dos estribos, visto que, o pilar passa a se comportar como viga, devendo ser armado com a armadura mínima ao esforço cortante referente às vigas segundo a ABNT NBR 6118:2014. A verificação dos elementos com o menor  $f_{ck}$  fica a favor da segurança apenas na verificação à flexão, visto que, a armadura mínima para o cisalhamento é diretamente proporcional ao  $f_{ck}$  e a largura do elemento. O resultado final do detalhamento dos pilares, pode ser visto na Tabela 15 abaixo:

**Tabela 15** – Resumo Dimensionamento dos Pilares

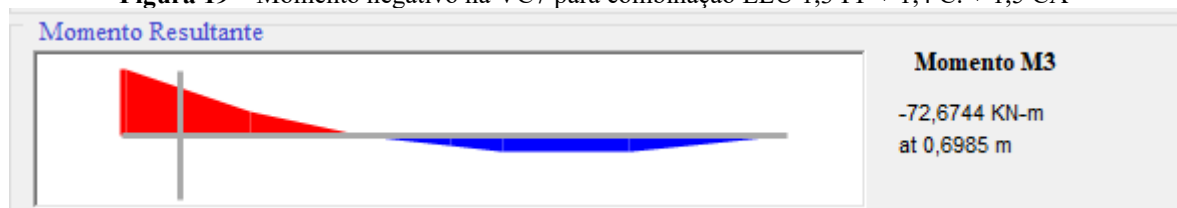
$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	DETALHAMENTO	ESTRIBOS
18,84	6 $\Phi$ 20mm	$\Phi$ 6,3 c/12,5

Fonte: Autor (2022)

### 3.5 Dimensionamento das vigas de cobertura

Através do *software* SAP 2000, pode-se obter o momento negativo crítico de dimensionamento para o ponto citado anteriormente, em concordância com a Figura 9, sendo que, os momentos são resistidos pela viga e não pela ligação.

**Figura 19** – Momento negativo na VC7 para combinação ELU 1,3 PP + 1,4 C. + 1,5 CA



Fonte: Autor (2022)

Os resultados obtidos para o dimensionamento do momento fletor negativo, positivo, assim como dos esforços cortantes são apresentados nas Tabelas 16 e 17, assim como a verificação da viga aos esforços de flexo-compressão, em conformidade com a Tabela 18.

**Tabela 16** – Dimensionamento aos momentos fletores para VC7

$M_a$ (kN·m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	DETALHAMENTO
-72,7	5,07	3 $\Phi$ 16mm
23,5	1,52	2 $\Phi$ 12,5mm

Fonte: Autor (2022)

**Tabela 17** – Dimensionamento aos esforços cortantes para VC7

$V_{sd}$ (kN)	$V_{Rd2}$ (kN)	$V_c$ (kN)	$V_{sw}$ (kN)	$A_{s, min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	DETALHAMENTO
50,3	279,9	45,5	9,9	1,89	0,7	Φ 5 c/20

Fonte: Autor (2022)

**Tabela 18** – Verificação aos esforços de flexo-compressão

DISTÂNCIA DA CUMEEIRA (m)	COMBINAÇÃO	P (kN)	$M_3$ (kN·m)	PROFUNDIDADE LINHA NEUTRA (cm)
1,80	1	-96,21	21,40	11,80
7,85	1	-104,85	-83,40	16,42
1,80	2	-67,17	17,23	10,66
7,85	2	-73,91	-80,86	15,69
1,80	3	-116,57	26,53	11,52
7,85	3	-127,36	-101,74	16,81
1,80	4	-17,63	4,85	10,09
7,85	4	-19,64	-36,55	14,31
1,80	5	-46,67	9,02	12,91
7,85	5	-50,58	-39,09	15,76

Fonte: Autor (2022)

Os diagramas resultantes da análise das situações transitórias tanto das vigas quanto dos pilares, podem ser vistos no Apêndice A. Nas Tabelas 19 e 20, são apresentados os resumos dos dimensionamentos para estas situações.

**Tabela 19** – Resumo dimensionamento das vigas ao momento fletor em situação transitória

$M_d$ (kN·m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{s, min}$ (cm <sup>2</sup> )	CONFERÊNCIA	MOMENTO DE FISSURAÇÃO (kN·m)
5,3	0,34	0,94	$0,94 < 1,52$	21,38
-4,1	0,26	0,94	$0,94 < 5,07$	22,53

Fonte: Autor (2022)

**Tabela 20** – Dimensionamento aos esforços cortantes em situação transitória para VC7

$V_{sd}$ (kN)	$V_{Rd2}$ (kN)	$V_c$ (kN)	$V_{sw}$ (kN)	$A_{s, min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	DETALHAMENTO
7,7	279,9	45,5	0,0	1,89	0,7	Φ 5 c/20

Fonte: Autor (2022)

### 3.6 Dimensionamento do consolo

Os dados geométricos e resultados obtidos para o detalhamento do consolo são apresentados nas Tabelas de 21 a 23, sendo que se pode observar que a armadura do tirante foi mínima, devido as baixas reações provenientes da viga. O resultado para o dimensionamento do chumbador do consolo, que pode ser visto na Figura 10, está presente na Tabela 25.

**Tabela 21** – Dados geométricos do consolo

ALTURA (h)	LARGURA	$f_{ck}$	ALTURA ÚTIL (d)	a/d	CLASSIFICAÇÃO	REAÇÃO NO APOIO ( $V_d$ )
20 cm	20 cm	40 MPa	17 cm	0,59	Consolo Curto	48,57 kN

Fonte: Autor (2022)

**Tabela 22** – Dimensionamento do tirante

$\tau_{wu}$	$\tau_{wd}$	FORÇA HORIZONTAL ( $H_d$ )	$A_{s, \text{tir}}$	DETALHAMENTO TIRANTE
4,8 MPa	1,4 MPa	7,84 kN	1,31 cm <sup>2</sup>	2 $\Phi$ 10

Fonte: Autor (2022)

**Tabela 23** – Dimensionamento da armadura de costura e estribos verticais

$A_s$ , costura	$A_s$ , costura, min	DETALHAMENTO $A_s$ , costura	$A_s$ , estribos	DETALHAMENTO ESTRIBO VERTICAIS
0,77 cm <sup>2</sup> /m	3,0 cm <sup>2</sup> /m	6 $\Phi$ 6,3 – 3 camadas	0,6 cm <sup>2</sup> /m	2 $\Phi$ 5,0

Fonte: Autor (2022)

**Tabela 24** – Dimensionamento do chumbador

FORÇA HORIZONTAL ( $H_d$ )	$f_{yk}$	$f_{ck}$	$\Phi$ , chu	FORÇA RESISTENTE ( $F_{uk}$ )	$F_{uk}/5$	VERIFICAÇÃO
7,8 kN	250 MPa	40 MPa	20 mm	50,8 kN	10,2 kN	10,2 kN > 7,8 kN conforme!

Fonte: Autor (2022)

### 3.7 Dimensionamento do elastômero

Os resultados do dimensionamento do elastômero estão presentes nas Tabelas de 25 a 27; sendo  $\sigma$ , a tensão aplicada sobre o elastômero,  $\Delta h$ , a deformação causada pela compressão,  $a_h$ , o deslocamento horizontal no elemento,  $\theta$ , a rotação nos apoios,  $H_k$ , a força máxima aplicada para que não haja deslizamento do aparelho de apoio e  $\tau$ , a tensão de cisalhamento resultante.

**Tabela 25** – Verificação de tensões admissíveis, deslocamentos e deformação por compressão no elastômero

$\sigma$	$\sigma_{lim}$	Dh	Dh <sub>lim</sub>	ah	ah <sub>lim</sub>
2,68 MPa	7,0 MPa	0,14 cm	0,15 cm	0,41 cm	0,70 cm

Fonte: Autor (2022)

**Tabela 26** – Verificação da rotação nos apoios e tensões de cisalhamento

$\theta$	$\theta_{lim}$	$H_k$	H <sub>lim</sub>	$\tau$	$\tau_{lim}$
0,0034 rad.	0,01704 rad	5,6 kN	11,3 kN	2,02 MPa	5,0 MPa

Fonte: Autor (2022)

**Tabela 27** – Dados geométricos elastômero

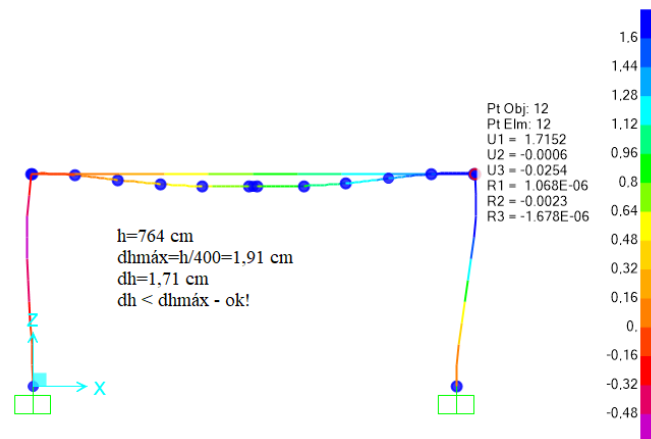
DIMENSÕES	ALTURA	DUREZA
9,0 x 16,0 cm	1 cm	Shore 60

Fonte: Autor (2022)

### 3.8 Verificação dos deslocamentos

Na verificação dos deslocamentos horizontais máximos, se considerou a altura total do pilar adotado no modelo. Na ABNT NBR 9062:2017 é citado que a altura a ser considerada para o cálculo é a altura total da edificação, ainda assim, neste trabalho, foi desconsiderada a altura do topo do pilar à cumeeira, a favor da segurança. Os resultados obtidos extraídos do *software* SAP 2000, podem ser vistos na Figura 21.

**Figura 20** – Deslocamento horizontal máximo para combinação 2



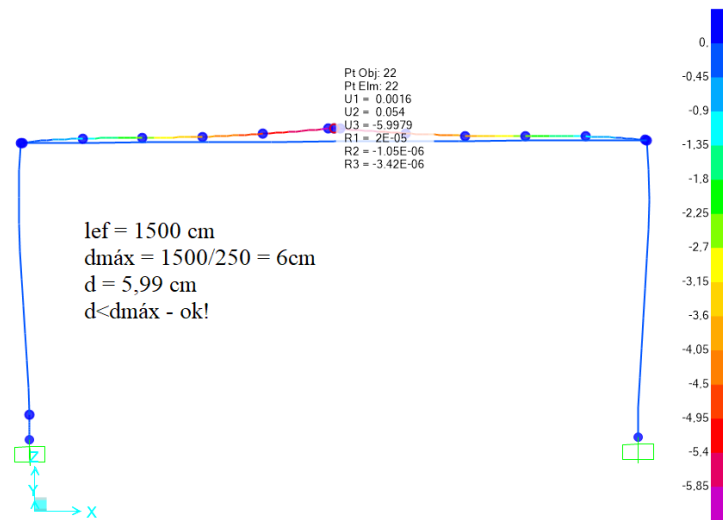
Fonte: Autor (2022)

Para verificação do deslocamento total da cobertura, foi considerado o comprimento total da fachada, ainda assim, vale ressaltar que no modelo utilizado, a barra da viga está ligada a barra que representa o pilar, em seu centro geométrico, sendo assim o vão efetivo da viga acaba sendo maior do que ele realmente é, já que uma parte da região de apoio da viga sobre o consolo que é praticamente indeslocável, é desconsiderado neste tipo de modelo. Os valores obtidos para o deslocamento da cobertura podem ser vistos na Figura 21.

Para análise dos elementos isolados, a ABNT NBR 9062:2017 cita que se deve considerar para o vão efetivo as distâncias entre os centros de rotação dos elementos; portanto, para o cálculo dos deslocamentos máximos nas vigas de cobertura, seu vão efetivo é de 755 cm, considerando seu comprimento inclinado. A deformação máxima dos elementos de cobertura está representada na Figura 22. Os deslocamentos horizontais e da cobertura ficaram bastante próximos do limite normativo, devido principalmente ao peso da cobertura, composta por terças de concreto.

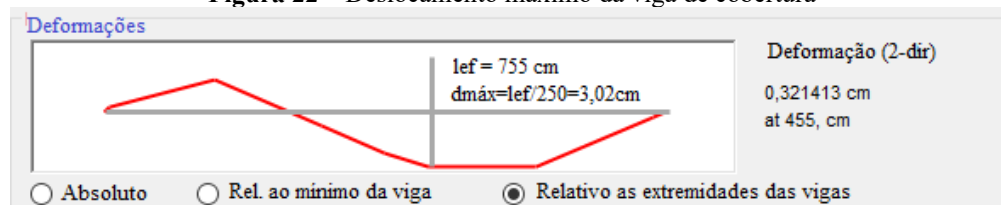
**Figura 21** – Deslocamento horizontal máximo





Fonte: Autor (2022)

**Figura 22 – Deslocamento máximo da viga de cobertura**



Fonte: Autor (2022)

## 4 CONCLUSÕES

Neste trabalho, pode-se concluir que o projeto de estruturas pré-fabricadas está diretamente ligado a capacidade e métodos produtivos das fábricas regionais e dos equipamentos e materiais disponíveis, portanto, na fase de projeto é de suma importância conhecer os processos, tipo de fôrmas, materiais comumente utilizados etc.

Também se pode concluir que as ligações rígidas entre elementos, apesar da redução de deformações, promoveram uma má distribuição entre momentos fletores positivos e negativos, principalmente, nas vigas de cobertura, resultando em elementos de ligação de grandes dimensões, resultado também acentuado pelas imposições da ABNT NBR 9062:2017 para consideração de ligações rígidas. Uma solução, como comentado anteriormente seria a flexibilização desta ligação, tratando-a como uma ligação semirrígida.

Além disso, foi possível perceber a importância das verificações nas fases transitórias, visto que os elementos ainda não possuem a resistência de projeto nestas fases iniciais. Devido as suas grandes dimensões, não houve mudanças quanto às armaduras de flexão nas vigas e pilares, e na armadura transversal das vigas. No entanto, os pilares apresentaram um aumento

significativo na armadura transversal, devido ao fato que, por estarem submetido predominantemente à flexão simples nestas situações transitórias, passam a ter comportamento de viga, sendo assim os estribos devem ser dimensionados aos esforços de cisalhamento e não apenas impedir a flambagem das barras longitudinais do pilar.

Na avaliação dos deslocamentos, pode-se perceber que estes ficaram próximos dos deslocamentos limites. Uma solução para reduzir esses deslocamentos seria o aumento do diâmetro do tirante, a utilização de uma cobertura metálica, sendo possível reduzir os carregamentos nas vigas de cobertura, preferível ao aumento da quantidade de pórticos, visto que esta última solução acarretaria em maiores quantidades de elementos a serem montados elevando o tempo de obra.

Com isso, se espera contribuir com as publicações sobre construções em concreto pré-moldados na região do agreste pernambucano e incentivar a maior utilização deste sistema, resultando em construções mais limpas, ambientes de trabalho mais seguros e uma maior produtividade nas construções.

---

## REFERÊNCIAS

ACKER, A. V. **Manual de Sistemas Pré-fabricados de Concreto**. Tradução: Marcelo Ferreira, ABCIC, 2002.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 8681: Ações e segurança nas estruturas – Procedimento**. Rio de Janeiro: ABNT, 2003.

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. **NBR 6123: Forças devido ao vento em edificações**. Rio de Janeiro: ABNT, 1988.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 9062: Projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado**. Rio de Janeiro: ABNT, 2017.

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

DONIAK, Íria (Coord.). **Manual de Montagem de Estruturas Pré-Moldadas de Concreto**. 1. ed. São Paulo: ABCIC, 2019.

EL DEBS, Mounir Khalil. **Concreto pré-moldado: fundamentos e aplicações**. 2. ed. São Paulo: Oficina de textos, 2017.

FUSCO, Péricles Brasiliense. **Técnica de Armar as Estruturas de Concreto**. 2. Ed. São Paulo: Pini, 2013.

JONES, George. **Precast in Tall Buildings**, 2019. 102 slides. Disponível em: [https://www.cimentoitambe.com.br/wp-content/uploads/pdf/GEORGE\\_JONES.pdf](https://www.cimentoitambe.com.br/wp-content/uploads/pdf/GEORGE_JONES.pdf). Acesso em: 23 jun. 2021.

LEONHARDT, Fritz; MÖNNING, Eduard. **Construções de Concreto**, vol 2. 1 ed. Rio de Janeiro: Editora Interciência, 1978.

MELO, Carlos Eduardo Emrich (Coord.). **Manual Munte de projetos em pré-fabricados de concreto**. 1. ed. São Paulo: Pini, 2004.

PRECAST/PRESTRESSED CONCRETE INSTITUTE. **PCI Desing Handbook**. 7. ed. Chicago: PCI, 2010.

PREMODISA. **Premodisa construção pré-fabricadas**, 2022. Terças. Disponível em: <https://www.premodisa.com.br/servico/tercas>. Acesso em 10 abr. 2022.

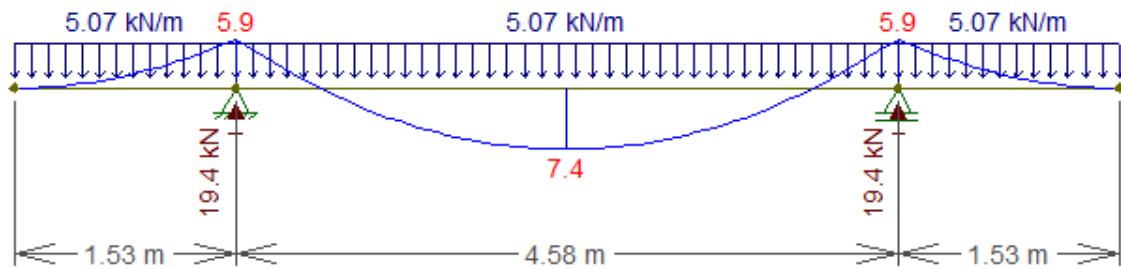
PRETERSA. **Pretersa Prenavisa**, 2011. Catálogo Técnico-Comercial. Disponível em: <https://pretersa.com/es/catalogo-tecnico-comercial>. Acesso em 10 abr. 2022.

SANTOS, Andreilton de Paula. **Análise estrutural de galpões atirantados de concreto pré-moldado**. 2010. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Universidade de São Paulo, São Carlos, 2010. Disponível em: [https://www.teses.usp.br/teses/disponiveis/18/18134/tde-28072010-094002/publico/2010ME\\_AndreiltonPaulaSantos.pdf](https://www.teses.usp.br/teses/disponiveis/18/18134/tde-28072010-094002/publico/2010ME_AndreiltonPaulaSantos.pdf) Acesso em 23 ago. 2021.

## APÊNDICE A – DIAGRAMAS DE MOMENTOS FLETORES E ESFORÇO CORTANTE PARA SITUAÇÕES TRANSITÓRIAS

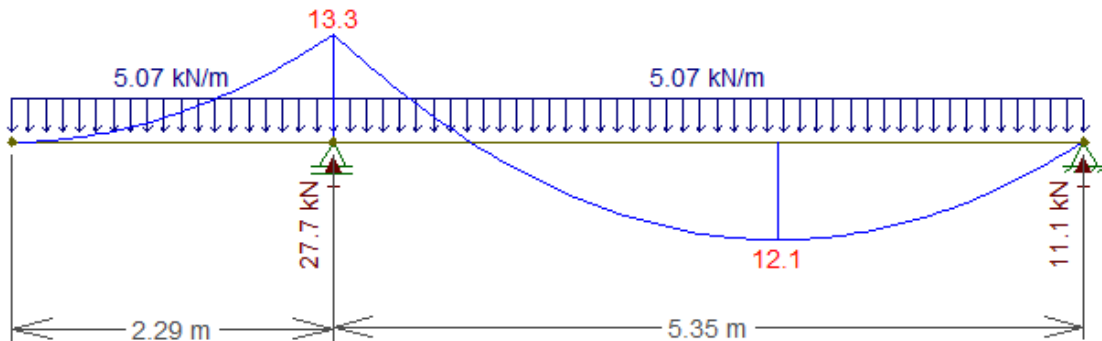
Neste apêndice são apresentados os diagramas de esforços resultantes das análises de vigas e pilares em situação transitórias; tanto os diagramas para os momentos fletores com os resultados em  $\text{kN}\cdot\text{m}$ , quanto os diagramas de esforço cortante em  $\text{kN}$ .

**Figura A.1** – Diagrama de momentos fletores para o pilar por dois pontos de içamento



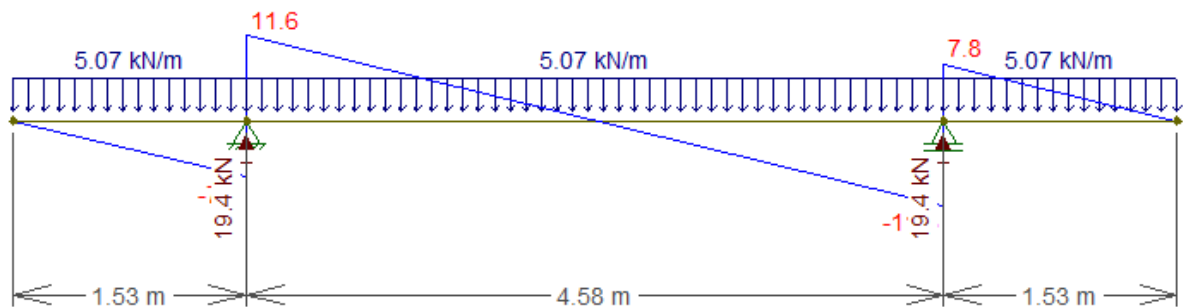
Fonte: Autor (2022)

**Figura A.2** – Diagrama de momentos fletores para o pilar por um ponto de içamento



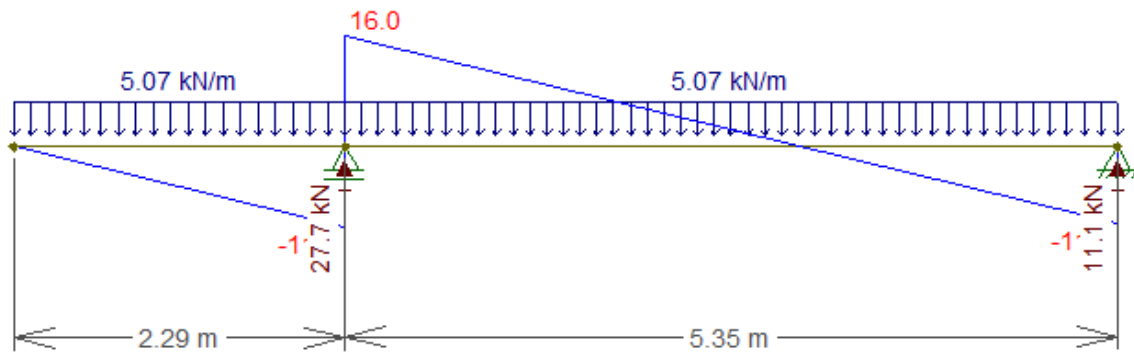
Fonte: Autor (2022)

**Figura A.3** – Diagrama de esforços cortantes para o pilar por dois pontos de içamento



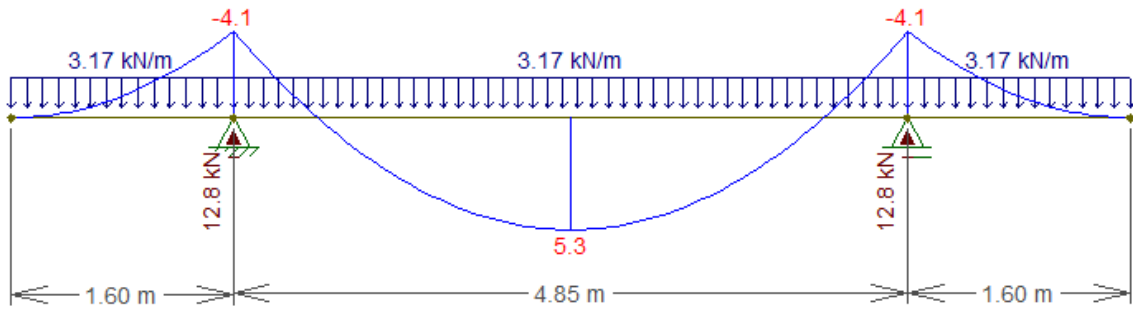
Fonte: Autor (2022)

**Figura A.4** – Diagrama de esforços cortantes para o pilar por um ponto de içamento



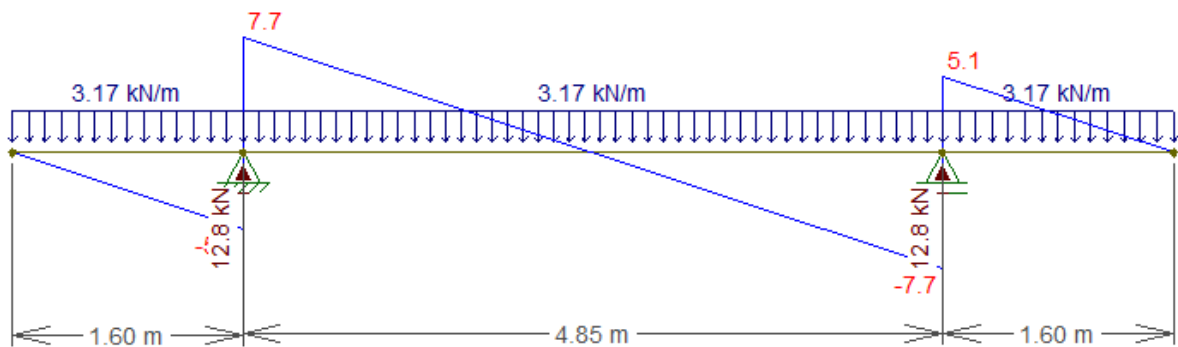
Fonte: Autor (2022)

**Figura A.5** – Diagrama de momentos fletores para viga por dois pontos de içamento



Fonte: Autor (2022)

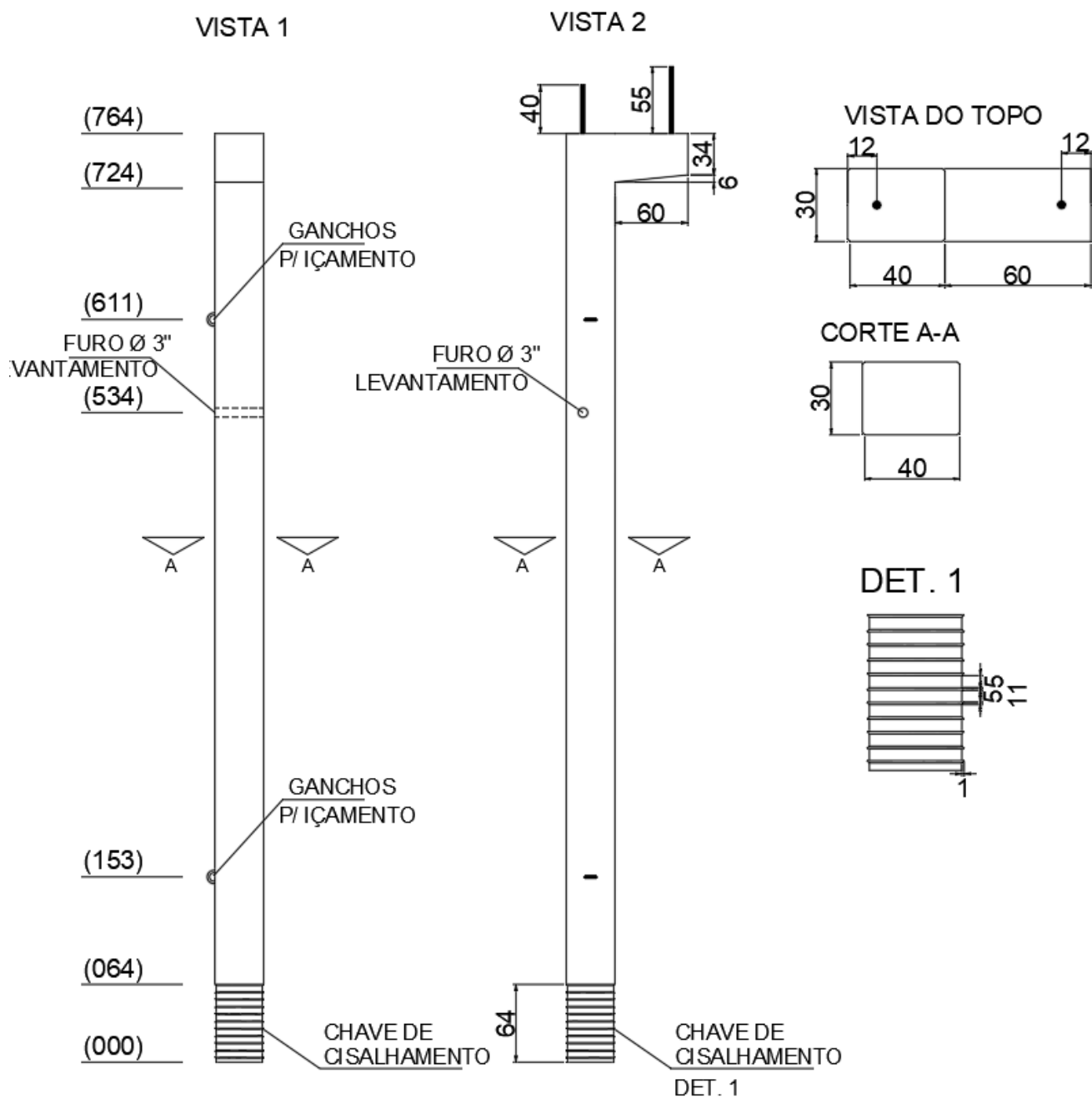
**Figura A.6** – Diagrama de esforços cortantes para viga por dois pontos de içamento



Fonte: Autor (2022)

## APÊNDICE B – DETALHAMENTO DOS ELEMENTOS

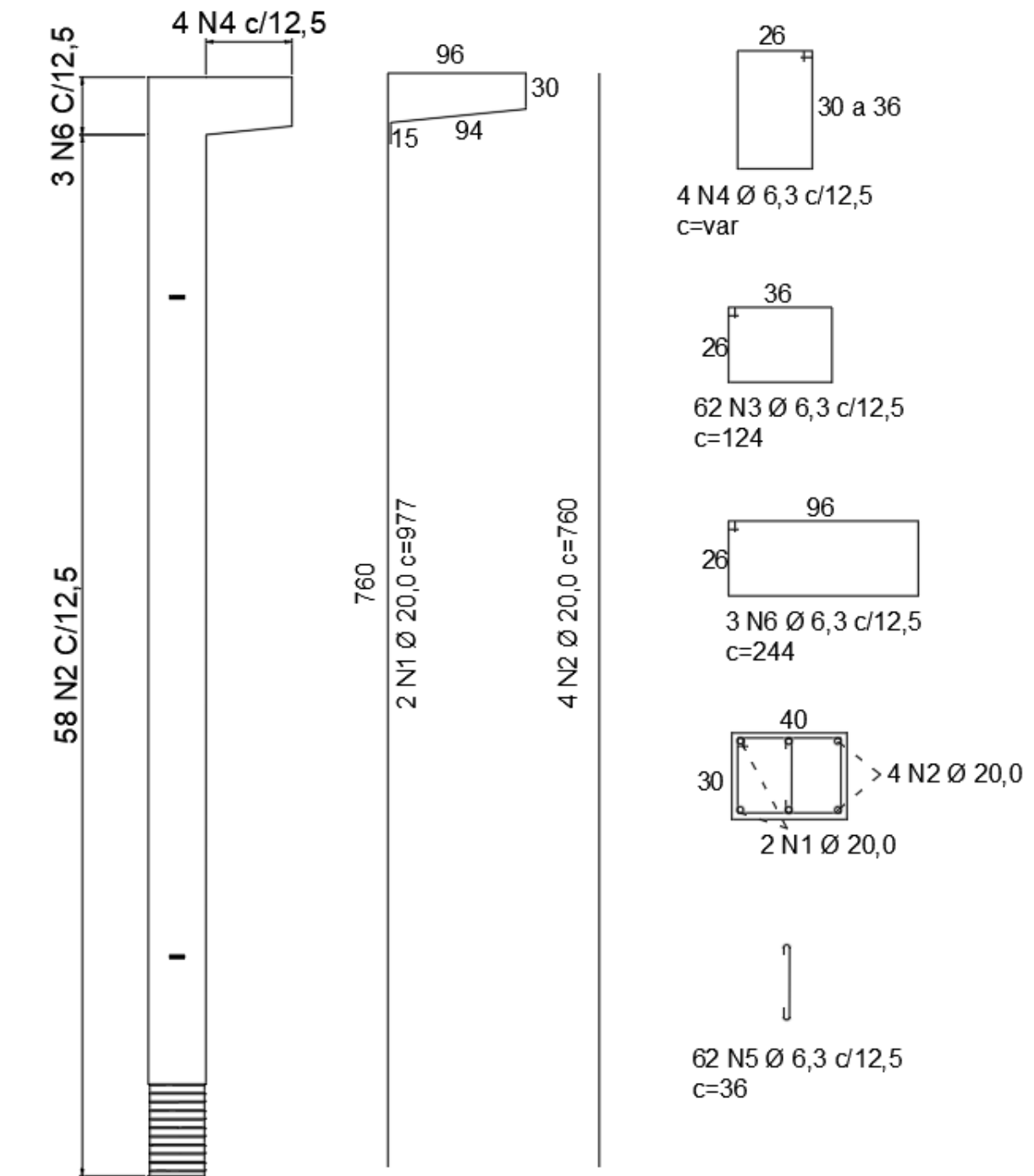
**Figura B.1** – Fôrma para os pilares P1, P4-P11, P14



Fonte: Autor (2022)

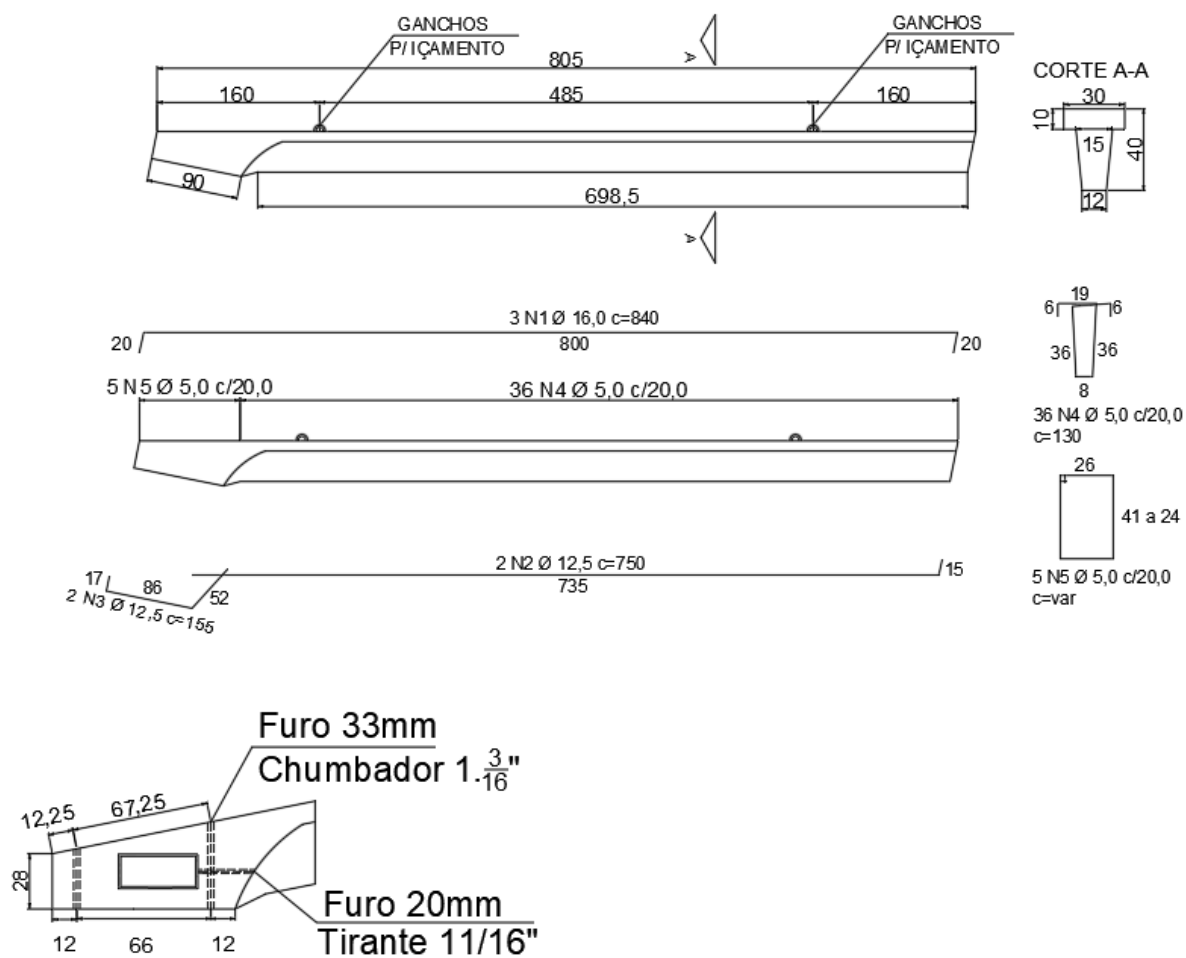
Figura B.2 – Armação dos pilares P1, P4-P11, P14

VISTA 2



Fonte: Autor (2022)

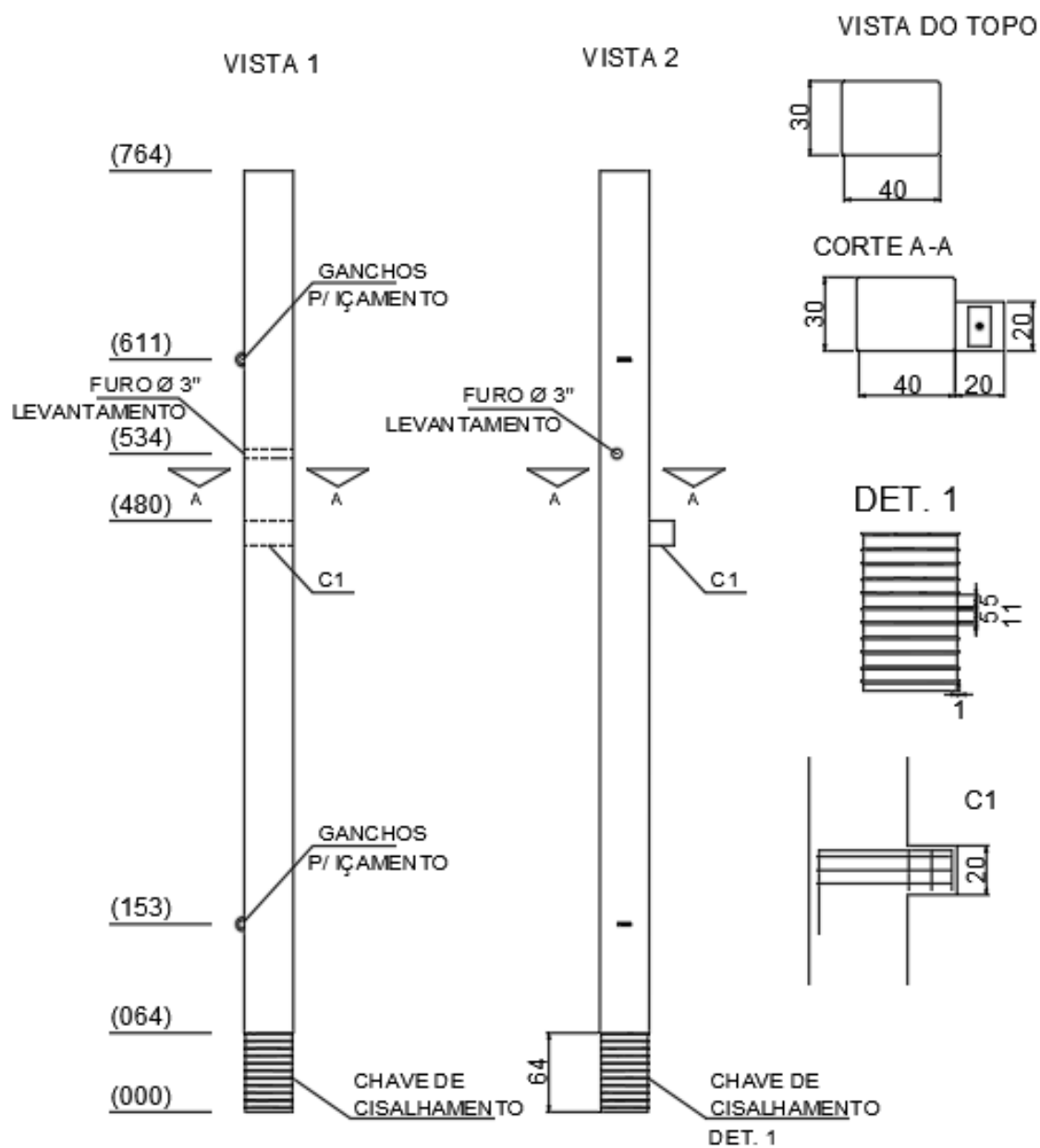
**Figura B.3** – Fôrma e armação das vigas de cobertura



Fonte: Autor (2022)



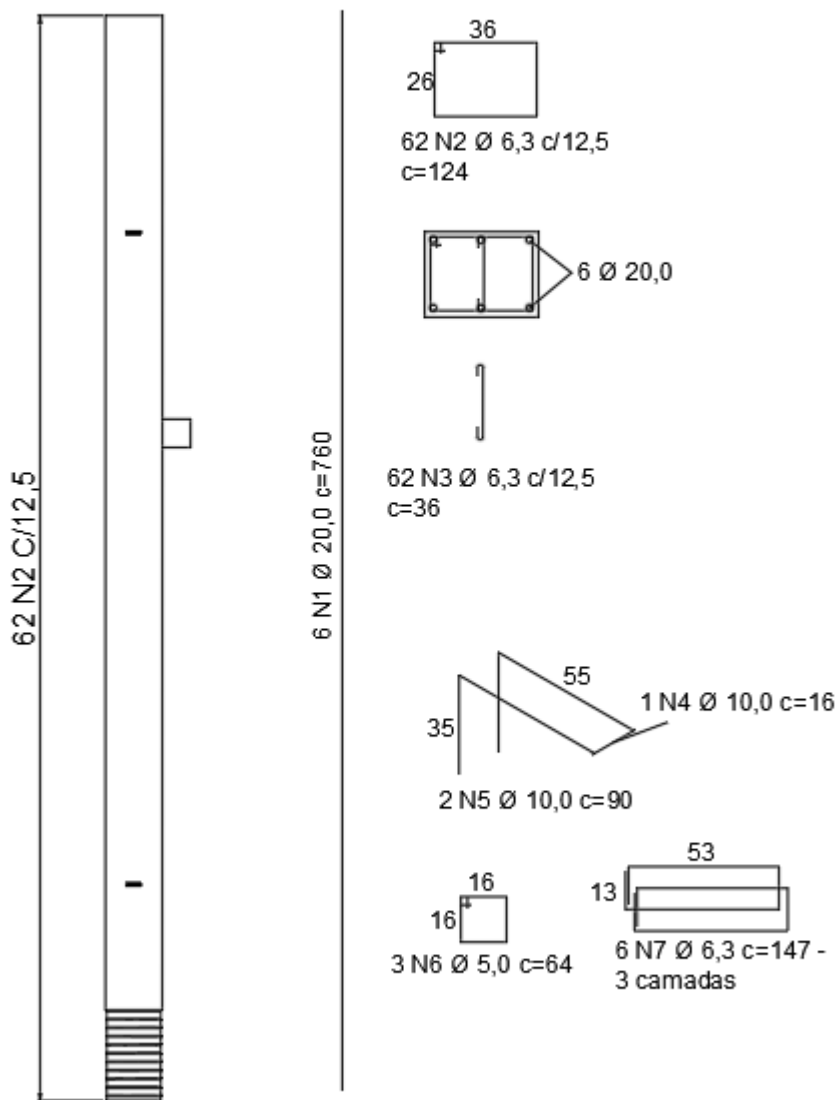
**Figura B.4** – Fôrma P2, P3, P12, P13



Fonte: Autor (2022)

**Figura B.5** – Armação P2, P3, P12, P13

**VISTA 2**



Fonte: Autor (2022)

RENATO DE LIMA SILVA

**DIMENSIONAMENTO DE UM GALPÃO EM CONCRETO PRÉ-MOLDADO  
PARA USO INDUSTRIAL**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado à Coordenação do Curso de Engenharia Civil do Campus Agreste da Universidade Federal de Pernambuco – UFPE, na modalidade de artigo científico, como requisito parcial para obtenção do grau de Bacharel em Engenharia Civil. Defesa realizada por videoconferência.

**Área de concentração:** Estruturas

Aprovado em 25 de Maio de 2022.

**BANCA EXAMINADORA**

---

Prof. Dr. Douglas Mateus de Lima (Orientador)  
Universidade Federal de Pernambuco

---

Prof. Dr. Humberto Correia Lima Júnior (Avaliador)  
Universidade Federal de Pernambuco

---

Prof. Iálysson da Silva Medeiros (Avaliador)  
Universidade Federal de Pernambuco