

**UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL
ESCOLA DE ENGENHARIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL**

Pedro Kazuyuki Oliveira

**ESTUDO DO SISTEMA CONSTRUTIVO TILT-UP: PROJETO
DE UM PAVILHÃO INDUSTRIAL**

Porto Alegre
dezembro 2016

PEDRO KAZUYUKI OLIVEIRA

**ESTUDO DO SISTEMA CONSTRUTIVO TILT-UP: PROJETO
DE UM PAVILHÃO INDUSTRIAL**

Projeto de Pesquisa do Trabalho de Diplomação a ser apresentado ao Departamento de Engenharia Civil da Escola de Engenharia da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, como parte dos requisitos para obtenção do título de Engenheiro Civil

Orientadora: Virginia Maria Rosito d'Avila Bessa
Coorientador: Rubem Clécio Schwingel

Porto Alegre
dezembro 2016

PEDRO KAZUYUKI OLIVEIRA

**ESTUDO DO SISTEMA CONSTRUTIVO TILT-UP: PROJETO
DE UM PAVILHÃO INDUSTRIAL**

Este Trabalho de Diplomação foi julgado adequado como pré-requisito para a obtenção do título de ENGENHEIRO CIVIL e aprovado em sua forma final pela Professora Orientadora e pela Comissão de Graduação da Engenharia Civil na Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Porto Alegre, Dezembro de 2016

Profa. Virgínia Maria Rosito d'Avila Bessa
Dra. Pela Universidade Federal do Rio
Grande do Sul
Orientadora

Prof. Rubem Clécio Schwingel
Msc. Pela Universidade Federal do Rio
Grande do Sul
Coorientador

Prof. Roberto Domingo Rios
Dr. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul
Relator

BANCA EXAMINADORA

**Profa. Virgínia Maria Rosito d'Avila
Bessa
(UFRGS)**
Dra. Pela Universidade Federal do Rio
Grande do Sul

**Prof. Rubem Clécio Schwingel
(UFRGS)**
Msc. Pela Universidade Federal do Rio
Grande do Sul

**Prof. Roberto Domingo Rios
(UFRGS)**
Dr. Pela Universidade Federal do Rio Grande
do Sul

**Prof. Ruy Carlos Ramos de Menezes
(UFRGS)**
Dr. Pela Universidade de Innsbruck, Áustria

Dedico este trabalho a meus pais, Nilton Cesar e Ângela Kazumi, que sempre me apoiaram incondicionalmente.

AGRADECIMENTOS

Agradeço primeiramente aos meus pais, Nilton Cesar de Cezar Oliveira e Ângela Kazumi Kágawa Oliveira, pela educação que me foi dada, pelo suporte constante e por todo amor que recebi durante a minha vida. Eles foram minha inspiração e os maiores apoiadores durante esta jornada.

Agradeço à Profa. Virgínia Maria Rosito d'Avila Bessa, orientadora deste trabalho, por estar sempre a disposição para esclarecer todas as dúvidas que surgiram durante a realização deste trabalho e pelo incentivo dado ao longo deste.

Ao Prof. Rubem Schwingel, coorientador deste trabalho, pelo tempo dedicado a mim e por todo o conhecimento transmitido.

Sou grato a minha namorada Manuella Sperotto, por estar sempre ao meu lado, por todo amor, companheirismo e compreensão durante este longo período de execução deste trabalho.

Bruno, Vitor e Thomas, meus irmãos, deixo aqui meus agradecimentos por todos os momentos compartilhados e pelo incentivo nesta caminhada.

Agradeço ao engenheiro Tiago Monteiro, pelo auxílio, apoio, ensinamentos, e por compartilhar de experiências profissionais e pessoais no escritório.

Sou grato aos meus amigos, por todas as experiências compartilhadas, churrascos, viagens, pistas, mares, e por sempre me chamarem mesmo sabendo que eu estaria ocupado com este trabalho.

Ao colega Henrique Milan, pela parceria durante o Curso de Graduação e pelas trocas de ideias sempre produtivas, fossem elas formais ou informais.

Agradeço aos membros da Orchids' Beer, apoiadores deste trabalho, pela compreensão e pelo suporte nos momentos em que estive ausente para a realização deste trabalho.

A todos, meus sinceros agradecimentos, cada um de sua forma influenciou na formação da pessoa que sou hoje.

Saber muito não lhe torna inteligente. A inteligência se traduz na forma que você recolhe, julga, maneja e, sobretudo, onde e como aplica esta informação.

Carl Sagan

RESUMO

Este trabalho tem como objetivo a realização de um projeto estrutural de um pavilhão industrial utilizando o sistema estrutural utilizado pelo método construtivo tilt-up. A revisão bibliográfica descreve o método construtivo e apresenta o comportamento dos elementos do sistema estrutural do mesmo. A partir de um projeto estrutural existente, composto por elementos pré-moldados e painéis de fechamento não estruturais, projetou-se uma estrutura com o sistema estrutural do método construtivo tilt-up. Em seguida definiu-se a concepção estrutural do projeto, painéis pré-moldados localizados no perímetro da edificação e uma cobertura metálica atuando como diafragma horizontal da estrutura. Posteriormente, determinaram-se as ações atuantes na estrutura e suas respectivas combinações. A estrutura metálica foi modelada, analisada e dimensionada com o auxílio do programa computacional SAP2000. Por último, os painéis pré-moldados foram verificados e dimensionados de acordo com as recomendações do ACI (AMERICAN CONCRETE INSTITUTE). Concluiu-se que o sistema estrutural composto por painéis pré-moldados e cobertura metálica é adequado para o edifício estudado.

Palavras-chave: Sistema Tilt-up. Projeto de Pavilhão Estrutural.
Cobertura metálica. Painéis pré-moldados.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Etapas da pesquisa	17
Figura 2 – Construção do edifício dormitório da Florida International University	19
Figura 3 – Casa de armas de Camp Logan	20
Figura 4 – Uma parede sendo levantada para o refeitório de Camp Perry	20
Figura 5 – Canteiro de obras de um projeto com tilt-up	22
Figura 6 – Montagem das formas sobre o piso	24
Figura 7 – Posicionamento das armaduras nas formas	25
Figura 8 – Içamento de um painel por dois guindastes	27
Figura 9 – Abertura e detalhes instalados na laje	29
Figura 10 – Edificação pronta com os painéis pintados imitando blocos	29
Figura 11 – Sistema estrutural	31
Figura 12 – Distribuição ideal de esforços no diafragma.....	32
Figura 13 – Condições de carregamento	35
Figura 14 – Forças típicas atuantes em paredes.....	36
Figura 15 – Resistência ao tombamento.....	38
Figura 16 – painéis não conectados	38
Figura 17 – Painéis conectados em pares.....	38
Figura 18 – Faixa de projeto em painéis com aberturas.....	40
Figura 19 – Viga e pilastra em torno de abertura.....	40
Figura 20 – Compatibilidade de deformações.....	43
Figura 21 – Modelo alternativo de análise de painéis.....	45
Figura 22 – Ligação com preenchimento de seção.....	51
Figura 23 – Ligação com pilastra.....	51
Figura 24 – Ligação entre laje e painel.....	52
Figura 25 – Ligações metálicas soldadas	53
Figura 26 – Geometria.....	54
Figura 27 – Geometria da telha MF100	62
Figura 28 – Direção dos carregamentos das combinações 2 e 3.....	65
Figura 29 – Detalhe das terças da cobertura.....	68
Figura 30 – Vista 3D do modelo da estrutura da cobertura.....	73
Figura 31 – Distribuição dos esforços axiais para a combinação 11.....	73
Figura 32 – Grupos de barras da estrutura metálica.....	74
Figura 33 – Grupos de barras das tesouras	75

Figura 34 – Eixos locais das barras.....	75
Figura 35 – Geometria do painel PA1.. ..	80
Figura 36 – Condição de carregamento do painel PA1.....	83
Figura 37 – Armadura do painel PA1.....	92
Figura 38 – Geometria do painel PA2.. ..	93
Figura 39 – Condição de carregamento do painel PA2.....	96
Figura 40 – Diagrama de momentos do painel PA2 devido à combinação.....	99
Figura 41 – Armadura do painel PA2.....	105

LISTA DE QUADROS

Quadro 1 – Valores característicos das resistências	57
Quadro 2 – Cargas do vento	62
Quadro 3 – Cargas do vento nos elementos de vedação	62
Quadro 4 – Combinações de ações para o estado limite último dos elementos de vedação	65
Quadro 5 – Combinações de ações para o estado limite de serviço das terças.....	66
Quadro 6 – Verificação das terças.....	68
Quadro 7 – Verificação do deslocamento das terças.....	69
Quadro 8 – Combinações de ações para o estado limite último da estrutura metálica	71
Quadro 9 – Combinações de ações para o estado limite de serviço da estrutura metálica.....	72
Quadro 10 – Sentido dos eixos locais das barras.....	76
Quadro 11 – Verificação da estrutura metálica.....	76
Quadro 12 – Verificação do deslocamento das tesouras.....	77
Quadro 13 – Verificação do deslocamento lateral da estrutura.....	77
Quadro 14 – Combinações de ações para o estado limite último do painel PA1.....	81
Quadro 15 – Combinações de ações para o estado limite de serviço do painel PA1.....	82
Quadro 16 – Combinações de ações para o estado limite último do painel PA2.....	95

LISTA DE SIGLAS

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas

NBR – Norma Brasileira

ACI – American Concrete Institute

UFRGS – Universidade Federal do Rio Grande do Sul

LISTA DE SÍMBOLOS

V_k – velocidade característica do vento (m/s)

V_0 – velocidade básica do vento (m/s)

S_1 – fator topográfico

S_2 – fator que considera a rugosidade do terreno, altura sobre o terreno e as dimensões da edificação

S_3 – fator estático

q – pressão dinâmica do vento (Pa)

F – força do vento (kN)

C_e – coeficiente de forma externo

C_i – coeficiente de forma interno

A – área da superfície plana (m²)

P_{um} – esforço axial total fatorado;

A_g – área bruta da seção transversal;

f_c' – resistência à compressão do concreto.

ϕ – fator de redução da resistência;

A_{se} – área efetiva da armadura tracionada;

f_y – resistência ao escoamento do aço;

d – distância do centroide da armadura tracionada até a fibra mais comprimida de concreto; e

b – = comprimento horizontal do painel; e

h – espessura do painel;

f_r – módulo de ruptura do concreto,

I_g – momento de inércia da seção bruta;

y_t – distância do centroide da seção à fibra mais tracionada de concreto.

M_{ua} – momento fletor na seção crítica devido às cargas laterais e cargas verticais excêntricas, sem incluir o efeito P- Δ ;

P_{ua} – esforço axial aplicado;

w_u – carregamento lateral uniforme;

ℓ_c – comprimento efetivo do vão;

e_{cc} – excentricidade da carga axial.

M_u – momento fletor total;

P_u – esforço axial total, incluindo peso próprio;

Δu – deformação máxima;

E_s – módulo de elasticidade do aço;

A_s – área de aço tracionado;

c = distância da linha neutra até a fibra mais comprimida de concreto.

V_c – parcela de força cortante resistida pelo concreto;

V_s – parcela de força cortante resistida pela armadura transversal;

s – espaçamento da armadura transversal;

f_{yt} – resistência ao escoamento do aço da armadura transversal;

A_v – área da armadura transversal.

M_a – momento fletor devido aos carregamentos de serviço;

M_{cr} – momento de fissuração;

M_n – momento fletor resistente;

Δ_s – deformação de serviço;

Δ_{cr} – deformação correspondente ao momento de fissuração;

Δ_n – deformação devido ao momento fletor resistente.

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	13
2 DIRETRIZES DA PESQUISA	15
2.1 QUESTÃO DE PESQUISA	15
2.2 OBJETIVOS DA PESQUISA	15
2.2.1 OBJETIVO PRINCIPAL	15
2.2.2 OBJETIVOS SECUNDÁRIOS	15
2.3 PRESSUPOSTO	15
2.4 DELIMITAÇÕES	16
2.5 LIMITAÇÕES	16
2.6 DELINEAMENTO	16
3 O SISTEMA TILT-UP	18
3.1 DESCRIÇÃO	18
3.2 HISTÓRICO	20
3.3 ESTAPAS DE PRODUÇÃO	21
3.3.1 Planejamento e dimensionamento	21
3.3.2 Lajes e fundações	23
3.3.3 Fabricação dos painéis	24
3.3.4 Içamento e escoramento	26
3.3.5 Acabamento	27
3.4 VANTAGENS E DESVANTAGENS DO SISTEMA	28
4 ESTRUTURA DO SISTEMA TILT-UP	30
4.1 DIAFRAGMA HORIZONTAL.....	31
4.2 PAINÉIS TILT-UP.....	33
4.2.1 Recomendações de projeto	33
4.2.2 Condições de carregamento	34
4.2.3 Momento fletor e rigidez	36
4.2.4 Esforço cortante no plano	37
4.2.5 Efeitos da variação da temperatura e da retração	39
4.2.6 Içamento e escoramento temporário	39
4.2.7 Painéis com abertura	39
4.2.8 Verificação e dimensionamento	41
4.2.8.1 Momento fletor resistente de projeto.....	41
4.2.8.2 Momento de fissuração.....	44

4.2.8.3 Momento fletor de cálculo.....	44
4.2.8.4 Esforço cortante no plano.....	47
4.2.8.5 Deformação de serviço.....	49
4.2.8.6 Armadura mínima.....	50
4.3 LIGAÇÕES.....	50
5 ESTUDO DE CASO	54
5.1 PROJETO ARQUITETÔNICO.....	54
5.2 CONCEPÇÃO ESTRUTURAL E PRÉ-DIMENSIONAMENTO.....	55
5.3 MATERIAIS UTILIZADOS.....	56
6 AÇÕES E SUAS COMBINAÇÕES.....	58
6.1 AÇÕES ATUANTES.....	58
6.1.1 Ações permanentes.....	59
6.1.2 Ações variáveis.....	60
6.1.2.1 Cargas acidentais.....	60
6.1.2.2 Cargas devidas ao vento.....	61
6.1.3 Ações excepcionais.....	62
6.2 COMBINAÇÕES.....	62
7 COBERTURA METÁLICA.....	64
7.1 TELHAS.....	64
7.1.1 Ações.....	64
7.1.2 Verificação.....	66
7.2 TERÇAS.....	66
7.2.1 Ações.....	66
7.2.2 Solicitações.....	67
7.2.3 Verificação dos estados limites últimos.....	67
7.2.4 Verificação dos estados limites de serviço.....	68
7.3 ESTRUTURA METÁLICA.....	69
7.3.1 Pré-dimensionamento.....	69
7.3.2 Ações.....	71
7.3.3 Solicitações.....	72
7.3.4 Verificação.....	74
7.3.4.1 Verificação dos estados limites últimos	75
7.3.4.2 Verificação dos estados limites de serviço.....	75
8 PAINÉIS TILT-UP.....	79
8.1 PAINEL PA1.....	79

8.1.1 Condições de carregamento.....	80
8.1.2 Verificação e dimensionamento.....	82
8.1.2.1 Determinar os carregamentos fatorados.....	83
8.1.2.2 Verificar a tensão vertical.....	84
8.1.2.3 Verificar o momento resistente de projeto.....	84
8.1.2.4 Verificar o momento de fissuração	85
8.1.2.5 Momento fletor de cálculo.....	85
8.1.2.6 Verificar deformação de serviço.....	88
8.1.2.7 Verificar resistência ao esforço cortante no plano.....	90
8.1.2.8 Armadura final.....	91
8.1 PAINEL PA2.....	92
8.2.1 Condições de carregamento.....	93
8.2.2 Verificação e dimensionamento.....	95
8.2.2.1 Verificar a tensão vertical máxima.....	97
8.2.2.2 Diagrama de momentos.....	98
8.2.2.3 Peso próprio do painel para os momentos máximos.....	99
8.2.2.4 Verificar resistência para comparação com máximo momento positivo.....	100
8.2.2.5 Verificar resistência para comparação com máximo momento negativo.....	102
8.2.2.6 Verificar deformação de serviço.....	103
8.2.2.7 Verificar resistência ao esforço cortante no plano.....	104
8.2.2.8 Armadura final.....	104

1 INTRODUÇÃO

A engenharia civil sempre buscou o desenvolvimento de inovações tecnológicas a fim de aprimorar a eficiência dos métodos empregados. Na área da construção civil a pouca flexibilidade do método tradicional fez com que sistemas que trouxessem redução de custo e tempo se tornassem alvo de inúmeras pesquisas, tanto acadêmicas, quanto de empresas privadas. Como um dos resultados desses estudos, apresentou-se a utilização de estruturas pré-moldadas de concreto, que apresentam vantagens em termos de planejamento, controle e agilidade nas construções.

Os pré-moldados foram associados, por muito tempo, às construções de edifícios uniformes, monótonos e sem nenhuma flexibilidade na arquitetura. Porém, atualmente esse conceito já vem sendo mudado. Observa-se, o surgimento de diversos novos métodos de pré-fabricação que apresentam certa flexibilidade e podem ser combinados com outros sistemas construtivos. A tendência é a utilização elementos de diferentes tipos de materiais em um único projeto, o que permite criar uma combinação ótima dos materiais para que se aproveite o que há de melhor em cada um deles. Dessa maneira é que são criadas, por exemplo, obras com painéis de vedação pré-moldados em conjunto com coberturas em estruturas metálicas, as quais se comportam como estruturas mistas (PIGOZO et al., 2006).

Entre os sistemas construtivos flexíveis em concreto pré-moldado que visam o melhor aproveitamento dos materiais de construção, consta o método tilt-up. A vantagem econômica do tilt-up está na sua simplicidade e velocidade de construção. Pelo fato dos painéis serem moldados na obra, elimina-se a necessidade de transporte dos mesmos, permitindo a fabricação de painéis com maiores dimensões (CROMPTON, 1992, p 1).

O sistema estrutural em tilt-up consiste basicamente em painéis verticais de concreto pré-moldado que atuam em conjunto com diafragmas horizontais, para dar estabilidade e rigidez ao edifício. Usualmente, as estruturas dos painéis e da cobertura são projetadas por empresas diferentes, já que as coberturas são em sua maioria em estrutura metálica. Sendo assim, é de extrema importância a cooperação entre os projetistas durante a análise da estabilidade global da estrutura (CARTER, 1993, p. 4-5).

O Standars Australia International (2003) define os painéis do sistema tilt-up como elementos essencialmente planos de concreto, moldados na horizontal no canteiro de obras, sobre um piso nivelado de concreto. Por serem moldadas na horizontal, permite-se que sejam introduzidas aberturas de janelas e portas, acabamentos de fachada e revestimentos durante a fabricação. Após a execução e cura dos painéis, os mesmos são içados e posicionados por guindastes nas posições verticais e definitivas, onde permanecerão escorados até que toda a estrutura esteja completamente fixada. Os painéis deste sistema não tem somente função de vedação, eles suportam carregamentos laterais e verticais, portanto seu adequado dimensionamento é essencial para garantir a rigidez da estrutura.

Percebe-se necessário aprofundar o conhecimento sobre o sistema estrutural deste método construtivo, já que são limitados os recursos técnicos disponíveis, e pelo fato dele se apresentar como uma opção construtiva com diversos benefícios econômicos a ser aplicada cada vez mais no país.

2 DIRETRIZES DA PESQUISA

As diretrizes para desenvolvimento do trabalho são descritas nos próximos itens.

2.1 QUESTÃO DA PESQUISA

A questão de pesquisa do trabalho é: pode-se projetar um pavilhão industrial utilizando o sistema construtivo tilt-up?

2.2 OBJETIVOS DA PESQUISA

Os objetivos da pesquisa estão classificados em principal e secundário e são descritos a seguir.

2.2.1 Objetivo Principal

O objetivo principal do trabalho é a elaboração de um projeto estrutural de um pavilhão industrial que utilize o sistema construtivo tilt-up.

2.2.2 Objetivos Secundários

Os objetivos secundários do trabalho são:

- a) analisar as cargas existentes em um pavilhão industrial;
- b) projetar a cobertura metálica;
- c) determinar as solicitações sobre os painéis;
- d) dimensionar os painéis do projeto.

2.3 PRESSUPOSTO

O trabalho tem por pressuposto que as normas abaixo apresentadas, utilizadas para a elaboração do projeto estrutural, são válidas e adequadas:

- a) NBR 6118:2014 – Projeto de Estruturas de Concreto;
- b) NBR 6120:1980 – Cargas para o Cálculo de Estruturas de Edificações;

- c) NBR 8800:2008 – Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios;
- d) NBR 6123:1988 – Forças devidas ao vento em edificações;
- e) NBR 9062:2006 – Projeto e Execução de Estruturas de Concreto Pré-Moldado;
- f) ACI 318-14 – Building Code Requirements for Structural Concrete;
- g) ACI 551.2R-10 – Design Guide for Tilt-Up Concrete Panels;
- h) AISC 360-10 – Specification for Structural Steel Buildings.

2.4 DELIMITAÇÕES

O trabalho delimita-se ao estudo de uma edificação, formada por uma cobertura metálica e por painéis pré-moldados do sistema tilt-up.

2.5 LIMITAÇÕES

São limitações do trabalho:

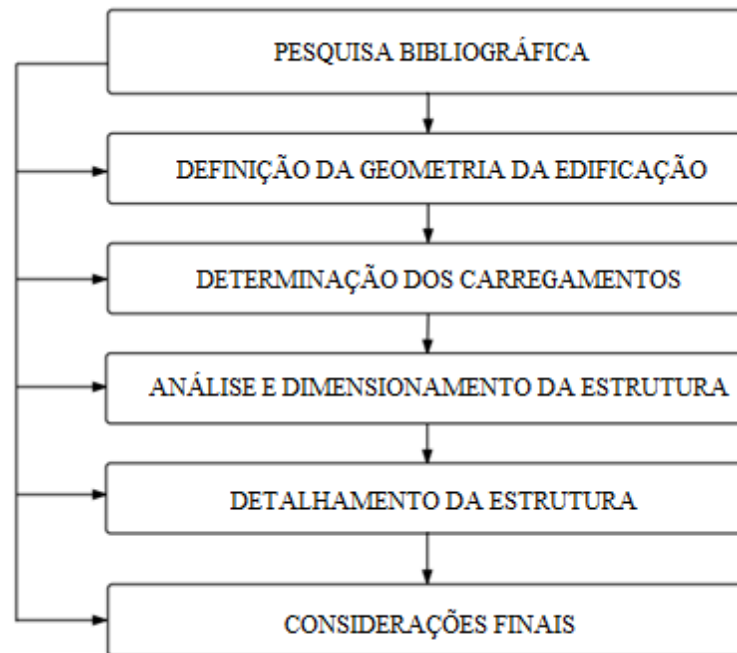
- a) ausência de verificação em caso de incêndio e abalos sísmicos;
- b) análise estrutural da estrutura com o uso do programa computacional SAP2000 que avalia os esforços através do método dos elementos finitos;
- c) a utilização do programa computacional SAP2000 para o dimensionamento dos elementos da estrutura metálica;
- d) as fundações do projeto não foram dimensionadas.

2.6 DELINEAMENTO

O trabalho será realizado através das etapas apresentadas a seguir, as quais são representadas na figura 1 e descritas nos próximos parágrafos:

- a) pesquisa bibliográfica;
- b) definição da geometria da edificação a ser projetada;
- c) determinação dos carregamentos;
- d) análise e dimensionamento da estrutura;
- e) detalhamento da estrutura;
- f) considerações finais.

Figura 1 – Etapas da pesquisa



(fonte: elaborado pelo autor)

A pesquisa bibliográfica reúne as principais informações teóricas necessárias para a compreensão do método construtivo tilt-up, assim como para a realização de um projeto estrutural que utilize o método. Nesta etapa foram apresentados os métodos utilizados neste trabalho e as considerações adotadas para os elementos estruturais do sistema.

A seguir foi feita a definição da geometria da edificação a ser projetada. Nesse estágio foi realizada a concepção estrutural do projeto, definidas as dimensões, o local e a utilização da edificação, para que pudessem ser determinados os carregamentos a serem considerados durante o projeto.

Definido as dimensões geométricas e os carregamentos, foi realizada a análise e cálculo da estrutura. Foram dimensionados os elementos da cobertura metálica e os painéis pré-moldados. Ao término do dimensionamento, será realizado o detalhamento destes elementos, especificando a geometria e posição das armaduras.

Por fim, foram apresentadas as considerações finais sobre o trabalho desenvolvido.

3 O SISTEMA TILT-UP

Ao longo deste capítulo serão abordados os principais fatores relacionados ao sistema construtivo tilt-up.

3.1 DESCRIÇÃO

Segundo a Associação Brasileira de Empresas de Serviço de Concretagem (2016), o tilt-up é um sistema que tem como princípio básico a construção de paredes de concreto moldadas na horizontal, sobre um piso de concreto. Após atingirem a resistência necessária, as paredes são içadas por guindastes e levadas até as suas posições verticais e definitivas. Como as paredes são moldadas na horizontal, permite-se deixar aberturas para futuras portas e janelas. Pode-se ainda, introduzir acabamentos de fachada, revestimentos e texturas diferenciadas durante a fabricação. O piso de concreto, sobre o qual são construídas as paredes, deve ser o mais liso e nivelado possível, pois funciona como forma para as mesmas.

As paredes de concreto não tem somente função de vedação. Estas são estruturas autoportantes que atuam estruturalmente em conjunto com o piso e a cobertura da edificação. Portanto, durante a construção, as paredes devem permanecer devidamente sustentadas por escoras temporárias até que seja fixado aos painéis o restante da estrutura que garantirá rigidez e estabilidade (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE EMPRESAS DE SERVIÇO DE CONCRETAGEM, 2016).

Existem diversos itens inseridos nos painéis para facilitar a conexão de equipamentos externos durante a construção e sua vida útil. Durante as etapas de construção, insertos metálicos são requisitados para auxiliar no transporte das paredes de onde foram moldadas para a posição final. Há também os insertos que são requisitados para a conexão de escoras temporárias, para garantir a segurança dos painéis até que o piso e a cobertura sejam conectados. O tamanho, altura e peso dos painéis, assim como a mobilidade e o porte do guindaste, são fatores que influenciam a configuração do sistema e posicionamento destes insertos metálicos (TILT-UP CONSTRUCTION ASSOCIATION, 2011, p. 124).

Outra categoria de insertos consiste em elementos metálicos que servem para conectar os painéis quando estiverem na posição final. Placas metálicas são usadas para conectar os painéis a outros componentes da estrutura, assim como outros painéis, cobertura e piso. Essas

conexões são de extrema importância para a estabilidade da estrutura, já que devem proporcionar a interação desejada e dimensionada previamente entre o painel e os outros componentes (TILT-UP CONSTRUCTION ASSOCIATION, 2011, p. 124-125).

A técnica teve grande reconhecimento pela sua aplicabilidade na construção de grandes pavilhões industriais. Entretanto, nos últimos anos diversos estudos foram publicados ressaltando a capacidade do tilt-up também ser empregado na construção de projetos complexos, com múltiplos pavimentos e diversos formatos (TILT-UP CONSTRUCTION ASSOCIATION, 2016).

De acordo com Bloomquist (2016), o painel mais alto já construído tem 34 metros de altura. O painel, erguido em Novembro de 2015, foi projetado para um edifício dormitório com 9 pavimentos da Florida International University (Figura 2), como o painel é travado em todos os pavimentos, verificou-se a necessidade de armadura mínima para as cargas presentes na posição final. Portanto, as situações críticas para o dimensionamento foram as encontrada durante o içamento. Nesse caso, escoramento não foi necessário, pois os painéis foram posicionados depois que as lajes dos pavimentos já haviam sido construídas. A execução dos painéis só foi possível pelo fato de terem uma grande porcentagem de aberturas e assim o peso da estrutura não excedeu os limites usuais.

Figura 2 – Construção do edifício dormitório da Florida International University



(fonte: BLOOMQUIST, 2016)

3.2 HISTÓRICO

O método construtivo tilt-up não é uma ideia nova, segundo afirma Tilt-Up Construction (2016) existem evidências de que durante o império romano edificações já haviam sido concebidas usando esta mesma ideia de construir as peças na horizontal e depois posicioná-las na vertical. Porém, foi só no início do século 20 que o método foi reconhecido como sistema construtivo. Engenheiros reconheceram a ineficiência do método convencional, onde era necessário construir duas paredes de madeira para construir uma parede de concreto. A técnica empregada na época era moldar os painéis com a face exterior para cima, para que pudessem ser acrescentados detalhes arquitetônicos, em formas de madeira. O painel, ainda com a forma, era então posicionado na vertical com o auxílio de macacos mecânicos. Somente depois de escorados que ocorria a desforma do painel (FOLEY, 1988).

De acordo com Courtois (1986), o arquiteto construtor americano Robert Aiken, considerado o precursor do método, utilizou o sistema na construção de diversos edifícios. Fotos do início de 1900 mostram painéis de uma casa de armas e munições em Camp Logan (Figura 3), Illinois (1908) e de um refeitório em Camp Perry (Figura 4), Ohio (1909), nos Estados Unidos, que inclusive continham detalhes arquitetônicos decorativos nas fachadas.

Figura 3 – Casa de armas de Camp Logan



(fonte: COURTOIS, 1986, p. 3)

Figura 4 – Uma parede sendo levantada para o refeitório de Camp Perry



(fonte: COURTOIS, 1986, p. 3)

Entretanto, foi somente no fim da II Guerra Mundial que o método realmente se popularizou. Primeiramente, foi neste período que surgiram os guindastes móveis, o que aumentou a capacidade de elevação e mobilidade dos painéis (TILT-UP CONSTRUCTION, 2016). Além disso, havia uma grande demanda por edifícios comerciais, residenciais e industriais. E com

os custos de mão de obra e de materiais de construção altos, devidos a II Guerra Mundial, aumentava-se o interesse pela economia nas construções (COLLINS, 1965, p. 8).

O tilt-up estabilizou-se inicialmente na região Sul da Califórnia, Estados Unidos. De 1955 aos anos 70, o método se espalhou rapidamente para a costa Oeste dos Estados Unidos e Canadá. E foi nessa época que empresas começaram a desenvolver material e equipamentos específicos para o sistema, assim como escoras, conectores, insertos e desmoldantes (FOLEY, 1988).

De acordo Tilt-Up Concrete Association (2011), no ano de 2011 a indústria do tilt-up já estava presente em todos os Estados dos Estados Unidos, Canadá, Nova Zelândia e Austrália. Também contava com indústrias no México, alguns países da América do Sul, e a Europa tinha recém começado a usar o sistema tilt-up. Em 1986 a associação, Tilt-Up Concrete Association, foi fundada nos Estados Unidos para representar a indústria e promover vantagens de se construir com o sistema tilt-up (FOLEY, 1988).

A tecnologia do sistema tilt-up foi trazida ao Brasil em 1989, por meio da Sociedade Torre de Vigia, para a construção de um parque gráfico com mil apartamentos, em Cesário Lange (SP). A WTorre Engenharia introduziu comercialmente a tecnologia em 1993 (ROSSO, 2008).

3.3 ETAPAS DE PRODUÇÃO

Assim como para qualquer projeto de engenharia, para garantir sucesso com o sistema tilt-up, é necessário realizar um planejamento detalhado. Para isso, é preciso ter conhecimento dos diversos fatores que influenciam e compõem as etapas de produção do método, as quais serão descritas a seguir.

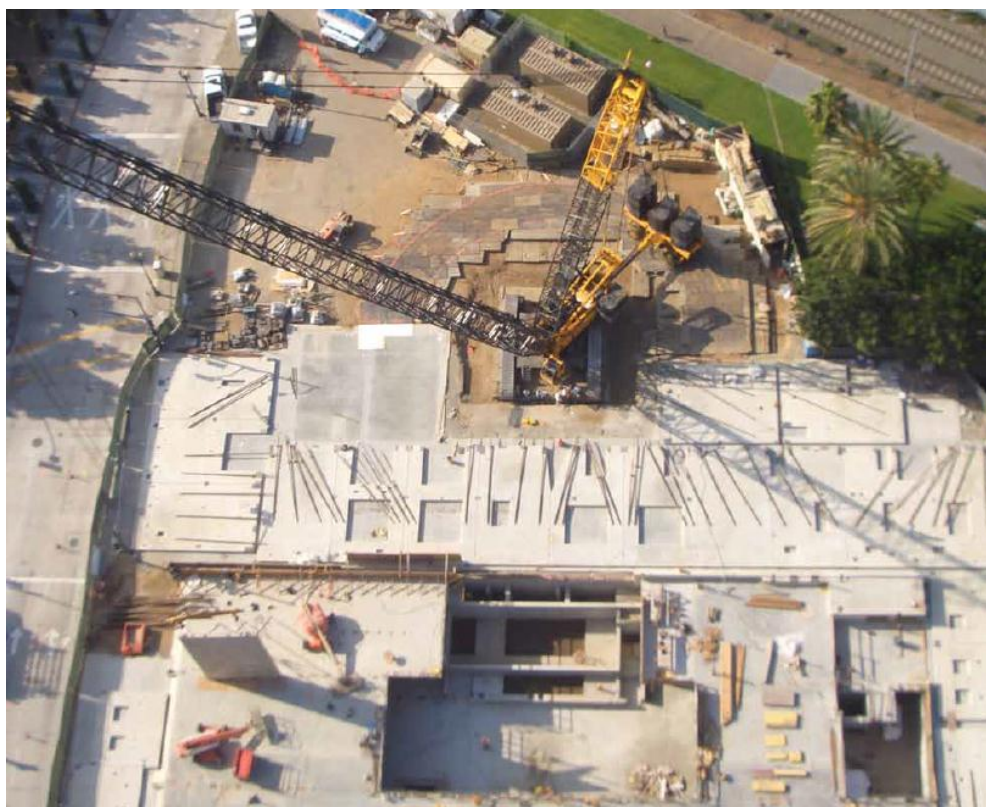
3.3.1 Planejamento e dimensionamento

O primeiro passo do planejamento se refere ao projeto arquitetônico da edificação. Normalmente, a altura dos painéis é resultante das dimensões de acesso requisitado pelo contratante. A forma retangular é a mais econômica e procura-se fazer os painéis com a maior dimensão possível, o que reduz o número de conexões. Além disso, demora menos tempo para içar um painel grande do que dois painéis pequenos. Entretanto, procura-se limitar a 40

toneladas o painel mais pesado (TILT-UP CONSTRUCTION ASSOCIATION, 2011, p. 30-39).

Outra fase muito importante do planejamento é a de avaliação do terreno. É necessário levar em conta perímetro disponível, para se certificar da viabilidade do sistema. Um grande terreno, plano e de fácil acesso é o ideal para se construir usando o método tilt-up, mas o ideal não é o usual. Portanto, um estudo do local deve ser conduzido, considerando fatores como o armazenamento do material, movimentação de equipamentos, fases de concretagem e sequencia de içamento dos painéis. Um esboço contendo as sequências de concretagem e içamento dentro do terreno ajuda a identificar possíveis problemas. Quando a área ao redor do prédio é restrita, deve-se considerar fazer a moldagem e concretagem dos painéis de dentro do prédio (TILT-UP CONSTRUCTION ASSOCIATION, 2016). A figura 5 apresenta um exemplo de canteiro de obras durante a construção.

Figura 5 – Canteiro de obras de um projeto com tilt-up



(fonte: TILT-UP CONSTRUCTION ASSOCIATION, 2011, p. 92)

A análise estrutural e o dimensionamento são fases críticas do projeto. Considerações estruturais estão descritas detalhadamente no próximo capítulo. Porém, em resumo, deve-se

considerar as diferentes forças que atuam sobre as paredes nas três direções. É preciso também, dimensionar os painéis para resistir aos carregamentos presentes durante a fase de içamento. A resistência para tais carregamentos é proporcionada pela espessura do painel e a armadura. Entretanto, um dimensionamento muito conservador pode tornar o painel muito espesso e pesado, inviabilizando o projeto (TILT-UP CONSTRUCTION ASSOCIATION, 2016).

Nesta etapa, ainda são dimensionadas as fundações, lajes e estruturas de cobertura. Portanto, é necessário selecionar o guindaste a ser utilizado o quanto antes no planejamento. Os mecanismos de içamento e de conexão dos painéis com o restante da estrutura, também devem ser projetados durante esta fase do projeto (TILT-UP CONSTRUCTION ASSOCIATION, 2016).

3.3.2 Laje e Fundações

Deve-se dedicar uma atenção especial para o dimensionamento e execução da laje de concreto armado que servirá de piso e de base para a fabricação dos painéis, já que elas não podem apresentar fissuras e devem requerer um mínimo de manutenção. A laje também deve ser projetada pra servir como plataforma para o guindaste durante o içamento das peças. A resistência da laje dependerá, principalmente, da compactação do subleito. Se o subleito estiver devidamente compactado, os esforços referentes ao peso do guindaste serão transferidos ao subleito e não causarão esforços de flexão na laje (COLLINS, 1965, p. 16).

Segundo a Associação Brasileira de Empresas de Serviço de Concretagem (2016), a qualidade do acabamento da laje é de extrema importância. Esta deve ser executada com equipamentos dotados de sistemas de nivelamento a laser, com concreto de alta resistência à tração, compressão e abrasão, e dosado em central. Deve apresentar um acabamento final liso polido, com textura e aspecto vítreo. Caso não haja possibilidade executiva dos painéis sobre a laje, executam-se pistas de montagem temporárias. Estas pistas são pisos de concreto magro que devem apresentar a mesma qualidade de acabamento das lajes.

Ao mesmo tempo em que são executadas as lajes, as fundações dos painéis devem ser construídas. Os painéis podem ser apoiados sobre sapatas, sapatas contínuas ou diretamente sobre blocos, o que resulta em diferentes situações de apoio e exige verificações distintas. (TILT-UP CONSTRUCTION ASSOCIATION, 2016).

3.3.3 Fabricação dos Painéis

Uma vez que as lajes apresentam resistência necessária, a atenção passa para a montagem das formas dos painéis. Primeiramente, as formas são montadas sobre o piso, usa-se somente formas para definir o perímetro da peça. Executa-se em uma sequencia determinada previamente, visando ao melhor aproveitamento da área. Os painéis podem ser moldados separadamente, como também se pode molda-los lado a lado, separando-os por uma forma em comum. Em seguida são moldadas as aberturas de janelas e portas, escorando devidamente o interior das aberturas para evitar qualquer movimento. Na figura 6 podem-se observar formas sendo montadas no canteiro de obras. Ainda nesta etapa, são incorporados os acabamentos arquitetônicos das fachadas dos painéis (TILT-UP CONSTRUCTION ASSOCIATION, 2011, p.99 - 107).

Figura 6 – Montagem das formas sobre o piso



(fonte: TILT-UP CONSTRUCTION ASSOCIATION, 2011, p. 99)

É de extrema importância a aplicação de uma camada de desmoldante sobre a laje para a fabricação de painéis de qualidade. A aplicação correta do material facilita a separação entre o painel e a laje de fabricação na hora do içamento, e afeta diretamente a aparência da fachada do painel. Desmoldantes normalmente são classificados em óleos puros, e os que são óleos emulsionados com água. Deve-se verificar a compatibilidade do desmoldante com a base, e

aplica-lo estritamente de acordo com as especificações do fabricante (TILT-UP CONSTRUCTION ASSOCIATION, 2011, p. 113).

Na próxima etapa, a forma recebe a armação previamente detalhada. A integridade estrutural do painel durante a sua vida útil, assim como durante as etapas de içamento e escoramento, depende estritamente do posicionamento adequado das barras de aço (TILT-UP CONSTRUCTION ASSOCIATION, 2011, p. 120). A figura7 mostra a etapa de preparação e colocação das armaduras nos painéis.

Figura 7 – Posicionamento das armaduras nas formas



(fonte: TILT-UP CONSTRUCTION ASSOCIATION, 2011, p. 121)

Durante esta etapa, são inseridos os isertos metálicos de ligação, escoramento e içamento dos painéis. Todos os isertos devem estar rigidamente conectados às armaduras para assegurar que estes permaneçam na posição previamente definida. Uma capa de plástico é instalada sobre os insertos, prevenindo que o concreto preencha os insertos durante a concretagem. Assim que a

superfície de concreto esta finalizada, os insertos são localizados e as capas de plástico retiradas (TILT-UP CONSTRUCTION ASSOCIATION, 2011, p. 124).

Posicionada a armadura e os insertos metálicos, inicia-se a etapa de concretagem. O processo é bastante semelhante à concretagem de lajes convencionais de concreto armado. Assim como qualquer outra estrutura de concreto armado, deve-se verificar se o concreto atende as especificações exigidas (TILT-UP CONSTRUCTION ASSOCIATION, 2016).

3.3.4 Içamento e escoramento

Assim que o concreto atinge a resistência à compressão necessária para o içamento, as paredes de concreto podem ser transportadas para as suas posições finais. A maioria dos insertos usados para o içamento, são conectados ao guindaste com sistemas que podem ser desprendidos do nível do piso, evitando a necessidade de escalar para desconectá-los. As escoras normalmente são conectadas aos painéis antes do içamento. Quando o painel estiver na posição final, as escoras devem ser conectadas ao piso ou a algum sistema de ancoragem temporário que garanta a estabilidade do painel, e somente depois que o guindaste pode liberar o painel. Deve-se verificar a estabilidade das escoras diariamente, já que as vibrações devidas ao vento podem afrouxar os conectores (TILT-UP CONSTRUCTION ASSOCIATION, 2011, p. 124).

A figura 8 apresenta um painel de grande porte sendo içado por dois guindastes. Podem-se observar na imagem as conexões necessárias para o içamento e as escoras temporárias, as quais estão sendo seguradas por trabalhadores.

Figura 8 – Içamento de um painel por dois guindastes



(fonte: TILT-UP CONSTRUCTION ASSOCIATION, 2011, p. 172)

3.3.5 Acabamento

Após o içamento e posicionamento dos painéis, a etapa seguinte é a mais importante para o desempenho adequado da estrutura. A interação apropriada entre os membros da estrutura é que proporcionará estabilidade à edificação. Assim que os painéis estão posicionados, executam-se as ligações entre painéis, e depois as conexões entre os painéis e as fundações. Entre painéis, além das ligações metálicas, aplica-se um material selante para garantir a impermeabilidade das juntas e para acomodar movimentos de expansão e contração das paredes. O próximo passo é a elevação da laje e da estrutura de cobertura e a execução das conexões das mesmas com os painéis (TILT-UP CONSTRUCTION ASSOCIATION, 2011, p. 179-180).

Como mencionado anteriormente, as escoras dos painéis devem permanecer em posição até que o painel seja totalmente conectado ao restante da estrutura. Portanto, assim que todas as conexões estão prontas e a estabilidade garantida, as escoras podem ser retiradas. Finalmente,

os buracos nas superfícies são preenchidos e executa-se o acabamento final das faces dos painéis de acordo com os requisitos do projeto (TILT-UP CONSTRUCTION ASSOCIATION, 2011, p. 180).

3.4 VANTAGENS E DESVANTAGENS DO SISTEMA

Pode-se destacar as seguintes vantagens do sistema:

- 1) Como os painéis são moldados sobre um piso de concreto, não há necessidade de formas nas faces verticais, além disso, o uso de andaimes não se faz necessário para o trabalho no nível do piso. Outro fator relevante, é que os painéis são moldados no canteiro de obras, sendo assim não há necessidade de arcar com custos de transporte de grandes painéis (TILT-UP CONSTRUCTION ASSOCIATION, 2016).
- 2) Um fator que garante a segurança do projeto é a durabilidade do concreto, e como os painéis são executados na horizontal, o sistema garante maior qualidade homogênea das peças. Além disso, a resistência ao fogo do concreto permite com que projete-se os painéis para servir como paredes corta fogo (TILT-UP CONSTRUCTION ASSOCIATION, 2016).
- 3) Uma das principais vantagens do sistema tilt-up é a velocidade de produção que o método construtivo, moldar paredes em canteiro e depois içá-las, proporciona. Isto se dá também pelo fato de ocorrerem inúmeras repetições de processos durante a execução (TILT-UP CONSTRUCTION ASSOCIATION, 2016).
- 4) É possível criar painéis com alta eficiência energética utilizando diferentes sistemas de isolamento térmico em conjunto com o sistema tilt-up. O painel sanduiche é um exemplo de sistema de isolamento. Valores altos de resistência térmica podem ser alcançados dependendo das propriedades dos materiais utilizados e da densidade do concreto. Além disso, conforme afirma TILT-UP CONSTRUCTION ASSOCIATION (2016), o sistema tilt-up oferece todas as vantagens das propriedades acústicas do concreto. Logo, o sistema se apresenta como uma ótima opção para quem busca conforto térmico e acústico na edificação.

- 5) Certamente, a forma mais comum de painéis encontrada em estruturas de tilt-up é a plana e lisa. Porém, nos últimos anos tem-se utilizado o tratamento das fachadas exteriores que deixam o acabamento final muito atrativo. A figura 9 apresenta a montagem dos detalhes da forma para criar uma aparência que lembre um acabamento rústico com blocos de rochas, como pode ser visto na figura 10 da edificação pronta (COURTOIS, 1986).

Figura 9 – Aberturas e detalhes instalados na laje



(fonte: COURTOIS, 1986, p. 7)

Figura 10 – Edificação pronta com os painéis pintados imitando blocos



(fonte: COURTOIS, 1986, p. 7)

O sistema tilt-up apresenta inúmeras vantagens, porém o emprego do método também apresenta algumas desvantagens. O terreno pode facilmente limitar o uso do método tilt-up. Locais afastados, onde disponham de recursos limitados, podem afetar negativamente na produtividade da obra. Além disso, é necessário ter experiência nesse ramo da construção civil para que o método se torne vantajoso. Pequenos erros que demandem reparos durante a execução podem custar tempo e dinheiro, tornando o projeto economicamente desfavorável. Portanto, a fase de planejamento é crítica para a eficiência do método, mas para atingir a máxima eficiência é necessário experiência. Por isso o método não é tão atrativo, pois os primeiros projetos de uma construtora podem não ser vantajosos economicamente (KLOCK'S, 2016).

4 ESTRUTURA DO SISTEMA TILT-UP

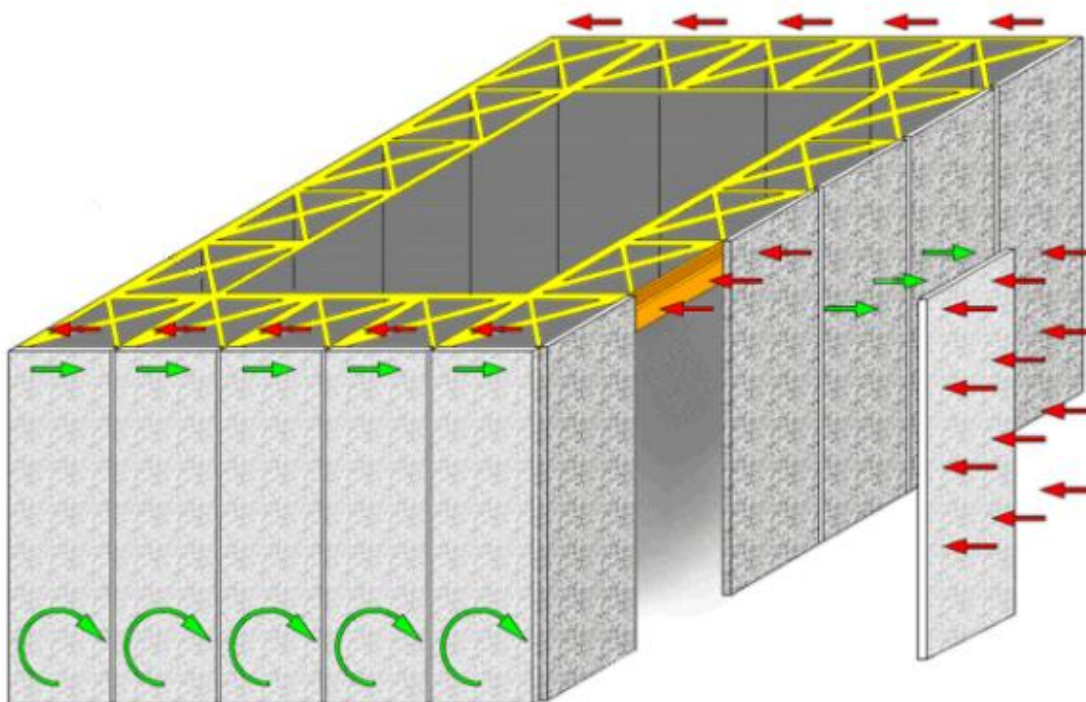
De acordo com Carter (1993), durante o projeto estrutural de uma edificação em sistema tilt-up, é usual assumir que os painéis pré-moldados localizados no perímetro do prédio formam uma caixa resistente aos carregamentos verticais e horizontais. Esta caixa atua em conjunto com diafragmas horizontais para dar estabilidade à edificação. O uso desses elementos no perímetro da estrutura aumenta a área interna livre disponível da edificação.

Portanto, durante o processo de análise estrutural, é crucial verificar a estrutura global, levando em consideração como as cargas serão transmitidas entre os painéis através dos diafragmas horizontais (TILT-UP CONSTRUCTION ASSOCIATION, 2016).

Carter (1993) descreve que os painéis pré-moldados têm sua estabilidade garantida pelo apoio na fundação e no diafragma horizontal, os quais transmitem as forças laterais de um painel a outro. Em estruturas de tilt-up, usualmente, a cobertura é o diafragma horizontal, porém em alguns casos, lajes também podem atuar como diafragma.

A figura 11 a seguir apresenta um exemplo de estrutura do sistema estrutural tilt-up, o qual apresenta a cobertura como diafragma horizontal. Nesta figura é representado o caminho percorrido pelos esforços laterais. No painel deslocado em destaque, pode-se observar o carregamento lateral, representado por flechas vermelhas, ao qual o painel está submetido, e a reação da cobertura no painel está representada por flechas verdes. Os painéis, quando solicitados horizontalmente, transmitem esforços de cisalhamento no plano do diafragma, esses esforços estão representados na figura 11 pelas flechas vermelhas aplicados na lateral da cobertura. As forças de cisalhamento são absorvidas pela estrutura da cobertura e transferidas aos painéis transversais, os quais transmitirão esses esforços às fundações. Os painéis transversais estão apresentados na figura 11 com as reações no plano representadas por flechas verdes.

Figura 11 – Sistema estrutural



(fonte: adaptado de PEREIRA, 2010)

Para que o sistema atue em conjunto, os elementos da estrutura devem apresentar continuidade, o qual depende da rigidez e capacidade de deformação de diversas ligações. As mesmas devem ser projetadas para resistir e transferir os esforços adequadamente entre os elementos. As ligações primárias são aquelas entre painéis e cobertura, entre painéis adjacentes e entre painéis e fundações. Existem três tipos de ligações que são usadas com maior frequência nos projetos, ligações em concreto moldadas no local, com placas de aço embutidas nos painéis e com chumbadores (CROMPTON, 1992, p 49).

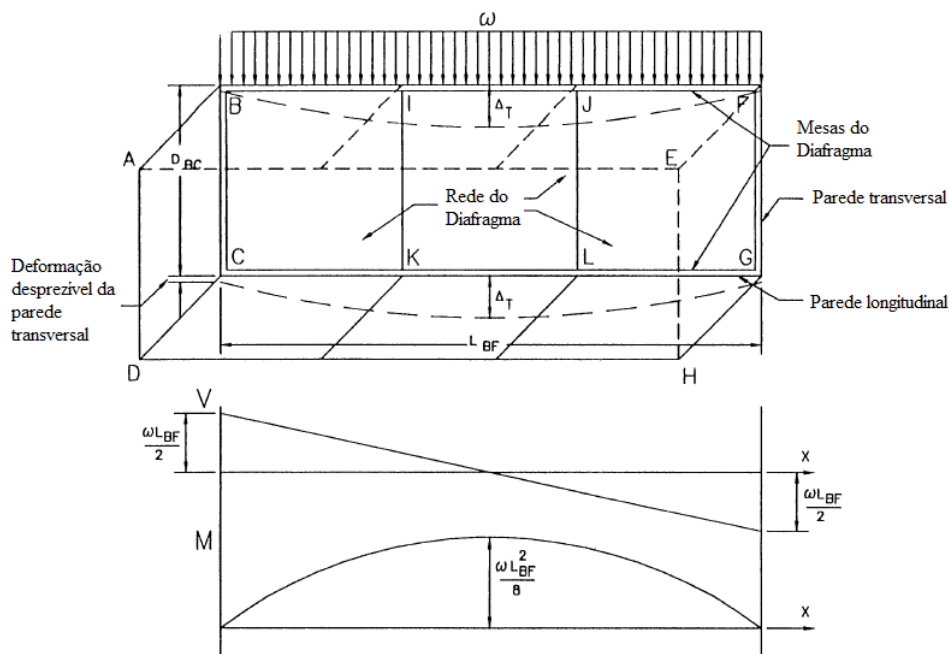
Projetar uma estrutura em tilt-up requer atingir a melhor combinação dos três principais elementos: os painéis pré-moldados, os diafragmas horizontais e as ligações primárias. São apresentados a seguir os critérios de projeto e análise destes elementos.

4.1 DIAFRAGMA HORIZONTAL

A análise do comportamento do diafragma horizontal é de extrema importância para o projeto estrutural, pois é este que garantirá o contraventamento da estrutura. As deformações laterais dependem diretamente do comportamento do diafragma e estas devem ser limitadas para evitar dano aos elementos verticais (AMERICAN CONCRETE INSTITUTE, 1992, p. 13).

Os diafragmas horizontais são responsáveis pela transferência dos carregamentos laterais aplicados nos painéis. Quando uma carga horizontal é aplicada ao nível da cobertura, em uma análise aproximada o diafragma atua como uma viga. A figura 12 ilustra esta situação, onde um carregamento uniformemente distribuído “ ω ” é aplicado no nível da cobertura. Os membros do interior do diafragma da cobertura (rede do diafragma) representam a alma da viga e os elementos posicionados no perímetro (membros BF e CG) representam as mesas da viga. A alma então é dimensionada para resistir os esforços cisalhantes presentes no plano do diafragma e as mesas para resistir os esforços axiais causados pelos momentos fletores. Os esforços cisalhantes desenvolvidos no diafragma são transferidos para os painéis laterais (membros BC e FG) e então transmitidos para as fundações (CARTER, 1993, p. 7).

Figura 12 – Distribuição ideal de esforços no diafragma



(fonte: CARTER, 1993, p 75)

A distribuição das forças do diafragma para os painéis tilt-up depende da rigidez do diafragma. Em diafragmas flexíveis as forças são distribuídas proporcionalmente às áreas de influência suportadas pelos painéis. Já no caso de diafragmas rígidos, as forças são distribuídas proporcionalmente à rigidez dos painéis. Aponta-se que diafragmas rígidos garantem maior resistência aos carregamentos laterais, pois reduzem as deformações fora do plano dos painéis. Entretanto, diafragmas flexíveis fornecem mecanismos para a dissipação de

energia, o que reduz a magnitude das forças transmitidas aos painéis (CARTER, 1993, p. 4-10).

4.2 PAINÉIS TILT-UP

Os painéis pré-moldados são elementos de significativa relevância para a estabilidade do sistema estrutural. Devem-se projetar os mesmos tanto para as condições de serviço na estrutura final, como também para esforços obtidos durante o içamento e o escoramento temporário dos mesmos. Como a resistência a esses esforços será dada pela espessura e pela armação dos painéis, estes elementos devem ser dimensionados de acordo com as normas técnicas vigentes (TILT-UP CONSTRUCTION ASSOCIATION, 2011).

Os princípios estruturais aplicados no dimensionamento de painéis pré-moldados do sistema tilt-up são os mesmos utilizados no sistema convencional. É necessário atender diversos critérios independentes durante o projeto dos mesmos. Devem-se verificar as resistências durante as diferentes situações de serviço e considerar os efeitos da temperatura no concreto (CEMENT & CONCRETE ASSOCIATION OF NEW ZEALAND, 2004, p 8).

Segundo o ACI 551.2R (AMERICAN CONCRETE INSTITUTE, 2010, p. 7-8), os painéis pré-moldados do sistema tilt-up atuam, na maioria das vezes, como paredes portantes, com vão vertical partindo da fundação ao piso intermediário, cobertura ou ambos. Estes elementos devem ser projetados para resistir a todos os carregamentos aos quais eles estão submetidos, incluindo carregamentos horizontais e excêntricos.

4.2.1 RECOMENDAÇÕES DE PROJETO

Recomenda-se que o concreto usado nos painéis apresente uma resistência mecânica mínima à compressão, aos 28 dias, de 21 MPa (AMERICAN CONCRETE INSTITUTE, 2010, p. 21).

Usualmente as barras da armadura principal são de 16 mm ou 20 mm de diâmetro, e da armadura horizontal são barras de 12,5 mm ou 16 mm de diâmetro. Barras com diâmetro maior que 20 mm não são recomendadas para painéis com espessura menor que 20 cm (AMERICAN CONCRETE INSTITUTE, 2010, p. 21).

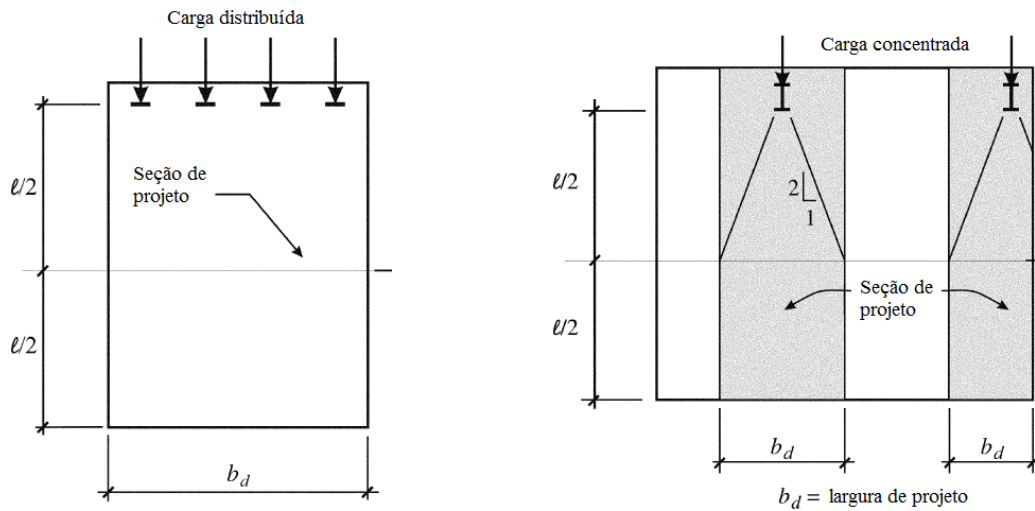
Em relação à espessura dos painéis, o ACI 551.2R referencia a norma canadense para projeto de estruturas de concreto CSA A23.3-04 (Canadian Standards Association, 2004, p. 161-162). Esta apresenta um item com especificações de projeto de painéis tilt-up, e indica uma espessura mínima de 14 cm para os painéis. Quanto ao limite de esbeltes, a mesma recomenda adotar uma relação entre altura e espessura máxima igual a:

- a) 50 para painéis com uma camada de armadura localizada no meio da seção transversal;
- b) 60 para painéis duas camadas de armadura, uma para cada face.

4.2.2 CONDIÇÕES DE CARREGAMENTO

Os painéis do sistema tilt-up estão sujeitos a carregamentos em três direções: vertical, lateral e no plano. As forças verticais derivam das cargas da cobertura e dos níveis intermediários. Para um espaçamento de até 1,5 m entre apoios, assume-se que estes carregamentos atuam como um carregamento uniformemente distribuído atuando em todo o painel. Quando grandes cargas concentradas verticais são aplicadas diretamente no painel, a seção efetiva considerada no dimensionamento, b_d , deve ser limitada como é indicado na figura 13. Por questões de montagem, estas cargas normalmente são aplicadas com uma excentricidade ao eixo do plano do painel. Nos casos em que estas cargas verticais estiverem atuando no eixo, uma excentricidade mínima igual à metade da espessura do painel é recomendada, e deve ser considerada contribuindo com o efeito do carregamento lateral. Assume-se que a excentricidade na base do painel é igual à zero. As excentricidades das cargas verticais não devem ser consideradas quando contribuirão para a redução do momento causado pelos esforços laterais, e as cargas verticais não devem ser reduzidas devido aos esforços de sustentação da cobertura causados pelo vento (AMERICAN CONCRETE INSTITUTE, 2010, p. 10-11). A figura 13 a seguir apresentam as seções de projeto consideradas para os diferentes casos de carregamentos.

Figura 13 – condições de carregamento

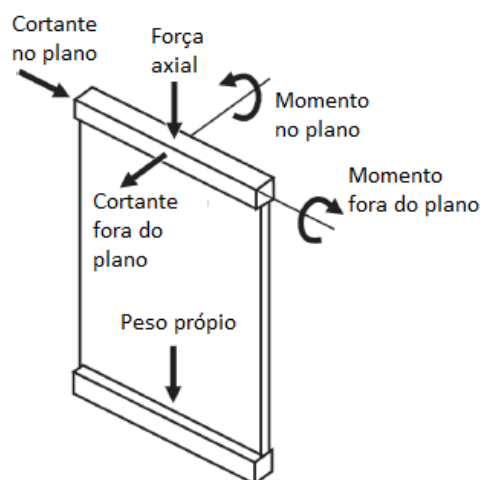


(fonte: adaptado de AMERICAN CONCRETE INSTITUTE, 2010, p. 11)

O efeito do peso próprio também deve ser considerado, pois contribui significativamente para momento de segunda ordem. Em uma abordagem conservadora no projeto de painéis, assume-se que metade do peso próprio do painel atua como uma carga concentrada aplicada a meia altura sem excentricidade. As cargas laterais são determinadas pelas forças do vento, solo ou sísmicas. Estas cargas são aplicadas ao painel como carregamentos laterais uniformemente distribuídos. O efeito das cargas laterais normalmente é a maior contribuição para o momento total aplicado a estes elementos (AMERICAN CONCRETE INSTITUTE, 2010, p. 10-11).

Os painéis tilt-up ainda fornecem resistência lateral à edificação, como descrito anteriormente, e esforços de cisalhamento podem ser significantes dependendo no projeto, principalmente para regiões de alta probabilidade de ocorrência de abalos sísmicos. As forças que usualmente atuam nos painéis estão ilustradas na figura 14.

Figura 14 – Forças típicas atuantes em paredes



(fonte: adaptado de AMERICAN CONCRETE INSTITUTE, 2014, p. 165)

A resistência aos diferentes tipos de carregamentos é proporcionada pela espessura do painel e pelas armaduras verticais e horizontais. Estas armaduras podem ser posicionadas em uma única camada no centro da seção transversal ou em duas camadas dependendo da magnitude dos esforços.

4.2.3 MOMENTO FLETOR E RIGIDEZ

O momento fletor solicitante resulta da combinação de carregamentos laterais, cargas axiais excêntricas, não linearidades geométricas e efeitos de segunda ordem produzidos pelas cargas axiais. O momento fletor máximo usualmente ocorre na meia altura do painel, assumindo um modelo de barra bi apoiada. Essa posição pode variar dependendo da geometria do painel, das aberturas do painel, de grandes excentricidades, de altas cargas verticais e condições de suporte (AMERICAN CONCRETE INSTITUTE, 2010, p. 7-8).

O cálculo do momento fletor depende da deformação do painel, a qual depende da rigidez à flexão do mesmo. Devido às propriedades não lineares de elementos em concreto armado, pode ser difícil de calcular precisamente a rigidez à flexão destes elementos, pois são influenciadas por diversas variáveis. Estas variáveis incluem a espessura do painel, propriedades mecânicas do concreto e da armadura, quantidade e posição da armadura, carga axial aplicada e deformação do elemento. Portanto, a rigidez e a resistência variam com mudanças na carga axial e na deformação, sendo assim com o aumento da deformação

umenta o momento, até que ocorra o escoamento do aço ou o esmagamento do concreto (AMERICAN CONCRETE INSTITUTE, 2010, p. 4-5).

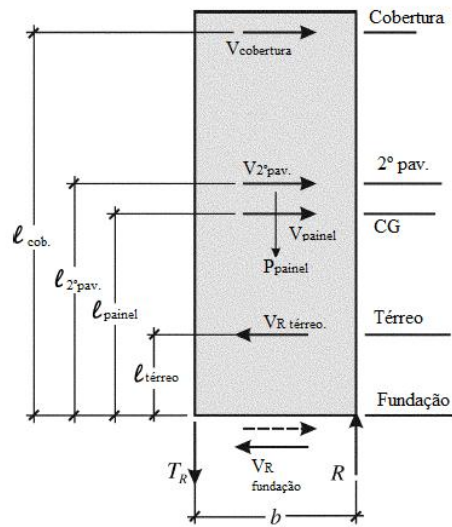
O ACI 318-14 (AMERICAN CONCRETE INSTITUTE, 2014, p. 171-172) propõe então um método alternativo para a consideração destas variáveis, onde fornece equações para o cálculo da resistência ao momento fletor. O método alternativo de análise de paredes esbeltas é apresentado no item 4.2.8 deste trabalho, o qual será usado no dimensionamento dos painéis do estudo de caso.

4.2.4 ESFORÇO CORTANTE NO PLANO

Painéis do sistema tilt-up são dimensionados para o esforço cortante no plano e podem atuar como estruturas de contraventamento da edificação. Os procedimentos de dimensionamento para estes esforços diferem dos apresentados na seção anterior. Tensões de cisalhamento resultantes das forças dos diafragmas horizontais devem ser resistidas pelos painéis. A armadura horizontal é crítica para a resistência ao esforço cortante do concreto.

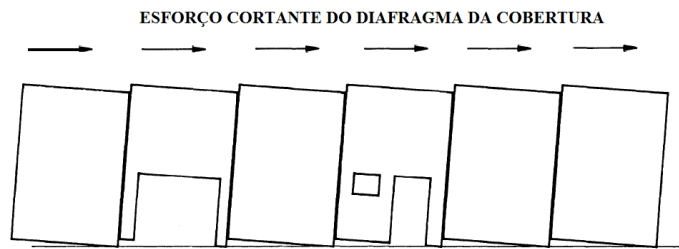
Deve-se verificar também a resistência ao tombamento do painel, onde o momento aplicado deve ser menor que o momento resistente. Todas as forças que contribuem para o tombamento devem ser majoradas, enquanto as forças que resistem ao tombamento devem ser reduzidas de acordo com os coeficientes de ponderação. Quando a capacidade de resistência ao tombamento não for suficiente, ligações rígidas entre painéis adjacentes ou ancoragens nas fundações devem ser providenciadas para que a resistência seja satisfeita. A figura 15 apresenta as forças consideradas na equação de equilíbrio de momentos para verificar a resistência ao tombamento, enquanto as figuras 16 e 17 apresentam o comportamento dos painéis quando não conectados e quando conectados aos pares, respectivamente.

Figura 15 – resistência ao tombamento



(fonte: AMERICAN CONCRETE INSTITUTE, 2010, p. 17)

Figura 16 – painéis não conectados



(fonte: AMERICAN CONCRETE INSTITUTE, 1992, p. 17)

Figura 17 – painéis conectados em pares



(fonte: adaptado de AMERICAN CONCRETE INSTITUTE, 1992, p. 18)

4.2.5 EFEITOS DA VARIAÇÃO DA TEMPERATURA E DA RETRAÇÃO

Segundo o ACI 551.2R-10 (AMERICAN CONCRETE INSTITUTE, 2010, p. 12), há menos problemas associados com a variação de temperatura e a retração do concreto em painéis tilt-up do que em estruturas monolíticas de concreto armado. No entanto, algumas técnicas de projeto devem ser consideradas. Como os painéis são muitas vezes moldados e içados dentro de um período de uma a duas semanas, os mesmos podem não ter tempo suficiente para a cura total. Se as ligações entre os painéis são feitas imediatamente após o içamento, as restrições introduzidas podem causar tensões excessivas no concreto, se ainda está em processo de retração. Portanto a execução das ligações deve ser adiada, desde que possível. Nos casos onde não for possível adiar, a armadura mínima pode ser insuficiente para resistir à fissuração e uma armadura adicional deve ser considerada.

Edificações com painéis tilt-up têm a vantagem de que cada junta entre painéis pode atuar como uma junta de dilatação. Isso é possível quando se têm juntas elásticas entre painéis. Em grandes edificações onde painéis resistem a grandes esforços de tombamento, pode ser necessário o uso ligações rígidas entre painéis. Porém, indica-se que os painéis sejam conectados em pares ou, no máximo, em grupos de três para minimizar os efeitos de dilatação térmica (WEILER, 1986).

4.2.6 IÇAMENTO E ESCORAMENTO TEMPORÁRIO

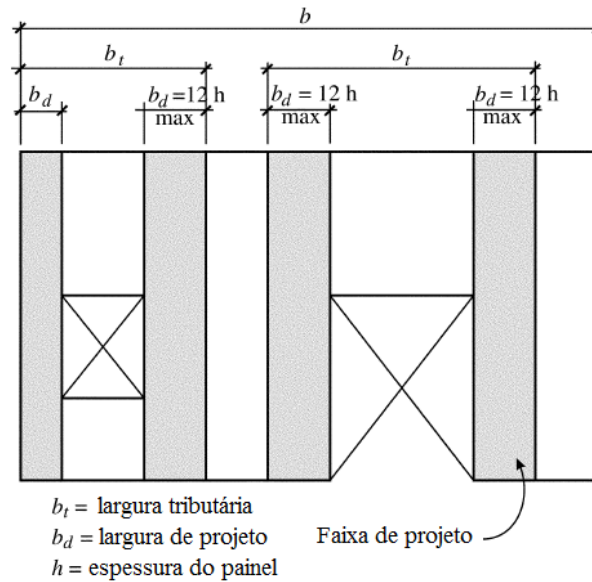
Segundo o ACI 551.2R-10 (AMERICAN CONCRETE INSTITUTE, 2010, p. 21), a análise dos pontos de içamento e escoramento dos painéis são conduzidos por projetistas especializados, normalmente pelos fornecedores dos incertos de içamento e escoramento. Entretanto o ACI afirma que painéis com armadura nas duas faces apresentam capacidade suficiente de resistência para a maioria das situações de projeto.

4.2.7 PAINÉIS COM ABERTURA

Segundo o ACI 551.2R-10 (AMERICAN CONCRETE INSTITUTE, 2010, p. 13), o efeito de aberturas para a análise de flexão em painéis, pode ser considerado através da análise simplificada de uma faixa vertical do elemento, o que fornece precisão e economia na maioria dos casos. Neste caso, toda a carga lateral e axial é distribuída às faixas localizadas em cada

lado da abertura. A largura efetiva da faixa deve ser limitada a 12 vezes a espessura do painel para evitar concentrações de tensões ao longo da borda da abertura. A figura 18 ilustra estas recomendações.

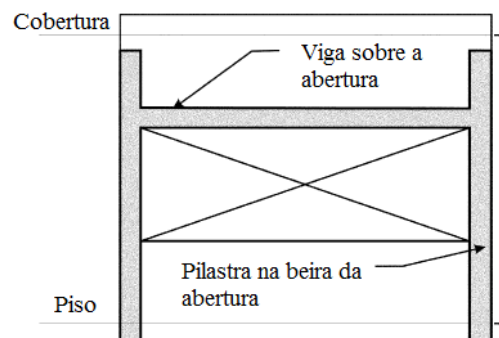
Figura 18 – faixa de projeto em painéis com aberturas



(fonte: adaptado de AMERICAN CONCRETE INSTITUTE, 2010, p. 13)

Nos casos onde as aberturas apresentam grandes dimensões, pode-se aumentar a espessura da seção vertical e horizontal em torno das mesmas para garantir a resistência do elemento (figura 19).

Figura 19 – Viga e pilastra em torno da abertura



(fonte: adaptado de AMERICAN CONCRETE INSTITUTE, 2010, p. 13)

4.2.8 VERIFICAÇÃO E DIMENSIONAMENTO

O ACI 318-14 apresenta procedimentos para o dimensionamento de painéis esbeltos de concreto armado. Os conceitos e limitações da seção 11.8 do ACI 318-14, *Alternative method for out-of-plane slender wall analysis*, são baseados na pesquisa experimental reportada no documento *Test Report of Slender Walls* (Athey, 1982), o qual inclui requisitos e procedimentos de dimensionamento, métodos de análise e relações entre carga e deformação. De acordo com a seção 11.8 do ACI 318-14 (AMERICAN CONCRETE INSTITUTE, 2014, p. 171), painéis dimensionados pelo método alternativo devem satisfazer as seguintes limitações:

- a) seção transversal constante ao longo da altura do painel;
- b) seção transversal do painel deve ser *tension-controlled* para efeitos do momento de flexão fora do plano.
- c) armadura deve proporcionar um momento resistente de cálculo (ϕM_n) maior ou igual ao momento de fissuração (M_{cr});
- d) esforço axial (P_u) na seção da meia altura do vão não excede $0,06 f_c' A_g$, onde f_c' é a resistência a compressão do concreto e A_g é a área bruta da seção;
- e) deformações devidas aos carregamentos de serviço (Δ_s), não excedem $\ell_c/150$, onde ℓ_c é o comprimento efetivo do vão do painel.

Quando uma ou mais das limitações acima não forem atendidas, o ACI 318-14 (AMERICAN CONCRETE INSTITUTE, 2014, p. 165) indica que para os casos em que a parede esteja sujeita a carregamento axial ou combinação de carregamento axial com flexão atuando no plano ou fora do plano, pode-se calcular a resistência assim como se calcula para um elemento comprimido.

4.2.8.1 Momento fletor resistente de projeto

O momento resistente de projeto, ϕM_n , para a combinação de carregamentos axial com flexão na seção crítica deve ser maior ou igual ao momento fletor total, M_u , nesta seção. Além disso, o método limita a tensão vertical na seção crítica do painel, a qual deve ser menor ou igual a 6% da tensão de resistência a compressão de projeto do concreto.

$$P_{um} / A_g < 0,06f_c' \quad (\text{fórmula 1})$$

Sendo:

P_{um} = esforço axial total fatorado;

A_g = área bruta da seção transversal;

f_c' = resistência à compressão do concreto.

O momento resistente de projeto do painel, ϕM_n , é diretamente proporcional à área efetiva da armadura tracionada, A_{se} , de acordo com a seguinte equação:

$$\phi M_n = \phi A_{se} f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad (\text{fórmula 2})$$

Onde:

ϕ = fator de redução da resistência;

A_{se} = área efetiva da armadura tracionada;

f_y = resistência ao escoamento do aço;

d = distância do centroide da armadura tracionada até a fibra mais comprimida de concreto; e

$$a = \frac{A_{se} f_y}{0,85 f_c' b} \quad (\text{fórmula 3})$$

Onde:

b = comprimento horizontal do painel; e

$$A_{se} = A_s + \frac{P_{um}}{f_y} \left(\frac{h}{2d} \right) \quad (\text{fórmula 4})$$

Onde:

h = espessura do painel;

A_s = área da armadura tracionada.

O fator de redução da resistência, ϕ , igual a 0,9 para seções *tension-controlled* de acordo com a seção 21.2 do ACI 318-14, que é um dos requisitos para a utilização do método. Segundo o ACI, uma seção é considerada *tension-controlled* quando a deformação da fibra mais tracionada do aço, ϵ_t , é maior ou igual a 0,005 quando a fibra mais comprimida do concreto, ϵ_c , atinge o limite assumido para a deformação de 0,003. Esta limitação garante que fissuras provocadas pela deformação excessiva apareçam antes que ocorra falha por esmagamento do concreto. De acordo com a compatibilidade de deformações, apresentado na figura 20, o ACI define o seguinte critério para garantir que a seção é de fato *tension-controlled*:

$$\frac{c}{d} \leq 0,375 \quad (\text{fórmula 5})$$

Onde c é distância da fibra mais comprimida à linha neutra e de acordo com as considerações adotada pelo ACI318-14, pode ser encontrado pela equação:

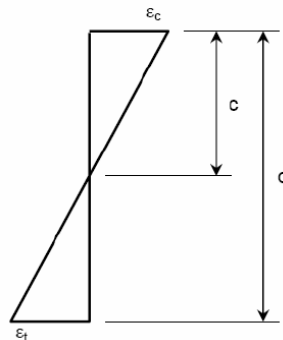
$$c = \frac{a}{\beta_1} \quad (\text{fórmula 6})$$

Onde:

$\beta_1 = 0,85$; para $f_c' \leq 28$ MPa.

$\beta_1 = 0,85 - 0,05 \left(\frac{f_c' - 28}{7} \right) \geq 0,65$; para $f_c' \geq 28$ Mpa.

Figura 20 – Compatibilidade de deformações



(fonte: elaborada pelo autor)

4.2.8.2 Momento de fissuração

O método exige que o momento resistente de cálculo, ϕM_n , seja maior ou igual ao momento de fissuração da seção, M_{cr} , que pode ser calculado pela seguinte equação:

$$M_{cr} = \frac{f_r I_g}{y_t} \quad (\text{fórmula 7})$$

Sendo:

f_r = módulo de ruptura do concreto,

I_g = momento de inércia da seção bruta;

y_t = distância do centroide da seção à fibra mais tracionada de concreto.

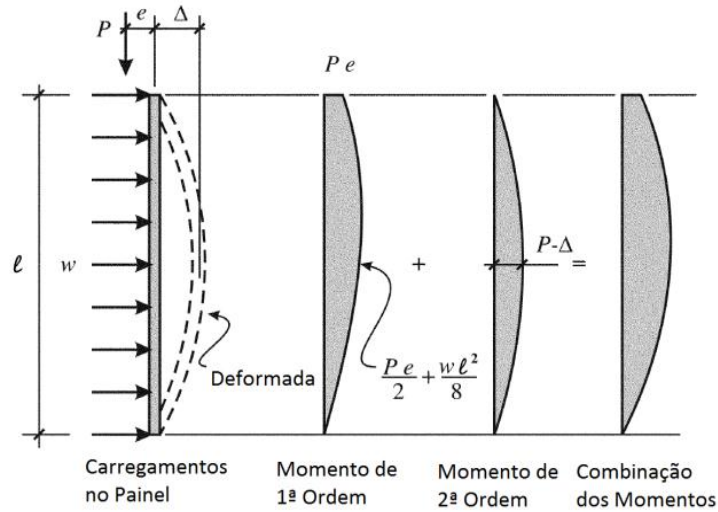
Onde f_r deve ser calculado, com f_c' em psi (pound per square inch), pela seguinte relação:

$$f_r = 7,5 \sqrt{f_c'} \quad (\text{fórmula 8})$$

4.2.8.3 Momento fletor de cálculo

Para o método alternativo de análise de paredes esbeltas, os painéis tilt-up são definidos como barras simplesmente apoiadas. Isso significa que quando o elemento está submetido a uma carga lateral uniformemente distribuída e a uma carga axial, o momento máximo ocorre no meio do vão. A figura 21 ilustra este modelo de análise de paredes esbeltas.

Figura 21 – Modelo alternativo de análise de painéis



(fonte: adaptado de AMERICAN CONCRETE INSTITUTE, 2010, p. 7)

O momento fletor máximo de um painel pode ser separado em dois componentes: momentos de primeira ordem e momentos de segunda ordem. Os momentos de primeira ordem são aqueles que ocorrem pela aplicação dos carregamentos, tais como as pressões laterais e as cargas verticais excêntricas. Os momentos de segunda ordem são os resultados da aplicação das cargas verticais e de peso próprio na forma deformada do painel resultante dos momentos de primeira ordem.

A equação seguinte fornece o máximo momento de primeira ordem no meio do vão devido aos carregamentos laterais e axiais excêntricos, sem incluir o efeito $P - \Delta$:

$$M_{ua} = \frac{w_u \ell_c^2}{8} + \frac{P_{ua} \cdot e_{cc}}{2} \quad (\text{fórmula 9})$$

Sendo:

M_{ua} = momento fletor na seção crítica devido às cargas laterais e cargas verticais excêntricas, sem incluir o efeito $P-\Delta$;

P_{ua} = esforço axial aplicado;

w_u = carregamento lateral uniforme;

ℓ_c = comprimento efetivo do vão;

e_{cc} = excentricidade da carga axial.

O momento fletor total, M_u , resulta da combinação dos momentos de primeira e segunda ordem. Para considerar os efeitos das cargas axiais atuando na forma deformada do painel, o método fornece a seguinte equação:

$$M_u = M_{ua} + P_u \cdot \Delta_u \quad (\text{fórmula 10})$$

Sendo:

M_u = momento fletor total;

P_u = esforço axial total, incluindo peso próprio;

Δ_u = deformação máxima;

Duas abordagens são apresentadas para determinar o momento total, o processo iterativo $P - \Delta$ e o cálculo direto. O método iterativo calcula o aumento do momento e da deformação devido aos efeitos do $P - \Delta$ até que se alcance convergência dos resultados. A deformação inicial devido aos momentos de primeira ordem pode ser encontrada pela equação:

$$\Delta_u = \frac{5M_u \cdot \ell_c^2}{(0,75)48E_c \cdot I_{cr}} \quad (\text{fórmula 11})$$

Sendo:

E_c = módulo de elasticidade do concreto;

I_{cr} = momento de inércia da seção fissurada, e deve ser calculado pela fórmula 12.

$$I_{cr} = \frac{E_s}{E_c} \left(A_s + \frac{Pu}{f_y} \frac{h}{2d} \right) (d - c)^2 + \frac{b c^3}{3} \quad (\text{fórmula 12})$$

Sendo:

E_s = módulo de elasticidade do aço;

A_s = área de aço tracionado;

f_y = resistência ao escoamento do aço;

d = distância do centroide da armadura tracionada até a fibra mais comprimida de concreto;

b = largura da seção;

c = distância da linha neutra até a fibra mais comprimida de concreto.

E o momento total pode ser encontrado pelo cálculo direto, o qual tem como base o método da majoração dos momentos. Trata-se de um método aproximado que leva em conta, de forma simplista, a não linearidade geométrica. A equação seguinte, fórmula 13, determina o momento total por este método:

$$M_u = \frac{M_{ua}}{1 - \frac{5P_u \cdot \ell_c^2}{(0,75)48E_c \cdot I_{cr}}} \quad (\text{fórmula 13})$$

4.2.8.4 Esforço cortante no plano

Para o cálculo da resistência ao esforço cortante no plano do painel, o ACI 318-14 (AMERICAN CONCRETE INSTITUTE, 2014, p. 167-168) apresenta as seguintes considerações:

- a) o esforço cortante resistente (V_n) em qualquer seção horizontal, deve ser menor ou igual a seguinte relação para evitar o esmagamento da diagonal comprimida:

$$V_n \leq 10\sqrt{f'_c} h \cdot \ell_w \quad (\text{fórmula 14})$$

Sendo:

h = espessura do painel;

f'_c = resistência à compressão do concreto [psi]; e

ℓ_w é limitado pela seguinte relação:

$$\ell_w = 0,8. b \quad (\text{f\u00f3rmula 15})$$

Sendo:

b = largura da se\u00e7\u00e3o;

b) V_n deve ser calculado por:

$$V_n = V_c + V_s \quad (\text{f\u00f3rmula 16})$$

Onde:

$$V_c = 2\sqrt{f'_c} h. d \quad (\text{f\u00f3rmula 17})$$

$$V_s = \frac{A_v f_{yt} d}{s} \quad (\text{f\u00f3rmula 18})$$

Sendo:

h = espessura do painel;

f'_c = resist\u00eancia \u00e0 compress\u00e3o do concreto;

V_c = parcela de for\u00e7a cortante resistida pelo concreto;

V_s = parcela de for\u00e7a cortante resistida pela armadura transversal;

s = espa\u00e7amento da armadura transversal;

f_{yt} = resist\u00eancia ao escoamento do a\u00e7o da armadura transversal;

A_v = \u00e1rea da armadura transversal.

Ent\u00e3o, o esfor\u00e7o cortante de c\u00e1lculo, V_u , deve ser menor ou igual \u00e0 resist\u00eancia ao esfor\u00e7o cortante de projeto, ϕV_n . O ACI 318-14 define que o fator de redu\u00e7\u00e3o da resist\u00eancia para o esfor\u00e7o cortante, ϕ , deve ser considerado igual a 0,75.

4.2.8.5 Deformação de serviço

Além de satisfazer as condições de resistência, deve-se verificar os limites de deformações oriundas dos carregamentos de serviço. A deformação máxima devido aos carregamentos de serviço, Δ_s , não devem exceder $\ell_c/150$, onde ℓ_c é o comprimento efetivo do vão do painel. O ACI 318-14 indica que deve ser utilizada a combinação de serviço, $D + 0,5 L + 0,7W$, para o cálculo da deformação. Onde D são as cargas permanentes, L são as cargas acidentais e W as cargas do vento. A deformação máxima de serviço pode ser calculada de acordo com as seguintes equações:

Para $M_a \leq \left(\frac{2}{3}\right) M_{cr}$:

$$\Delta_s = \left(\frac{M_a}{M_{cr}}\right) \Delta_{cr} \quad (\text{fórmula 19})$$

Para $M_a > \left(\frac{2}{3}\right) M_{cr}$:

$$\Delta_s = \left(\frac{2}{3}\right) \Delta_{cr} + \left(\frac{M_a - \left(\frac{2}{3}\right) M_{cr}}{M_n - \left(\frac{2}{3}\right) M_{cr}}\right) \left(\Delta_n - \left(\frac{2}{3}\right) \Delta_{cr}\right) \quad (\text{fórmula 20})$$

Sendo:

M_a = momento fletor devido aos carregamentos de serviço;

M_{cr} = momento de fissuração;

M_n = momento fletor resistente;

Δ_s = deformação de serviço;

Δ_{cr} = deformação correspondente ao momento de fissuração;

Δ_n = deformação devido ao momento fletor resistente.

O momento máximo M_a devido aos carregamentos laterais e verticais excêntricos de serviço, incluindo o efeito $Ps - \Delta_s$, deve ser calculado pelas equações seguintes com a iteração das deformações:

$$M_a = M_{sa} + P_s \cdot \Delta_s \quad (\text{fórmula 21})$$

$$\Delta_{cr} = \frac{5M_{cr} \cdot \ell_c^2}{48E_c \cdot I_g} \quad (\text{fórmula 22})$$

$$\Delta_n = \frac{5M_n \cdot \ell_c^2}{48E_c \cdot I_{cr}} \quad (\text{fórmula 23})$$

4.2.8.6 Armadura mínima

Segundo o ACI 318-10 (AMERICAN CONCRETE INSTITUTE, 2010, p. 18), a armadura mínima vertical e horizontal de um painel deve ser igual a 0,25% da área bruta da seção. No entorno de aberturas deve-se acrescentar no mínimo duas barras de 16 mm.

O espaçamento entre barras não pode exceder cinco vezes a espessura do painel. Esse valor deve ser limitado em 45 cm (18 polegadas) para painéis externos e 76 cm (30 in) para painéis internos. Ainda, se for necessária armadura de cisalhamento, o espaçamento entre barras verticais não pode exceder o menor valor entre: três vezes a espessura, 45 cm (18 polegadas) e a largura do painel dividida por três, e entre barras horizontais não pode exceder o menor valor entre três vezes a espessura, 45 cm (18 polegadas) e a largura do painel dividido por cinco.

4.3 LIGAÇÕES

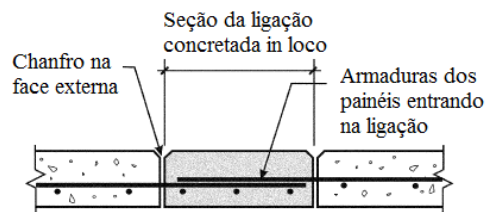
Os painéis tilt-up atuam em diversas funções como parte do sistema estrutural de uma edificação, e é comum os painéis suportarem carregamentos verticais e horizontais. As ligações devem, portanto, ser projetadas para transmitir adequadamente os esforços provenientes dos membros da cobertura e pisos até as fundações. As ligações também devem ser capazes de fornecer um grau de ductilidade para o alívio dos esforços causados pela variação da temperatura e retração do concreto (WEILER, 1986).

Existem três principais tipos de ligações usadas para painéis tilt-up:

- a) concreto moldado in loco.
- b) placas metálicas incorporadas e soldadas; e
- c) chumbadores.

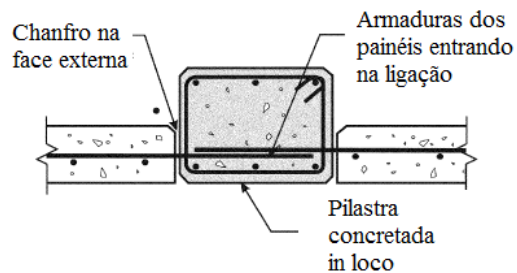
As ligações em concreto moldadas in loco são executadas através da concretagem de seções entre painéis nas posições finais de projeto. É necessário o transpasse das armaduras de espera provenientes dos painéis adjacentes. O resultado é uma ligação rígida, mas normalmente é uma solução de alto custo. Por serem rígidas, deve-se tomar a devida atenção aos efeitos da variação da temperatura e retração do concreto. As figuras 22 a 24 apresentam as ligações típicas em concreto moldado no local para painéis tilt-up (WEILER, 1986).

Figura 22– Ligação com preenchimento de seção



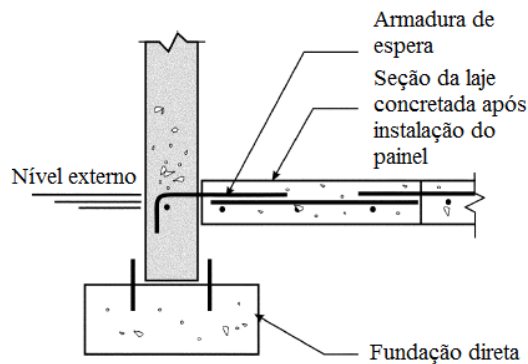
(fonte: adaptado de AMERICAN CONCRETE INSTITUTE, 2010, p. 19)

Figura 23– Ligação com pilastra



(fonte: adaptado de AMERICAN CONCRETE INSTITUTE, 2010, p. 19)

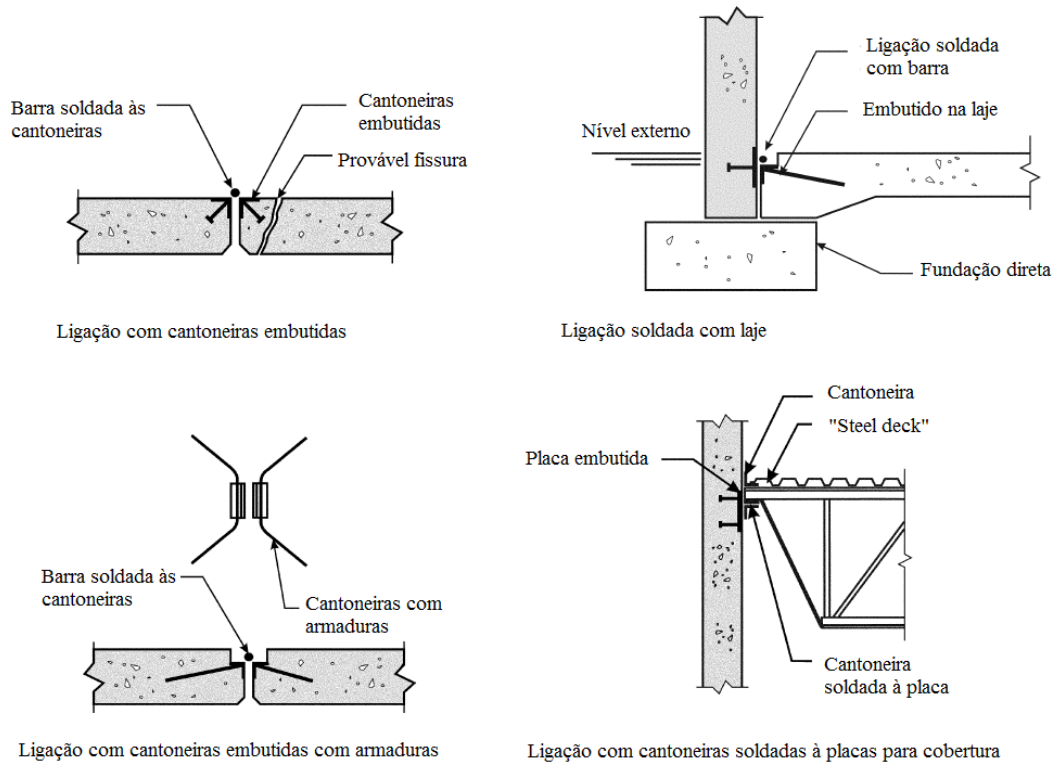
Figura 24– Ligação entre laje e painel



(fonte: adaptado de AMERICAN CONCRETE INSTITUTE, 2010, p. 19)

As ligações metálicas incorporadas e soldadas são as mais comuns. Usualmente, cantoneiras ou placas metálicas são incorporadas aos painéis antes da concretagem dos mesmos. As ligações são realizadas in loco através de soldas entre as faces expostas dos elementos incorporados e elementos externos. Os elementos externos podem ser barras de aço ou placas de cisalhamento, dependendo da necessidade do projeto. Estas ligações são suficientemente capazes de resistir à maioria dos esforços, são rápidas, de baixo custo e podem ser projetadas de acordo com a ductilidade desejada (WEILER, 1986). A figura 25 a seguir ilustra alguns tipos de ligações soldadas típicas.

Figura 25– Ligações metálicas soldadas



(fonte: AMERICAN CONCRETE INSTITUTE, 2010, p. 19-20)

Chumbadores são usualmente utilizados na ligação de elementos não estruturais ou para ligações que suportam carregamentos pequenos. Parafusos de expansão e resinas epóxi são amplamente utilizados nestes casos. Esse tipo de ligação elimina a necessidade de realizar solda no local, reduz os requisitos para o planejamento detalhado das ligações e permite a correção de pequenos erros proveniente do posicionamento dos elementos (WEILER, 1986).

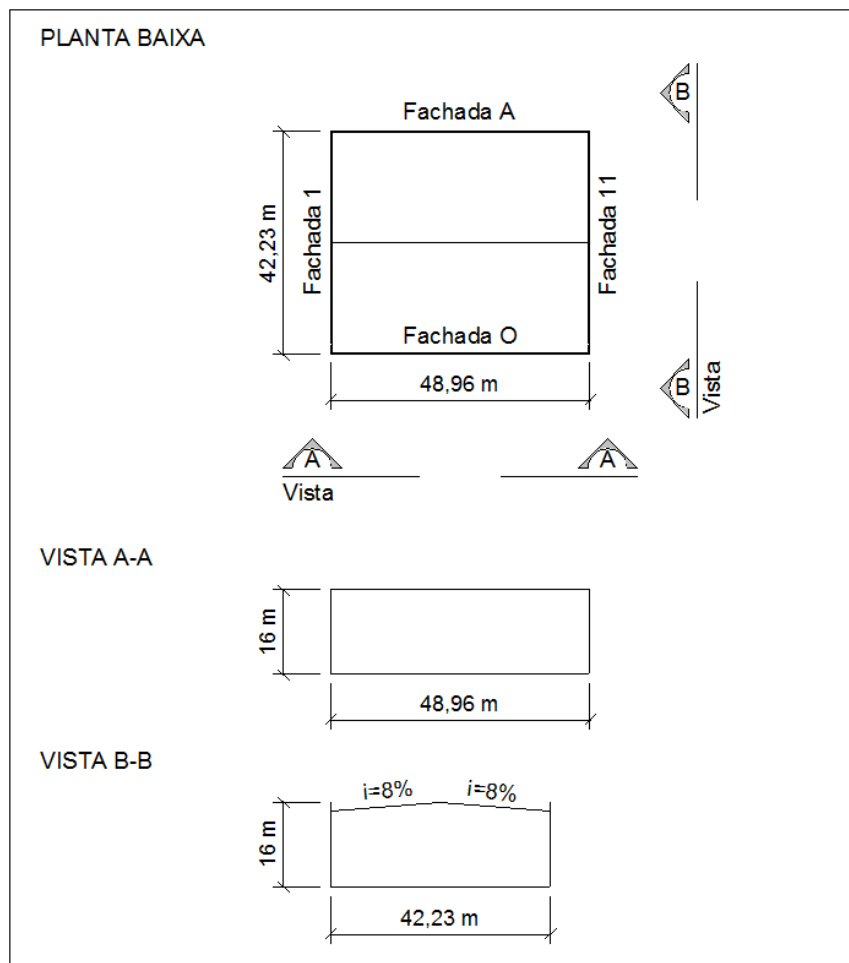
5 ESTUDO DE CASO

Neste capítulo são apresentados os critérios iniciais de projeto, como a definição da arquitetura, lançamento da estrutura e escolha dos materiais.

5.1 PROJETO ARQUITETÔNICO

A descrição das características apresentadas é baseada em um projeto existente, com algumas adaptações necessárias para a nova solução estrutural. A edificação projetada será de uso industrial, totalizando uma área de 2057,30 m², localizada na cidade de Campo Bom, Rio Grande do Sul. A figura 26 a seguir apresenta as dimensões esquemáticas do projeto.

Figura 26– Geometria



(fonte: elaborada pelo autor)

A estrutura da edificação anteriormente composta por pórticos e painéis de fechamento não estruturais, será alterada de forma que seja utilizado o sistema tilt-up de painéis pré-moldados. Algumas simplificações em relação à arquitetura original foram elaboradas em busca de um estudo mais completo do caso.

5.2 CONCEPÇÃO ESTRUTURAL E PRÉ-DIMENSIONAMENTO

Primeiramente foi realizado o lançamento preliminar da estrutura, definindo-se a modulação dos painéis, segundo critérios de práticas atuais, para então definir as geometrias dos demais elementos do projeto.

Os painéis das fachadas “A” e “O” foram modulados com 2,54 m de largura e 16 m de altura, e adotou-se uma junta entre os painéis de 1,0 cm. Já os painéis das fachadas “1” e “11” têm 2,63 m de largura e 16 m de altura, por fins de geometria do projeto. Quanto à espessura, seguiram-se os critérios indicados pela norma canadense, citado no item 4.2.2 do presente trabalho. Os painéis apresentam uma altura de 16 m, porém com um vão livre máximo de 15m. Sendo assim, adotou-se o uso de duas camadas de armadura para os elementos, e para obedecer à recomendação de uma relação entre altura e espessura máxima igual a 60, para uma altura de 15 m, definiu-se uma espessura igual a 25 cm.

A edificação conta ainda com uma área reservada para escritórios, que está localizada junto da fachada “A”, com comprimento igual à extensão desta fachada e largura em planta igual a 9,0m. Nesta região, foram criados dois níveis intermediários, onde serão utilizadas lajes alveolares. Estas lajes serão apoiadas em vigas pré-moldadas e nos painéis da fachada “A”. Considerou-se o uso de pilares pré-moldados para o devido apoio destas vigas.

Nos painéis da fachada “A”, foram previstas aberturas para janelas de 1,40 m de largura por 1,20 m de altura, uma para cada nível, totalizando três em cada painel. Aberturas para portas em painéis das fachadas “1” e “11”, de 1,30 m de largura por 2,20 m de altura, foram previstas, além de uma abertura para um portão na fachada “O” de 5,0 m de largura por 5,0 metros de altura.

De acordo com Pinheiro et al. (2006, p. 5.3) a altura da seção para vigas pode ser estimada dividindo o vão da viga por 12. Para as vigas que apoiam as lajes alveolares, a partir do vão máximo encontrado para estas vigas, 10,20 m, estimou-se uma altura de 85 cm. Admitiu-se

essa altura para todas as vigas que apoiam as lajes e definiu-se a largura da seção igual a 40 cm para as mesmas.

Em relação à estrutura da cobertura, optou-se pela solução em estrutura metálica, composta por treliças verticais e treliças horizontais. Decidiu-se posicionar as treliças verticais paralelas as fachadas “1” e “11”, ao longo do vão entre os eixos “A” e “O”. A partir disso, realizou-se o restante do lançamento da estrutura de cobertura, o qual será detalhado no capítulo 7 deste trabalho.

Admite-se que o pavimento térreo terá um contrapiso que não transmitirá esforços à estrutura principal e será resistente aos esforços solicitados durante a ocupação e montagem da estrutura. Portanto, não serão contabilizados no capítulo seguinte os carregamentos solicitantes do pavimento térreo. Assume-se ainda que as fundações dos painéis sejam do tipo sapata corrida, provendo apoio ao longo de toda largura dos elementos.

Sendo assim, o modelo estrutural adotado para o projeto, é de painéis em torno de todo perímetro da edificação apoiados nas fundações e contraventados pela estrutura metálica de cobertura.

5.3 MATERIAIS UTILIZADOS

Levando em consideração que a definição dos materiais utilizados depende da disposição destes no mercado, decidiu-se adotar os padrões para aços estruturas disponibilizados pela Gerdau S. A. (2016). Definiu-se a utilização de perfis estruturais laminados na forma de I e cantoneiras laminadas nos elementos da cobertura metálica, então, definiu-se o aço ASTM A572 Grau 50 para estes elementos devido à disponibilidade do fabricante.

Optou-se pelo uso de concreto com resistência característica à compressão de 30 MPa, e definiu-se o aço CA-50 para as armaduras dos painéis.

Quadro 1 – Valores característicos das resistências

Material	Elementos	Característica	Valor (kN/cm ²)
Aço ASTM A572 Grau 50	Cantoneiras e perfis estruturais	Resistência ao escoamento	34,5
		Resistência à ruptura	45,0
Aço CA-50	Armadura dos painéis	Resistência ao escoamento	50,0
Concreto C30	Painéis	Resistência à compressão	3,0

(fonte: elaborado pelo autor)

6 AÇÕES E SUAS COMBINAÇÕES

Neste capítulo são apresentadas as ações atuantes na estrutura e suas combinações. Para o presente estudo, foram usadas as recomendações sobre carregamentos encontradas nas normas brasileiras.

6.1 AÇÕES ATUANTES

De acordo com a NBR 9062, “[...] aplicam-se às estruturas de concreto pré-moldado as regras e processos de cálculo relativos às estruturas moldadas no local, conforme disposto na NBR 6118 [...]”. A NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 56) destaca que “Na análise estrutural deve ser considerada a influência de todas as ações que possam produzir efeitos significativos para a segurança da estrutura em exame, levando em conta os possíveis estados limites últimos e os de serviço.”.

Segundo a NBR 6120, para a realização de projetos estruturais de edificações, independentemente de classe e destino, devem ser cumpridas exigências mínimas de valores de carregamentos atuantes a serem considerado. Esses carregamentos são classificados em cargas permanentes e acidentais (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1980, p. 1).

A NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 66) descreve sobre as combinações de ações que atuam em uma estrutura:

Um carregamento é definido pela combinação das ações que têm probabilidades não desprezíveis de atuarem simultaneamente sobre a estrutura, durante um período preestabelecido.

A combinação das ações deve ser feita de forma que possam ser determinados os efeitos mais desfavoráveis para a estrutura; a verificação da segurança em relação aos estados-limites últimos e aos estados-limites de serviço deve ser realizado em função das combinações últimas e de combinações de serviço, respectivamente.

Sobre os estados limites últimos que devem ser verificados em estruturas de concreto, a NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 54-55) indica:

- a) estado limite último da perda de equilíbrio da estrutura, admitida como corpo rígido;

- b) estado limite último de esgotamento da capacidade resistente da estrutura, no seu todo ou em parte, devido às solicitações normais e tangenciais, admitindo-se a redistribuição de esforços internos, [...] e admitindo-se, em geral, as verificações separadas das solicitações normais e tangenciais; todavia, quando a iteração entre elas for importante, ela estará indicada nesta Norma;
- c) estado limite último de esgotamento da capacidade resistente da estrutura, no seu todo ou em parte, considerando os efeitos de segunda ordem;
- d) estado limite último provocado por solicitações dinâmicas [...]
- e) estado limite último de colapso progressivo;
- f) estado limite último de esgotamento da capacidade resistente da estrutura, no seu todo ou em parte, considerando exposição ao fogo, conforme a ABNT NBR 15200;
- g) estado limite último de esgotamento da capacidade resistente da estrutura, considerando ações sísmicas, de acordo com a ABNT NBR 15421;
- h) outros estados limites últimos que eventualmente possam ocorrer em casos especiais.

Em relação aos estados limites de serviço a NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 54-55) define como “Estados limites de serviço são aqueles relacionados ao conforto do usuário, à durabilidade, aparência e boa utilização das estruturas, seja em relação aos usuários, seja em relação às máquinas e aos equipamentos suportados pelas estruturas.”.

A NBR 9062 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2005, p. 6) destaca que a análise dos elementos componentes da estrutura pré-moldada “[...] deve ser efetuada considerando todas as fases por que possam passar os elementos, susceptíveis de apresentarem condições desfavoráveis quanto aos estados limites último e de serviço previstas na NBR 6118.”. São realizadas verificações e dimensionamento dos elementos nas seguintes fases: de fabricação; de manuseio; de transporte; de montagem e de construção (preliminar e final).

6.1.1 Ações Permanentes

A NBR 6120 descreve carga permanente como um tipo de carga que é constituído pelo peso próprio da estrutura e o peso de todos os demais elementos fixos e instalações permanentes. Essa Norma ainda apresenta valores de pesos específicos aparentes dos materiais de construção mais frequentes (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1980, p. 1).

As cargas permanentes uniformemente distribuídas consideradas são:

- a) peso próprio da estrutura de concreto: utilizou-se 25 kN/m^3 como peso específico dos elementos de concreto armado;
- b) peso próprio da estrutura metálica: os valores foram obtidos diretamente de catálogos de fabricantes;
- c) carga permanente na cobertura: telha metálica: os valores foram obtidos diretamente de catálogos de fabricantes.

6.1.2 Ações Variáveis

A NBR 6120 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1980, p. 1) define a carga acidental da seguinte forma “É toda aquela que pode atuar sobre a estrutura de edificações em função do seu uso (pessoas, móveis, materiais diversos, veículos, etc.)”.

A NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 61-63) divide as ações variáveis em diretas e indiretas. Estão incluídos nas ações variáveis diretas os carregamentos acidentais previstos para o uso da construção, pela ação do vento e da água, e os carregamentos variáveis durante as etapas de construção e movimentação. Como as indiretas estão incluídas as ações decorrentes da variação de temperatura e ações dinâmicas.

6.1.2.1 Cargas Acidentais

Os valores mínimos referentes ao uso constam na NBR 6120. Em relação à área reservada para escritórios, o valor da carga acidental mínima é de 2 kN/m^2 . Entretanto, prevendo que esta área pode servir em algum momento como local armazenamento de materiais, considerou-se uma carga acidental de 4 kN/m^2 . As divisórias internas desta área, normalmente variam de acordo com a ocupação e seu peso é considerado como uma carga variável. Neste caso, foi considerada uma carga de 1 kN/m^2 . Estes carregamentos devem ser somados, assim, constituem uma carga variável total de 5 kN/m^2 .

No caso da cobertura a NBR 8800:2008, Anexo B, indica que deve ser prevista uma sobrecarga mínima de $0,25 \text{ kN/m}^2$, em projeção horizontal referente a instalações elétricas e hidráulicas, de isolamento térmico e acústico e de eventuais peças fixadas na cobertura (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008, p. 112).

6.1.2.2 Cargas devidas ao vento

A NBR 6123 apresenta os procedimentos para o cálculo das forças devidas ao vento nas edificações. Este procedimento de cálculo foi realizado para o projeto estudado e é apresentado de forma detalhada no apêndice A. Os coeficientes de forma e pressão externa foram determinados através da análise das tabelas fornecidas pela NBR 6123. Entretanto para a determinação dos coeficientes de pressão interna, verificou-se a necessidade de se conduzir um estudo detalhado quanto as aberturas dominantes consideradas. A partir deste estudo, para a análise da estrutura principal, verificou-se a necessidade de considerar dois casos para cada uma das quatro direções do vento adotadas, resultantes da combinação dos coeficientes de forma externa com os piores casos de sobrepessões e sucções internas, os quais são apresentados como:

- a) Vento 1: figura A10;
- b) Vento 2: figura A11;
- c) Vento 3: figura A12;
- d) Vento 4: figura A13;
- e) Vento 5: figura A14;
- f) Vento 6: figura A15;
- g) Vento 7: figura A16;
- h) Vento 8: figura A17.

O quadro 3 apresenta os valores obtidos para as cargas de vento resultantes que foram encontrados para os oito casos de vento, as quais são classificadas em relação ao coeficiente de pressão resultante e a faixa de altura relativa. Por fim, as cargas do vento que serão aplicadas na estrutura para cada caso de vento, são resultantes da combinação dos coeficientes de pressão de acordo com as figuras correspondentes com os valores do quadro 2.

Quadro 2– cargas do vento

Cp	q (kN/m ²)															
	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5	1,6
h<5	0,105	0,210	0,315	0,420	0,525	0,630	0,735	0,841	0,946	1,051	1,156	1,261	1,366	1,471	1,576	1,681
h<10	0,119	0,238	0,358	0,477	0,596	0,715	0,835	0,954	1,073	1,192	1,311	1,431	1,550	1,669	1,788	1,907
h<15	0,129	0,258	0,387	0,517	0,646	0,775	0,904	1,033	1,162	1,291	1,421	1,550	1,679	1,808	1,937	2,066
h<20	0,134	0,269	0,403	0,537	0,671	0,806	0,940	1,074	1,208	1,343	1,477	1,611	1,745	1,880	2,014	2,148

(fonte: elaborada pelo autor)

Para as carregamentos utilizados no cálculo dos elementos de vedação da cobertura, verificou-se a necessidade de criar mais dois casos de vento:

- a) Vento A: $C_p = +0,2$;
- b) Vento B: $C_p = -1,6$.

Por fim, as cargas do vento que serão aplicadas para a verificação dos elementos de vedação da cobertura são apresentadas no quadro 3.

Quadro 3– cargas do vento nos elementos de vedação

Cp	q (kN/m ²)	
	0,2	1,6
h<20	0,279	2,232

(fonte: elaborada pelo autor)

6.1.3 Ações Excepcionais

As ações excepcionais são consideradas as ações que têm duração extremamente curta e probabilidade muito baixa de ocorrência durante a vida útil da edificação. São exemplos incêndios, explosões, choques de veículos, enchentes e sismos excepcionais (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008, p. 16). As verificações de segurança relativas a este tipo de ação não foram contempladas neste trabalho.

6.2 COMBINAÇÕES

Como as ações sobre a estrutura podem atuar simultaneamente ou não, devem-se combinar as ações de forma que possam ser determinados os efeitos mais desfavoráveis para a estrutura. As combinações últimas são utilizadas para a verificação dos estados limites últimos,

correspondentes à ruína da estrutura e as combinações de serviço são empregadas na verificação dos estados limites de serviço, relacionados à aparência e ao conforto dos usuários da edificação.

Nessa parte foram combinados diferentes tipos de carregamentos utilizando os respectivos coeficientes de ponderação de acordo com a NBR 6118:2014 e a NBR 8800:2008. Buscaram-se, assim, os casos nos quais são gerados os maiores esforços na estrutura. Além disso, as ações permanentes foram consideradas agrupadas e classificadas em dois grupos:

- a) Peso próprio da estrutura: peso dos elementos pré-moldados e peso dos elementos metálicos;
- b) Carga Permanente na cobertura: peso da telha metálica e terças de cobertura.

As ações variáveis presentes na estrutura são:

- a) Forças devidas ao vento;
- b) Sobrecarga acidental na cobertura.
- c) Sobrecarga acidental referente à ocupação do edifício e às divisórias móveis.

Os coeficientes de ponderação destas ações foram utilizados de acordo com a tabela 1 da NBR 8800 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008, p. 18). Para o presente estudo, devido às limitações do programa computacional SAP2000, será utilizado o coeficiente de ponderação para combinações normais do peso próprio de estruturas metálicas iguais aos do peso próprio de estruturas pré-moldadas, 1,3.

Os fatores de combinação consideram a ocorrência simultânea das ações e foram utilizados de acordo com os valores da tabela 2 da NBR 8800 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008, p. 19). O fator de combinação ψ_0 é utilizado nas combinações últimas e os fatores de redução ψ_1 e ψ_2 são utilizados nas combinações de serviço frequentes e quase-permanentes.

As combinações consideradas para o cálculo dos diferentes elementos estruturais são apresentadas para cada caso nos capítulos a seguir.

7 COBERTURA METÁLICA

Neste capítulo são apresentados o pré-dimensionamento, a determinação ações, solicitações e a verificação dos elementos da cobertura metálica.

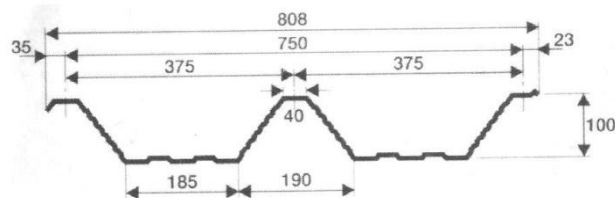
Na análise do projeto estudado foi utilizado o programa computacional SAP2000, o qual é um programa de engenharia civil ideal para análise e projeto de qualquer tipo de sistema estrutural e analisa a estrutura pelo método dos elementos finitos (COMPUTERS AND STRUCTURES INC., 2016).

7.1 TELHAS

Neste item são apresentadas as etapas de determinação das solicitações e verificação das telhas metálicas de cobertura.

Definiu-se, entre as opções de telhas no mercado, o uso da telha trapezoidal metálica METFORM MF100, apresentada na figura 27, de 1,25 mm de espessura e peso = 0,1321 kn/m² (BELLEI, 2010, p. 440).

Figura 27 – Geometria da telha MF100



(fonte: BELLEI, 2010, p.440)

7.1.1 Ações

Considerando a inclinação da cobertura igual a 8%, 4,57° em relação a horizontal, e a direção dos carregamentos de acordo com a figura 28, as ações atuantes nas telhas da cobertura são:

- a) Peso próprio: P.P. = 0,1321 kN/m²;
- b) Sobrecarga acidental na cobertura: S.A.C. = 0,25 kN/m²;
- c) Vento de sobrepressão: Vento A= 0,279 kN/m²;

d) Vento de sucção: Vento B = $-2,232 \text{ kN/m}^2$.

Para o cálculo das telhas da cobertura verificou-se as combinações de carregamentos apresentadas no quadro 4.

Quadro 4 – Combinações de ações para o estado limite último dos elementos de vedação da cobertura

Combinação	Classificação	Ações e fatores de ponderação e combinação
1	Normal	1,30 P.P. + 1,5 S.A.C.
2	Normal	1,30 P.P. + 1,5 S.A.C. + 1,4 x 0,6 VENTO A
3	Normal	1,30 P.P. + 1,4 VENTO A + 1,5 x 0,8 S.A.C.
4	Normal	1,00 P.P. + 1,4 VENTO B

Onde:

P.P. Peso próprio da estrutura

S.A.C. Sobrecarga acidental na cobertura

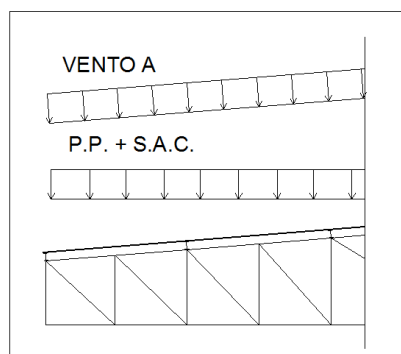
(fonte: elaborado pelo autor)

Os valores fatorados das combinações de carregamentos são:

- Combinação 1: $1,3 \times 0,1321 \times \cos 4,57^\circ + 1,5 \times 0,25 \times \cos 4,57^\circ = 0,545 \text{ kN/m}^2$;
- Combinação 2: $1,3 \times 0,1321 \times \cos 4,57^\circ + 1,5 \times 0,25 \cos 4,57^\circ + 1,4 \times 0,6 \times 0,279 = 0,782 \text{ kN/m}^2$;
- Combinação 3: $1,3 \times 0,1321 \times \cos 4,57^\circ + 1,5 \times 0,8 \times 0,25 \cos 4,57^\circ + 1,4 \times 0,279 = 0,86 \text{ kN/m}^2$;
- Combinação 4: $1,0 \times 0,1321 \times \cos 4,57^\circ + 1,4 \times -2,232 = -2,99 \text{ kN/m}^2$.

A figura 28 a baixo apresenta a direção dos carregamentos para os casos das combinações 2 e 3. No caso do vento B, este apresenta sentido oposto ao do Vento A.

Figura 28 – Direção dos carregamentos das combinações 2 e 3



(fonte: elaborado pelo autor)

7.1.2 Verificação

Para uma carga de -299 kgf/m^2 , uma flecha máxima de $L/180$ para telhas com inclinações inferiores a 15% e com dois apoios, o fabricante, de acordo com o quadro apresentado no anexo B, fornece um vão máximo entre terças de 3,00 m.

7.2 TERÇAS

Neste item são apresentadas as etapas de determinação das ações, solicitações e verificação das terças metálicas da cobertura. Optou-se pela utilização de um único perfil estrutural laminado de seção I para todas as terças. As seções transversais disponíveis, segundo catálogo do fabricante Gerdau S.A. (2016), são apresentadas no anexo A.

A partir dos resultados encontrados na verificação da telha metálica, adotou-se um espaçamento entre terças de 3,0 m.

7.2.1 Ações

As cargas atuantes nas terças da cobertura são as mesmas que foram consideradas para as telhas, acrescentando o peso próprio deste elemento.

As combinações utilizadas nas verificações dos estados limites últimos são as mesmas utilizadas para o cálculo das telhas, apresentadas no quadro 4. As combinações consideradas para o estado limite de serviço são apresentadas no quadro 5, as combinações 5, 6 e 7 foram utilizadas para a verificação do deslocamento vertical das terças da cobertura.

Quadro 5 – Combinações de ações para o estado limite de serviço das terças

Combinação	Classificação	Ações e fatores de ponderação e combinação
5	Rara	$1,00 \text{ P.P.} + 1,00 \text{ C.P.} + 1,00 \text{ S.A.C.} + 0,3 \text{ VENTO A}$
6	Rara	$1,00 \text{ P.P.} + 1,00 \text{ C.P.} + 1,0 \text{ VENTO A} + 0,7 \text{ S.A.C.}$
7	Rara	$1,00 \text{ P.P.} + 1,00 \text{ C.P.} + 1,00 \text{ VENTO B}$

Onde:

P.P. Peso próprio da estrutura
 S.A.C. Sobrecarga acidental na cobertura
 C.P. Carga permanente na cobertura

(fonte: elaborado pelo autor)

7.2.2 Solicitações

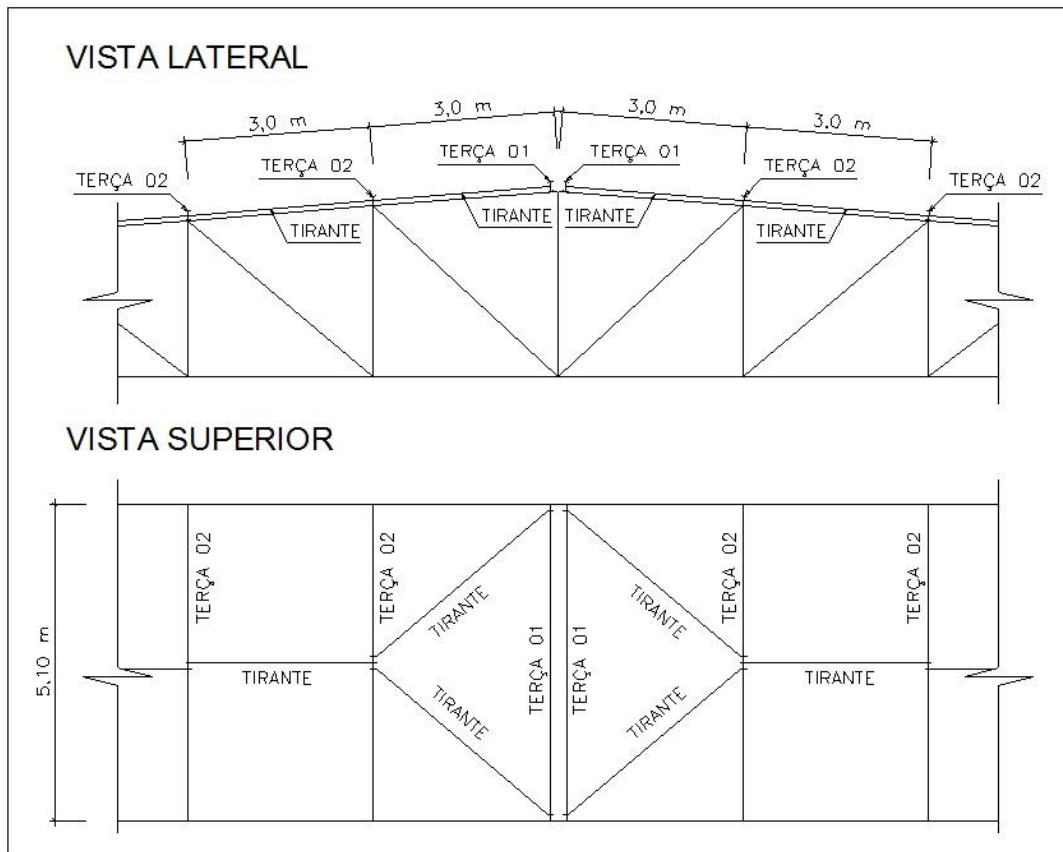
O carregamento atuante nas terças foi determinado considerando-se a área de contribuição de cada elemento. Esta área foi delimitada pela metade da distância entre terças adjacentes. Admite-se que todo o carregamento presente nesta área é suportado pelas terças. A determinação das solicitações foi realizada com auxílio do programa computacional SAP2000, onde as terças foram lançadas como elementos tipo FRAME e as cargas como uniformemente distribuídas ao longo da barra.

7.2.3 Verificação dos estados limites últimos

O processo de verificação e dimensionamento foi realizado de modo iterativo, com auxílio dos roteiros de dimensionamento do programa SAP2000, para encontrar o perfil mais econômico. Devido às limitações do programa, utilizou-se para o dimensionamento dos elementos as Especificações do AISC 360-10 Specification for Structural Steel Buildings (AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION, 2010), no critério dos fatores de carga e resistência LRFD (Load and Resistance Factor Design), aonde as cargas são majoradas e a resistências minoradas por fatores independentes.

Como se adotou o mesmo perfil estrutural para todas as terças, nota-se a necessidade de verificar somente os casos críticos, o caso das terças da cumeeira (Terça 01) e a terça adjacente (Terça 02), apresentadas na figura 29. Ambos os casos foram verificados para o vão máximo de 5,10 metros, distância entre tesouras da cobertura. Durante o processo, constatou-se que, assim como para as telhas metálicas, a combinação 4 é a mais crítica para o dimensionamento do perfil. Para obter uma melhor otimização dos elementos, verificou-se a necessidade de considerar o uso de tirantes. Os tirantes são barras redondas colocadas entre terças, com finalidade de reduzir o vão entre os apoios no sentido da menor inércia. Estes estão unicamente sujeitos a esforços de tração e foram posicionados conforme representado na figura 29. A figura 29 apresenta a posição destes elementos e o quadro 6 apresenta a seção final dos perfis e um resumo da verificação dos elementos.

Figura 29 – Detalhe das terças da cobertura



(fonte: elaborada pelo autor)

Quadro 6 – Verificação das terças

Elemento	Seção	Combinação	Relação S/R
Terça 01	W 150 X 22,5 (H)	4	0,35
Terça 02	W 150 X 22,5 (H)	4	0,56

(fonte: elaborado pelo autor)

7.2.4 Verificação dos estados limites de serviço

A verificação dos deslocamentos seguiu as recomendações da NBR 8800 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008, p. 115) para terças de cobertura:

- deslocamento máximo inferior ao vão teórico da terça dividido por 180, para combinações raras de serviço;
- deslocamento máximo inferior ao vão teórico da terça dividido por 120, considerando apenas a ação do vento de sustentação com o seu valor característico.

O quadro 7 apresenta a verificação do deslocamento das terças.

Quadro 7 – Verificação do deslocamento das terças

Elemento	Combinação	Deslocamento obtido (cm)	Deslocamento limite (cm)
Terça 01	5	1,57	2,83
Terça 01	7	1,02	4,25
Terça 02	5	0,91	2,83
Terça 02	7	0,60	4,25

(fonte: elaborado pelo autor)

7.3 ESTRUTURA METÁLICA

Neste item são apresentadas as etapas de determinação das solicitações e verificação da estrutura da cobertura metálica. Optou-se pela utilização de perfis estruturais laminados de seção I e cantoneiras laminadas de abas iguais. As seções transversais disponíveis, segundo catálogo do fabricante Gerdau S.A. (2016), são apresentadas no anexo A.

7.3.1 Pré-dimensionamento

Definido que a estrutura da cobertura que atuará como diafragma horizontal principal, a mesma tem que se comportar de modo a garantir a estabilidade global do projeto. Esta deve dar condições de apoio aos elementos de vedação e suportar os demais esforços verticais que atuam na cobertura. Além disso, a cobertura irá se apoiar nos painéis e ao mesmo tempo deve dar condições de apoio lateral aos painéis. Sendo assim, foi realizado um estudo detalhado com o intuito de dimensionar uma estrutura capaz de atender estes requisitos.

Primeiramente, optou-se por compor essa estrutura em treliças metálicas verticais (tesouras) e treliças horizontais em torno de todo o perímetro. No início, para simplificar o estudo, decidiu-se verificar o comportamento de cada treliça separadamente, e só depois verificar o comportamento da estrutura completa. Assumiu-se que as treliças horizontais suportariam todo o carregamento lateral provocado pelo vento nos painéis, e as tesouras suportariam os carregamentos provenientes do peso próprio dos elementos de vedação da cobertura, da sobrecarga da cobertura, do vento que atua na cobertura e do peso próprio das barras das treliças horizontais.

Este estudo simplificado buscou encontrar modelos de treliças apropriados e pré-dimensionar os elementos. Partiu-se dos critérios assumidos anteriormente, como modulação de painéis e espaçamento entre tesouras e terças, para modelagem inicial das treliças. As tesouras foram consideradas apoiadas nos painéis dos eixos A e O, os quais estão a uma distância de 41,98 m. A distância entre tesouras foi definida a partir da modulação dos painéis dos eixos A e O. Optou-se por distribuí-las a cada dois painéis e, para melhor distribuição dos esforços nos painéis, optou-se por posicioná-las no centro do painel. A partir disso, foi possível determinar as áreas de influência dos carregamentos de cada treliça vertical, e então analisar o comportamento de uma treliça plana sobre estas condições.

No caso das treliças horizontais, assumiu-se que as barras estão apoiadas nos nós das tesouras. Cabe destacar que os banzos inferiores das treliças verticais atuam como barras destas treliças. Como estas treliças devem dar condições de apoio aos painéis, definiu-se que, os painéis que recebem as tesouras, têm três pontos de apoio ao longo do painel, e os demais têm dois pontos. Encontraram-se os carregamentos das treliças horizontais a partir da análise das cargas de vento nos painéis, os quais foram considerados apoiados nas fundações e na cobertura metálica.

Definido estes critérios, o processo de análise foi realizado de modo iterativo, já que a disposição das barras das treliças horizontais depende da posição dos nós das tesouras, e na análise das tesouras é considerado o peso destas barras da treliça horizontal. Sendo assim, com auxílio do programa computacional SAP2000, analisaram-se diversos modelos de treliças planas, a fim de encontrar resultados coerentes para as seções e deslocamentos. Esta etapa possibilitou a análise de um grande número de arranjos de barras diferentes, pois além de ser mais simples de modelar, é mais fácil interpretar a influência de cada carregamento nas solicitações das barras, comparado com uma análise de uma estrutura tridimensional.

Durante o estudo verificou-se a necessidade de travar lateralmente os banzos inferiores das tesouras, para aumentar a resistência à flambagem lateral com torção destas barras quando comprimida. Para isso, acrescentaram-se barras entre tesouras no nível do banzo inferior das mesmas. No caso do banzo superior das tesouras, considerou que as terças garantiam o travamento lateral das barras.

7.3.2 Ações

As ações atuantes nos elementos da estrutura metálica são provenientes da combinação dos carregamentos do peso próprio das barras, carga permanente da cobertura, sobrecarga accidental da cobertura e das cargas variáveis de vento (Vento 1 ao 8). As combinações de carregamentos foram realizadas a partir das recomendações apresentadas no capítulo 6 do presente estudo. As combinações utilizadas para a verificação dos estados limites últimos dos elementos da estrutura metálica são apresentadas no quadro 8 a seguir.

Quadro 8 – Combinações de ações para o estado limite último da estrutura metálica

Combinação	Classificação	Ações e fatores de ponderação e combinação
8	Normal	1,30 P.P. + 1,30 C.P. + 1,5 S.A.C.
9	Normal	1,00 P.P. + 1,00 C.P. + 1,4 VENTO 1
10	Normal	1,00 P.P. + 1,00 C.P. + 1,4 VENTO 2
11	Normal	1,00 P.P. + 1,00 C.P. + 1,4 VENTO 3
12	Normal	1,00 P.P. + 1,00 C.P. + 1,4 VENTO 4
13	Normal	1,00 P.P. + 1,00 C.P. + 1,4 VENTO 5
14	Normal	1,00 P.P. + 1,00 C.P. + 1,4 VENTO 6
15	Normal	1,00 P.P. + 1,00 C.P. + 1,4 VENTO 7
16	Normal	1,00 P.P. + 1,00 C.P. + 1,4 VENTO 8
17	Normal	1,30 P.P. + 1,30 C.P. + 1,4 VENTO 2 + 1,5 x 0,8 x S.A.C.
18	Normal	1,30 P.P. + 1,30 C.P. + 1,4 VENTO 4 + 1,5 x 0,8 x S.A.C.
19	Normal	1,30 P.P. + 1,30 C.P. + 1,4 VENTO 6 + 1,5 x 0,8 x S.A.C.
20	Normal	1,30 P.P. + 1,30 C.P. + 1,4 VENTO 8 + 1,5 x 0,8 x S.A.C.
21	Normal	1,30 P.P. + 1,30 C.P. + 1,5 x S.A.C. + 1,4 x 0,6 x VENTO 2
22	Normal	1,30 P.P. + 1,30 C.P. + 1,5 x S.A.C. + 1,4 x 0,6 x VENTO 4
23	Normal	1,30 P.P. + 1,30 C.P. + 1,5 x S.A.C. + 1,4 x 0,6 x VENTO 6
24	Normal	1,30 P.P. + 1,30 C.P. + 1,5 x S.A.C. + 1,4 x 0,6 x VENTO 8

Onde:

- P.P. Peso próprio da estrutura
 S.A.C. Sobrecarga accidental na cobertura
 C.P. Carga permanente na cobertura

(fonte: elaborado pelo autor)

As combinações consideradas para o estado limite de serviço são apresentadas no quadro 9, as combinações 25, 26 e 27 foram utilizadas para a verificação do deslocamento vertical da cobertura metálica, enquanto as demais foram utilizadas para a verificação do deslocamento lateral da estrutura.

Quadro 9 – Combinações de ações para verificação do estado limite de serviço da estrutura metálica

Combinação	Classificação	Ações e fatores de ponderação e combinação
25	Rara	1,00 P.P. + 1,00 C.P. + 1,00 S.A.C. + 0,3 VENTO 6
26	Rara	1,00 P.P. + 1,00 C.P. + 1,0 VENTO 6 + 0,7 S.A.C.
27	Rara	1,00 P.P. + 1,00 C.P. + 1,00 VENTO 3
28	Frequente	1,00 P.P. + 1,00 C.P. + 0,3 VENTO 1
29	Frequente	1,00 P.P. + 1,00 C.P. + 0,3 VENTO 2
30	Frequente	1,00 P.P. + 1,00 C.P. + 0,3 VENTO 3
31	Frequente	1,00 P.P. + 1,00 C.P. + 0,3 VENTO 4
32	Frequente	1,00 P.P. + 1,00 C.P. + 0,3 VENTO 5
33	Frequente	1,00 P.P. + 1,00 C.P. + 0,3 VENTO 6
34	Frequente	1,00 P.P. + 1,00 C.P. + 0,3 VENTO 7
35	Frequente	1,00 P.P. + 1,00 C.P. + 0,3 VENTO 8

Onde:

- P.P. Peso próprio da estrutura
 S.A.C. Sobrecarga acidental na cobertura
 C.P. Carga permanente na cobertura

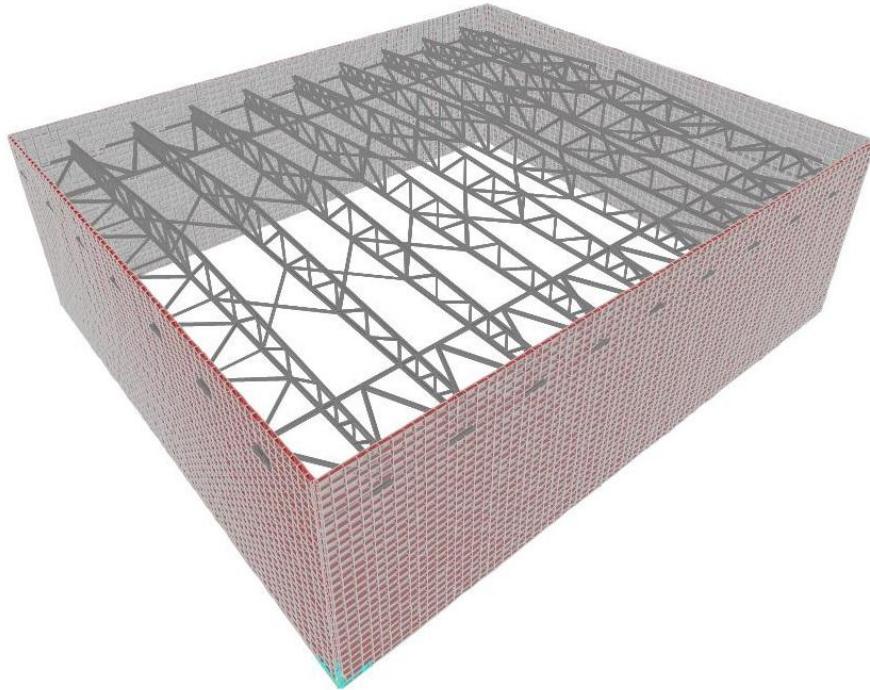
(fonte: elaborado pelo autor)

7.3.3 Solicitações

A partir dos resultados obtidos no pré-dimensionamento, foi possível modelar a estrutura metálica tridimensional como uma treliça espacial. Os elementos da estrutura foram lançados no programa computacional SAP2000 com elementos tipo FRAME, apresentado na figura 30. Adicionalmente, aplicaram-se os carregamentos definidos anteriormente e analisaram-se os esforços atuantes nos elementos submetidos às diferentes combinações dos carregamentos.

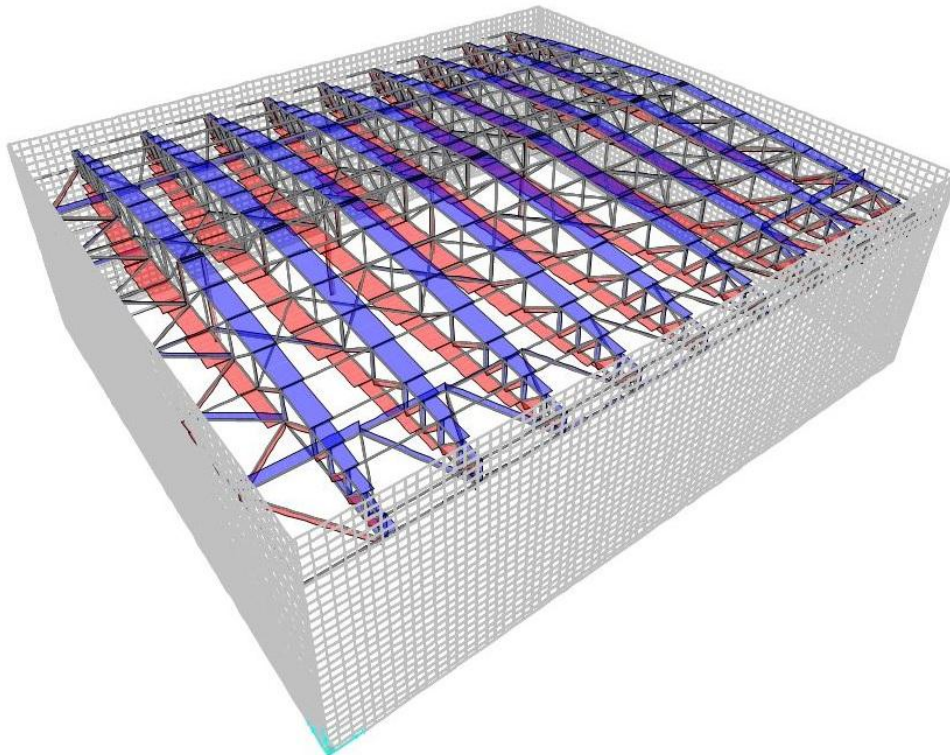
A figura 31 apresenta um exemplo das distribuições dos esforços axiais das barras determinados através do SAP2000. Este exemplo representa a estrutura quando solicitadas pela combinação de carregamentos numero nove. Em azul estão representados os esforços de tração e em vermelho os esforços de compressão.

Figura 30 – Vista 3D do modelo da estrutura da cobertura



(fonte: COMPUTER AND STRUCTURES INC, 2015)

Figura 31 – Distribuição dos esforços axiais para a combinação 11

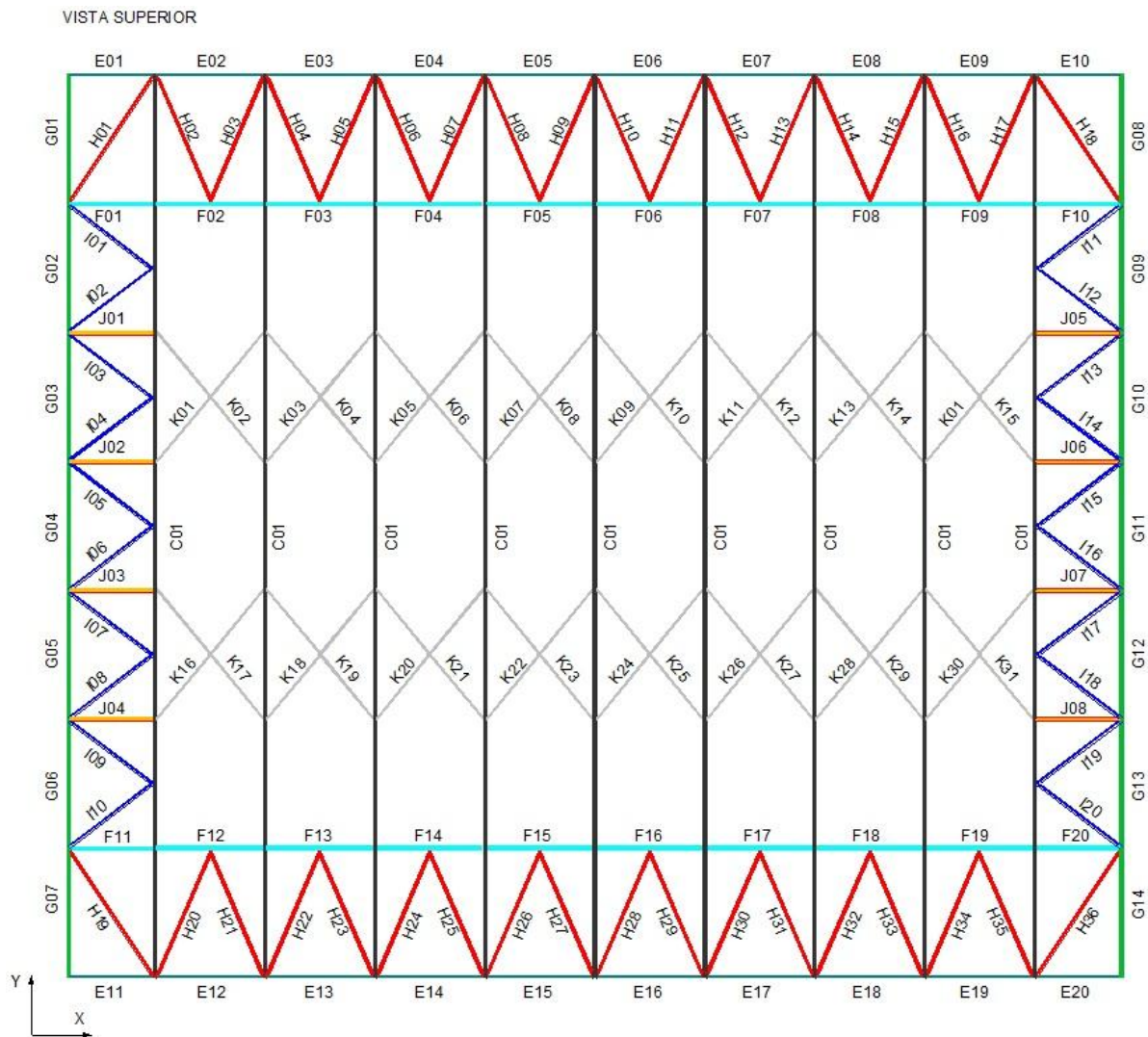


(fonte: COMPUTER AND STRUCTURES INC, 2015)

7.3.4 Verificação

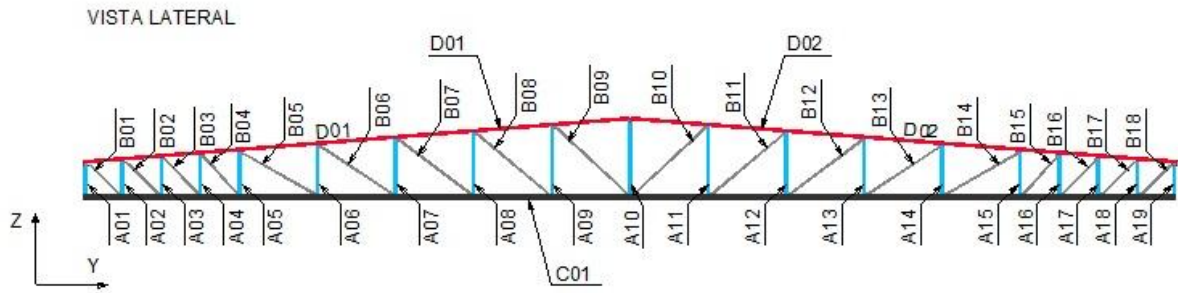
Com o intuito de padronizar as seções dos elementos e tornar a apresentação dos resultados sucinta, as barras da estrutura metálica que atuam em funções semelhantes foram agrupadas. Os grupos são apresentados nas figuras 32 e 33, e estão diferenciados pela nomenclatura e por cores para melhor representação.

Figura 32 – Grupos de barras da estrutura metálica



(fonte: elaborada pelo autor)

Figura 33 – Grupos de barras das tesouras



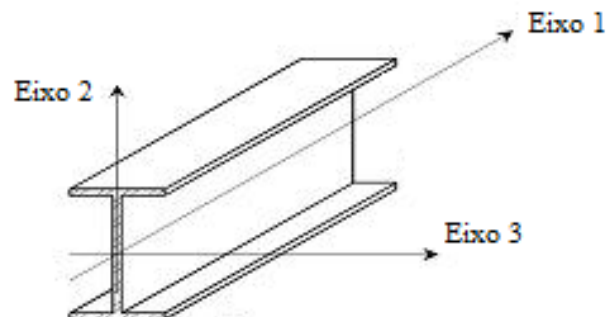
(fonte: elaborada pelo autor)

7.3.4.1 Verificação dos estados-limites últimos

O processo de verificação e dimensionamento foi realizado de modo iterativo, com auxílio dos roteiros de dimensionamento do programa SAP2000, para encontrar os perfis mais econômicos para cada grupo de barras. Devido às limitações do programa, utilizou-se para o dimensionamento dos elementos as Especificações do AISC 360-10 Specification for Structural Steel Buildings (AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION, 2010), no critério dos fatores de carga e resistência LRFD (Load and Resistance Factor Design), aonde as cargas são majoradas e a resistências minoradas por fatores independentes.

Durante o processo de verificação, na busca de melhorar a eficiência dos elementos, é necessário encontrar a orientação ideal dos eixos de maior inércia das barras. Considerou-se, principalmente o efeito das solicitações e dos travamentos laterais. A figura 34 apresenta os eixos locais considerados para os elementos.

Figura 34 – Eixos locais das barras



(fonte: elaborada pelo autor)

Como resultado do estudo, o quadro 10 apresenta o sentido do eixo 2 local dos perfis dos grupos com seção assimétrica em relação aos eixos globais X, Y e Z.

Quadro 10 – Sentido dos eixos locais das barras

Grupo	Seção	Sentido eixo 2 local
C	W 200 X 46,1	X
D	W 200 X 26,6	X
E	W 150 X 13,0	Y
F	W 150 X 22,5	Z
G	W 250 X 25,3	X
H	W 150 X 37,1	Z

(fonte: elaborado pelo autor)

O quadro 11 apresenta a seção final definida para cada grupo, a combinação crítica e a relação sollicitação pela resistência da barra mais sollicitada do grupo. Observa-se boa otimização dos elementos, especialmente porque estão apresentados os resultados das barras mais sollicitadas de cada grupo. Porém, pela necessidade de padronização dos perfis houve casos de considerável distanciamento entre a sollicitação e a resistência de alguns elementos dentro dos grupos. O caso das barras do grupo K, onde nota-se certo distanciamento entre a sollicitação e a resistência, se deu por causa das limitações do AISC 360-10 quanto ao limite de esbeltes dos elementos.

Quadro 11 – Verificação da estrutura metálica

Grupo	Seção	Combinação	Relação S/R
A	L 100 X 8,00	11	0,89
B	L 127 X 9,52	11	0,87
C	W 200 X 46,1	11	0,86
D	W 200 X 26,6	11	0,86
E	W 150 X 13,0	11	0,83
F	W 150 X 22,5	19	0,72
G	W 250 X 25,3	14	0,84
H	W 150 X 37,1	9	0,97
I	L 152 X 15,88	13	0,90
J	L 100 X 6,00	14	0,80
K	L 152 X 9,52	19	0,48

(fonte: elaborado pelo autor)

7.3.4.1 Verificação dos estados-limites de serviço

A verificação dos deslocamentos verticais seguiu as recomendações da NBR 8800 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008, p. 115). Para as tesouras verificaram-se os limites para vigas de cobertura: deslocamento máximo inferior ao vão teórico da tesoura dividido por 250.

O quadro 12 apresenta a verificação do deslocamento vertical das tesouras para as combinações raras de serviço.

Quadro 12 – Verificação do deslocamento das tesouras

Elemento	Combinação	Deslocamento obtido (cm)	Deslocamento limite (cm)
Tesoura	25	8,30	16,79
Tesoura	26	8,69	16,79
Tesoura	27	14,31	16,79

(fonte: elaborado pelo autor)

Além disso, verificou-se o deslocamento lateral das treliças horizontais, pois estas devem dar condições de apoio aos painéis pré-moldados e estes devem atender aos limites de deslocamento lateral da NBR 9062 – Projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2005, p. 11). Para o caso do projeto, a referida norma limita o deslocamento horizontal máximo, para combinações frequentes, em inferior à altura total da edificação dividido por 600.

O quadro 13 apresenta a verificação do deslocamento horizontal da estrutura metálica para as combinações frequentes de serviço.

Quadro 13 – Verificação do deslocamento lateral da estrutura

Elemento	Combinação	Deslocamento obtido (cm)	Deslocamento limite (cm)
Estrutura metálica	28	1,00	2,67
Estrutura metálica	29	0,78	2,67
Estrutura metálica	30	0,98	2,67
Estrutura metálica	31	0,80	2,67
Estrutura metálica	32	0,69	2,67
Estrutura metálica	33	1,50	2,67
Estrutura metálica	34	0,70	2,67
Estrutura metálica	35	1,43	2,67

(fonte: elaborado pelo autor)

Observa-se que os deslocamentos máximos horizontais e verticais obtidos foram menores que os deslocamentos limite. Portanto, o estado limite último mostrou-se o mais crítico para o dimensionamento dos perfis.

8 PAINÉIS TILT-UP

Este capítulo apresenta o processo de dimensionamento dos painéis pré-moldados do projeto. O procedimento adotado no dimensionamento dos painéis consiste em um processo iterativo no cálculo das verificações e dimensionamento das armaduras. Este processo segue os seguintes passos:

- 1) Determinar a geometria do painel;
- 2) Determinar as condições de carregamentos e as combinações;
- 3) Assumir uma espessura inicial;
- 4) Assumir uma armadura inicial e verificar o painel para cada combinação de carregamentos;
- 5) Ajustar a espessura do painel ou a armadura até encontrar a solução ótima que satisfaça todos os requisitos e condições de carregamentos;
- 6) Verificar as deformações de serviço e ajustar a espessura ou armadura do painel de acordo com a necessidade.

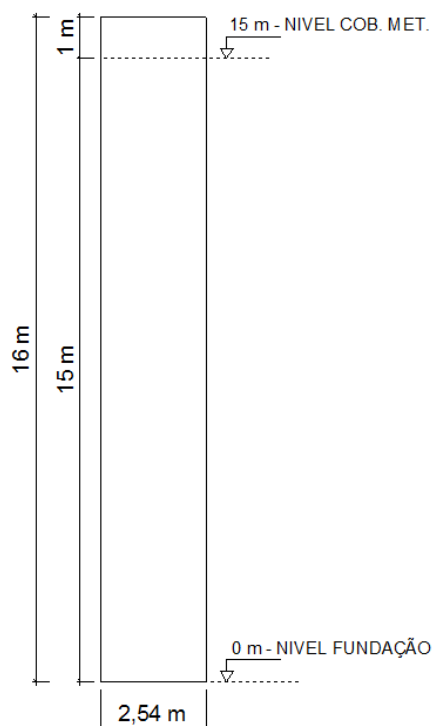
É utilizado o método alternativo apresentado no item 4.2.8 do presente estudo para a verificação e dimensionamento dos painéis. Não faz parte do escopo deste estudo a verificação ao esforço cortante fora do plano do painel nem a verificação da resistência ao tombamento.

Com o intuito de padronizar os elementos, os painéis com geometria igual foram agrupados para fins de verificação e dimensionamento. Para fins de simplificação, é abordado nesse estudo a verificação e dimensionamento de dois grupos de painéis.

8.1 PAINEL PA1

O painel P1 engloba os painéis maciços da fachada “O” e sua geometria é apresentada na figura 35.

Figura 35 – geometria do painel PA1



(fonte: elaborada pelo autor)

8.1.1 Condições de carregamento

Dentre os painéis deste grupo, decidiu-se analisar as condições dos painéis que suportam as tesouras da cobertura metálica, pois estes apresentam as maiores forças verticais atuantes. Determinaram-se as forças atuantes nos painéis transmitidas pela estrutura da cobertura, a partir do modelo estrutural utilizado na verificação da estrutura metálica da cobertura no programa computacional SAP2000. Foi possível determinar os esforços provenientes do peso próprio, e da carga permanente, da sobrecarga acidental da cobertura; além das cargas de vento transmitidas pela cobertura.

Assume-se que a estrutura metálica se apoia em um console metálico embutido nos painéis. Portanto, para as cargas verticais transmitidas pela cobertura, é assumida uma excentricidade igual à metade da espessura do painel mais 10 cm até o eixo do apoio, do qual o dimensionamento não faz parte do escopo deste trabalho.

Selecionaram-se os carregamentos laterais de vento de maior intensidade entre os 8 casos para devida verificação. Para este caso, verifica-se que o Vento 2 apresenta o maior coeficiente de pressão, enquanto o Vento 3 apresenta o maior coeficiente de sucção. Foi verificado também

o Vento 4, pois é o caso onde apresenta-se o maior coeficiente de sobrepressão na cobertura. Nos casos onde o vento causa um esforço de sustentação da cobertura, não se considera esta reação atuando no painel. Os carregamentos do vento foram considerados uniformemente distribuídos nos painéis, e foram calculados a partir dos coeficientes encontrados para altura menor que 15 m apresentados no quadro 2.

Os carregamentos obtidos são:

- a) C.C. = peso próprio + carga permanente = 54,56 kN;
- b) S.A.C.= sobrecarga acidental na cobertura = 26,71 kN;
- c) S.A.V.= carga vertical do Vento 4 = 10,56 kN;
- d) carga lateral do Vento 4 = 0,258 kN/m², pressão lateral;
- e) carga lateral do Vento 2 = 1,679 kN/m²; pressão lateral;
- f) carga lateral do Vento 3 = 1,421 kN/m², sucção lateral.

As combinações de carregamentos utilizadas para a verificação do painel ao estado limite último são apresentadas no quadro 14, e os coeficientes de ponderação utilizados seguem as recomendações descritas no item 6.3 do presente trabalho.

Quadro 14 – Combinações de ações para verificação do estado limite de último do painel PA1

Combinação	Classificação	Ações e fatores de ponderação e combinação
36	Normal	1,30 C.C. + 1,4 VENTO 2 + 1,20 S.A.C.
37	Normal	1,30 C.C. + 1,50 S.A.C. + 1,4 x 0,6 VENTO 2
38	Normal	1,30 C.C. + 1,4 VENTO 3 + 1,20 S.A.C.
39	Normal	1,30 C.C. + 1,50 S.A.C. + 1,4 x 0,6 VENTO 3
40	Normal	1,30 C.C. + 1,4 VENTO 4 + 1,20 S.A.C.
41	Normal	1,30 C.C. + 1,50 S.A.C. + 1,4 x 0,6 VENTO 4

Onde:

- C.C. Peso próprio da estrutura metálica + carga permanente na cobertura
 S.A.C. Sobrecarga acidental na cobertura

(fonte: elaborado pelo autor)

As combinações de serviço utilizadas são apresentadas no quadro 15, e os coeficientes de ponderação utilizados seguiram as recomendações do ACI, descritas no item 4.2.9.5 do presente trabalho.

Quadro 15 – Combinações de ações para verificação do estado limite de serviço do painel P1

Combinação	Classificação	Ações e fatores de ponderação e combinação
42	Serviço	C.C. + 0,7 VENTO 2 + 0,5 S.A.C.
43	Serviço	C.C. + 0,7 VENTO 1 + 0,5 S.A.C.

Onde:

C.C. Peso próprio da estrutura metálica + carga permanente na cobertura

S.A.C. Sobrecarga acidental na cobertura

(fonte: elaborado pelo autor)

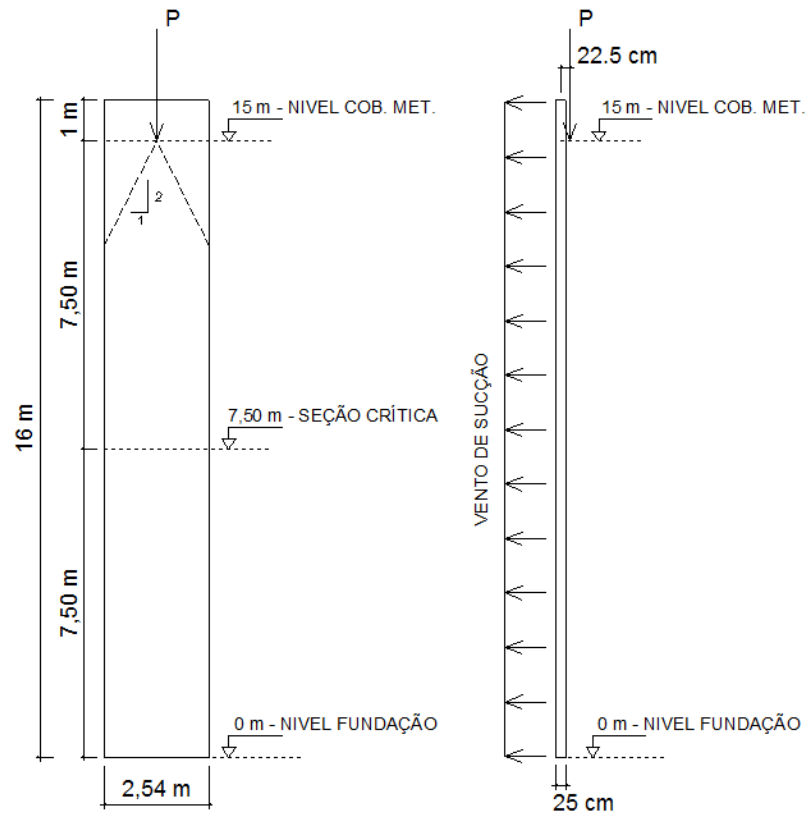
8.1.2 Verificação e dimensionamento

Com a geometria e os carregamentos definidos, segue-se para a definição da espessura inicial do painel. Este passo já foi realizado na fase do pré-dimensionamento, item 5.2 do presente estudo, logo, adota-se 25 cm para espessura inicial.

O painel foi dimensionado para todos os casos de carregamentos de acordo com as recomendações previamente apresentadas. Os cálculos das verificações de todos os casos estão apresentados nos quadros B1 ao B10 do Apêndice B. Cabe ressaltar que nos casos em que o vento é de pressão, vento na direção do interior da edificação, a excentricidade da carga vertical não foi considerada, pois esta estaria minorando o momento fletor de cálculo. A figura 36 apresenta esquematicamente as condições de carregamento do painel.

Como a carga axial aplicada no painel é concentrada, verifica-se a largura de projeto, b_d , de acordo com as recomendações do ACI. Como pode ser observada na figura 36, a largura de projeto pode ser considerada igual a 2,54 metros.

Figura 36 – Condição de carregamento do painel PA1



(fonte: elaborada pelo autor)

Optou-se por variar somente a quantidade de armadura no processo de verificação. Adotou-se inicialmente a armadura mínima recomendada, e de modo iterativo encontrou-se armadura vertical dos painéis. O cobrimento da armadura considerado é igual a 2,5 cm e a armadura vertical final dimensionada para o painel PA1 é de 15 barras de 16 mm de diâmetro por face da seção, um total de 28 barras.

Os itens a seguir buscam apresentar de forma detalhada o processo de verificação do painel PA1 para a combinação 38 do quadro 14.

8.1.2.1 Determinar os carregamentos fatorados

O primeiro passo é calcular os carregamentos fatorados a serem utilizados:

$$P_{ua} = 1,3 (54,56 \text{ kN}) + 1,2 (26,71 \text{ kN}) = 102,98 \text{ kN}$$

$$P.P.P. = 0,25 \text{ m} \times 2,54 \text{ m} \times \left(\frac{15 \text{ m}}{2} + 1 \text{ m} \right) \times \frac{25 \text{ kN}}{\text{m}^3} = 134,9375 \text{ kN}$$

$$P_{um} = 102,98 + 1,3 (134,94 \text{ kN}) = 278,40 \text{ kN}$$

$$w_u = 1,4 (1,421) \times 2,54 = 5,05 \text{ kN/m}$$

Sendo:

P_{ua} = esforço axial fatorado, sem incluir peso próprio;

P_{um} = esforço axial total fatorado;

$P.P.P.$ = peso próprio do painel acima da seção crítica;

w_u = carregamento distribuído do vento fatorado.

8.1.2.2 Verificar a tensão vertical

Verificar se a tensão vertical na seção crítica no painel não excede $0,06 f'_c$, pela fórmula 1, para que possa ser utilizado o método alternativo.

$$\frac{P_{um}}{A_g} = \frac{278,40 \text{ kN}}{0,25 \text{ m} \times 2,54 \text{ m}} = 438,425 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 0,438 \text{ MPa}$$

$$0,06 f'_c = 0,06 \times 30 \text{ MPa} = 1,8 \text{ MPa}$$

$$1,8 \text{ MPa} > 0,438 \text{ MPa}$$

8.1.2.3 Verificar o momento resistente de projeto

O próximo passo é encontrar o momento resistente de projeto, ϕM_n , para isso é necessário determinar:

$$d = 25 \text{ cm} - 2,5 \text{ cm} - 1,25 \text{ cm} - 1,6 \text{ cm} / 2 = 20,45 \text{ cm}$$

$$A_s = 15 \times 2 \text{ cm}^2 = 30 \text{ cm}^2$$

$$A_{se} = 30 \text{ cm}^2 + \frac{278,40 \text{ kN}}{50 \text{ kN/cm}^2} \left(\frac{25 \text{ cm}}{2 \times 20,45 \text{ cm}} \right) = 33,40 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{33,40 \text{ cm}^2 \times 500 \text{ MPa}}{0,85 \times 30 \text{ MPa} \times 254 \text{ cm}} = 2,579 \text{ cm}$$

$$\beta_1 = 0,85 - 0,05 \left(\frac{30 - 28}{7} \right) = 0,836 \geq 0,65$$

$$c = \frac{2,579 \text{ cm}}{0,836} = 3,084 \text{ cm}$$

Deve-se verificar se a seção é *tension-controlled* pela relação da fórmula 5:

$$\frac{3,084 \text{ cm}}{20,45 \text{ cm}} = 0,151 < 0,375$$

Sendo a seção *tension-controlled*, $\phi = 0,90$, e o momento resistente de projeto pode ser calculado pela fórmula 2:

$$\phi M_n = 0,90 \times 33,40 \text{ cm}^2 \times 50 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \times \left(20,45 \text{ cm} - \frac{3,084 \text{ cm}}{2} \right) = 288,015 \text{ kN.m}$$

8.1.2.4 Verificar o momento de fissuração

O método exige que o momento resistente de projeto, ϕM_n , seja maior ou igual ao momento de fissuração da seção, M_{cr} , que pode ser calculado pelas seguintes equações:

$$f_r = 7,5 \sqrt{4351,13 \text{ psi}} = 494,72 \text{ psi} = 3,41 \text{ MPa} = 0,341 \text{ kN/cm}^2$$

$$I_g = \frac{254 \text{ cm} \times (25 \text{ cm})^3}{12} = 330729,17 \text{ cm}^4$$

$$y_t = \frac{25 \text{ cm}}{2} = 12,5 \text{ cm}$$

$$M_{cr} = \frac{0,341 \text{ kN/cm}^2 \times 330729,17 \text{ cm}^4}{12,5 \text{ cm}} = 9025 \text{ kN.cm} = 90,25 \text{ kN.m}$$

$$\phi M_n > M_{cr}$$

8.1.2.5 Momento fletor de cálculo

O momento de primeira ordem pode ser calculado pela fórmula 9:

$$M_{ua} = \frac{5,05 \text{ kN/m} \times (15 \text{ m})^2}{8} + \frac{102,98 \text{ kN} \times 0,225 \text{ m}}{2} = 153,70 \text{ kN.m}$$

O momento fletor total, M_u , resulta da combinação dos momentos de primeira e segunda ordem. É necessário determinar os seguintes termos:

$$E_s = 210000 \text{ MPa}$$

$$E_c = 5,6 \sqrt{30 \text{ MPa}} = 30672,46 \text{ MPa}$$

$$E_s/E_c = 6,85$$

$$I_{cr} = 6,85 \times 33,4 \text{ cm}^2 (20,45 \text{ cm} - 3,084 \text{ cm})^2 + \frac{254 \text{ cm} \times (3,084 \text{ cm})^3}{3} = 71450,98 \text{ cm}^4$$

Então se inicia o processo iterativo a partir do cálculo da deformação inicial para o momento de primeira ordem, M_{ua} , já encontrado:

$$\Delta_u = \frac{5 \times 153,7 \text{ kN.m} \times (15 \text{ m})^2}{0,75 \times 48 \times 30672460 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \times 0,0007145098 \text{ m}^4} = 0,219 \text{ m}$$

A primeira iteração determina o momento máximo de acordo com a fórmula 10:

$$M_u = 153,7 \text{ kN.m} + 278,40 \text{ kN} \times 0,219 \text{ m} = 214,72 \text{ kN.m}$$

O método iterativo calcula o aumento do momento e da deformação devido aos efeitos do $P - \Delta$ até que se alcance convergência dos resultados, para comparação com o momento resistente de projeto.

$$\Delta_u = \frac{5 \times 214,72 \text{ kN.m} \times (15 \text{ m})^2}{0,75 \times 48 \times 30672460 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \times 0,000145098 \text{ m}^4} = 0,306 \text{ m}$$

$$M_u = 153,7 \text{ kN.m} + 278,40 \text{ kN} \times 0,306 \text{ m} = 238,94 \text{ kN.m}$$

$$\Delta_u = \frac{5 \times 238,94 \text{ kN.m} \times (15 \text{ m})^2}{0,75 \times 48 \times 30672460 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \times 0,000145098 \text{ m}^4} = 0,341 \text{ m}$$

$$M_u = 153,7 \text{ kN.m} + 278,40 \text{ kN} \times 0,341 \text{ m} = 249,56 \text{ kN.m}$$

$$\Delta_u = \frac{5 \times 249,56 \text{ kN.m} \times (15 \text{ m})^2}{0,75 \times 48 \times 30672460 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \times 0,000145098 \text{ m}^4} = 0,354 \text{ m}$$

$$M_u = 153,7 \text{ kN.m} + 278,40 \text{ kN} \times 0,354 \text{ m} = 252,37 \text{ kN.m}$$

$$\Delta_u = \frac{5 \times 252,37 \text{ kN.m} \times (15 \text{ m})^2}{0,75 \times 48 \times 30672460 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \times 0,000145098 \text{ m}^4} = 0,360 \text{ m}$$

$$M_u = 153,7 \text{ kN.m} + 278,40 \text{ kN} \times 0,360 \text{ m} = 253,89 \text{ kN.m}$$

$$\Delta_u = \frac{5 \times 253,89 \text{ kN.m} \times (15 \text{ m})^2}{0,75 \times 48 \times 30672460 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \times 0,000145098 \text{ m}^4} = 0,362 \text{ m}$$

$$M_u = 153,7 \text{ kN.m} + 278,40 \text{ kN} \times 0,362 \text{ m} = 254,49 \text{ kN.m}$$

$$\Delta_u = \frac{5 \times 254,49 \text{ kN.m} \times (15 \text{ m})^2}{0,75 \times 48 \times 30672460 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \times 0,000145098 \text{ m}^4} = 0,363 \text{ m}$$

$$M_u = 153,7 \text{ kN.m} + 278,40 \text{ kN} \times 0,363 \text{ m} = 254,73 \text{ kN.m}$$

$$\Delta_u = \frac{5 \times 254,73 \text{ kN.m} \times (15 \text{ m})^2}{0,75 \times 48 \times 30672460 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \times 0,000145098 \text{ m}^4} = 0,363 \text{ m}$$

$$288,015 \text{ kN.m} > 254,73 \text{ kN.m}$$

$$\phi M_n > M_u$$

Logo, o momento resistente de projeto é maior que o momento de cálculo. Também é possível usar o cálculo direto para encontrar o momento máximo, pela fórmula 13:

$$M_u = \frac{153,70 \text{ kN.m}}{1 - \frac{5 \times 153,7 \text{ kN.m} \times (15 \text{ m})^2}{(0,75)48 \times 0672460 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \times 0,0007145098 \text{ m}^4}} = 254,89 \text{ kN.m}$$

O resultado do cálculo direto está bem próximo do encontrado através do método $P - \Delta$, e também é menor que o valor do momento resistente de projeto. É necessário utilizar somente um dos métodos para a verificação do momento fletor. Neste estudo foram utilizados os dois por fins de comparação e validação dos resultados.

8.1.2.6 Verificar deformação de serviço

Após verificar que o painel resiste aos esforços de cálculo é necessário atender os limites de deformações de serviço. A deformação, Δ_s , não devem exceder $\ell_c/150$, onde ℓ_c é o comprimento efetivo do vão do painel. Um processo iterativo similar ao usado para obter o momento fletor de cálculo é usado para determinar a deformação máxima. Inicialmente se determinam as cargas para a combinação de serviço. Neste caso é apresentado o processo para a combinação 43.

$$P_{sa} = 1(54,56 \text{ kN}) + 0,5 (26,71 \text{ kN}) = 67,915 \text{ kN}$$

$$P.P.P. = 0,25 \text{ m} \times 2,54 \text{ m} \times \left(\frac{15 \text{ m}}{2} + 1 \text{ m} \right) \times \frac{25 \text{ kN}}{\text{m}^3} = 134,9375 \text{ kN}$$

$$P_{sm} = 67,915 \text{ kN} + 134,9375 \text{ kN} = 202,75 \text{ kN}$$

$$w_s = 0,7 (1,421) \times 2,54 = 2,53 \text{ kN/m}$$

Parte-se então para o cálculo do momento de primeira ordem devido às cargas de serviço pela fórmula 21:

$$M_{sa} = \frac{2,53 \text{ kN/m} \times (15 \text{ m})^2}{8} + \frac{67,915 \text{ kN} \times 0,225 \text{ m}}{2} = 78,70 \text{ kN.m}$$

Esse momento devido às cargas de serviço é comparado com $(2/3) M_{cr}$, para determinar que equação usar para encontrar a deformação de serviço Δ_s .

$$\left(\frac{2}{3} \right) M_{cr} = \frac{2 \times 90,25 \text{ kNm}}{3} = 60,17 \text{ kN.m}$$

$$78,70 \text{ kN.m} > 60,17 \text{ kN.m}$$

Logo, deve-se usar a fórmula 20. Pela fórmula 12 calcula-se o valor do momento de inércia da seção fissurada para as condições de serviço:

$$I_{cr} = 6,85 \times 33,48 \text{ cm}^2 (20,45 \text{ cm} - 2,99 \text{ cm})^2 + \frac{254 \text{ cm} \times (2,99 \text{ cm})^3}{3} = 70004 \text{ cm}^4$$

Da fórmula 22, tem-se:

$$\Delta_{cr} = \frac{5 \times 90,25 \text{ kN.m} \times (15 \text{ m})^2}{48 \times 30672460 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \times 0,00070004 \text{ m}^4} = 0,021 \text{ m}$$

Da fórmula 23:

$$\Delta_n = \frac{5 \times (288,015/0,9) \text{ kN.m} \times (15 \text{ m})^2}{48 \times 30672460 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \times 0,00070004 \text{ m}^4} = 0,34 \text{ m}$$

Como determinado anteriormente, usa-se a fórmula 20:

$$\Delta_s = \left(\frac{2}{3}\right) 0,021 \text{ m} + \left(\frac{78,70 \text{ kNm} - \left(\frac{2}{3}\right)90,25 \text{ kNm}}{\left(\frac{288,015 \text{ kNm}}{0,9}\right) - \left(\frac{2}{3}\right)90,25 \text{ kNm}} \right) (0,34 \text{ m} - \left(\frac{2}{3}\right) 0,021 \text{ m}) = 0,038 \text{ m}$$

Então o processo iterativo inicia:

$$M_a = 78,70 \text{ kN.m} + 202,75 \text{ kN} \times 0,038 \text{ m} = 86,396 \text{ kN.m}$$

Determina-se a nova deformação máxima:

$$\Delta_s = \left(\frac{2}{3}\right) 0,021 \text{ m} + \left(\frac{86,396 \text{ kNm} - \left(\frac{2}{3}\right)90,25 \text{ kNm}}{\left(\frac{288,015 \text{ kNm}}{0,9}\right) - \left(\frac{2}{3}\right)90,25 \text{ kNm}} \right) (0,34 \text{ m} - \left(\frac{2}{3}\right) 0,021 \text{ m}) = 0,048 \text{ m}$$

Determina-se o novo momento máximo:

$$M_a = 78,70 \text{ kN.m} + 202,75 \text{ kN} \times 0,048 \text{ m} = 88,422 \text{ kN.m}$$

Continua o processo até a convergência dos resultados:

$$\Delta_s = 0,051 \text{ m}$$

$$M_a = 88,955 \text{ kN.m}$$

$$\Delta_s = 0,051 \text{ m}$$

$$M_a = 89,095 \text{ kN.m}$$

$$\Delta_s = 0,051 \text{ m}$$

$$M_a = 89,132 \text{ kN.m}$$

$$\Delta_s = 0,051 \text{ m}$$

$$M_a = 89,142 \text{ kN.m}$$

$$\Delta_s = 0,051 \text{ m}$$

$$M_a = 89,145 \text{ kN.m}$$

Quando ambos os resultados convergirem, compara-se a deformação máxima com a permitida:

$$\frac{\ell_c}{150} = \frac{15 \text{ m}}{150} = 0,1 \text{ m}$$

$$0,051 \text{ m} < 0,1 \text{ m}$$

Logo, a deformação de serviço se apresenta dentro dos limites impostos.

8.1.2.7 Verificar resistência ao esforço cortante no plano

O ACI indica que a resistência ao esforço cortante do painel é o resultado da soma das contribuições do concreto e da armadura horizontal. A armadura horizontal adotada é a armadura mínima indicada pra o elemento, o que resulta em 40 barras de 12,5 mm por face do painel. Sendo assim, podemos determinar a resistência pelas fórmulas 15 a 18:

$$\ell_w = 0,8 \times 254 = 203,2 \text{ cm}$$

$$V_c = 2 \left(\sqrt{4351,13 \text{ psi}} \cdot \frac{0,0006894757 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{\text{psi}} \right) 203,2 \text{ cm} \times 25 \text{ cm} = 462,08 \text{ kN}$$

$$V_s = \frac{2 \times 1,25 \text{ cm}^2 \times 50 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \times 203,2 \text{ cm}}{41 \text{ cm}} = 619,51 \text{ kN}$$

$$V_n = 462,08 \text{ kN} + 619,51 \text{ kN} = 1081,59 \text{ kN}$$

Deve-se verificar o limite máximo indicado para V_n pela fórmula 14:

$$V_n \leq 10 \left(\sqrt{4351,13 \text{ psi}} \cdot \frac{0,0006894757 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{\text{psi}} \right) 203,2 \text{ cm} \times 25 \text{ cm} = 2310,38 \text{ kN}$$

$$1081,59 \text{ kN} \leq 2310,38 \text{ kN}$$

Logo a resistência ao esforço cortante está dentro do limite indicado. E a resistência de projeto é igual a:

$$\phi V_n = 0,75 \times 1081,59 = 811,19 \text{ kN}$$

Para o painel em verificação, o máximo esforço cortante encontrado pela análise do modelo da cobertura metálica, realizada no programa computacional SAP2000, é igual a 134,32 kN, devido à combinação 11. Sendo assim, verifica-se que:

$$\phi V_n > V_u$$

Este esforço cortante é transmitido pela estrutura metálica ao painel, e como o apoio se encontra centralizado no painel, verifica-se a necessidade de considerar uma armadura de suspensão desta carga para que os esforços possam ser considerados aplicados na lateral do painel. Sendo assim:

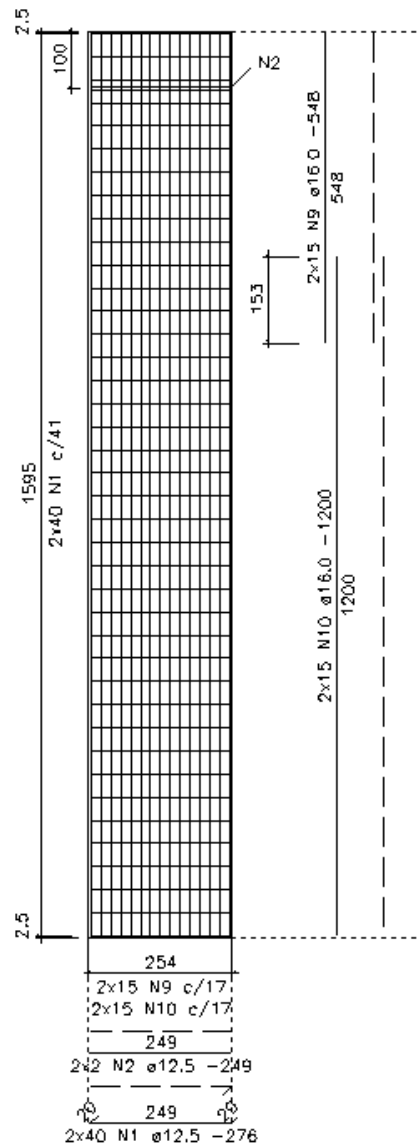
$$A_{\text{susp}} = \frac{134,32}{43,48 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}} = 3,09 \text{ cm}^2$$

Para esta armadura, foram acrescentadas 2 barras de 12,5 mm em cada face do painel na região do apoio, que totaliza uma área aço transversal igual a 5 cm².

8.1.2.8 Armadura final

A armadura horizontal adotada é a armadura mínima indicada pra o elemento, o que resulta barras de 12,5 mm a cada 41 cm por face do painel. Deve-se acrescentar as duas barras de 12,5 mm em cada face, na região do apoio da cobertura, para a suspensão do esforço cortante. Para a armadura vertical tem-se, 15 barras de 16 mm em cada face da seção. A armadura do painel P1 é detalhada na figura 37 a seguir.

Figura 37 – armadura do painel PA1

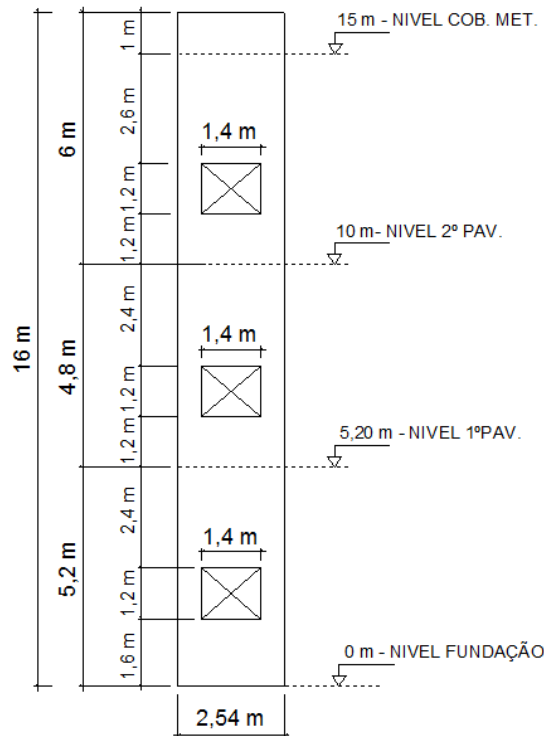


(fonte: elaborada pelo autor)

8.2 PAINEL PA2

O painel PA2 engloba todos os painéis da fachada “A” e a geometria inicial considerada é apresentada na figura 38.

Figura 38 – geometria inicial do painel PA2



(fonte: elaborada pelo autor)

8.2.1 Condições de carregamento

O painel PA2 está na fachada oposta ao painel PA1, portanto o mesmo também suporta a tesoura da cobertura metálica. Sendo assim, as forças transmitidas pela cobertura devido ao peso próprio, carga permanente e sobrecarga acidental na cobertura são as mesmas determinadas e apresentadas previamente no item 8.1.1. E excentricidade destas cargas é a mesma para o painel PA1.

Selecionaram-se os carregamentos laterais de vento de maior intensidade que atuam nesta fachada. Para este grupo, verifica-se que o Vento 4 apresenta o maior coeficiente de pressão, enquanto o Vento 1 o maior coeficiente de sucção. Neste caso não foi verificado o vento que apresenta o maior coeficiente de sobrepressão na cobertura, pois na verificação do painel PA1, constatou-se que as solicitações devidas a este esforço, combinado com o respectivo coeficiente de pressão lateral, são consideravelmente menores que nos demais casos.

Assim como no caso anterior, os carregamentos do vento foram considerados uniformemente distribuídos nos painéis, e foram calculados a partir dos coeficientes encontrados para altura

menor que 15 m apresentados no quadro 2. A pressão lateral do vento que atua nas áreas das aberturas foi distribuída para as faixas consideradas no dimensionamento.

Além disso, o painel PA2 apoia os níveis intermediários. Sendo assim, é necessária a consideração das cargas do peso próprio das lajes alveolares e da carga acidental que atuam nas mesmas. Assume-se para estas cargas a mesma excentricidade considerada nas cargas da cobertura.

Para definição do peso próprio das lajes alveolares, consultaram-se catálogos de fabricantes para pré-dimensionamento da espessura das lajes. De acordo com fabricante, com base no quadro de pré-dimensionamento prático do anexo C, para um vão de 9,0 m, uma laje com altura final de 25 cm (20 cm de painel pré-moldado e 5 cm de capeamento), suporta os 5,0 kN/m² de sobrecarga calculados para este projeto. O peso próprio fornecido para a laje alveolar é de 2,6 kN/m², mais 5,0 cm de capa, tem-se então 3,85 kN/m² para o peso próprio final da laje.

Os carregamentos obtidos são:

- a) C.C. = peso próprio + carga permanente = 54,56 kN;
- b) S.A.C. = sobrecarga acidental na cobertura = 26,71 kN;
- c) carga lateral do Vento 4 = 1,679 kN/m²; pressão lateral;
- d) carga lateral do Vento 1 = 1,291 kN/m², sucção lateral;
- e) P.P.L. = peso próprio da laje alveolar = 17,325 kN/m;
- f) S.C.L. = sobrecarga acidental na laje = 22,5 kN/m.

As combinações de carregamentos utilizadas para a verificação do painel são apresentadas no quadro 16, e os coeficientes de ponderação utilizados seguem as recomendações descritas no item 6.3 do presente trabalho.

Quadro 16 – Combinações de ações para verificação do estado limite de último do painel PA2

Combinação	Classificação	Ações e fatores de ponderação e combinação
44	Normal	1,3 C.C. + 1,3 P.P.L. + 1,4 VENTO 4 + 1,2 S.A.C. + 1,05 S.A.L.
45	Normal	1,3 C.C. + 1,3 P.P.L. + 0,84 VENTO 4 + 1,5 S.A.C. + 1,05 S.A.L.
46	Normal	1,3 C.C. + 1,3 P.P.L. + 0,84 VENTO 4 + 1,2 S.A.C. + 1,5 S.A.L.
47	Normal	1,3 C.C. + 1,3 P.P.L. + 1,4 VENTO 1 + 1,2 S.A.C. + 1,05 S.A.L.
48	Normal	1,3 C.C. + 1,3 P.P.L. + 0,84 VENTO 1 + 1,5 S.A.C. + 1,05 S.A.L.
49	Normal	1,3 C.C. + 1,3 P.P.L. + 0,84 VENTO 1 + 1,2 S.A.C. + 1,5 S.A.L.

Onde:

C.C. Peso próprio da estrutura metálica + carga permanente na cobertura

S.A.C. Sobrecarga accidental na cobertura

P.P.L. Peso próprio da laje

S.A.L. Sobrecarga accidental na laje

(fonte: elaborado pelo autor)

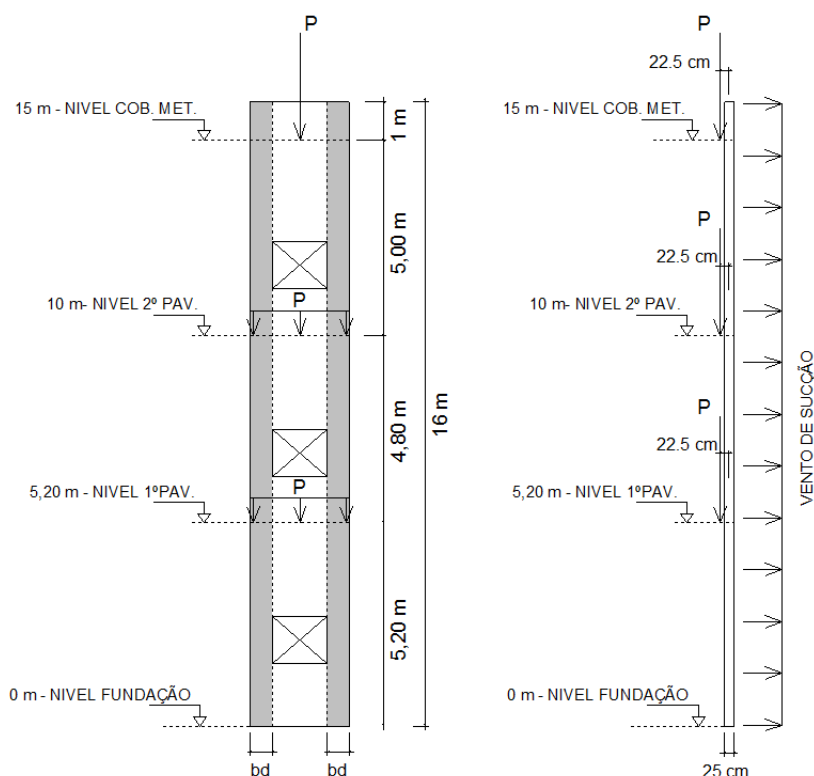
8.2.2 Verificação e dimensionamento

O processo de verificação e dimensionamento de painéis com aberturas é semelhante ao descrito para o painel PA1, e deve-se considerar a largura da faixa de projeto, b_d , como descrito no item 4.2.7 deste estudo. Porém, o processo utilizado para a verificação de um painel com mais de um vão apresenta etapas distintas das apresentadas no exemplo anterior. Além disso, devem-se investigar as condições durante o içamento e escoramento onde os níveis intermediários ainda não estão conectados ao painel. Este estudo verifica o painel nas condições últimas de serviço, onde a cobertura e níveis intermediários estão propriamente conectados ao mesmo.

Assim como pra o painel PA1, adota-se 25 cm para espessura inicial do painel PA2. O painel foi dimensionado para todos os casos de carregamentos de acordo com as recomendações previamente apresentadas. Os cálculos das verificações de todos os casos estão apresentados nos quadros B11 ao B17 do Apêndice B.

A figura 39 apresenta esquematicamente as condições de carregamento do painel e as faixas de projeto. Verifica-se a largura de projeto, b_d , de acordo com as recomendações do ACI.

Figura 39 – Condição de carregamento do painel PA2



(fonte: elaborada pelo autor)

De acordo com a geometria inicial apresentada na figura 39, a largura de projeto inicial, b_d , pode ser considerada igual a 57 centímetros. Devido à simetria do elemento, o processo de verificação é realizado para uma faixa apenas.

No processo de verificação, fez necessário o aumento da seção da faixa de projeto, optou-se por não variar a espessura do painel nem a modulação do mesmo, e sim variar a largura da faixa de projeto, b_d . A largura final adotada é igual a 72 centímetros, e os procedimentos necessários para tal modificação é descrito no item a seguir.

O cobrimento da armadura considerado é igual a 2,5 cm e a armadura vertical final dimensionada para cada faixa de largura b_d do painel P2 é de 4 barras de 16 mm de diâmetro por face da seção, um total de 8 barras por faixa.

Os itens a seguir buscam apresentar de forma detalhada o processo de verificação do painel P2 para a combinação 46 apresentada no quadro 16.

8.2.2.1 Verificar a tensão vertical máxima

O primeiro passo é verificar a tensão vertical na seção crítica do primeiro vão, pois é esta que apresenta a maior carga vertical. Para isso é necessário calcular os carregamentos fatorados atuantes nessa seção:

$$P_{ua} = \frac{1,3(54,56 \text{ kN}) + 1,3 \left(17,32 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \times 2,54 \text{ m} \right) + 1,2 (26,71 \text{ kN}) + 1,5 \left(22,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \times 2,54 \right)}{2}$$

$$= 194,42 \text{ kN}$$

$$P.P.P. = 0,5 \times \{ 0,25 \text{ m} \times (2,54 \text{ m} \times 13,40 \text{ m} - 2 [2,54 \text{ m} - (2 \times 0,57 \text{ m})] \times 1,20 \text{ m} - [2,54 \text{ m} - (2 \times 0,57 \text{ m})] \times 0,20 \text{ m}) \} \times \frac{25 \text{ kN}}{\text{m}^3} = 94,99 \text{ kN}$$

$$P_{um} = 194,42 + 1,3 (97,43 \text{ kN}) = 317,90 \text{ kN}$$

Sendo:

P_{ua} = esforço axial fatorado, sem incluir peso próprio;

P_{um} = esforço axial total fatorado;

$P.P.P.$ = peso próprio do painel acima da seção crítica;

Pela fórmula 1, para que possa ser utilizado o método alternativo, verifica-se a tensão vertical na seção:

$$\frac{P_{um}}{A_g} = \frac{317,90 \text{ kN}}{0,25 \text{ m} \times 0,57 \text{ m}} = 2230,9 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 2,23 \text{ MPa}$$

$$0,06 f'_c = 0,06 \times 30 \text{ MPa} = 1,8 \text{ MPa}$$

$$1,8 \text{ MPa} < 2,23 \text{ MPa}$$

Verifica-se que a tensão vertical na seção é maior que a máxima permitida, portanto a faixa de projeto foi alargada até que essa tensão estivesse dentro dos limites. A seguir é apresentado os cálculos para a verificação da tensão para a faixa com largura igual a 72 centímetros:

$$P_{ua} = \frac{1,3(54,56 \text{ kN}) + 1,3 \left(17,32 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \times 2,54 \text{ m} \right) + 1,2 (26,71 \text{ kN}) + 1,5 \left(22,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \times 2,54 \right)}{2}$$

$$= 194,42 \text{ kN}$$

$$P.P.P. = 0,5 \times \{0,25 \text{ m} \times (2,54 \text{ m} \times 13,40 \text{ m} - 2 [2,54 \text{ m} - (2 \times 0,72 \text{ m})] \times 1,20 \text{ m} - [2,54 \text{ m} - (2 \times 0,72 \text{ m})] \times 0,20 \text{ m})\} \times \frac{25 \text{ kN}}{\text{m}^3} = 97,43 \text{ kN}$$

$$P_{\text{um}} = 194,42 + 1,3 (97,43 \text{ kN}) = 321,07 \text{ kN}$$

Pela fórmula 1, para que possa ser utilizado o método alternativo, verifica-se a tensão vertical na nova seção:

$$\frac{P_{\text{um}}}{A_{\text{g}}} = \frac{321,07 \text{ kN}}{0,25 \text{ m} \times 0,72 \text{ m}} = 1783,72 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 1,783 \text{ MPa}$$

$$0,06 f'_c = 0,06 \times 30 \text{ MPa} = 1,8 \text{ MPa}$$

$$1,8 \text{ MPa} > 1,783 \text{ MPa}$$

8.2.2.2 Diagrama de momentos

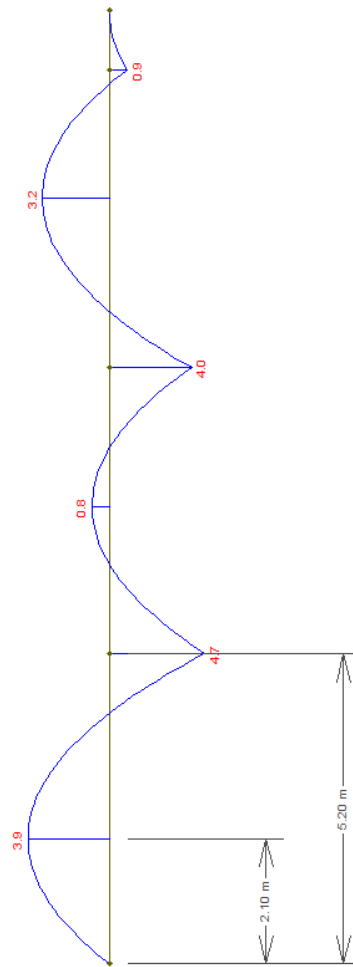
O passo seguinte é a localização dos momentos máximos positivos e negativos de primeira ordem. Para isso, determina-se o diagrama de momentos devido aos carregamentos laterais e às cargas verticais excêntricas. Neste caso, somente devido aos carregamentos laterais do vento, pois o vento é de pressão e a excentricidade das cargas verticais foi desconsiderada.

O carregamento distribuído do vento fatorado para uma faixa é igual a:

$$w_u = \frac{0,84 \left(1,679 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}\right) \times 2,54 \text{ m}}{2} = 1,79 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Localiza-se no diagrama de momentos, figura 40, a posição do máximo momento positivo e negativo. A determinação dos momentos foi realizada com auxílio do programa computacional FTOOL.

Figura 40 – Diagrama de momentos do painel PA2 devido à combinação 46



(fonte: MARTHA, 2012)

8.2.2.3 Peso próprio do painel para os momentos máximos

Localizado os momentos máximos, calcula-se o peso próprio do painel nessas posições.

$$P.P.P.(+) = 0,5 \times \{0,25 \text{ m} \times (2,54 \text{ m} \times 13,90 \text{ m} - 2 [2,54 \text{ m} - (2 \times 0,72 \text{ m})] \times 1,20 \text{ m} - [2,54 \text{ m} - (2 \times 0,72 \text{ m})] \times 0,70 \text{ m})\} \times \frac{25 \text{ kN}}{\text{m}^3} = 99,675 \text{ kN}$$

$$P.P.P.(-) = 0,5 \times \{0,25 \text{ m} \times (2,54 \text{ m} \times 10,80 \text{ m} - 2 [2,54 \text{ m} - (2 \times 0,72 \text{ m})] \times 1,20 \text{ m})\} \times \frac{25 \text{ kN}}{\text{m}^3} = 77,475 \text{ kN}$$

8.2.2.4 Verificar resistência para comparação com máximo momento positivo

O próximo passo é encontrar o momento resistente de projeto, ϕM_n , esta etapa é realizada da mesma forma que para o painel maciço já dimensionado:

$$P_{um} = 194,42 + 1,3 (99,675 \text{ kN}) = 325,46 \text{ kN}$$

$$d = 25 \text{ cm} - 2,5 \text{ cm} - 1,25 \text{ cm} - 1,6 \text{ cm} / 2 = 20,45 \text{ cm}$$

$$A_s = 4 \times 2 \text{ cm}^2 = 8 \text{ cm}^2$$

$$A_{se} = 8 \text{ cm}^2 + \frac{325,46 \text{ kN}}{50 \text{ kN/cm}^2} \left(\frac{25 \text{ cm}}{2 \times 20,45 \text{ cm}} \right) = 11,98 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{11,98 \text{ cm}^2 \times 500 \text{ MPa}}{0,85 \times 30 \text{ MPa} \times 72 \text{ cm}} = 3,26 \text{ cm}$$

$$\beta_1 = 0,85 - 0,05 \left(\frac{30 - 28}{7} \right) = 0,836 \geq 0,65$$

$$c = \frac{3,26 \text{ cm}}{0,836} = 3,9 \text{ cm}$$

Deve-se verificar se a seção é *tension-controlled* pela relação da fórmula 5:

$$\frac{3,9 \text{ cm}}{20,45 \text{ cm}} = 0,191 < 0,375$$

Sendo a seção *tension-controlled*, $\phi = 0,90$, e o momento resistente de projeto pode ser calculado pela fórmula 2:

$$\phi M_n = 0,90 \times 11,98 \text{ cm}^2 \times 50 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \times \left(20,45 \text{ cm} - \frac{3,9 \text{ cm}}{2} \right) = 101,44 \text{ kN.m}$$

O método exige que o momento resistente de projeto, ϕM_n , seja maior ou igual ao momento de fissuração da seção, M_{cr} , que pode ser calculado pelas seguintes equações:

$$f_r = 7,5 \sqrt{4351,13 \text{ psi}} = 494,72 \text{ psi} = 3,41 \text{ MPa} = 0,341 \text{ kN/cm}^2$$

$$I_g = \frac{72 \text{ cm} \times (25 \text{ cm})^3}{12} = 93750 \text{ cm}^4$$

$$y_t = \frac{25 \text{ cm}}{2} = 12,5 \text{ cm}$$

$$M_{cr} = \frac{0,341 \text{ kN/cm}^2 \times 93750 \text{ cm}^4}{12,5 \text{ cm}} = 2558 \text{ kN.cm} = 25,58 \text{ kN.m}$$

$$\phi M_n > M_{cr}$$

Parte-se então para a determinação do momento fletor total, pois o de primeira ordem é o encontrado no diagrama de momentos:

$$M_{ua} = 3,9 \text{ kN.m}$$

O momento fletor total, M_u , resulta da combinação dos momentos de primeira e segunda ordem. É necessário determinar os seguintes termos:

$$E_s = 210000 \text{ MPa}$$

$$E_c = 5,6 \sqrt{30 \text{ MPa}} = 30672,46 \text{ MPa}$$

$$E_s/E_c = 6,85$$

$$I_{cr} = 6,85 \times 11,98 \text{ cm}^2 (20,45 \text{ cm} - 3,9 \text{ cm})^2 + \frac{72 \text{ cm} \times (3,9 \text{ cm})^3}{3} = 23883,6 \text{ cm}^4$$

Então se inicia o processo iterativo a partir do cálculo da deformação inicial para o momento de primeira ordem, M_{ua} , e considera-se o comprimento do vão, ℓ_c , o comprimento do vão onde se encontra este momento:

$$\Delta_u = \frac{5 \times 3,9 \text{ kN.m} \times (5,2 \text{ m})^2}{0,75 \times 48 \times 30672460 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \times 0,000238836 \text{ m}^4} = 0,002 \text{ m}$$

A primeira iteração determina o momento máximo de acordo com a fórmula 10:

$$M_u = 3,9 \text{ kN.m} + 325,46 \text{ kN} \times 0,002 \text{ m} = 4,55 \text{ kN.m}$$

Segue-se então com o método iterativo até que se alcance a convergência dos resultados.

$$\Delta_u = 0,002 \text{ m}$$

$$M_u = 4,66 \text{ kN.m}$$

$$\Delta_u = 0,002 \text{ m}$$

$$M_u = 4,68 \text{ kN.m}$$

$$101,44 \text{ kN.m} > 4,68 \text{ kN.m}$$

$$\phi M_n > M_u$$

Logo, o momento resistente de projeto é maior que o momento de cálculo.

8.2.2.5 Verificar resistência para comparação com máximo momento negativo

Da mesma forma que para o momento positivo, calcula-se o momento resistente de projeto, ϕM_n :

$$P_{um} = 194,42 + 1,3 (77,48 \text{ kN}) = 295,13 \text{ kN}$$

$$d = 25 \text{ cm} - 2,5 \text{ cm} - 1,25 \text{ cm} - 1,6 \text{ cm} / 2 = 20,45 \text{ cm}$$

$$A_s = 4 \times 2 \text{ cm}^2 = 8 \text{ cm}^2$$

$$A_{se} = 8 \text{ cm}^2 + \frac{295,13 \text{ kN}}{50 \text{ kN/cm}^2} \left(\frac{25 \text{ cm}}{2 \times 20,45 \text{ cm}} \right) = 11,61 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{11,61 \text{ cm}^2 \times 500 \text{ MPa}}{0,85 \times 30 \text{ MPa} \times 72 \text{ cm}} = 3,16 \text{ cm}$$

$$\beta_1 = 0,85 - 0,05 \left(\frac{30 - 28}{7} \right) = 0,836 \geq 0,65$$

$$c = \frac{3,16 \text{ cm}}{0,836} = 3,72 \text{ cm}$$

Deve-se verificar se a seção é *tension-controlled* pela relação da fórmula 5:

$$\frac{3,72 \text{ cm}}{20,45 \text{ cm}} = 0,182 < 0,375$$

Sendo a seção *tension-controlled*, $\phi = 0,90$, e o momento resistente de projeto pode ser calculado pela fórmula 2:

$$\phi M_n = 0,90 \times 11,61 \text{ cm}^2 \times 50 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \times \left(20,45 \text{ cm} - \frac{3,72 \text{ cm}}{2} \right) = 98,57 \text{ kN.m}$$

$$M_{cr} = 25,58 \text{ kN.m}$$

$$\phi M_n > M_{cr}$$

Para determinar o momento fletor total, o método assume que os momentos, positivos e negativos, aumentam proporcionalmente devido aos efeitos do $P - \Delta$. Portanto, multiplica-se o valor do máximo momento negativo de primeira ordem, pelo fator de majoração calculado para o momento positivo. Sendo assim, o fator de majoração é:

$$\frac{M_u}{M_{ua}} = \frac{4,68 \text{ kN.m}}{3,9 \text{ kN.m}} = 1,2$$

E o máximo momento negativo de primeira ordem, encontrado no diagrama de momentos, pode ser majorado:

$$M_u = 4,7 \text{ kN.m} \times 1,2 = 5,64 \text{ kN.m}$$

$$\Delta_u = 0 \text{ m}$$

$$101,44 \text{ kN.m} > 5,64 \text{ kN.m}$$

$$\phi M_n > M_u$$

Constata-se que para a armadura e geometria definidas, o momento resistente de projeto é maior que o máximo momento positivo e negativo de cálculo.

8.2.2.6 Verificar deformação de serviço

Para este caso, não foi necessário realizar o procedimento para a verificação da máxima deformação de serviço, pois as deformações calculadas para os estados limites últimos são consideravelmente menores que o limite imposto pelo ACI, $\ell_c/150$.

$$\frac{\ell_c}{150} = \frac{5,2 \text{ m}}{150} = 0,034 \text{ m}$$

8.2.2.7 Verificar resistência ao esforço cortante no plano

Por fins de simetria do projeto, o painel PA2 está sujeito ao mesmo esforço cortante verificado para o painel PA1. Portanto, adotando a armadura horizontal mínima, sabe-se que o elemento resistente a esta solicitação, devendo apenas acrescentar a mesma armadura de suspensão calculada para o painel PA1.

8.2.2.8 Armadura final

A armadura horizontal adotada é a armadura mínima indicada pra o elemento, o que resulta barras de 12,5 mm a cada 41 cm por face do painel. Deve-se acrescentar as duas barras de 12,5 mm em cada face, na região do apoio da cobertura, para a suspensão do esforço cortante. Acrescentam-se as barras de 16 mm em torno das aberturas como indicado pelo ACI. Para a armadura vertical tem-se, 4 barras de 16 mm em cada faixa de projeto. E a armadura vertical nas regiões entre as faixas deve ter 4 barras de 16 mm para atender os limites mínimos. A armadura do painel PA2 é detalhada na figura 41 a seguir.

9 CONSIDERAÇÕES FINAIS

O trabalho de conclusão de curso de Engenharia Civil teve como objetivo, além daqueles mencionados no capítulo 2, aprimorar os conhecimentos adquiridos na área de estruturas durante a graduação.

No trabalho foram realizadas etapas essenciais para a elaboração de um projeto estrutural, de acordo com as considerações de projeto indicadas pelas normas técnicas disponíveis.

O uso do programa de análise estrutural SAP2000 colaborou com a realização da análise estrutural, além do dimensionamento dos elementos metálicos. Pode-se praticar o processo de modelagem e análise de estruturas, assim como geralmente é realizado por projetistas. Desenvolveu-se um olhar crítico sobre os resultados apresentados pelo programa, pois em algumas situações o programa apresentava resultados que não condiziam com o esperado, muitas vezes ocorridos por erro na entrada de dados ou na modelagem.

Com relação à estrutura da cobertura metálica, o estudo teve como objetivo garantir a estabilidade da estrutura, não se buscou a otimização em termo de custo, pois para isso seria necessário considerar as demais seções disponíveis no mercado além das diversas composições de perfis de chapa dobrada possíveis.

A análise e dimensionamento dos painéis foram realizados de acordo com as recomendações do American Concrete Institute, pois não há no Brasil normas técnicas que abordem o tema. O processo utilizado é baseado em resultados de pesquisas experimentais, e apresenta métodos simplificados para a análise dos elementos. Ambos os métodos salientam a importância de se considerar o efeito do peso próprio no processo de verificação dos painéis, pois este influencia consideravelmente no momento de segunda ordem. A resolução de acordo com as diretrizes apresentadas pode ser considerada simples e prática, comparando com uma análise não linear destes elementos.

Espera-se com este trabalho, despertar a curiosidade dos meios acadêmicos sobre o estudo do tilt-up no Brasil, pois como visto este carece de publicações e normas próprias.

Como sugestão para trabalhos futuros, sugere-se a consideração do uso de perfis de chapa dobrada na estrutura da cobertura, a adoção de outro sistema de contraventamento, por exemplo, o sistema “roof deck” e o estudo do custo final do projeto.

REFERÊNCIAS

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **ACI:318-14: Building code requirements for structural concrete (ACI 318-14) and commentary (ACI 318R-14)**. Farmington Hills, USA, 2014.

_____. **ACI 551.2R-10: Design Guide for Tilt-Up Concrete Panels (ACI 551R-10)**. Farmington Hills, USA, 2010.

AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION. **ANS/AISC 360-10: Specification for Structural Steel Buildings**. Chicago, USA, 2010.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6120**: cargas para o cálculo de estruturas de edificações. Rio de Janeiro, 1980.

_____. **NBR 6118**: projeto de estruturas de concreto – procedimentos. Rio de Janeiro, 2014.

_____. **NBR 6123**: forças devido ao vento em edificações. Rio de Janeiro, 1988.

_____. **NBR 8800**: projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios. Rio de Janeiro, 2008.

_____. **NBR 9062**: projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado. Rio de Janeiro, 2006.

_____. **NBR 16055**: parede de concreto moldada no local para a construção de edificações – requisitos e procedimentos. Rio de Janeiro, 2012.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE SERVIÇOS DE CONCRETAGEM. **Concreto em destaque**. São Paulo. SP. Disponível em: <<http://www.abesc.org.br/assets/files/concreto-em-destaque.pdf>>. Acesso em: 17 Abril 2016.

ATHEY, J. **Test report on slender walls**. Los Angeles, California PCA, PC (2008). Notes on ACI, p. 318-08, 1982.

BELLEI, Ildony H. **Edifícios industriais em aço: projeto e cálculo**. 6ª edição. PINI, São Paulo, 2010.

BLOOMQUIST, Mitch. **World's Tallest Tilt-up Panel Erected Near Miami, Florida**. Tilt-Up Today – A publication of the Tilt-Up Concrete Association. Mount Vernon, EUA. Jan. 2016. Disponível em: <<http://tilt-up.org/tilt-uptoday/2016/01/28/worlds-tallest-tilt-up-panel-erected-near-miami-florida/>>. Acesso em: 20 Abril 2016.

BLOOMQUIST, Mitch **Bread and Butter**. Tilt-Up Today – A publication of the Tilt-Up Concrete Association. Mount Vernon, EUA. Outubro 2013. Disponível em: <<http://tilt-up.org/tilt-uptoday/2013/10/07/bread-and-butter/>>. Acesso em: 20 Abril 2016.

CANADIAN STANDARDS ASSOCIATION. **Design of concrete structures**. Mississauga, Canada, 2004.

CARTER III, James W.; HAWKINS, Neil M. **Seismic response of tilt-up construction**. University of Illinois Engineering Experiment Station. College of Engineering. University of Illinois at Urbana-Champaign., 1993.

CASSOL PRÉ-FABRICADOS. Laje Alveolar. 2006. Disponível em: <<http://www.arweb.com.br/cassol/php/produtos.php?id=16>>. Acesso em: 04 dez. 2016.

CEMENT & CONCRETE ASSOCIATION OF NEW ZEALAND. **TECHNICAL MANUAL 34**:Tilt-up technical manual. Wellington, Nova Zelândia. Junho 2004.

COLLINS, Frank Thomas. **Manual of tilt up construction**. 6ª edição. Know-How Publications, Berkeley, EUA. 1965.

COMPUTERS AND STRUCTURES INC. SAP2000: Structural Analysis Program. Berkeley, USA, 2015.

CONCRETE INTERNATIONAL. **Tilt-up performs**: tilt-up construction proves economical, efficient, and attractive. ACI compilation, n. 7, p. 44-49. June 1986.

COURTOIS, Peter D. **Architectural esthetics of tilt-up panels**. American Concrete Institute. Tilt-up construction. ACI compilation, n. 7, p. 3-7. June 1986.

CROMPTON, Richard E. **Tilt-up construction**. Tese de Doutorado. Gainesville, Florida: University of Florida, USA, 1992.

FERREIRA, Romário. **Fechamento com telha metálica x tilt-up**: sistema com painéis pré-moldados proporcionou a agilidade almejada pela construtora na execução de galpão Construção Mercado, São Paulo, jun. 2011. Disponível em: <<http://construcaomercado.pini.com.br/negocios-incorporacao-construcao/119/artigo299498-1.aspx>> . Acesso em 07 Junho 2016.

FOLEY, Robert P. **Tilt-up Offers the Competitive Advantage**. Concrete construction magazine, Maio 1988. Disponível em:< http://www.concreteconstruction.net/how-to/construction/tilt-up-offers-the-competitive-advantage_o> . Acesso em: 28 Maio 2016.

GERDAU S.A. **Perfis estruturais Gerdau**: tabela de bitolas. Porto Alegre, 2016. Disponível em: < <https://www.gerdau.com.br/pt/produtos/perfis-estruturais-gerdau#ad-image-0>>. Acesso em: 0, novembro 2016.

MARTHA, L. F. **FTOOL**: um programa gráfico-iterativo para ensino de comportamento de estruturas – versão educacional 3.00. Rio de Janeiro: PUCRJ, 2012. *Software* de análise bidimensional de estruturas.

Mc CALL, W. Calvin. **Thermal properties of sandwich panels**. American Concrete Institute. Tilt-up construction. ACI compilation, n. 7, p. 59-65. June 1986.

PARKER, Murray M.; GRIFFIN, Steven J. **Teamwork tilts up a fair**. American Concrete Institute. Tilt-up construction. ACI compilation, n. 7, p. 41-43. June 1986.

PEREIRA, Vitor Faustino. **Integração entre sistemas de cobertura metálica e estrutura de concreto em galpões. Aplicações em sistemas pré-moldados e tilt-up.** Instituto de engenharia, Vila Mariana, São Paulo. Agosto 2010.

PIGOZZO, Bruno N.; SERRA, Sheyla MB; FERREIRA, Marcelo de A. **A influência dos pré-fabricados em concreto armado no ciclo de industrialização da construção.** XI Encontro Nacional de Tecnologia no Ambiente Construído. Anais em CD... Florianópolis: ENTAC, 2006.

PINHEIRO, L. M.; MUZARDO, C. D.; SANTOS, S. P.. Pré-Dimensionamento. In: PINHEIRO, L. M.. **Fundamentos do Concreto e Projeto de Edifícios.** São Carlos: Escola de Engenharia de São Carlos USP, 2003. P. 5.3. Disponível em: <<http://www.set.eesc.usp.br/mdidatico/concreto/Textos/05%20Pre-dimensionamento.pdf>>. Acesso em: 03 novembro 2016.

ROSSO, Silvana Maria. **TILT-UP - Jogos de montar.** Técnica, São Paulo, n. 131, p. 42-45, fev. 2008. Disponível em: <<http://techne.pini.com.br/engenharia-civil/131/artigo285424-1.aspx>> . Acesso em: 17 Abril 2016.

STEEL REINFORCEMENT INSTITUTE OF AUSTRALIA. **Ten steps to tilt-up.** Tilt up digest 6. Pymble, Australia, 1999.

TILT-UP CONSTRUCTION ASSOCIATION. **The construction of tilt-up.** An Old Idea With New Inovations. 1 ed. Mount Vernon, EUA. Jan. 2011.

TILT-UP CONSTRUCTION ASSOCIATION. Disponível em: <<http://www.tilt-up.org/>>. Acesso em: 20 Abril 2016.

VARON, Joseph. **Innovative Uses For Tilt-Up concrete.** American Concrete Institute. Tilt-up construction. ACI compilation, n. 7, p. 17-22. June 1986.

WEILER, Gerry. **Connections for tilt-up construction.** American Concrete Institute. Tilt-up construction. ACI compilation, n. 7, p. 11-15. June 1986.

APÊNDICE A– Forças devidas ao vento

A NBR 6123 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988, p. 4) permite sejam calculadas as pressões dinâmicas devidas ao vento exercidas sobre uma estrutura. Para a determinação dessas pressões é necessário a consideração da velocidade característica do vento (V_k), indicada pela fórmula 1 e a pressão dinâmica (q) é determinada pela fórmula 2:

$$V_k = V_0 \cdot S_1 \cdot S_2 \cdot S_3 \quad (\text{fórmula A1})$$

$$q = 0,613 \cdot V_k^2 \quad (\text{fórmula A2})$$

Sendo:

V_k = velocidade característica do vento (m/s);

V_0 = velocidade básica do vento (m/s);

S_1 = fator topográfico;

S_2 = fator que considera a rugosidade do terreno, altura sobre o terreno e as dimensões da edificação;

S_3 = fator estático;

q = pressão dinâmica do vento (Pa).

Para a determinação da velocidade básica do vento V_0 , a NBR 6123 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988, p. 5) indica o uso da figura 11 e considera para terrenos planos ou fracamente acidentados um valor de $S_1=1$.

Já para a determinação do coeficiente S_2 é necessário saber a categoria e a classe na qual a obra está inserida. A NBR 6123 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988, p. 8-9) divide as categorias em:

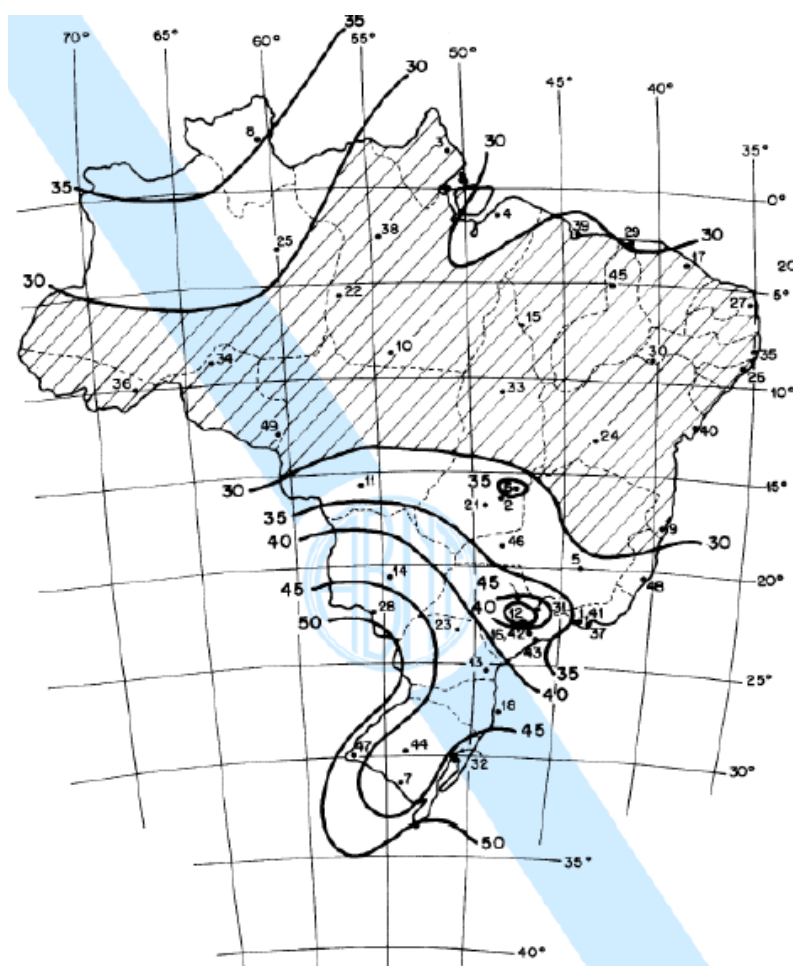
- a) categoria I: superfícies lisas de grandes dimensões, com mais de 5 km de extensão, medida na direção e sentido do vento incidente;
- b) categoria II: terrenos abertos em nível ou aproximadamente em nível, com poucos obstáculos isolados, tais como árvores e edificações baixas;
- c) categoria III: terrenos planos ou ondulados com obstáculos numerosos e pouco espaçados, em zona florestal, industrial ou urbanizada;

- d) categoria IV: terrenos cobertos por obstáculos numerosos e pouco espaçados, em zona florestal, industrial ou urbanizada;
- e) categoria V: terrenos cobertos por obstáculos numerosos, grandes, altos e pouco espaçados.

As classes são classificadas por:

- a) classe A: todas as unidades de vedação, seus elementos de fixação e peças individuais de estruturas sem vedação. Toda edificação na qual a maior dimensão horizontal ou vertical não exceda 20 m;
- b) classe B: toda edificação ou parte de edificação área a qual a maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal esteja entre 20 m e 50 m;
- c) classe C: toda edificação ou parte de edificação área a qual a maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal exceda 50 m.

Figura A1 – Isopletas de velocidade básica V_0 [m/s]



(fonte: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988, p. 6)

A NBR 6123 destaca que “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.”. Portanto, definida a altura z da edificação, a categoria e a classe, é possível, através da tabela A1, saber o valor de S_2 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988. p. 8).

A NBR 6123 indica o uso da tabela 2 para definir o valor de S_3 e cita que “O fator estatístico S_3 é baseado em conceitos estatísticos, e considera o grau de segurança requerido e a vida útil da edificação.”(ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988. p. 10).

Tabela A1 – Fator S_2

z (m)	Categoria														
	I			II			III			IV			V		
	Classe			Classe			Classe			Classe			Classe		
	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	C
≤ 5	1,06	1,04	1,01	0,94	0,92	0,89	0,88	0,86	0,82	0,79	0,76	0,73	0,74	0,72	0,67
10	1,10	1,09	1,06	1,00	0,98	0,95	0,94	0,92	0,88	0,86	0,83	0,80	0,74	0,72	0,67
15	1,13	1,12	1,09	1,04	1,02	0,99	0,98	0,96	0,93	0,90	0,88	0,84	0,79	0,76	0,72
20	1,15	1,14	1,12	1,06	1,04	1,02	1,01	0,99	0,96	0,93	0,91	0,88	0,82	0,80	0,76
30	1,17	1,17	1,15	1,10	1,08	1,06	1,05	1,03	1,00	0,98	0,96	0,93	0,87	0,85	0,82
40	1,20	1,19	1,17	1,13	1,11	1,09	1,08	1,06	1,04	1,01	0,99	0,96	0,91	0,89	0,86
50	1,21	1,21	1,19	1,15	1,13	1,12	1,10	1,09	1,06	1,04	1,02	0,99	0,94	0,93	0,89
60	1,22	1,22	1,21	1,16	1,15	1,14	1,12	1,11	1,09	1,07	1,04	1,02	0,97	0,95	0,92
80	1,25	1,24	1,23	1,19	1,18	1,17	1,16	1,14	1,12	1,10	1,08	1,06	1,01	1,00	0,97
100	1,26	1,26	1,25	1,22	1,21	1,20	1,18	1,17	1,15	1,13	1,11	1,09	1,05	1,03	1,01
120	1,28	1,28	1,27	1,24	1,23	1,22	1,20	1,20	1,18	1,16	1,14	1,12	1,07	1,06	1,04
140	1,29	1,29	1,28	1,25	1,24	1,24	1,22	1,22	1,20	1,18	1,16	1,14	1,10	1,09	1,07
160	1,30	1,30	1,29	1,27	1,26	1,25	1,24	1,23	1,22	1,20	1,18	1,16	1,12	1,11	1,10
180	1,31	1,31	1,31	1,28	1,27	1,27	1,26	1,25	1,23	1,22	1,20	1,18	1,14	1,14	1,12
200	1,32	1,32	1,32	1,29	1,28	1,28	1,27	1,26	1,25	1,23	1,21	1,20	1,16	1,16	1,14
250	1,34	1,34	1,33	1,31	1,31	1,31	1,30	1,29	1,28	1,27	1,25	1,23	1,20	1,20	1,18
300	-	-	-	1,34	1,33	1,33	1,32	1,32	1,31	1,29	1,27	1,26	1,23	1,23	1,22
350	-	-	-	-	-	-	1,34	1,34	1,33	1,32	1,30	1,29	1,26	1,26	1,26
400	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,34	1,32	1,32	1,29	1,29	1,29
420	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,35	1,35	1,33	1,30	1,30	1,30
450	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,32	1,32	1,32
500	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,34	1,34	1,34

(fonte: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988, p. 10)

Tabela A2 – Valores mínimos do fator estatístico S_3

Grupo	Descrição	S_3
1	Edificações cuja ruína total ou parcial pode afetar a segurança ou possibilidade de socorro a pessoas após uma tempestade destrutiva (hospitais, quartéis de bombeiros e de forças de segurança, centrais de comunicação, etc.)	1,10
2	Edificações para hotéis e residências. Edificações para comércio e indústria com alto fator de ocupação	1,00
3	Edificações e instalações industriais com baixo fator de ocupação (depósitos, silos, construções rurais, etc.)	0,95
4	Vedações (telhas, vidros, painéis de vedação, etc.)	0,88
5	Edificações temporárias. Estruturas dos grupos 1 a 3 durante a construção	0,83

(fonte: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988, p. 6)

A força do vento que atua em uma superfície plana é determinada pela fórmula A3 indicada pela NBR 6123 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988, p. 4):

$$F = (C_e - C_i) \cdot q \cdot A \quad (\text{fórmula A3})$$

Sendo:

F = força do vento (N);


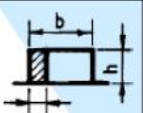

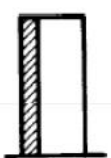
C_e = coeficiente de forma externo;

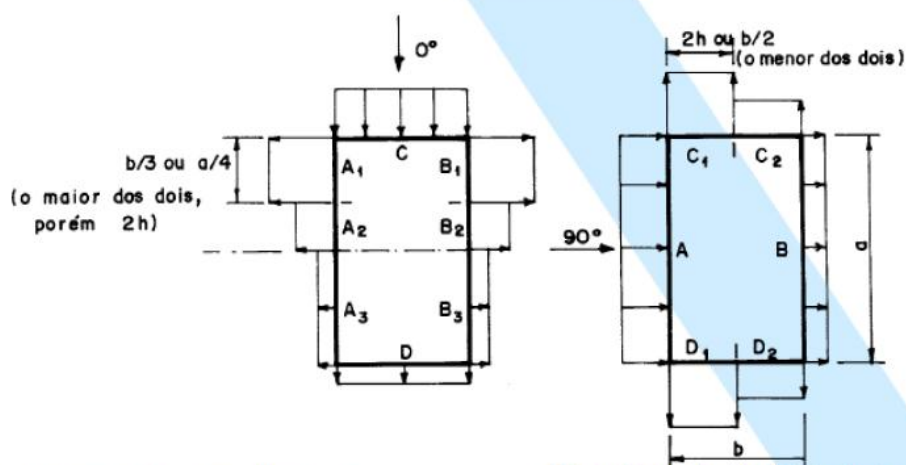
C_i = coeficiente de forma interno;

A = área da superfície plana (m²).

Para determinação dos coeficientes de pressão e de forma, externos, para paredes de planta retangular, devem-se usar os valores da figura A2. A figura A3 apresenta os valores dos coeficientes de pressão e de forma, externos, para telhados duas águas, simétricos, em edificações de planta retangular.

Figura A2 – Coeficientes de pressão e de forma, externos, para paredes de edificações de planta retangular

Altura relativa	Valores de C_e para								C_{pe} médio 	
	$\alpha = 0^\circ$				$\alpha = 90^\circ$					
	A_1 e B_1	A_2 e B_2	C	D	A	B	C_1 e D_1	C_2 e D_2		
 $0,2b$ ou h (o menor dos dois) $\frac{h}{b} \leq \frac{1}{2}$	$1 \leq \frac{a}{b} \leq \frac{3}{2}$	-0,8	-0,5	+0,7	-0,4	+0,7	-0,4	-0,8	-0,4	-0,9
	$2 \leq \frac{a}{b} \leq 4$	-0,8	-0,4	+0,7	-0,3	+0,7	-0,5	-0,9	-0,5	-1,0
 $\frac{1}{2} < \frac{h}{b} \leq \frac{3}{2}$	$1 \leq \frac{a}{b} \leq \frac{3}{2}$	-0,9	-0,5	+0,7	-0,5	+0,7	-0,5	-0,9	-0,5	-1,1
	$2 \leq \frac{a}{b} \leq 4$	-0,9	-0,4	+0,7	-0,3	+0,7	-0,6	-0,9	-0,5	-1,1
 $\frac{3}{2} < \frac{h}{b} \leq 6$	$1 \leq \frac{a}{b} \leq \frac{3}{2}$	-1,0	-0,6	+0,8	-0,6	+0,8	-0,6	-1,0	-0,6	-1,2
	$2 \leq \frac{a}{b} \leq 4$	-1,0	-0,5	+0,8	-0,3	+0,8	-0,6	-1,0	-0,6	-1,2



Notas: a) Para a/b entre $3/2$ e 2 , interpolar linearmente.

b) Para vento a 0° , nas partes A_3 e B_3 , o coeficiente de forma C_e tem os seguintes valores:





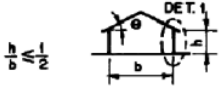
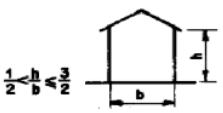
- para $a/b = 1$: mesmo valor das partes A_2 e B_2 ;
- para $a/b \geq 2$: $C_e = -0,2$;
- para $1 < a/b < 2$: interpolar linearmente.

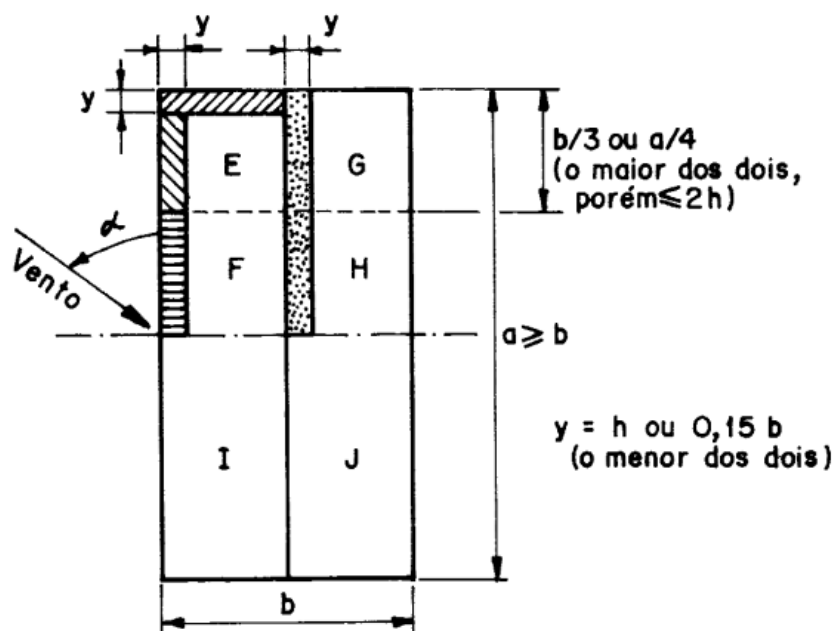
c) Para cada uma das duas incidências do vento (0° ou 90°), o coeficiente de pressão médio externo C_{pe} médio, é aplicado à parte de barlavento das paredes paralelas ao vento, em uma distância igual a $0,2b$ ou h , considerando-se o menor destes dois valores.

d) Para determinar o coeficiente de arrasto, C_s , deve ser usado o gráfico da Figura 4 (vento de baixa turbulência) ou da Figura 5 (vento de alta turbulência - ver 6.5.3).

(fonte: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988, p. 14)

Figura A3 – Coeficientes de pressão e de forma, externos, para telhados com duas águas, simétricos, em edificações de planta retangular

Altura relativa	θ	Valores de C_e para				c_{pe} médio			
		$\alpha = 90^\circ$ (A)		$\alpha = 0^\circ$					
		EF	GH	EG	FH				
	0°	-0,8	-0,4	-0,8	-0,4	-2,0	-2,0	-2,0	--
	5°	-0,9	-0,4	-0,8	-0,4	-1,4	-1,2	-1,2	-1,0
	10°	-1,2	-0,4	-0,8	-0,6	-1,4	-1,4		-1,2
	15°	-1,0	-0,4	-0,8	-0,6	-1,4	-1,2		-1,2
	20°	-0,4	-0,4	-0,7	-0,6	-1,0			-1,2
	30°	0	-0,4	-0,7	-0,6	-0,8			-1,1
	45°	+0,3	-0,5	-0,7	-0,6				-1,1
	60°	+0,7	-0,6	-0,7	-0,6				-1,1
	0°	-0,8	-0,6	-1,0	-0,6	-2,0	-2,0	-2,0	--
	5°	-0,9	-0,6	-0,9	-0,6	-2,0	-2,0	-1,5	-1,0
	10°	-1,1	-0,6	-0,8	-0,6	-2,0	-2,0	-1,5	-1,2
	15°	-1,0	-0,6	-0,8	-0,6	-1,8	-1,5	-1,5	-1,2
	20°	-0,7	-0,5	-0,8	-0,6	-1,5	-1,5	-1,5	-1,0
	30°	-0,2	-0,5	-0,8	-0,8	-1,0			-1,0
	45°	+0,2	-0,5	-0,8	-0,8				
	60°	+0,6	-0,5	-0,8	-0,8				



(fonte: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988, p. 15)

A partir destas diretrizes, foi calculada ação do vento atuando na estrutura. A edificação está situada no município de Campo Bom, aonde a velocidade básica do vento (V_0), de acordo com o gráfico de isopletras (figura A1), é 45 m/s. Sabendo que o projeto será construído em um terreno plano, tem-se o fator topográfico (S_1) igual a 1. O fator de rugosidade (S_2) é obtido definindo-se uma categoria para a rugosidade do terreno e uma classe para as

dimensões da edificação. Admite-se para o projeto uma categoria II e uma edificação classe B. Portanto, de acordo com a tabela A1, os fatores topográficos para a edificação são:

$$S_2 = 0,92 \quad (h \leq 5)$$

$$S_2 = 0,98 \quad (h \leq 10)$$

$$S_2 = 1,02 \quad (h \leq 15)$$

$$S_2 = 1,04 \quad (h \leq 20)$$

Considerando a edificação para a indústria com alto fator de ocupação, tem-se O fator estatístico (S_3) igual a 1. Assim, de acordo com a fórmula A1, têm-se as velocidades características para as alturas calculadas. A velocidade característica do vento permite então calcular a pressão dinâmica do vento pela fórmula A2. os valores calculados para as velocidades características as respectivas pressões dinâmicas estão apresentadas na tabela X a baixo.

Tabela A3 – Velocidades características e pressões dinâmicas

Altura (m)	Vk (m/s)	q (Pa)	q (kN/m ²)
h<5	41,40	1050,66	1,05066
h<10	44,10	1192,17	1,19217
h<15	45,90	1291,47	1,29147
h<20	46,80	1342,62	1,34262

(fonte: elaborada pelo autor)

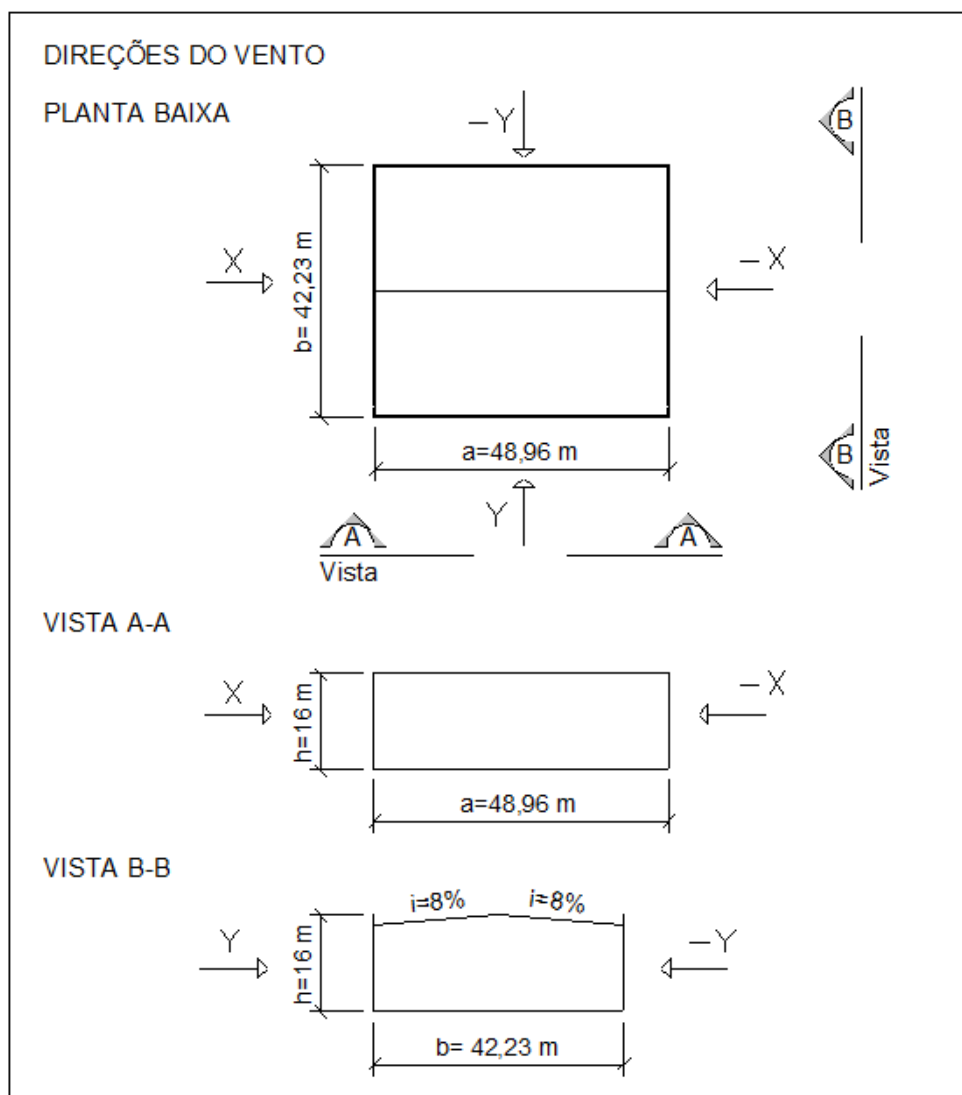
Além das informações já descritas, são necessários outros dados para que possam ser definidos os coeficientes de forma externa: a maior dimensão em planta (a), a menor (b) e a altura da edificação (h). Assim:

a) altura relativa: $h/b = 16/42,23 = 0,38$;

b) proporção em planta: $a/b = 48,96/42,23 = 1,16$.

Foram utilizadas 4 direções de aplicações de vento na estrutura, as quais são apresentadas na figura A4.

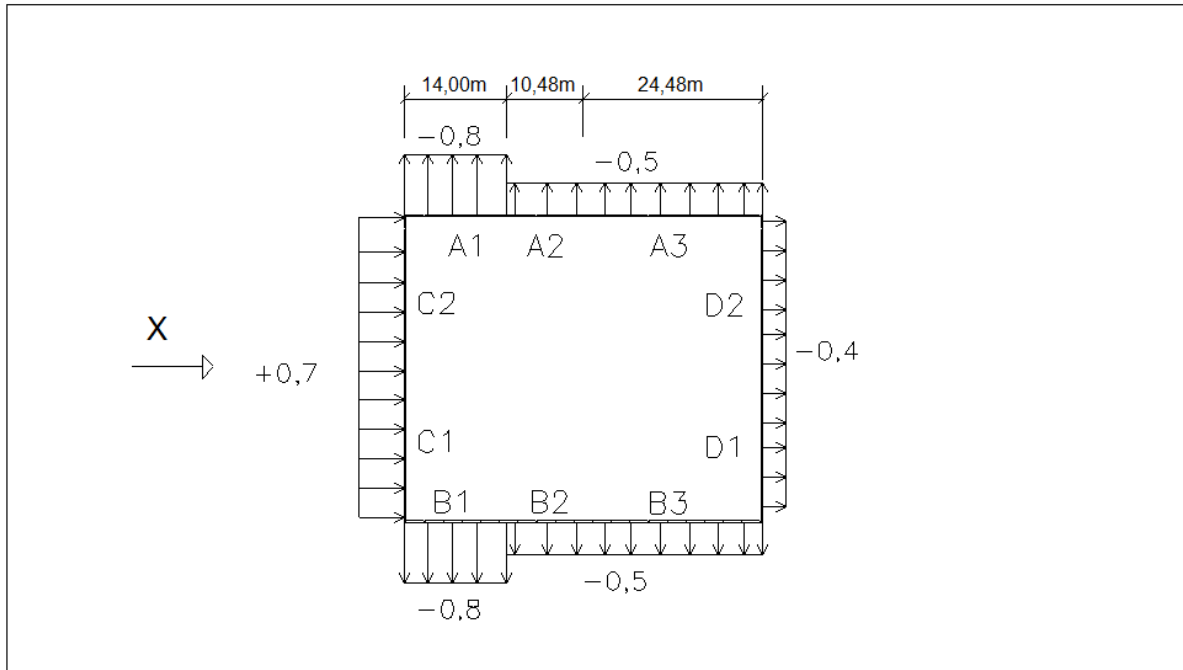
Figura A4– Direções do vento consideradas



(fonte: elaborada pelo autor)

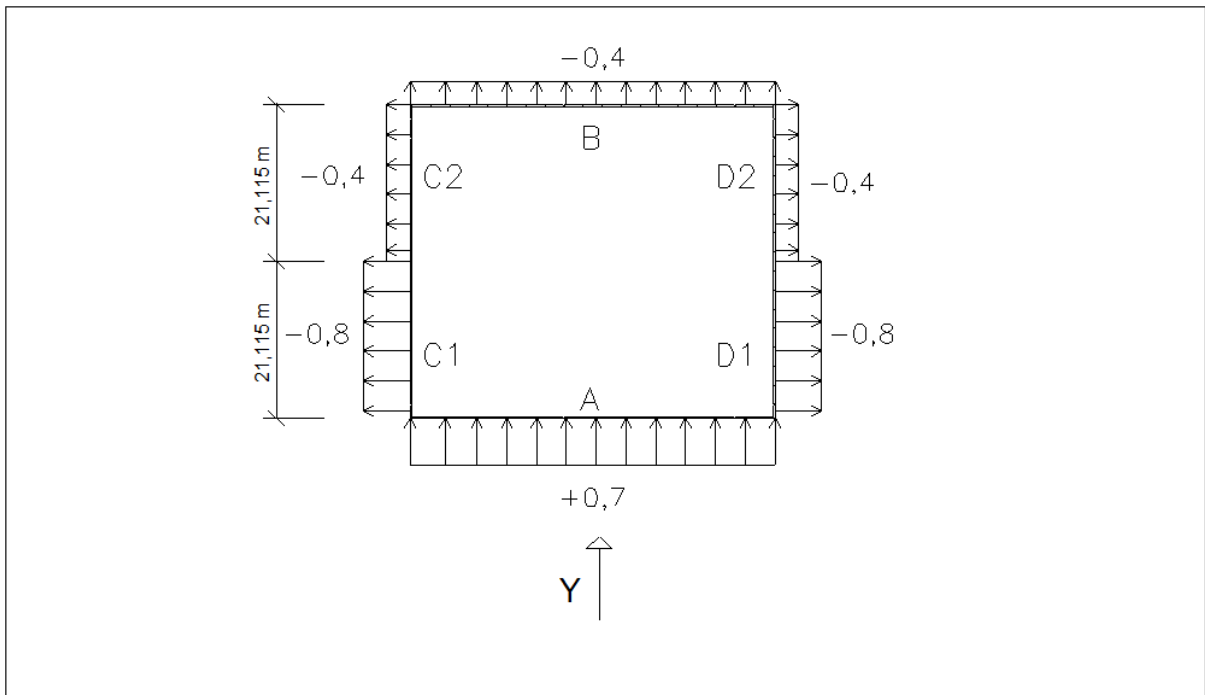
Com isso, têm-se os coeficientes de pressão externos, conforme as figuras A5 e A6. Além disso, o comprimento A1 e B1 apresentado na figura X são definidos pelo maior valor entre $b/3$ e $a/4$, desde que seja este valor menor ou igual que $2.h$. Para este caso adota-se a distância de 14 m, o qual é o maior valor para a relação. Já, para os comprimentos de C1 e D1 na figura A6, é adotado o menor valor entre $2.h$ e $b/2$. Sendo para este caso adotado o valor de 21,115 m, igual a $b/2$.

Figura A5– coeficientes de forma externos nas paredes para o vento na direção X



(fonte: elaborada pelo autor)

Figura A6– coeficientes de forma externos nas paredes para o vento na direção Y

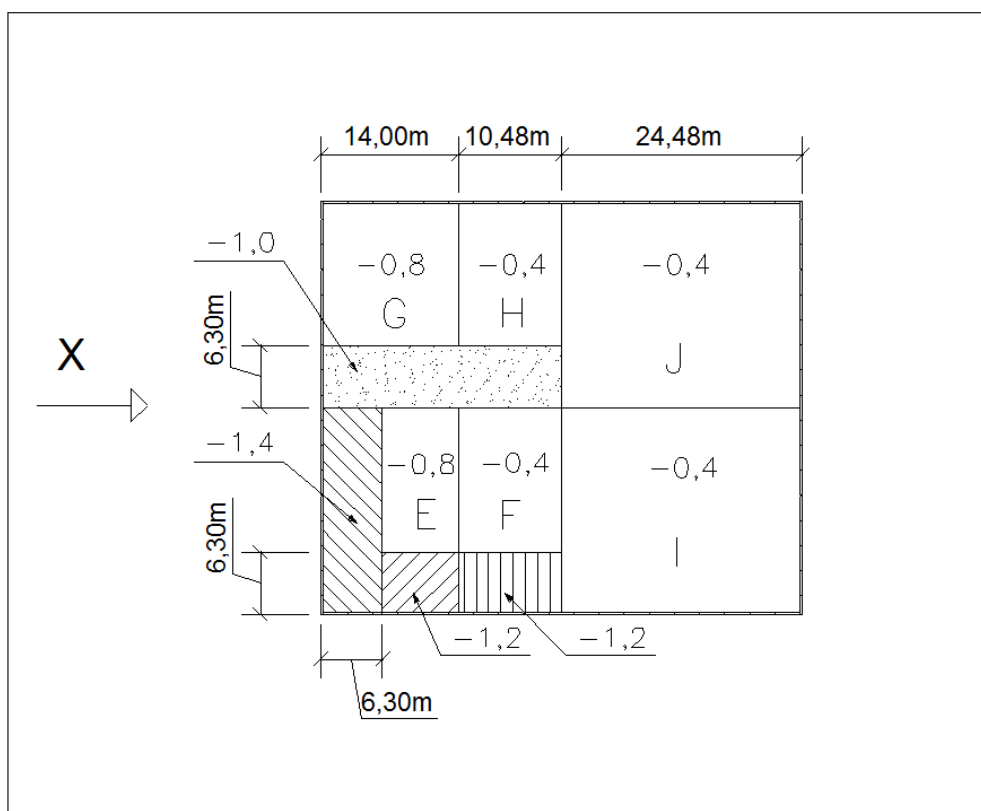


(fonte: elaborada pelo autor)

Por fins simetria do projeto, os valores dos coeficientes de forma externos para o eixo $-X$ e $-Y$ são os mesmos que os valores encontrados para os eixos X e Y , espelhados em torno do eixo transversal ao considerado.

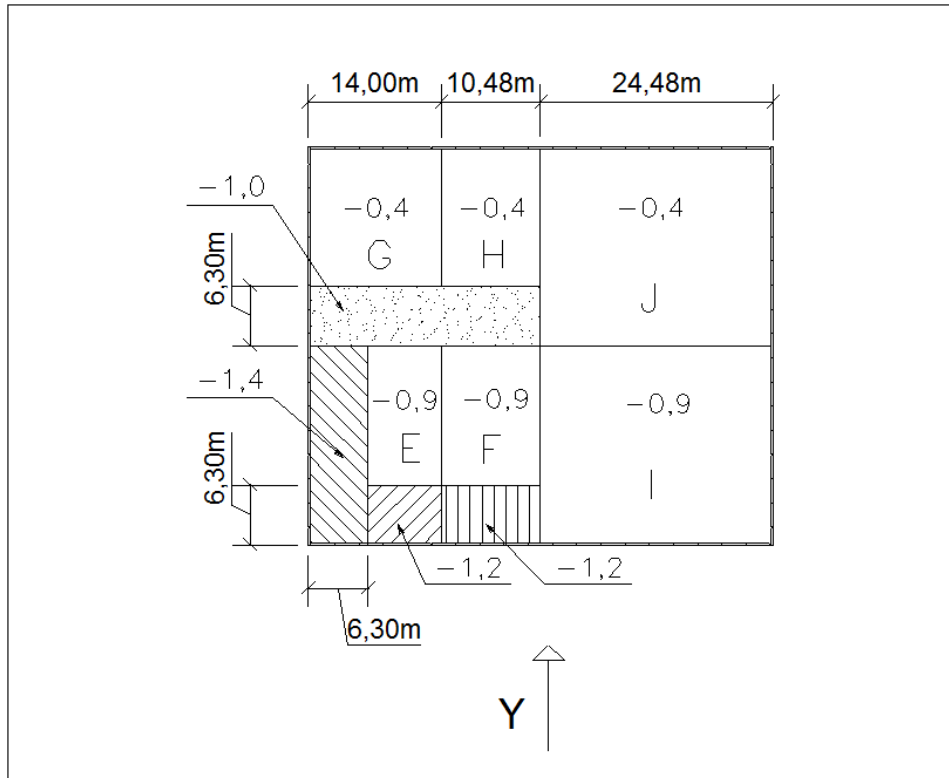
A partir da figura A3 e dos dados da geometria do projeto, determinam-se os coeficientes de pressão e de forma, externos, para a cobertura, distribuídos conforme a figura A7 e A8. O ângulo de inclinação da cobertura é igual a $4,57^\circ$, foi adota os valores dos coeficientes ao ângulo de inclinação de 5° . Além disso, a largura das faixas dos coeficientes de pressão externa médios é definida pelo menor valor entre h e $0,15.b$. Assim, é adotado o valor de $6,30$ m. Apresenta-se, ainda, na figura A9 a envoltória das máximas sucções na cobertura.

Figura A7– coeficientes de forma externos na cobertura para vento na direção X



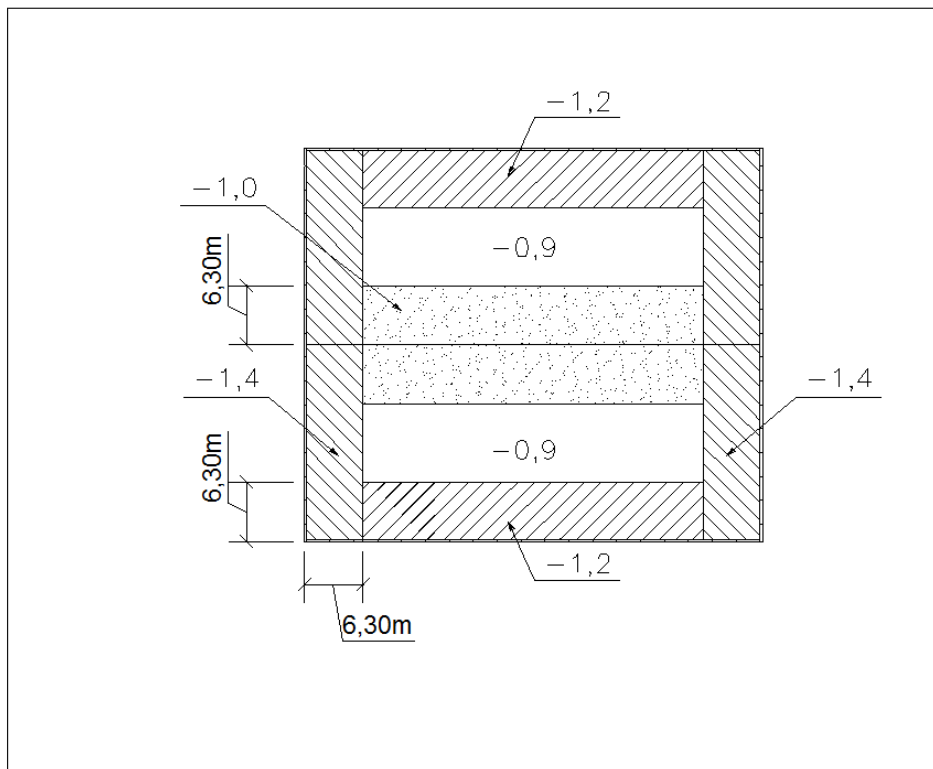
(fonte: elaborada pelo autor)

Figura A8– coeficientes de forma externos na cobertura para o vento na direção Y



(fonte: elaborada pelo autor)

Figura A9—envoltória das máximas sucções para a cobertura



(fonte: elaborada pelo autor)

A seguir, para a determinação do coeficiente de pressão interna, foi realizado um estudo detalhado dos parâmetros, de acordo com o item 6.2 e o anexo D da NBR 6123. Para fins de cálculo das permeabilidades, foram consideradas as aberturas conforme a planta de geometria do projeto. A fachada A apresenta 19 painéis, cada um com três aberturas para janelas de 1,40 m por 1,20 m. A fachada E apresenta uma abertura para um portão de 5 m de largura por 5 m de altura. Já as fachadas 1 e 6, têm duas aberturas cada de 1,30 m de largura por 2,20 de altura. Além disso, foi considerada uma permeabilidade da cobertura de 0,30%. A seguir estão apresentadas as tabelas de cálculo, quadros A1 a A16, dos coeficientes de pressão interna. Foi realizado o processo iterativo para encontrar os coeficientes de forma interno das diversas hipóteses, a fim de encontrar os casos críticos de carregamentos. As fachadas consideradas nos quadros de cálculo apresentam nomenclatura de acordo com os eixos do projeto e são apresentadas nas plantas do Anexo B.

Quadro A1– coeficiente de forma interno para o caso de vento na direção Y: caso 1

TODAS ABERTAS										
Local	Área aberta(m ²)	Ce	Cálculo de Ci						Ci adotado	C resultante
			-0,4		-0,3		-0,37			
			Ce-Ci	$\pm A \cdot \sqrt{(Ce-Ci)}$	Ce-Ci	$\pm A \cdot \sqrt{(Ce-Ci)}$	Ce-Ci	$\pm A \cdot \sqrt{(Ce-Ci)}$		
A	25	0,7	1,1	26,2202212	1	25	1,07	25,86020108	-0,4	1,1
B	95,76	-0,4	0	0	-0,1	-30,2819709	-0,03	-16,58611853	-0,4	0
C1	2,86	-0,8	-0,4	-1,808822822	-0,5	-2,02232539	-0,43	-1,875427418	-0,4	-0,4
C2	2,86	-0,4	0	0	-0,1	-0,90441141	-0,03	-0,495366531	-0,4	0
D1	2,86	-0,8	-0,4	-1,808822822	-0,5	-2,02232539	-0,43	-1,875427418	-0,4	-0,4
D2	2,86	-0,4	0	0	-0,1	-0,90441141	-0,03	-0,495366531	-0,4	0
E	0,87	-0,9	-0,5	-0,6151829	-0,6	-0,6738991	-0,53	-0,63336956	-0,4	-0,5
F	0,65	-0,9	-0,5	-0,459619408	-0,6	-0,50348784	-0,53	-0,473207143	-0,4	-0,5
G	0,87	-0,4	0	0	-0,1	-0,27511816	-0,03	-0,15068842	-0,4	0
H	0,65	-0,4	0	0	-0,1	-0,20554805	-0,03	-0,112583302	-0,4	0
I	1,53	-0,9	-0,5	-1,081873375	-0,6	-1,1851329	-0,53	-1,113856813	-0,4	-0,5
J	1,53	-0,4	0	0	-0,1	-0,48382848	-0,03	-0,265003774	-0,4	0
somatório				20,44589988		-14,462459		1,783785638		

(fonte: elaborada pelo autor)

Quadro A2–coeficiente de forma interno para o caso de vento na direção Y: caso 2

SOMENTE "O" ABERTA										
Local	Área aberta(m ²)	Ce	Cálculo de Ci						Ci adotado	C resultante
			0,7		0,6		0,62			
			Ce-Ci	$\pm A \cdot \sqrt{(Ce-Ci)}$	Ce-Ci	$\pm A \cdot \sqrt{(Ce-Ci)}$	Ce-Ci	$\pm A \cdot \sqrt{(Ce-Ci)}$		
A	25	0,7	0	0	0,1	7,90569415	0,08	7,071067812	0,6	0,1
B	0	-0,4	-1,1	0	-1	0	-1,02	0	0,6	-1
C1	0	-0,8	-1,5	0	-1,4	0	-1,42	0	0,6	-1,4
C2	0	-0,4	-1,1	0	-1	0	-1,02	0	0,6	-1
D1	0	-0,8	-1,5	0	-1,4	0	-1,42	0	0,6	-1,4
D2	0	-0,4	-1,1	0	-1	0	-1,02	0	0,6	-1
E	0,87	-0,9	-1,6	-1,100472626	-1,5	-1,06552804	-1,52	-1,072608037	0,6	-1,5
F	0,65	-0,9	-1,6	-0,822192192	-1,5	-0,79608417	-1,52	-0,80137382	0,6	-1,5
G	0,87	-0,4	-1,1	-0,912463698	-1	-0,87	-1,02	-0,87865693	0,6	-1
H	0,65	-0,4	-1,1	-0,681725751	-1	-0,65	-1,02	-0,656467821	0,6	-1
I	1,53	-0,9	-1,6	-1,935313928	-1,5	-1,87385965	-1,52	-1,886310685	0,6	-1,5
J	1,53	-0,4	-1,1	-1,604677538	-1	-1,53	-1,02	-1,545224256	0,6	-1
somatório			-7,056845732		1,120222293		0,230426264			

(fonte: elaborada pelo autor)

Quadro A3– coeficiente de forma interno para o caso de vento na direção Y: caso 3

SOMENTE "A" ABERTA										
Local	Área aberta(m ²)	Ce	Cálculo de Ci						Ci adotado	C resultante
			-0,5		-0,3		-0,4			
			Ce-Ci	$\pm A \cdot \sqrt{(Ce-Ci)}$	Ce-Ci	$\pm A \cdot \sqrt{(Ce-Ci)}$	Ce-Ci	$\pm A \cdot \sqrt{(Ce-Ci)}$		
A	0	0,7	1,2	0	1	0	1,1	0	-0,4	1,1
B	95,76	-0,4	0,1	30,28197087	-0,1	-30,2819709	0	0	-0,4	0
C1	0	-0,8	-0,3	0	-0,5	0	-0,4	0	-0,4	-0,4
C2	0	-0,4	0,1	0	-0,1	0	0	0	-0,4	0
D1	0	-0,8	-0,3	0	-0,5	0	-0,4	0	-0,4	-0,4
D2	0	-0,4	0,1	0	-0,1	0	0	0	-0,4	0
E	0,87	-0,9	-0,4	-0,550236313	-0,6	-0,6738991	-0,5	-0,6151829	-0,4	-0,5
F	0,65	-0,9	-0,4	-0,411096096	-0,6	-0,50348784	-0,5	-0,459619408	-0,4	-0,5
G	0,87	-0,4	0,1	0,275118156	-0,1	-0,27511816	0	0	-0,4	0
H	0,65	-0,4	0,1	0,205548048	-0,1	-0,20554805	0	0	-0,4	0
I	1,53	-0,9	-0,4	-0,967656964	-0,6	-1,1851329	-0,5	-1,081873375	-0,4	-0,5
J	1,53	-0,4	0,1	0,483828482	-0,1	-0,48382848	0	0	-0,4	0
somatório			29,31747619		-33,6089854		-2,156675683			

(fonte: elaborada pelo autor)

Quadro A4– coeficiente de forma interno para o caso de vento na direção Y: caso 4

SOMENTE "1" E "11" ABERTAS										
Local	Área aberta(m ²)	Ce	Cálculo de Ci						Ci adotado	C resultante
			-0,5		-0,4		-0,6			
			Ce-Ci	$\pm A \cdot \sqrt{(Ce-Ci)}$	Ce-Ci	$\pm A \cdot \sqrt{(Ce-Ci)}$	Ce-Ci	$\pm A \cdot \sqrt{(Ce-Ci)}$		
A	0	0,7	1,2	0	1,1	0	1,3	0	-0,6	1,3
B	0	-0,4	0,1	0	0	0	0,2	0	-0,6	0,2
C1	2,86	-0,8	-0,3	-1,566486514	-0,4	-1,80882282	-0,2	-1,279030883	-0,6	-0,2
C2	2,86	-0,4	0,1	0,904411411	0	0	0,2	1,279030883	-0,6	0,2
D1	2,86	-0,8	-0,3	-1,566486514	-0,4	-1,80882282	-0,2	-1,279030883	-0,6	-0,2
D2	2,86	-0,4	0,1	0,904411411	0	0	0,2	1,279030883	-0,6	0,2
E	0,87	-0,9	-0,4	-0,550236313	-0,5	-0,6151829	-0,3	-0,476518625	-0,6	-0,3
F	0,65	-0,9	-0,4	-0,411096096	-0,5	-0,45961941	-0,3	-0,356019662	-0,6	-0,3
G	0,87	-0,4	0,1	0,275118156	0	0	0,2	0,389075828	-0,6	0,2
H	0,65	-0,4	0,1	0,205548048	0	0	0,2	0,290688837	-0,6	0,2
I	1,53	-0,9	-0,4	-0,967656964	-0,5	-1,08187338	-0,3	-0,838015513	-0,6	-0,3
J	1,53	-0,4	0,1	0,483828482	0	0	0,2	0,684236801	-0,6	0,2
somatório			-2,288644894		-5,77432133		-0,306552334			

(fonte: elaborada pelo autor)

Quadro A5– coeficiente de forma interno para o caso de vento na direção -Y: caso 5

TODAS ABERTAS										
Local	Área aberta(m ²)	Ce	Cálculo de Ci						Ci adotado	C resultante
			0,7		0,4		0,49			
			Ce-Ci	$\pm A \cdot \sqrt{(Ce-Ci)}$	Ce-Ci	$\pm A \cdot \sqrt{(Ce-Ci)}$	Ce-Ci	$\pm A \cdot \sqrt{(Ce-Ci)}$		
A	95,76	0,7	0	0	0,3	52,44991211	0,21	43,88274485	0,5	0,2
B	25	-0,4	-1,1	-26,2202212	-0,8	-22,3606798	-0,89	-23,58495283	0,5	-0,9
C1	2,86	-0,8	-1,5	-3,502770332	-1,2	-3,13297303	-1,29	-3,248335574	0,5	-1,3
C2	2,86	-0,4	-1,1	-2,999593306	-0,8	-2,55806177	-0,89	-2,698118604	0,5	-0,9
D1	2,86	-0,8	-1,5	-3,502770332	-1,2	-3,13297303	-1,29	-3,248335574	0,5	-1,3
D2	2,86	-0,4	-1,1	-2,999593306	-0,8	-2,55806177	-0,89	-2,698118604	0,5	-0,9
E	0,87	-0,9	-1,6	-1,100472626	-1,3	-0,99195262	-1,39	-1,025714873	0,5	-1,4
F	0,65	-0,9	-1,6	-0,822192192	-1,3	-0,74111403	-1,39	-0,766338698	0,5	-1,4
G	0,87	-0,4	-1,1	-0,912463698	-0,8	-0,77815166	-0,89	-0,820756358	0,5	-0,9
H	0,65	-0,4	-1,1	-0,681725751	-0,8	-0,58137767	-0,89	-0,613208774	0,5	-0,9
I	1,53	-0,9	-1,6	-1,935313928	-1,3	-1,7444684	-1,39	-1,803843397	0,5	-1,4
J	1,53	-0,4	-1,1	-1,604677538	-0,8	-1,3684736	-0,89	-1,443399113	0,5	-0,9
somatório			-46,28179421		12,50162476		1,931622457			

(fonte: elaborada pelo autor)

Quadro A6– coeficiente de forma interno para o caso de vento na direção -Y: caso 6

SOMENTE "O" ABERTA										
Local	Área aberta(m ²)	Ce	Cálculo de Ci						Ci adotado	C resultante
			-0,5		-0,3		-0,4			
			Ce-Ci	$\pm A \cdot \sqrt{(Ce-Ci)}$	Ce-Ci	$\pm A \cdot \sqrt{(Ce-Ci)}$	Ce-Ci	$\pm A \cdot \sqrt{(Ce-Ci)}$		
A	0	0,7	1,2	0	1	0	1,1	0	-0,4	1,1
B	25	-0,4	0,1	7,90569415	-0,1	-7,90569415	0	0	-0,4	0
C1	0	-0,8	-0,3	0	-0,5	0	-0,4	0	-0,4	-0,4
C2	0	-0,4	0,1	0	-0,1	0	0	0	-0,4	0
D1	0	-0,8	-0,3	0	-0,5	0	-0,4	0	-0,4	-0,4
D2	0	-0,4	0,1	0	-0,1	0	0	0	-0,4	0
E	0,87	-0,9	-0,4	-0,550236313	-0,6	-0,6738991	-0,5	-0,6151829	-0,4	-0,5
F	0,65	-0,9	-0,4	-0,411096096	-0,6	-0,50348784	-0,5	-0,459619408	-0,4	-0,5
G	0,87	-0,4	0,1	0,275118156	-0,1	-0,27511816	0	0	-0,4	0
H	0,65	-0,4	0,1	0,205548048	-0,1	-0,20554805	0	0	-0,4	0
I	1,53	-0,9	-0,4	-0,967656964	-0,6	-1,1851329	-0,5	-1,081873375	-0,4	-0,5
J	1,53	-0,4	0,1	0,483828482	-0,1	-0,48382848	0	0	-0,4	0
somatório			6,941199464		-11,2327087		-2,156675683			

(fonte: elaborada pelo autor)

Quadro A7– coeficiente de forma interno para o caso de vento na direção -Y: caso 7

SOMENTE "A" ABERTA										
Local	Área aberta(m ²)	Ce	Cálculo de Ci						Ci adotado	C resultante
			0,7		0,6		0,695			
			Ce-Ci	$\pm A \cdot \sqrt{(Ce-Ci)}$	Ce-Ci	$\pm A \cdot \sqrt{(Ce-Ci)}$	Ce-Ci	$\pm A \cdot \sqrt{(Ce-Ci)}$		
A	95,76	0,7	0	0	0,1	30,28197087	0,005	6,771254537	0,7	0
B	0	-0,4	-1,1	0	-1	0	-1,095	0	0,7	-1,1
C1	0	-0,8	-1,5	0	-1,4	0	-1,495	0	0,7	-1,5
C2	0	-0,4	-1,1	0	-1	0	-1,095	0	0,7	-1,1
D1	0	-0,8	-1,5	0	-1,4	0	-1,495	0	0,7	-1,5
D2	0	-0,4	-1,1	0	-1	0	-1,095	0	0,7	-1,1
E	0,87	-0,9	-1,6	-1,100472626	-1,5	-1,06552804	-1,595	-1,098751792	0,7	-1,6
F	0,65	-0,9	-1,6	-0,822192192	-1,5	-0,79608417	-1,595	-0,820906511	0,7	-1,6
G	0,87	-0,4	-1,1	-0,912463698	-1	-0,87	-1,095	-0,910387555	0,7	-1,1
H	0,65	-0,4	-1,1	-0,681725751	-1	-0,65	-1,095	-0,68017461	0,7	-1,1
I	1,53	-0,9	-1,6	-1,935313928	-1,5	-1,87385965	-1,595	-1,932287634	0,7	-1,6
J	1,53	-0,4	-1,1	-1,604677538	-1	-1,53	-1,095	-1,60102639	0,7	-1,1
somatório			-7,056845732		23,49649902		-0,272279954			

(fonte: elaborada pelo autor)

Quadro A8– coeficiente de forma interno para o caso de vento na direção -Y: caso 8

SOMENTE "1" E "11" ABERTAS										
Local	Área aberta(m ²)	Ce	Cálculo de Ci						Ci adotado	C resultante
			-0,4		-0,7		-0,6			
			Ce-Ci	$\pm A \cdot \sqrt{(Ce-Ci)}$	Ce-Ci	$\pm A \cdot \sqrt{(Ce-Ci)}$	Ce-Ci	$\pm A \cdot \sqrt{(Ce-Ci)}$		
A	0	0,7	1,1	0	1,4	0	1,3	0	-0,6	1,3
B	0	-0,4	0	0	0,3	0	0,2	0	-0,6	0,2
C1	2,86	-0,8	-0,4	-1,808822822	-0,1	-0,90441141	-0,2	-1,279030883	-0,6	-0,2
C2	2,86	-0,4	0	0	0,3	1,566486514	0,2	1,279030883	-0,6	0,2
D1	2,86	-0,8	-0,4	-1,808822822	-0,1	-0,90441141	-0,2	-1,279030883	-0,6	-0,2
D2	2,86	-0,4	0	0	0,3	1,566486514	0,2	1,279030883	-0,6	0,2
E	0,87	-0,9	-0,5	-0,6151829	-0,2	-0,38907583	-0,3	-0,476518625	-0,6	-0,3
F	0,65	-0,9	-0,5	-0,459619408	-0,2	-0,29068884	-0,3	-0,356019662	-0,6	-0,3
G	0,87	-0,4	0	0	0,3	0,476518625	0,2	0,389075828	-0,6	0,2
H	0,65	-0,4	0	0	0,3	0,356019662	0,2	0,290688837	-0,6	0,2
I	1,53	-0,9	-0,5	-1,081873375	-0,2	-0,6842368	-0,3	-0,838015513	-0,6	-0,3
J	1,53	-0,4	0	0	0,3	0,838015513	0,2	0,684236801	-0,6	0,2
somatório			-5,774321326		1,630702541		-0,306552334			

(fonte: elaborada pelo autor)

Quadro A9– coeficiente de forma interno para o caso de vento na direção X: caso 9

TODAS ABERTAS										
Local	Área aberta(m ²)	Ce	Cálculo de Ci						Ci adotado	C resultante
			-0,4		-0,5		-0,51			
			Ce-Ci	$\pm A \cdot \sqrt{(Ce-Ci)}$	Ce-Ci	$\pm A \cdot \sqrt{(Ce-Ci)}$	Ce-Ci	$\pm A \cdot \sqrt{(Ce-Ci)}$		
A1	26,71	-0,8	-0,4	-16,89288726	-0,3	-14,6296695	-0,29	-14,3837752	-0,5	-0,3
A2	21,59	-0,5	-0,1	-6,827357468	0	0	0,01	2,159	-0,5	0
A3	48,3	-0,5	-0,1	-15,2738011	0	0	0,01	4,83	-0,5	0
B1	0	-0,8	-0,4	0	-0,3	0	-0,29	0	-0,5	-0,3
B2	0	-0,5	-0,1	0	0	0	0,01	0	-0,5	0
B3	25	-0,5	-0,1	-7,90569415	0	0	0,01	2,5	-0,5	0
C1	2,86	0,7	1,1	2,999593306	1,2	3,132973029	1,21	3,146	-0,5	1,2
C2	2,86	0,7	1,1	2,999593306	1,2	3,132973029	1,21	3,146	-0,5	1,2
D1	2,86	-0,4	0	0	0,1	0,904411411	0,11	0,94855469	-0,5	0,1
D2	2,86	-0,4	0	0	0,1	0,904411411	0,11	0,94855469	-0,5	0,1
E	0,87	-0,8	-0,4	-0,550236313	-0,3	-0,47651863	-0,29	-0,468509338	-0,5	-0,3
G	0,65	-0,8	-0,4	-0,411096096	-0,3	-0,35601966	-0,29	-0,350035712	-0,5	-0,3
F	0,87	-0,4	0	0	0,1	0,275118156	0,11	0,288546357	-0,5	0,1
H	0,65	-0,4	0	0	0,1	0,205548048	0,11	0,215580611	-0,5	0,1
I	1,53	-0,4	0	0	0,1	0,483828482	0,11	0,507443593	-0,5	0,1
J	1,53	-0,4	0	0	0,1	0,483828482	0,11	0,507443593	-0,5	0,1
somatório			-41,86188578		-5,93911575		3,994803284			

(fonte: elaborada pelo autor)

Quadro A10– coeficiente de forma interno para o caso de vento na direção X: caso
10

SOMENTE "1" ABERTA										
Local	Área aberta(m ²)	Ce	Cálculo de Ci						Ci adotado	C resultante
			0,5		0,4		0,2			
			Ce-Ci	$\pm A \cdot \sqrt{(Ce-Ci)}$	Ce-Ci	$\pm A \cdot \sqrt{(Ce-Ci)}$	Ce-Ci	$\pm A \cdot \sqrt{(Ce-Ci)}$		
A1	0	-0,8	-1,3	0	-1,2	0	-1	0	0,2	-1
A2	0	-0,5	-1	0	-0,9	0	-0,7	0	0,2	-0,7
A3	0	-0,5	-1	0	-0,9	0	-0,7	0	0,2	-0,7
B1	0	-0,8	-1,3	0	-1,2	0	-1	0	0,2	-1
B2	0	-0,5	-1	0	-0,9	0	-0,7	0	0,2	-0,7
B3	0	-0,5	-1	0	-0,9	0	-0,7	0	0,2	-0,7
C1	2,86	0,7	0,2	1,279030883	0,3	1,566486514	0,5	2,022325394	0,2	0,5
C2	2,86	0,7	0,2	1,279030883	0,3	1,566486514	0,5	2,022325394	0,2	0,5
D1	0	-0,4	-0,9	0	-0,8	0	-0,6	0	0,2	-0,6
D2	0	-0,4	-0,9	0	-0,8	0	-0,6	0	0,2	-0,6
E	0,87	-0,8	-1,3	-0,99195262	-1,2	-0,95303725	-1	-0,87	0,2	-1
G	0,65	-0,8	-1,3	-0,741114026	-1,2	-0,71203932	-1	-0,65	0,2	-1
F	0,87	-0,4	-0,9	-0,825354469	-0,8	-0,77815166	-0,6	-0,673899102	0,2	-0,6
H	0,65	-0,4	-0,9	-0,616644144	-0,8	-0,58137767	-0,6	-0,503487835	0,2	-0,6
I	1,53	-0,4	-0,9	-1,451485446	-0,8	-1,3684736	-0,6	-1,185132904	0,2	-0,6
J	1,53	-0,4	-0,9	-1,451485446	-0,8	-1,3684736	-0,6	-1,185132904	0,2	-0,6
somatório			-3,519974385		-2,62858008		-1,023001957			

(fonte: elaborada pelo autor)

Quadro A11– coeficiente de forma interno para o caso de vento na direção X: caso
11

SOMENTE "11" ABERTA										
Local	Área aberta(m ²)	Ce	Cálculo de Ci						Ci adotado	C resultante
			-0,4		-0,5		-0,41			
			Ce-Ci	$\pm A \cdot \sqrt{(Ce-Ci)}$	Ce-Ci	$\pm A \cdot \sqrt{(Ce-Ci)}$	Ce-Ci	$\pm A \cdot \sqrt{(Ce-Ci)}$		
A1	0	-0,8	-0,4	0	-0,3	0	-0,39	0	-0,4	-0,4
A2	0	-0,5	-0,1	0	0	0	-0,09	0	-0,4	-0,1
A3	0	-0,5	-0,1	0	0	0	-0,09	0	-0,4	-0,1
B1	0	-0,8	-0,4	0	-0,3	0	-0,39	0	-0,4	-0,4
B2	0	-0,5	-0,1	0	0	0	-0,09	0	-0,4	-0,1
B3	0	-0,5	-0,1	0	0	0	-0,09	0	-0,4	-0,1
C1	0	0,7	1,1	0	1,2	0	1,11	0	-0,4	1,1
C2	0	0,7	1,1	0	1,2	0	1,11	0	-0,4	1,1
D1	2,86	-0,4	0	0	0,1	0,904411411	0,01	0,286	-0,4	0
D2	2,86	-0,4	0	0	0,1	0,904411411	0,01	0,286	-0,4	0
E	0,87	-0,8	-0,4	-0,550236313	-0,3	-0,47651863	-0,39	-0,543314826	-0,4	-0,4
G	0,65	-0,8	-0,4	-0,411096096	-0,3	-0,35601966	-0,39	-0,40592487	-0,4	-0,4
F	0,87	-0,4	0	0	0,1	0,275118156	0,01	0,087	-0,4	0
H	0,65	-0,4	0	0	0,1	0,205548048	0,01	0,065	-0,4	0
I	1,53	-0,4	0	0	0,1	0,483828482	0,01	0,153	-0,4	0
J	1,53	-0,4	0	0	0,1	0,483828482	0,01	0,153	-0,4	0
somatório			-0,961332409		2,424607703		0,080760304			

(fonte: elaborada pelo autor)

Quadro A12– coeficiente de forma interno para o caso de vento na direção X: caso
12

SOMENTE "A" ABERTA										
Local	Área aberta(m ²)	Ce	Cálculo de Ci						Ci adotado	C resultante
			-0,4		-0,6		-0,53			
			Ce-Ci	± A · √(Ce-Ci)	Ce-Ci	± A · √(Ce-Ci)	Ce-Ci	± A · √(Ce-Ci)		
A1	26,71	-0,8	-0,4	-16,89288726	-0,2	-11,9450751	-0,27	-13,87892312	-0,5	-0,3
A2	21,59	-0,5	-0,1	-6,827357468	0,1	6,827357468	0,03	3,739497694	-0,5	0
A3	48,3	-0,5	-0,1	-15,2738011	0,1	15,2738011	0,03	8,365805401	-0,5	0
B1	0	-0,8	-0,4	0	-0,2	0	-0,27	0	-0,5	-0,3
B2	0	-0,5	-0,1	0	0,1	0	0,03	0	-0,5	0
B3	0	-0,5	-0,1	0	0,1	0	0,03	0	-0,5	0
C1	0	0,7	1,1	0	1,3	0	1,23	0	-0,5	1,2
C2	0	0,7	1,1	0	1,3	0	1,23	0	-0,5	1,2
D1	0	-0,4	0	0	0,2	0	0,13	0	-0,5	0,1
D2	0	-0,4	0	0	0,2	0	0,13	0	-0,5	0,1
E	0,87	-0,8	-0,4	-0,550236313	-0,2	-0,38907583	-0,27	-0,452065261	-0,5	-0,3
G	0,65	-0,8	-0,4	-0,411096096	-0,2	-0,29068884	-0,27	-0,337749907	-0,5	-0,3
F	0,87	-0,4	0	0	0,2	0,389075828	0,13	0,313682961	-0,5	0,1
H	0,65	-0,4	0	0	0,2	0,290688837	0,13	0,234360833	-0,5	0,1
I	1,53	-0,4	0	0	0,2	0,684236801	0,13	0,551649345	-0,5	0,1
J	1,53	-0,4	0	0	0,2	0,684236801	0,13	0,551649345	-0,5	0,1
somatório			-39,95537824		11,52455703		-0,912092711			

(fonte: elaborada pelo autor)

Quadro A13– coeficiente de forma interno para o caso de vento na direção -X: caso
13

TODAS ABERTAS										
Local	Área aberta(m ²)	Ce	Cálculo de Ci						Ci adotado	C resultante
			-0,4		-0,6		-0,55			
			Ce-Ci	± A · √(Ce-Ci)	Ce-Ci	± A · √(Ce-Ci)	Ce-Ci	± A · √(Ce-Ci)		
A1	26,71	-0,8	-0,4	-16,89288726	-0,2	-11,94507514	-0,25	-13,355	-0,5	-0,3
A2	21,59	-0,5	-0,1	-6,827357468	0,1	6,827357468	0,05	4,827670763	-0,5	0
A3	48,3	-0,5	-0,1	-15,2738011	0,1	15,2738011	0,05	10,80020833	-0,5	0
B1	25	-0,8	-0,4	-15,8113883	-0,2	-11,18033989	-0,25	-12,5	-0,5	-0,3
B2	0	-0,5	-0,1	0	0,1	0	0,05	0	-0,5	0
B3	0	-0,5	-0,1	0	0,1	0	0,05	0	-0,5	0
C1	2,86	0,7	1,1	2,999593306	1,3	3,260901716	1,25	3,197577208	-0,5	1,2
C2	2,86	0,7	1,1	2,999593306	1,3	3,260901716	1,25	3,197577208	-0,5	1,2
D1	2,86	-0,4	0	0	0,2	1,279030883	0,15	1,107673237	-0,5	0,1
D2	2,86	-0,4	0	0	0,2	1,279030883	0,15	1,107673237	-0,5	0,1
E	0,87	-0,8	-0,4	-0,550236313	-0,2	-0,389075828	-0,25	-0,435	-0,5	-0,3
G	0,65	-0,8	-0,4	-0,411096096	-0,2	-0,290688837	-0,25	-0,325	-0,5	-0,3
F	0,87	-0,4	0	0	0,2	0,389075828	0,15	0,336949551	-0,5	0,1
H	0,65	-0,4	0	0	0,2	0,290688837	0,15	0,251743918	-0,5	0,1
I	1,53	-0,4	0	0	0,2	0,684236801	0,15	0,592566452	-0,5	0,1
J	1,53	-0,4	0	0	0,2	0,684236801	0,15	0,592566452	-0,5	0,1
somatório			-49,76757993		9,424082344		-0,602793643			

(fonte: elaborada pelo autor)

Quadro A14– coeficiente de forma interno para o caso de vento na direção -X: caso
14

SOMENTE "1" ABERTA										
Local	Área aberta(m ²)	Ce	Cálculo de Ci						Ci adotado	C resultante
			-0,4		-0,3		-0,41			
			Ce-Ci	$\pm A \cdot \sqrt{(Ce-Ci)}$	Ce-Ci	$\pm A \cdot \sqrt{(Ce-Ci)}$	Ce-Ci	$\pm A \cdot \sqrt{(Ce-Ci)}$		
A1	0	-0,8	-0,4	0	-0,5	0	-0,39	0	-0,4	-0,4
A2	0	-0,5	-0,1	0	-0,2	0	-0,09	0	-0,4	-0,1
A3	0	-0,5	-0,1	0	-0,2	0	-0,09	0	-0,4	-0,1
B1	0	-0,8	-0,4	0	-0,5	0	-0,39	0	-0,4	-0,4
B2	0	-0,5	-0,1	0	-0,2	0	-0,09	0	-0,4	-0,1
B3	0	-0,5	-0,1	0	-0,2	0	-0,09	0	-0,4	-0,1
C1	0	0,7	1,1	0	1	0	1,11	0	-0,4	1,1
C2	0	0,7	1,1	0	1	0	1,11	0	-0,4	1,1
D1	2,86	-0,4	0	0	-0,1	-0,904411411	0,01	0,286	-0,4	0
D2	2,86	-0,4	0	0	-0,1	-0,904411411	0,01	0,286	-0,4	0
E	0,87	-0,8	-0,4	-0,550236313	-0,5	-0,6151829	-0,39	-0,543314826	-0,4	-0,4
G	0,65	-0,8	-0,4	-0,411096096	-0,5	-0,459619408	-0,39	-0,40592487	-0,4	-0,4
F	0,87	-0,4	0	0	-0,1	-0,275118156	0,01	0,087	-0,4	0
H	0,65	-0,4	0	0	-0,1	-0,205548048	0,01	0,065	-0,4	0
I	1,53	-0,4	0	0	-0,1	-0,483828482	0,01	0,153	-0,4	0
J	1,53	-0,4	0	0	-0,1	-0,483828482	0,01	0,153	-0,4	0
somatório			-0,961332409		-4,331948297		0,080760304			

(fonte: elaborada pelo autor)

Quadro A15– coeficiente de forma interno para o caso de vento na direção -X: caso
15

SOMENTE "11" ABERTA										
Local	Área aberta(m ²)	Ce	Cálculo de Ci						Ci adotado	C resultante
			0,5		0,4		0,2			
			Ce-Ci	$\pm A \cdot \sqrt{(Ce-Ci)}$	Ce-Ci	$\pm A \cdot \sqrt{(Ce-Ci)}$	Ce-Ci	$\pm A \cdot \sqrt{(Ce-Ci)}$		
A1	0	-0,8	-1,3	0	-1,2	0	-1	0	0,2	-1
A2	0	-0,5	-1	0	-0,9	0	-0,7	0	0,2	-0,7
A3	0	-0,5	-1	0	-0,9	0	-0,7	0	0,2	-0,7
B1	0	-0,8	-1,3	0	-1,2	0	-1	0	0,2	-1
B2	0	-0,5	-1	0	-0,9	0	-0,7	0	0,2	-0,7
B3	0	-0,5	-1	0	-0,9	0	-0,7	0	0,2	-0,7
C1	2,86	0,7	0,2	1,279030883	0,3	1,566486514	0,5	2,022325394	0,2	0,5
C2	2,86	0,7	0,2	1,279030883	0,3	1,566486514	0,5	2,022325394	0,2	0,5
D1	0	-0,4	-0,9	0	-0,8	0	-0,6	0	0,2	-0,6
D2	0	-0,4	-0,9	0	-0,8	0	-0,6	0	0,2	-0,6
E	0,87	-0,8	-1,3	-0,99195262	-1,2	-0,95303725	-1	-0,87	0,2	-1
G	0,65	-0,8	-1,3	-0,741114026	-1,2	-0,712039325	-1	-0,65	0,2	-1
F	0,87	-0,4	-0,9	-0,825354469	-0,8	-0,778151656	-0,6	-0,673899102	0,2	-0,6
H	0,65	-0,4	-0,9	-0,616644144	-0,8	-0,581377674	-0,6	-0,503487835	0,2	-0,6
I	1,53	-0,4	-0,9	-1,451485446	-0,8	-1,368473602	-0,6	-1,185132904	0,2	-0,6
J	1,53	-0,4	-0,9	-1,451485446	-0,8	-1,368473602	-0,6	-1,185132904	0,2	-0,6
somatório			-3,519974385		-2,628580081		-1,023001957			

(fonte: elaborada pelo autor)

Quadro A16– coeficiente de forma interno para o caso de vento na direção -X: caso 16

SOMENTE "A" ABERTA										
Local	Área aberta(m ²)	Ce	Cálculo de Ci						Ci adotado	C resultante
			-0,4		-0,6		-0,53			
			Ce-Ci	$\pm A \cdot \sqrt{(Ce-Ci)}$	Ce-Ci	$\pm A \cdot \sqrt{(Ce-Ci)}$	Ce-Ci	$\pm A \cdot \sqrt{(Ce-Ci)}$		
A1	26,71	-0,8	-0,4	-16,89288726	-0,2	-11,94507514	-0,27	-13,87892312	-0,5	-0,3
A2	21,59	-0,5	-0,1	-6,827357468	0,1	6,827357468	0,03	3,739497694	-0,5	0
A3	48,3	-0,5	-0,1	-15,2738011	0,1	15,2738011	0,03	8,365805401	-0,5	0
B1	0	-0,8	-0,4	0	-0,2	0	-0,27	0	-0,5	-0,3
B2	0	-0,5	-0,1	0	0,1	0	0,03	0	-0,5	0
B3	0	-0,5	-0,1	0	0,1	0	0,03	0	-0,5	0
C1	0	0,7	1,1	0	1,3	0	1,23	0	-0,5	1,2
C2	0	0,7	1,1	0	1,3	0	1,23	0	-0,5	1,2
D1	0	-0,4	0	0	0,2	0	0,13	0	-0,5	0,1
D2	0	-0,4	0	0	0,2	0	0,13	0	-0,5	0,1
E	0,87	-0,8	-0,4	-0,550236313	-0,2	-0,389075828	-0,27	-0,452065261	-0,5	-0,3
G	0,65	-0,8	-0,4	-0,411096096	-0,2	-0,290688837	-0,27	-0,337749907	-0,5	-0,3
F	0,87	-0,4	0	0	0,2	0,389075828	0,13	0,313682961	-0,5	0,1
H	0,65	-0,4	0	0	0,2	0,290688837	0,13	0,234360833	-0,5	0,1
I	1,53	-0,4	0	0	0,2	0,684236801	0,13	0,551649345	-0,5	0,1
J	1,53	-0,4	0	0	0,2	0,684236801	0,13	0,551649345	-0,5	0,1
somatório			-39,95537824		11,52455703		-0,912092711			

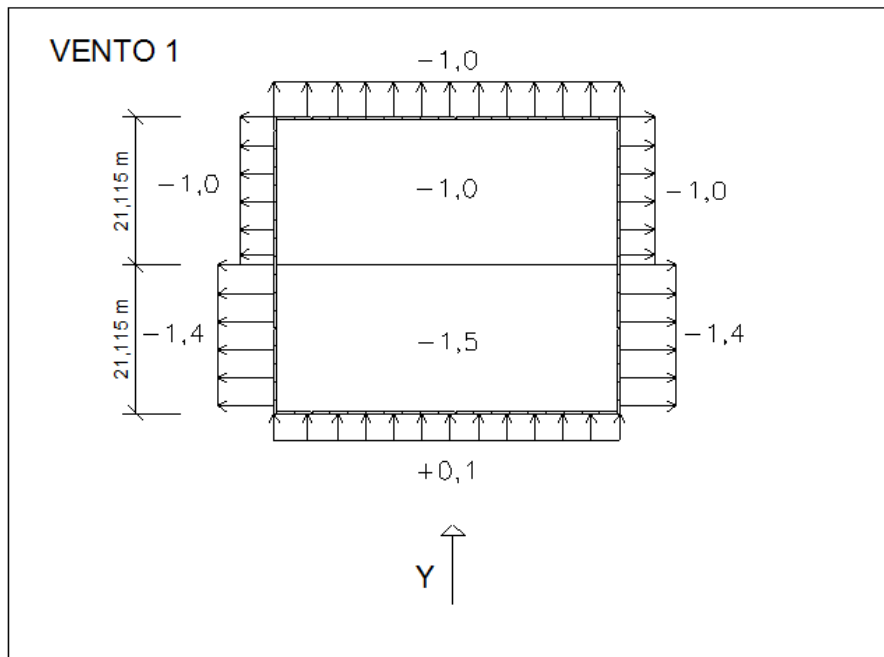
(fonte: elaborada pelo autor)

A partir dos resultados do método iterativo, adotaram-se os casos críticos de coeficiente de forma interna positiva e negativa para cada direção do vento. Esses coeficientes são então combinados com os coeficientes de forma externa. Assim, a partir dos coeficientes resultantes calculados para os casos críticos, têm-se oito casos de vento, os quais foram numerados de 1 a 8, para a análise da estrutura principal. Esses casos são:

- a) Vento 1: Caso 2, vento na direção Y + Cpi = 0,6;
- b) Vento 2: Caso 4, vento na direção Y + Cpi = -0,6;
- c) Vento 3: Caso 6, vento na direção -Y + Cpi = 0,5;
- d) Vento 4: Caso 8, vento na direção -Y + Cpi = -0,6;
- e) Vento 5: Caso 10, vento na direção X + Cpi = 0,2;
- f) Vento 6: Caso 12, vento na direção X + Cpi = -0,5;
- g) Vento 7: Caso 15, vento na direção -X + Cpi = 0,2;
- h) Vento 8: Caso 16, vento na direção -X + Cpi = -0,5.

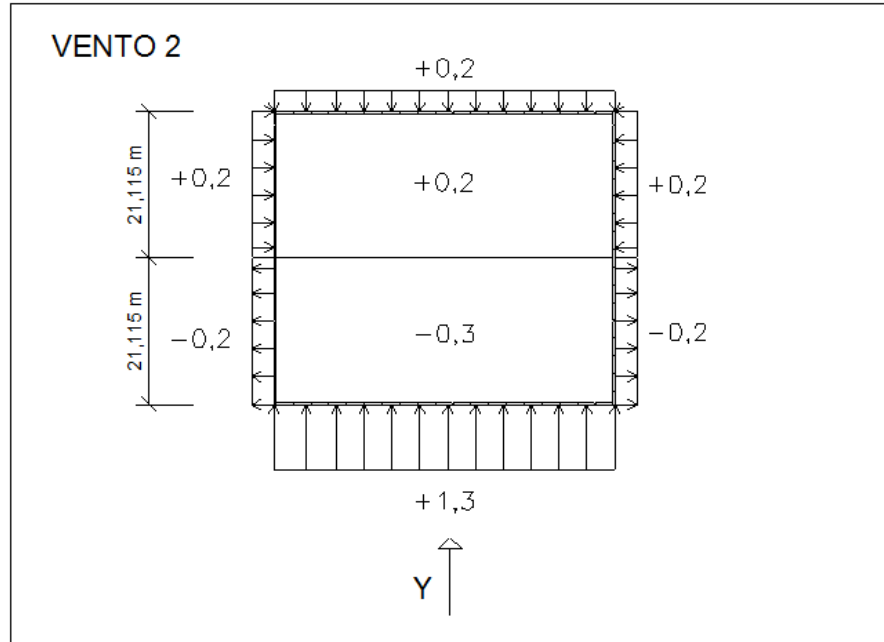
Os coeficientes resultantes para cada caso de vento são apresentados nas figuras X a X abaixo.

Figura A10–Vento 1



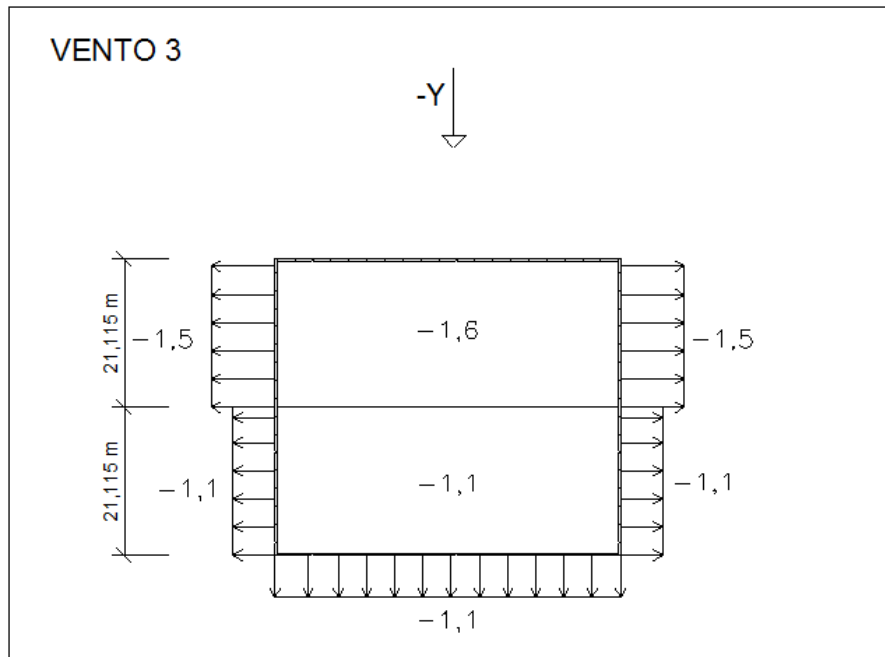
(fonte: elaborada pelo autor)

Figura A11–Vento 2



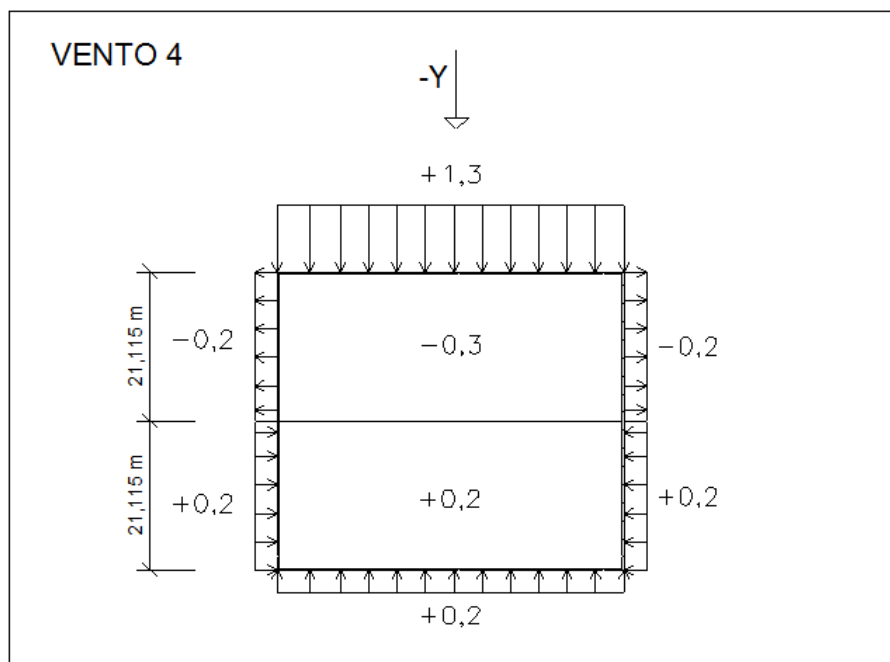
(fonte: elaborada pelo autor)

Figura A12–Vento 3



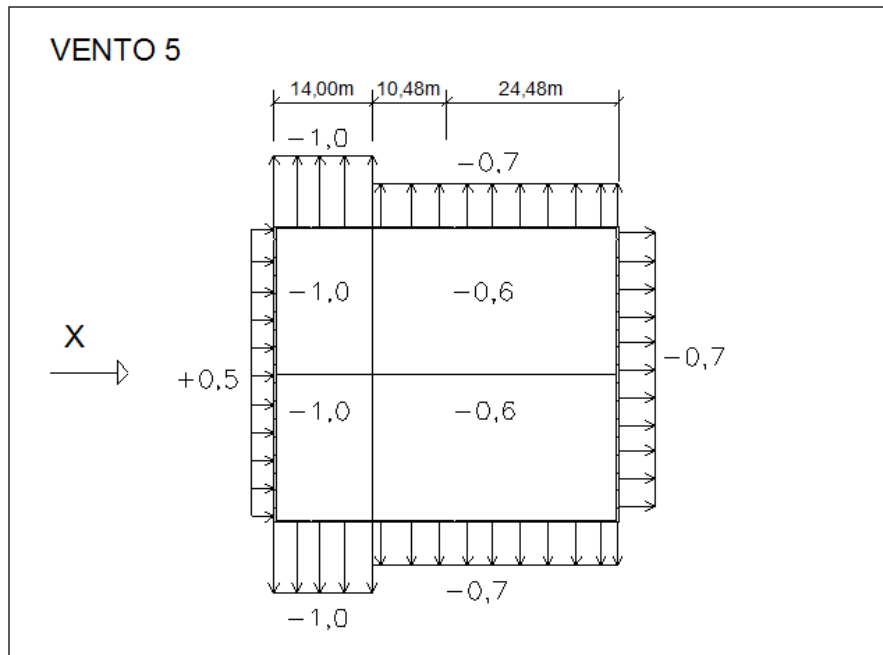
(fonte: elaborada pelo autor)

Figura A13–Vento 4



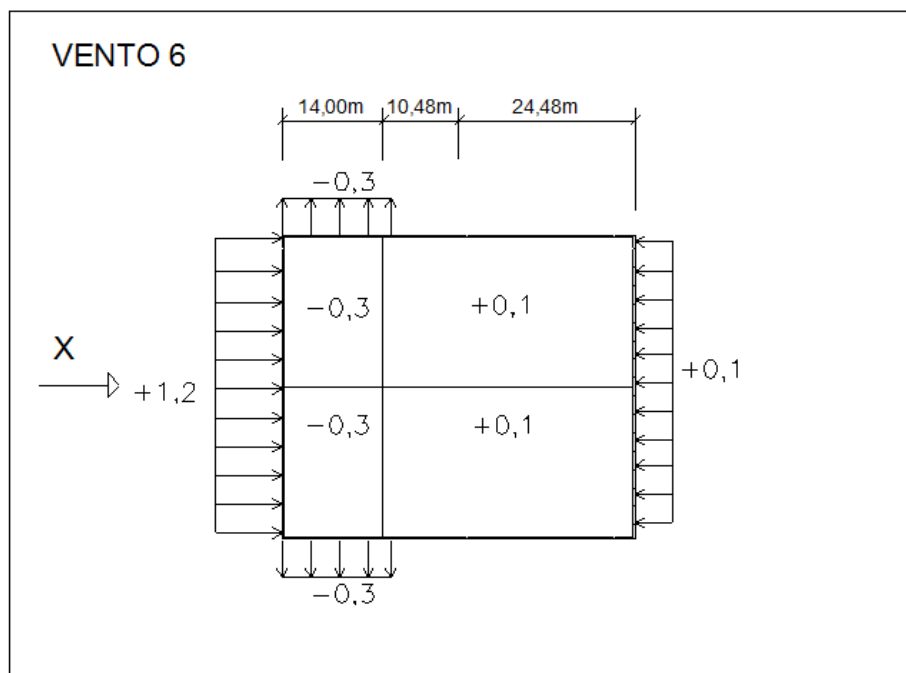
(fonte: elaborada pelo autor)

Figura A14–Vento 5



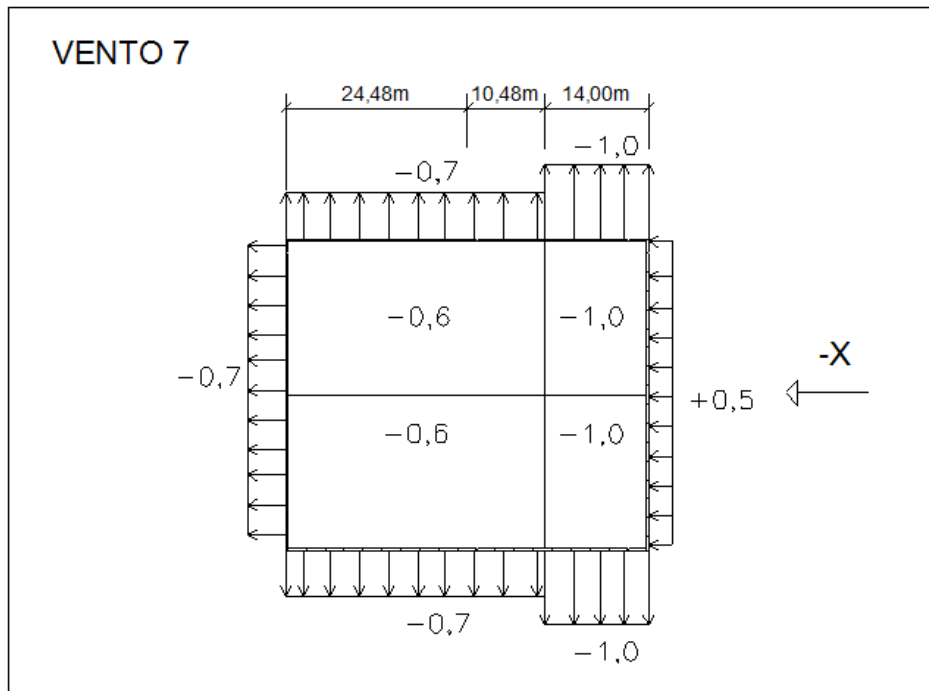
(fonte: elaborada pelo autor)

Figura A15–Vento 6



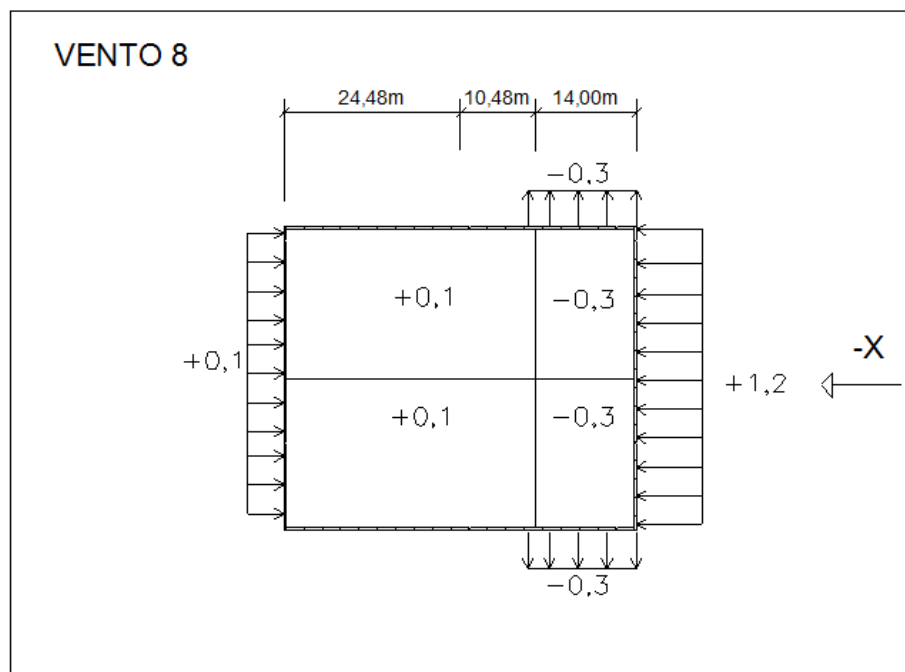
(fonte: elaborada pelo autor)

Figura A16–Vento 7



(fonte: elaborada pelo autor)

Figura A17–Vento 8



(fonte: elaborada pelo autor)

Por fim, as cargas do vento que serão aplicadas nas estruturas são apresentadas no quadro A17, onde estão classificadas em relação ao coeficiente de pressão resultante e a faixa de altura relativa.

Quadro A17– cargas do vento

Cp	q (kN/m ²)															
	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5	1,6
h<5	0,105	0,210	0,315	0,420	0,525	0,630	0,735	0,841	0,946	1,051	1,156	1,261	1,366	1,471	1,576	1,681
h<10	0,119	0,238	0,358	0,477	0,596	0,715	0,835	0,954	1,073	1,192	1,311	1,431	1,550	1,669	1,788	1,907
h<15	0,129	0,258	0,387	0,517	0,646	0,775	0,904	1,033	1,162	1,291	1,421	1,550	1,679	1,808	1,937	2,066
h<20	0,134	0,269	0,403	0,537	0,671	0,806	0,940	1,074	1,208	1,343	1,477	1,611	1,745	1,880	2,014	2,148

(fonte: elaborada pelo autor)

Além disso, a NBR 6123:1987 indica que para o cálculo de elementos de vedação e suas fixações a peças estruturais deve ser usado o fator S_2 correspondente à classe A, com o valor do C_e e C_{pe} médio aplicável à zona em que situa o respectivo elemento (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1987, p. X). Para a edificação estudada o fator S_2 é:

$$S_2 = 1,06 \quad (h \leq 20)$$

Portanto, para a verificação das pressões nas telhas e terças da cobertura, comparou-se todos os coeficientes de forma externa e os C_{pe} médios e tomou-se a seção onde se apresentam as maiores esforços de sobrepessões e de sustentação na cobertura, os casos de Vento 2 e Vento 3, os quais apresentam $C=+0,2$ (sobrepessão) e $C=-1,6$ (sustentação). Pelo fato do novo valor do fator S_2 , a velocidade característica se altera e por consequência as cargas de vento também. Sendo assim, para o cálculo dos elementos de vedação da cobertura, verificou-se a necessidade de criar mais dois casos de vento:

- a) Vento A: $C_p = +0,2$;
- b) Vento B: $C_p = -1,6$.

Por fim, as cargas do vento que serão aplicadas para a verificação dos elementos de vedação da cobertura são apresentadas no quadro A18.

Quadro A18– cargas do vento nos elementos de vedação

	q (kN/m ²)	
Cp	0,2	1,6
h<20	0,279	2,232

(fonte: elaborada pelo autor)

APÊNDICE B– Verificação e dimensionamento dos painéis

Quadro B1– Condições dimensionamento painel PA1

DIMENSIONAMENTO PAINEL PA1			
Combinações de carregamentos			
Combinação	Ações e fatores de ponderação		
36	1,3 C.C. + 1,4 VENTO 2 + 1,2 S.A.C.		
37	1,3 C.C. + 0,84 VENTO 2 + 1,5 S.A.C.		
38	1,3 C.C. + 1,4 VENTO 3 + 1,2 S.A.C.		
39	1,3 C.C. + 0,84 VENTO 3 + 1,5 S.A.C.		
40	1,3 C.C. + 1,4 VENTO 4 + 1,2 S.A.C.		
41	1,3 C.C. + 0,84 VENTO 4 + 1,5 S.A.C.		
Carregamentos			
C.C. =	54,56 kN	Peso próprio da estrutura metálica + carga permanente na cobertura	
S.A.C. =	26,71 kN	Sobrecarga accidental na cobertura	
VENTO 2 =	1,679 kN/m ²	Pressão lateral do Vento 2	
VENTO 3 =	1,421 kN/m ²	Sucção lateral do Vento 3	
VENTO 4 =	0,258 kN/m ²	Pressão lateral do Vento 4	
S.A.VENTO 4 =	10,56 kN	Sobrecarga Vertical do Vento 4 na cobertura	
Geometria			
ℓ_c =	1500 cm		
b =	254 cm		
h =	25 cm		
ecc =	22,5 cm		
P.P.P.=	134,9375 kN	Peso próprio do painel acima da seção critica	
Armadura vertical			
\varnothing =	16 mm		
n =	15 Barras por face		
As=	30 cm ²		
f _y =	500 Mpa	Verificar armadura mínima	
Astot =	60 cm ²	Asmin =	15,875 cm ²
espaçamento =	17 cm	espaçamento máximo =	45 cm
			ok
			ok

(fonte: elaborada pelo autor)

Quadro B2– Dimensionamento PA1 combinação 36

DIMENSIONAMENTO PAINEL PA1	
Combinação 36 : 1,3 C.C. + 1,4 VENTO 2 + 1,2 S.A.C.	
Pua =	102,98 kN
Pum =	278,40 kN
wu =	5,97 kN/m
<u>Verificar Tensão vertical</u>	
Pum/Ag =	0,438 Mpa
fc' =	30 Mpa
0,06fc' =	1,8 Mpa
	Tensão vertical - ok
<u>Momento resistente de projeto</u>	
Φ =	0,9 <i>tension-controlled</i>
Ase =	33,40 cm ²
a =	2,579 cm
β_1 =	0,836
c =	3,086 cm
d =	20,45 cm
c/d =	0,151
c/d	< 0,375
ϕM_n =	288,01457 kN.m
	tension-controlled - ok
<u>Momento de fissuração</u>	
fr =	3,411 MPa
Ig =	330729,17 cm ⁴
yt =	12,5 cm
Mcr =	90,25 kN.m
	$\phi M_n > M_{cr}$ - ok
<u>Momento de cálculo</u>	
Es =	210000 MPa
Ec =	30672,46 MPa
Icr =	71445,15 cm ⁴
Mua =	167,92 kN.m
	*ecc=0 Vento pressão
<u>Método iterativo P-Δ:</u>	
Δu =	0,239 m
Mu =	234,59 kN.m
Δu =	0,335 m
Mu =	261,05 kN.m
Δu =	0,372 m
Mu =	271,56 kN.m
Δu =	0,387 m
Mu =	275,73 kN.m
Δu =	0,393 m
Mu =	277,39 kN.m
Δu =	0,396 m
Mu =	278,05 kN.m
Δu =	0,397 m
Mu =	278,31 kN.m
Δu =	0,397 m
Mu =	278,41 kN.m
Δu =	0,397 m
Mu =	278,45 kN.m
	$\phi M_n > M_u$ - ok
	Fórmula 13:
	Mu = 278,48 kN.m
	$\phi M_n > M_u$ - ok

(fonte: elaborada pelo autor)

Quadro B3– Dimensionamento PA1 combinação 37

DIMENSIONAMENTO PAINEL PA1	
Combinação 37 : 1,3 C.C. + 0,84 VENTO 2 + 1,5 S.A.C.	
Pua =	110,993 kN
Pum =	313,40 kN
wu =	3,58 kN/m
<u>Verificar Tensão vertical</u>	
Pum/Ag =	0,494 Mpa
fc' =	30 Mpa
0,06fc' =	1,8 Mpa
	Tensão vertical - ok
<u>Momento resistente de projeto</u>	
Φ =	0,9 <i>tension-controlled</i>
Ase =	33,83 cm ²
a =	2,612 cm
c =	3,124 cm
d =	20,45 cm
c/d =	0,153
c/d <	0,375
	tension-controlled - ok
ϕMn =	291,45245 kN.m
<u>Momento de fissuração</u>	
fr =	3,411 MPa
Ig =	330729,17 cm ⁴
yt =	12,5 cm
Mcr =	90,25 kN.m
	$\phi Mn > Mcr$ - ok
<u>Momento de cálculo</u>	
Es =	210000 MPa
Ec =	30672,46 MPa
Icr =	72113,62 cm ⁴
Mua =	100,75 kN.m
	*ecc=0 Vento pressão
<u>Método iterativo P-Δ:</u>	
Δu =	0,142 m
Mu =	145,36 kN.m
Δu =	0,205 m
Mu =	165,12 kN.m
Δu =	0,233 m
Mu =	173,86 kN.m
Δu =	0,246 m
Mu =	177,73 kN.m
Δu =	0,251 m
Mu =	179,45 kN.m
Δu =	0,254 m
Mu =	180,21 kN.m
Δu =	0,255 m
Mu =	180,54 kN.m
Δu =	0,255 m
Mu =	180,69 kN.m
Δu =	0,255 m
Mu =	180,76 kN.m
	*ecc=0 Vento pressão
	Fórmula 13:
	Mu = 180,81 kN.m
	$\phi Mn > Mu$ - ok
	$\phi Mn > Mu$ - ok

(fonte: elaborada pelo autor)

Quadro B4– Dimensionamento PA1 combinação 38

DIMENSIONAMENTO PAINEL PA1	
Combinação 38 : 1,3 C.C. + 1,4 VENTO 3 + 1,2 S.A.C.	
Pua =	102,98 kN
Pum =	278,40 kN
wu =	5,05 kN/m
<u>Verificar Tensão vertical</u>	
Pum/Ag =	0,438 Mpa
fc' =	30 Mpa
0,06fc' =	1,8 Mpa
	Tensão vertical - ok
<u>Momento resistente de projeto</u>	
Φ =	0,9 <i>tension-controlled</i>
Ase =	33,40 cm ²
a =	2,579 cm
c =	3,084 cm
d =	20,45 cm
c/d =	0,151
c/d	< 0,375
ΦMn =	288,015 kN.m
	tension-controlled - ok
<u>Momento de fissuração</u>	
fr =	3,411 MPa
Ig =	330729,17 cm ⁴
yt =	12,5 cm
Mcr =	90,25 kN.m
	$\phi Mn > Mcr$ - ok
<u>Momento de cálculo</u>	
Es =	210000 MPa
Ec =	30672,46 MPa
Icr =	71450,98 cm ⁴
Mua =	153,70 kN.m
<u>Método iterativo P-Δ:</u>	
Δu =	0,219 m
Mu =	214,72 kN.m
Δu =	0,306 m
Mu =	238,94 kN.m
Δu =	0,341 m
Mu =	248,56 kN.m
Δu =	0,354 m
Mu =	252,37 kN.m
Δu =	0,360 m
Mu =	253,89 kN.m
Δu =	0,362 m
Mu =	254,49 kN.m
Δu =	0,363 m
Mu =	254,73 kN.m
Δu =	0,363 m
Mu =	254,82 kN.m
Δu =	0,363 m
Mu =	254,86 kN.m
	$\phi Mn > Mu$ - ok
<u>Fórmula 13:</u>	
	Mu = 254,89 kN.m
	$\phi Mn > Mu$ - ok

(fonte: elaborada pelo autor)

Quadro B5– Dimensionamento PA1 combinação 39

DIMENSIONAMENTO PAINEL PA1	
Combinação 39 : 1,3 C.C. + 0,84 VENTO 3 + 1,5 S.A.C.	
Pua =	110,993 kN
Pum =	313,40 kN
wu =	3,03 kN/m
<u>Verificar Tensão vertical</u>	
Pum/Ag =	0,494 Mpa
fc' =	30 Mpa
0,06fc' =	1,8 Mpa
	Tensão vertical - ok
<u>Momento resistente de projeto</u>	
Φ =	0,9 <i>tension-controlled</i>
Ase =	33,83 cm ²
a =	2,612 cm
c =	3,124 cm
d =	20,45 cm
c/d =	0,153
c/d	< 0,375
	tension-controlled - ok
ϕMn =	291,45245 kN.m
<u>Momento de fissuração</u>	
fr =	3,411 MPa
Ig =	330729,17 cm ⁴
yt =	12,5 cm
Mcr =	90,25 kN.m
	$\phi Mn > Mcr$ - ok
<u>Momento de cálculo</u>	
Es =	210000 MPa
Ec =	30672,46 MPa
Icr =	72113,62 cm ⁴
Mua =	99,14 kN.m
<u>Método iterativo P-Δ:</u>	
Δu =	0,140 m
Mu =	143,04 kN.m
Δu =	0,202 m
Mu =	162,48 kN.m
Δu =	0,230 m
Mu =	171,09 kN.m
Δu =	0,242 m
Mu =	174,90 kN.m
Δu =	0,247 m
Mu =	176,58 kN.m
Δu =	0,249 m
Mu =	177,33 kN.m
Δu =	0,251 m
Mu =	177,66 kN.m
Δu =	0,251 m
Mu =	177,81 kN.m
Δu =	0,251 m
Mu =	177,87 kN.m
	$\phi Mn > Mu$ - ok
Fórmula 13:	
	Mu = 177,93 kN.m
	$\phi Mn > Mu$ - ok

(fonte: elaborada pelo autor)

Quadro B6– Dimensionamento PA1 combinação 40

DIMENSIONAMENTO PAINEL PA1	
Combinação 40 : 1,3 C.C. + 1,4 VENTO 4 + 1,2 S.A.C.	
Pua =	117,764 kN
Pum =	293,18 kN
wu =	0,94 kN/m
Verificar Tensão vertical	
Pum/Ag =	0,462 Mpa
fc' =	30 Mpa
0,06fc' =	1,8 Mpa
	Tensão vertical - ok
Momento resistente de projeto	
Φ =	0,9 <i>tension-controlled</i>
Ase =	33,58 cm ²
a =	2,593 cm
c =	3,101 cm
d =	20,45 cm
c/d =	0,152
c/d	< 0,375
ϕMn =	289,46749 kN.m
	tension-controlled - ok
Momento de fissuração	
fr =	3,411 MPa
Ig =	330729,17 cm ⁴
yt =	12,5 cm
Mcr =	90,25 kN.m
	$\phi Mn > Mcr$ - ok
Momento de cálculo	
Es =	210000 MPa
Ec =	30672,46 MPa
Icr =	71731,46 cm ⁴
Mua =	26,54 kN.m
	*ecc=0
Método iterativo P-A:	
Δu =	0,038 m
Mu =	37,59 kN.m
Δu =	0,053 m
Mu =	42,19 kN.m
Δu =	0,060 m
Mu =	44,11 kN.m
Δu =	0,063 m
Mu =	44,91 kN.m
Δu =	0,064 m
Mu =	45,24 kN.m
Δu =	0,064 m
Mu =	45,38 kN.m
Δu =	0,064 m
Mu =	45,44 kN.m
	$\phi Mn > Mu$ - ok
	Fórmula 13:
	Mu = 45,48 kN.m
	$\phi Mn > Mu$ - ok

(fonte: elaborada pelo autor)

Quadro B7– Dimensionamento PA1 combinação 41

DIMENSIONAMENTO PAINEL PA1	
Combinação 41 : 1,3 C.C. + 0,84 VENTO 4 + 1,5 S.A.C.	
Pua =	119,8634 kN
Pum =	295,28 kN
wu =	0,55 kN/m
Verificar Tensão vertical	
Pum/Ag =	0,465 Mpa
fc' =	30 Mpa
0,06fc' =	1,8 Mpa
	Tensão vertical - ok
Momento resistente de projeto	
Φ =	0,9 <i>tension-controlled</i>
Ase =	33,61 cm ²
a =	2,595 cm
c =	3,104 cm
d =	20,45 cm
c/d =	0,152
c/d <	0,375
	tension-controlled - ok
ϕMn =	289,67372 kN.m
Momento de fissuração	
fr =	3,411 MPa
lg =	330729,17 cm ⁴
yt =	12,5 cm
Mcr =	90,25 kN.m
	$\phi Mn > Mcr$ - ok
Momento de cálculo	
Es =	210000 MPa
Ec =	30672,46 MPa
Icr =	71771,22 cm ⁴
Mua =	15,48 kN.m
	*ecc=0
Método iterativo P-Δ:	
Δu =	0,022 m
Mu =	21,97 kN.m
Δu =	0,031 m
Mu =	24,69 kN.m
Δu =	0,035 m
Mu =	25,83 kN.m
Δu =	0,037 m
Mu =	26,31 kN.m
Δu =	0,037 m
Mu =	26,51 kN.m
Δu =	0,038 m
Mu =	26,59 kN.m
Δu =	0,038 m
Mu =	26,63 kN.m
	$\phi Mn > Mu$ - ok
	Fórmula 13:
	Mu = 26,65 kN.m
	$\phi Mn > Mu$ - ok

(fonte: elaborada pelo autor)

Quadro B8– Deformação de serviço PA1 combinação 42

DEFORMAÇÃO PAINEL PA1		
Combinação 42 : C.C. + 0,7 VENTO 2 + 0,5 S.A.C.		
Psa =	67,915 kN	
Psm =	202,85 kN	
ws =	2,99 kN/m	
Momento resistente de projeto		
ϕ =	0,9 <i>tension-controlled</i>	
Ase =	32,48 cm ²	
a =	2,507 cm	
c =	2,999 cm	
d =	20,45 cm	
ϕM_n =	280,5725 kN.m	
Momento de fissuração		
fr =	3,411 MPa	
Ig =	330729,2 cm ⁴	
yt =	12,5 cm	
Mcr =	90,25 kN.m	
Deformação		
Es =	210000 MPa	
Ec =	30672,46 MPa	
Icr =	70004,00 cm ⁴	
Msa =	83,96 kN.m	$M_a > (2/3) M_{cr}$
Δ_{cr} =	0,021 m	
Δ_n =	0,340 m	
Δ_s =	0,045 m	
Ma =	93,042 kN.m	
Δ_s =	0,057 m	
Ma =	95,432 kN.m	
Δ_s =	0,060 m	
Ma =	96,061 kN.m	
Δ_s =	0,060 m	
Ma =	96,227 kN.m	
Δ_s =	0,061 m	
Ma =	96,270 kN.m	
Δ_s =	0,061 m	
Ma =	96,282 kN.m	
$\ell_c/150$	0,100 m	$\Delta_s < \ell_c/150 - ok$

(fonte: elaborada pelo autor)

Quadro B9– Deformação de serviço PA1 combinação 43

DEFORMAÇÃO PAINEL PA1	
Combinação 43 : C.C. + 0,7 VENTO 3 + 0,5 S.A.C.	
Psa =	67,915 kN
Psm =	202,85 kN
ws =	2,53 kN/m
Momento resistente de projeto	
Φ =	0,9 <i>tension-controlled</i>
Ase =	32,48 cm ²
a =	2,507 cm
c =	2,999 cm
d =	20,45 cm
c/d =	0,147
c/d	< 0,375 tension-controlled - ok
ΦM_n =	280,5725 kN.m
Momento de fissuração	
fr =	3,411 MPa
Ig =	330729,2 cm ⁴
yt =	12,5 cm
Mcr =	90,25 kN.m
Deformação	
Es =	210000 MPa
Ec =	30672,46 MPa
Icr =	70004,00 cm ⁴
Msa =	78,70 kN.m Ma > (2/3) Mcr
Δ_{cr} =	0,021 m
Δ_n =	0,340 m
Δ_s =	0,038 m
Ma =	86,396 kN.m
Δ_s =	0,048 m
Ma =	88,422 kN.m
Δ_s =	0,051 m
Ma =	88,955 kN.m
Δ_s =	0,051 m
Ma =	89,095 kN.m
Δ_s =	0,051 m
Ma =	89,132 kN.m
Δ_s =	0,051 m
Ma =	89,142 kN.m
Δ_s =	0,051 m
Ma =	89,145 kN.m
$\ell_c/150$	0,100 m $\Delta_s < \ell_c/150$ - ok

(fonte: elaborada pelo autor)

Quadro B10– Verificação esforço cortante PA1

DIMENSIONAMENTO PAINEL PA1			
Armadura horizontal			
$\emptyset =$	12,5 mm		
n =	40 Barras por face		
As =	50 cm ²		
f _y =	500 Mpa	Verificar armadura mínima	
A _{stot} =	100 cm ²	A _{smín} = 100 cm ²	ok
espaçamento =	41 cm	espaçamento máximo = 45 cm	ok
Verificar resistencia ao cortante no plano			
f _c ' =	30 Mpa		
V _c =	462,08 kN		
V _s =	619,51 kN		
V _n =	1081,59 kN		
V _n ≤	2310,38 kN	ok	
φ =	0,75		
φ V _n =	811,19 kN		
V _u =	134,32 kN	φ V _n > V _u - ok	
Armadura de suspensão			
A _{susp} =	3,09 cm ²		
$\emptyset =$	12,5 mm		
n =	2 Barras por face		
As =	5 cm ²		

(fonte: elaborada pelo autor)

Quadro B11– Condições dimensionamento painel PA2

DIMENSIONAMENTO PAINEL PA2			
Combinações de carregamentos			
Combinação	Ações e fatores de ponderação		
44	1,3 C.C. + 1,3 P.P.L. + 1,4 VENTO 4 + 1,2 S.A.C. + 1,05 S.A.L.		
45	1,3 C.C. + 1,3 P.P.L. + 0,84 VENTO 4 + 1,5 S.A.C. + 1,05 S.A.L.		
46	1,3 C.C. + 1,3 P.P.L. + 0,84 VENTO 4 + 1,2 S.A.C. + 1,5 S.A.L.		
47	1,3 C.C. + 1,3 P.P.L. + 1,4 VENTO 1 + 1,2 S.A.C. + 1,05 S.A.L.		
48	1,3 C.C. + 1,3 P.P.L. + 0,84 VENTO 1 + 1,5 S.A.C. + 1,05 S.A.L.		
49	1,3 C.C. + 1,3 P.P.L. + 0,84 VENTO 1 + 1,2 S.A.C. + 1,5 S.A.L.		
Carregamentos			
C.C. =	54,56 kN	Peso próprio da estrutura metálica + carga permanente na cobertura	
S.A.C. =	26,71 kN	Sobrecarga acidental na cobertura	
VENTO 4 =	1,679 kN/m ²	Pressão lateral do Vento 4	
VENTO 1 =	1,291 kN/m ²	Sucção lateral do Vento 1	
P.P.L. =	44 kN	Peso próprio da laje	
S.A.L. =	57,15 kN	Sobrecarga acidental na laje	
Geometria			
altura =	1600 cm	L vão 1PAV-2PAV =	520 cm
b =	254 cm	L vão 2PAV-3PAV =	480 cm
h =	25 cm	L vão 3PAV-COB =	500 cm
ecc =	22,5 cm		
bd =	72 cm		
aberturas			
nº =	3 un		
1 área =	13200 cm ²		
área total =	39600 cm ²		
P.P.P. =	229,25 kN	Peso próprio do painel	
Armadura vertical em cada faixa			
∅ =	16 mm		
n =	4 Barras por face		
As =	8 cm ²		
fy =	500 Mpa	Verificar armadura mínima	
Astot =	16 cm ²	Asmin =	4,50 cm ²
espaçamento =	21 cm	espaçamento máximo =	45 cm
			ok
			ok

(fonte: elaborada pelo autor)

Quadro B12– Dimensionamento PA2 combinação 44

DIMENSIONAMENTO PAINEL PA2		
Combinação 44: 1,3 C.C. + 1,3 P.P.L. + 1,4 VENTO 4 + 1,2 S.A.C. + 1,05 S.A.L.		
<u>Verificar Tensão vertical no 1º vão</u>		
Pua = 168,70 kN	*para uma faixa	
Peso próprio = 97,43 kN		
Pum = 295,35 kN		
Pum/Ag = 1,64 Mpa		
fc' = 30 Mpa		
0,06fc' = 1,8 Mpa		
Tensão vertical - ok		
<u>Diagrama de momentos</u>		
wu = 2,99 kN/m		
(MARTHA, 2012)		
<u>Momento positivo</u>	<u>Momento negativo</u>	
Mmax (+) = 6,6 kN.m	Mmax (-) = 7,8 kN.m	
y = 210 cm	y = 520 cm	
P.P.P.(+) = 99,68 kN	P.P.P.(-) = 77,48 kN	
Pua = 168,70 kN	Pua = 168,70 kN	
Pum = 298,28 kN	Pum = 269,42 kN	
<u>Momento resistente de projeto</u>	<u>Momento resistente de projeto</u>	
$\phi = 0,9$ tension-controlled	$\phi = 0,9$ tension-controlled	
Ase = 11,65 cm ²	Ase = 11,29 cm ²	
a = 3,172 cm	a = 3,076 cm	
c = 3,794 cm	c = 3,618 cm	
d = 20,45 cm	d = 20,45 cm	
c/d = 0,186	c/d = 0,177	
c/d < 0,375	c/d < 0,375	
$\phi Mn = 98,86$ kN.m	$\phi Mn = 96,11$ kN.m	
tension-controlled - ok		
<u>Momento de fissuração</u>	<u>Momento de fissuração</u>	
fr = 3,411 MPa	fr = 3,411 MPa	
Ig = 93750 cm ⁴	Ig = 93750 cm ⁴	
yt = 12,5 cm	yt = 12,5 cm	
Mcr = 25,58 kN.m	Mcr = 25,58 kN.m	
$\phi Mn > Mcr$ - ok		
<u>Momento de cálculo</u>	<u>Momento de cálculo</u>	
Es = 210000 MPa	Es = 210000 MPa	
Ec = 30672,46 MPa	Ec = 30672,46 MPa	
Icr = 23431,85 cm ⁴	Icr = 23042,59 cm ⁴	
Mua = 6,60 kN.m	Mua = 7,80 kN.m	
$\Delta u = 0,003$ m	Mu = 9,24 kN.m	
Mu = 7,63 kN.m	$\Delta u = 0$ m	
$\Delta u = 0,004$ m	$\phi Mn > Mu$ - ok	
Mu = 7,79 kN.m		
$\Delta u = 0,004$ m		
Mu = 7,81 kN.m		
$\Delta u = 0,004$ m		
Mu = 7,82 kN.m		
$\Delta u = 0,004$ m		
Mu = 7,82 kN.m		
Mu/Mua = 1,18		
$\phi Mn > Mu$ - ok		

(fonte: elaborada pelo autor)

Quadro B13– Dimensionamento PA2 combinação 45

DIMENSIONAMENTO PAINEL PA2		
Combinação 45 : 1,3 C.C. + 1,3 P.P.L. + 0,84 VENTO 4 + 1,5 S.A.C. + 1,05 S.A.L.		
<u>Verificar Tensão vertical no 1º vão</u>		
Pua = 172,70 kN	*para uma faixa	
Peso próprio = 97,43 kN		
Pum = 299,36 kN		
Pum/Ag = 1,66 Mpa		
fc' = 30 Mpa		
0,06fc' = 1,8 Mpa		
Tensão vertical - ok		
<u>Diagrama de momentos</u>		
wu = 1,79 kN/m		
(MARTHA, 2012)		
<u>Momento positivo</u>	<u>Momento negativo</u>	
Mmax (+) = 3,9 kN.m	Mmax (-) = 4,7 kN.m	
y = 210 cm	y = 520 cm	
P.P.P.(+) = 100,80 kN	P.P.P.(-) = 77,48 kN	
Pua = 172,70 kN	Pua = 172,70 kN	
Pum = 303,74 kN	Pum = 273,42 kN	
<u>Momento resistente de projeto</u>	<u>Momento resistente de projeto</u>	
ϕ = 0,9 <i>tension-controlled</i>	ϕ = 0,9 <i>tension-controlled</i>	
Ase = 11,71 cm ²	Ase = 11,34 cm ²	
a = 3,190 cm	a = 3,089 cm	
c = 3,816 cm	c = 3,634 cm	
d = 20,45 cm	d = 20,45 cm	
c/d = 0,187	c/d = 0,178	
c/d < 0,375	c/d < 0,375	
ϕMn = 99,38 kN.m	ϕMn = 96,50 kN.m	
tension-controlled - ok		
<u>Momento de fissuração</u>	<u>Momento de fissuração</u>	
fr = 3,411 MPa	fr = 3,411 MPa	
Ig = 93750 cm ⁴	Ig = 93750 cm ⁴	
yt = 12,5 cm	yt = 12,5 cm	
Mcr = 25,58 kN.m	Mcr = 25,58 kN.m	
$\phi Mn > Mcr$ - ok		
<u>Momento de cálculo</u>	<u>Momento de cálculo</u>	
Es = 210000 MPa	Es = 210000 MPa	
Ec = 30672,46 MPa	Ec = 30672,46 MPa	
Icr = 23523,39 cm ⁴	Icr = 23111,45 cm ⁴	
Mua = 3,90 kN.m	Mua = 4,70 kN.m	
Δu = 0,002 m	Δu = 0 m	
Mu = 4,52 kN.m	Mu = 5,58 kN.m	
Δu = 0,002 m	$\phi Mn > Mu$ - ok	
Mu = 4,61 kN.m		
Δu = 0,002 m		
Mu = 4,63 kN.m		
Δu = 0,002 m		
Mu = 4,63 kN.m		
Δu = 0,002 m		
Mu = 4,63 kN.m		
Δu = 0,002 m		
Mu = 4,63 kN.m		
Δu = 0,002 m		
Mu = 4,63 kN.m		
Mu/Mua = 1,19		
$\phi Mn > Mu$ - ok		

(fonte: elaborada pelo autor)

Quadro B14– Dimensionamento PA2 combinação 46

DIMENSIONAMENTO PAINEL PA2	
Combinação 46 : 1,3 C.C. + 1,3 P.P.L. + 0,84 VENTO 4 + 1,2 S.A.C. + 1,5 S.A.L.	
Verificar Tensão vertical no 1º vão	
Pua = 194,42 kN	*para uma faixa
Peso próprio = 97,43 kN	
Pum = 321,07 kN	
Pum/Ag = 1,78 Mpa	
fc' = 30 Mpa	
0,06fc' = 1,8 Mpa	
Tensão vertical - ok	
Diagrama de momentos	
wu = 1,79 kN/m	
(MARTHA, 2012)	
Momento positivo	
Mmax (+) = 3,9 kN.m	
y = 210 cm	
P.P.P.(+) = 100,80 kN	
Pua = 194,42 kN	
Pum = 325,46 kN	
Momento negativo	
Mmax (-) = 4,7 kN.m	
y = 520 cm	
P.P.P.(-) = 77,48 kN	
Pua = 194,42 kN	
Pum = 295,13 kN	
Momento resistente de projeto	
ϕ = 0,9 <i>tension-controlled</i>	
Ase = 11,98 cm ²	
a = 3,262 cm	
c = 3,902 cm	
d = 20,45 cm	
c/d = 0,191	
c/d < 0,375	tension-controlled - ok
ϕ Mn = 101,44 kN.m	
Momento de fissuração	
fr = 3,411 MPa	
Ig = 93750 cm ⁴	
yt = 12,5 cm	
Mcr = 25,58 kN.m	
ϕ Mn > Mcr - ok	
Momento de cálculo	
Es = 210000 MPa	
Ec = 30672,46 MPa	
Icr = 23883,62 cm ⁴	
Mua = 3,90 kN.m	
Δ u = 0,002 m	
Mu = 4,55 kN.m	
Δ u = 0,002 m	
Mu = 4,66 kN.m	
Δ u = 0,002 m	
Mu = 4,68 kN.m	
Δ u = 0,002 m	
Mu = 4,68 kN.m	
Δ u = 0,002 m	
Mu = 4,68 kN.m	
Mu/Mua = 1,20	
ϕ Mn > Mu - ok	
Momento resistente de projeto	
ϕ = 0,9 <i>tension-controlled</i>	
Ase = 11,61 cm ²	
a = 3,161 cm	
c = 3,719 cm	
d = 20,45 cm	
c/d = 0,182	
c/d < 0,375	tension-controlled - ok
ϕ Mn = 98,57 kN.m	
Momento de fissuração	
fr = 3,411 MPa	
Ig = 93750 cm ⁴	
yt = 12,5 cm	
Mcr = 25,58 kN.m	
ϕ Mn > Mcr - ok	
Momento de cálculo	
Es = 210000 MPa	
Ec = 30672,46 MPa	
Icr = 23481,35 cm ⁴	
Mua = 4,70 kN.m	
Mu = 5,64 kN.m	
Δ u = 0 m	
ϕ Mn > Mu - ok	

(fonte: elaborada pelo autor)

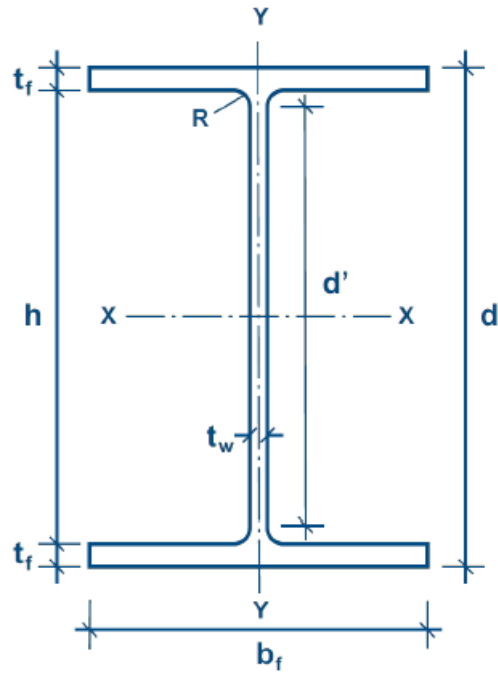
Quadro B16– Dimensionamento PA2 combinação 48

DIMENSIONAMENTO PAINEL PA2		
Combinação 48 : 1,3 C.C. + 1,3 P.P.L. + 0,84 VENTO 1 + 1,5 S.A.C. + 1,05 S.A.L.		
Verificar Tensão vertical no 1º vão		
Pua = 172,70 kN	*para uma faixa	
Peso próprio = 97,43 kN		
Pum = 299,36 kN		
Pum/Ag = 1,66 Mpa		
fc' = 30 Mpa		
0,06fc' = 1,8 Mpa		
Tensão vertical - ok		
Diagrama de momentos		
wu = 1,38 kN/m		
(MARTHA, 2012)		
Momento positivo	Momento negativo	
Mmax (+) = 11,8 kN.m	Mmax (-) = 11,8 kN.m	
y = 1450 cm	y = 520 cm	
P.P.P.(+) = 7,94 kN	P.P.P.(-) = 77,48 kN	
Pua = 51,49 kN	Pua = 168,70 kN	
Pum = 59,43 kN	Pum = 269,42 kN	
Momento resistente de projeto	Momento resistente de projeto	
$\Phi = 0,9$ tension-controlled	$\phi = 0,9$ tension-controlled	
Ase = 8,73 cm ²	Ase = 11,29 cm ²	
a = 2,376 cm	a = 3,076 cm	
c = 2,843 cm	c = 3,618 cm	
d = 20,45 cm	d = 20,45 cm	
c/d = 0,139	c/d = 0,177	
c/d < 0,375	c/d < 0,375	
$\phi Mn = 75,64$ kN.m	$\phi Mn = 96,11$ kN.m	
tension-controlled - ok		
Momento de fissuração	Momento de fissuração	
fr = 3,411 MPa	fr = 3,411 MPa	
Ig = 93750 cm ⁴	Ig = 93750 cm ⁴	
yt = 12,5 cm	yt = 12,5 cm	
Mcr = 25,58 kN.m	Mcr = 25,58 kN.m	
$\phi Mn > Mcr$ - ok		
Momento de cálculo	Momento de cálculo	
Es = 210000 MPa	Es = 210000 MPa	
Ec = 30672,46 MPa	Ec = 30672,46 MPa	
Icr = 19073,67 cm ⁴	Icr = 23042,59 cm ⁴	
Mua = 11,80 kN.m	Mua = 11,80 kN.m	
$\Delta u = 0,007$ m	Mu = 12,23 kN.m	
Mu = 12,22 kN.m	$\Delta u = 0$ m	
$\Delta u = 0,007$ m	$\phi Mn > Mu$ - ok	
Mu = 12,23 kN.m		
$\Delta u = 0,007$ m		
Mu = 12,23 kN.m		
$\Delta u = 0,007$ m		
Mu = 12,23 kN.m		
$\Delta u = 0,007$ m		
Mu = 12,23 kN.m		
$\Delta u = 0,007$ m		
Mu = 12,23 kN.m		
$\Delta u = 0,007$ m		
Mu = 12,23 kN.m		
Mu/Mua = 1,04		
$\phi Mn > Mu$ - ok		

(fonte: elaborada pelo autor)

ANEXO A – Perfis estruturais

Figura AN1–Geometria da seção transversal do perfil I



(fonte: GERDAU S.A., 2016)

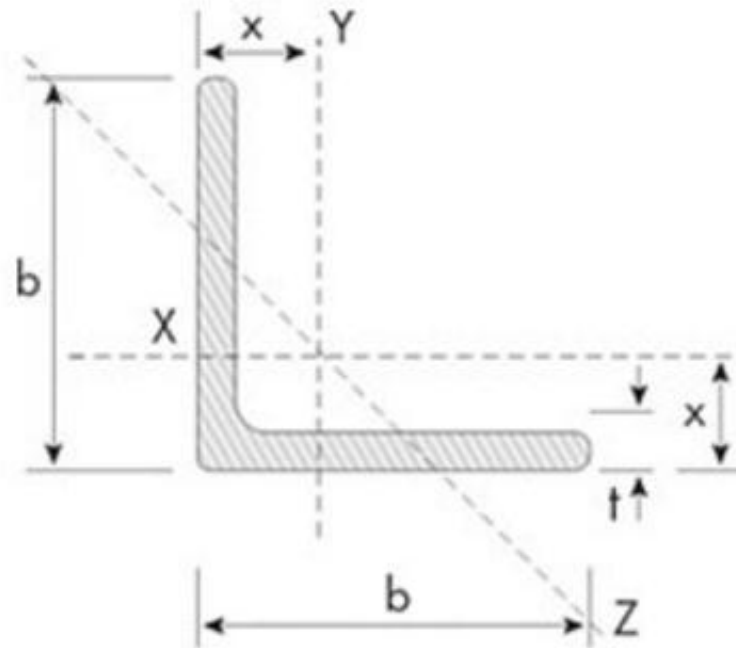
Tabela de Bitolas								
Bitolas	Massa Linear	d	b _f	Espessura		h	d'	Área
				t _w	t _f			
mm x kg/m	kg/m	mm	mm	mm	mm	mm	mm	cm ²
W 150 x 13,0	13,0	148	100	4,3	4,9	138	118	16,6
W 150 x 18,0	18,0	153	102	5,8	7,1	139	119	23,4
W 150 x 22,5 (H)	22,5	152	152	5,8	6,6	139	119	29,0
W 150 x 24,0	24,0	160	102	6,6	10,3	139	115	31,5
W 150 x 29,8 (H)	29,8	157	153	6,6	9,3	138	118	38,5
W 150 x 37,1 (H)	37,1	162	154	8,1	11,6	139	119	47,8
W 200 x 15,0	15,0	200	100	4,3	5,2	190	170	19,4
W 200 x 19,3	19,3	203	102	5,8	6,5	190	170	25,1
W 200 x 22,5	22,5	206	102	6,2	8,0	190	170	29,0
W 200 x 26,6	26,6	207	133	5,8	8,4	190	170	34,2
W 200 x 31,3	31,3	210	134	6,4	10,2	190	170	40,3
W 200 x 35,9 (H)	35,9	201	165	6,2	10,2	181	161	45,7
W 200 x 41,7 (H)	41,7	205	166	7,2	11,8	181	157	53,5
W 200 x 46,1 (H)	46,1	203	203	7,2	11,0	181	161	58,6
W 200 x 52,0 (H)	52,0	206	204	7,9	12,6	181	157	66,9
HP 200 x 53,0 (H)	53,0	204	207	11,3	11,3	181	161	68,1
W 200 x 59,0 (H)	59,0	210	205	9,1	14,2	182	158	76,0
W 200 x 71,0 (H)	71,0	216	206	10,2	17,4	181	161	91,0
W 200 x 86,0 (H)	86,0	222	209	13,0	20,6	181	157	110,9
W 200 x 100,0 (H)*	100,0	229	210	14,5	23,7	182	158	127,1
W 250 x 17,9	17,9	251	101	4,8	5,3	240	220	23,1
W 250 x 22,3	22,3	254	102	5,8	6,9	240	220	28,9
W 250 x 25,3	25,3	257	102	6,1	8,4	240	220	32,6
W 250 x 28,4	28,4	260	102	6,4	10,0	240	220	36,6
W 250 x 32,7	32,7	258	146	6,1	9,1	240	220	42,1
W 250 x 38,5	38,5	262	147	6,6	11,2	240	220	49,6
W 250 x 44,8	44,8	266	148	7,6	13,0	240	220	57,6
HP 250 x 62,0 (H)	62,0	246	256	10,5	10,7	225	201	79,6
W 250 x 73,0 (H)	73,0	253	254	8,6	14,2	225	201	92,7
W 250 x 80,0 (H)	80,0	256	255	9,4	15,6	225	201	101,9
HP 250 x 85,0 (H)	85,0	254	260	14,4	14,4	225	201	108,5
W 250 x 89,0 (H)	89,0	260	256	10,7	17,3	225	201	113,9
W 250 x 101,0 (H)	101,0	264	257	11,9	19,6	225	201	128,7
W 250 x 115,0 (H)	115,0	269	259	13,5	22,1	225	201	146,1
W 250 x 131,0 (H)*	131,0	275	261	15,4	25,1	225	193	167,8
W 250 x 149,0 (H)*	149,0	282	263	17,3	28,4	225	193	190,5
W 250 x 167,0 (H)*	167,0	289	265	19,2	31,8	225	193	214,0
W 310 x 21,0	21,0	303	101	5,1	5,7	292	272	27,2
W 310 x 23,8	23,8	305	101	5,6	6,7	292	272	30,7
W 310 x 28,3	28,3	309	102	6,0	8,9	291	271	36,5

Tabela de Bitolas								
Bitolas	Massa Linear	d	b _f	Espessura		h	d'	Área
				t _w	t _f			
mm x kg/m	kg/m	mm	mm	mm	mm	mm	mm	cm ²
W 310 x 32,7	32,7	313	102	6,6	10,8	291	271	42,1
W 310 x 38,7	38,7	310	165	5,8	9,7	291	271	49,7
W 310 x 44,5	44,5	313	166	6,6	11,2	291	271	57,2
W 310 x 52,0	52,0	317	167	7,6	13,2	291	271	67,0
HP 310 x 79,0 (H)	79,0	299	306	11,0	11,0	277	245	100,0
HP 310 x 93,0 (H)	93,0	303	308	13,1	13,1	277	245	119,2
W 310 x 97,0 (H)	97,0	308	305	9,9	15,4	277	245	123,6
W 310 x 107,0 (H)	107,0	311	306	10,9	17,0	277	245	136,4
HP 310x110,0 (H)	110,0	308	310	15,4	15,5	277	245	141,0
W 310 x 117,0 (H)	117,0	314	307	11,9	18,7	277	245	149,9
HP 310x125,0 (H)	125,0	312	312	17,4	17,4	277	245	159,0
W 310 x 129,0 (H)*	129,0	318	308	13,1	20,6	277	245	165,4
HP 310 x 132 (H)	132,0	314	313	18,3	18,3	277	245	167,5
W 310 x 143,0 (H)*	143,0	323	309	14,0	22,9	277	245	182,5
W 310 x 158,0 (H)*	158,0	327	310	15,5	25,1	277	245	200,7
W 310 x 179,0 (H)*	179,0	333	313	18,0	28,1	277	245	227,9
W 310 x 202,0 (H)*	202,0	341	315	20,1	31,8	277	245	258,3
W 360 x 32,9	32,9	349	127	5,8	8,5	332	308	42,1
W 360 x 39,0	39,0	353	128	6,5	10,7	332	308	50,2
W 360 x 44,6	44,6	352	171	6,9	9,8	332	308	57,7
W 360 x 51,0	51,0	355	171	7,2	11,6	332	308	64,8
W 360 x 58	58,0	358	172	7,9	13,1	332	308	72,5
W 360 x 64,0	64,0	347	203	7,7	13,5	320	288	81,7
W 360 x 72,0	72,0	350	204	8,6	15,1	320	288	91,3
W 360 x 79,0	79,0	354	205	9,4	16,8	320	288	101,2
W 360 x 91,0 (H)	91,0	353	254	9,5	16,4	320	288	115,9
W 360 x 101,0 (H)	101,0	357	255	10,5	18,3	320	286	129,5
W 360 x 110,0 (H)	110,0	360	256	11,4	19,9	320	288	140,6
W 360 x 122,0 (H)	122,0	363	257	13,0	21,7	320	288	155,3
W 410 x 38,8	38,8	399	140	6,4	8,8	381	357	50,3
W 410 x 46,1	46,1	403	140	7,0	11,2	381	357	59,2
W 410 x 53,0	53,0	403	177	7,5	10,9	381	357	68,4
W 410 x 60,0	60,0	407	178	7,7	12,8	381	357	76,2
W 410 x 67,0	67,0	410	179	8,8	14,4	381	357	86,3
W 410 x 75,0	75,0	413	180	9,7	16,0	381	357	95,8
W 410 x 85,0	85,0	417	181	10,9	18,2	381	357	108,6
W 460 x 52,0	52,0	450	152	7,6	10,8	428	404	66,6
W 460 x 60,0	60,0	455	153	8,0	13,3	428	404	76,2
W 460 x 68,0	68,0	459	154	9,1	15,4	428	404	87,6
W 460 x 74,0	74,0	457	190	9,0	14,5	428	404	94,9

Tabela de Bitolas								
Bitolas	Massa Linear	d	b _f	Espessura		h	d'	Área
				t _w	t _f			
mm x kg/m	kg/m	mm	mm	mm	mm	mm	mm	cm ²
W 460 x 82,0	82,0	460	191	9,9	16,0	428	404	104,7
W 460 x 89,0	89,0	463	192	10,5	17,7	428	404	114,1
W 460 x 97,0	97,0	466	193	11,4	19,0	428	404	123,4
W 460 x 106,0	106,0	469	194	12,6	20,6	428	404	135,1
W 530 x 66,0	66,0	525	165	8,9	11,4	502	478	83,6
W 530 x 72,0	72,0	524	207	9,0	10,9	502	478	91,6
W 530 x 74,0	74,0	529	166	9,7	13,6	502	478	95,1
W 530 x 82,0	82,0	528	209	9,5	13,3	501	477	104,5
W 530 x 85,0	85,0	535	166	10,3	16,5	502	478	107,7
W 530 x 92,0	92,0	533	209	10,2	15,6	502	478	117,6
W 530 x 101,0	101,0	537	210	10,9	17,4	502	470	130,0
W 530 x 109,0	109,0	539	211	11,6	18,8	501	469	139,7
W 530 x 123,0*	123,0	544	212	13,1	21,2	502	470	157,8
W 530 x 138,0*	138,0	549	214	14,7	23,8	501	469	177,8
W 610 x 82,0	82,0	599	178	10,0	12,8	573	541	105,1
W 610 x 92,0	92,0	603	179	10,9	15,0	573	541	118,4
W 610 x 101,0	101,0	603	228	10,5	14,9	573	541	130,3
W 610 x 113,0	113,0	608	228	11,2	17,3	573	541	145,3
W 610 x 125,0	125,0	612	229	11,9	19,6	573	541	160,1
W 610 x 140,0	140,0	617	230	13,1	22,2	573	541	179,3
W 610 x 153,0*	153,0	623	229	14,0	24,9	573	541	196,5
W 610 x 155,0	155,0	611	324	12,7	19,0	573	541	198,1
W 610 x 174,0	174,0	616	325	14,0	21,6	573	541	222,8
W 610 x 195,0	195,0	622	327	15,4	24,4	573	541	250,1
W 610 x 217,0	217,0	628	328	16,5	27,7	573	541	278,4

*Bitolas produzidas sob encomenda.

Figura AN2–Geometria da seção transversal da cantoneira



(fonte: GERDAU S.A., 2016)

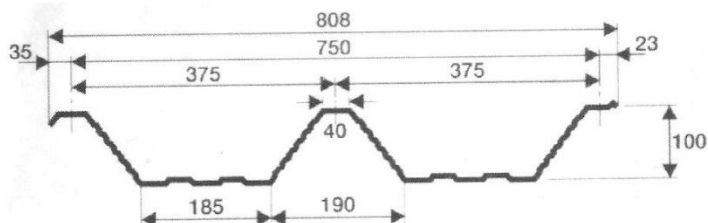
bf		Peso Nominal Kg/m	tf		Área cm ²	Jx=Jy cm ⁴	Wx=Wy cm ³	rx=ry cm	rz min. cm	x cm
pol	mm		pol	cm						
5/8"	15,880	0,57		0,250						
3/4"	19,050	0,71		0,250						
1/2"	12,700	0,55	1/8"	0,317	0,70	0,10	0,11	0,37	0,25	0,43
5/8"	15,880	0,71	1/8"	0,317	0,90	0,20	0,19	0,47	0,32	0,51
3/4"	19,050	0,87	1/8"	0,317	1,11	0,36	0,27	0,57	0,38	0,59
7/8"	22,200	1,04	1/8"	0,317	1,32	0,58	0,38	0,66	0,46	0,66
1"	25,400	1,19	1/8"	0,317	1,48	0,83	0,49	0,79	0,48	0,76
		1,73	3/16"	0,476	2,19	1,25	0,66	0,76	0,48	0,81
		2,22	1/4"	0,635	2,84	1,66	0,98	0,76	0,48	0,86
1.1/4"	31,750	1,50	1/8"	0,317	1,93	1,67	0,82	0,97	0,64	0,89
		2,20	3/16"	0,476	2,77	2,50	1,15	0,97	0,61	0,97
		2,86	1/4"	0,635	3,62	3,33	1,47	0,94	0,61	1,02
1.1/2"	38,100	1,83	1/8"	0,317	2,32	3,33	1,15	1,17	0,76	1,07
		2,68	3/16"	0,476	3,42	4,58	1,64	1,17	0,74	1,12
		3,48	1/4"	0,635	4,45	5,83	2,13	1,15	0,74	1,19
1.3/4"	44,450	2,14	1/8"	0,317	2,71	5,41	1,64	1,40	0,89	1,22
		3,15	3/16"	0,476	4,00	7,50	2,30	1,37	0,89	1,30
		4,12	1/4"	0,635	5,22	9,57	3,13	1,35	0,86	1,35
2"	50,800	2,46	1/8"	0,317	3,10	7,91	2,13	1,60	1,02	1,40
		3,63	3/16"	0,476	4,58	11,70	3,13	1,58	1,02	1,45
		4,74	1/4"	0,635	6,06	14,60	4,10	1,55	0,99	1,50
		5,83	5/16"	0,794	7,42	17,50	4,91	1,53	0,99	1,55
		6,99	3/8"	0,952	8,76	20,00	5,73	1,50	0,99	1,63
2.1/2"	63,500	4,57	3/16"	0,476	5,80	23,00	4,91	1,98	1,24	1,75
		6,10	1/4"	0,635	7,67	29,00	6,40	1,96	1,24	1,83
		7,44	5/16"	0,794	9,48	35,00	7,87	1,93	1,24	1,88
		8,78	3/8"	0,952	11,16	41,00	9,35	1,91	1,22	1,93
3"	76,200	5,52	3/16"	0,476	7,03	40,00	7,21	2,39	1,50	2,08
		7,29	1/4"	0,635	9,29	50,00	9,50	2,36	1,50	2,13
		9,07	5/16"	0,794	11,48	62,00	11,60	2,34	1,50	2,21
		10,71	3/8"	0,952	13,61	75,00	13,60	2,31	1,47	2,26
		14,00	1/2"	1,270	17,74	91,00	18,00	2,29	1,47	2,36
3.1/2"	88,900	8,56	1/4"	0,635	10,90	83,70	13,00	2,77	1,76	2,46
		10,59	5/16"	0,794	13,50	102,00	16,00	2,75	1,75	2,52
		12,58	3/8"	0,952	16,00	121,00	19,20	2,75	1,75	2,58
4"	101,600	9,81	1/4"	0,635	12,51	125,00	16,40	3,17	2,00	2,77
		12,19	5/16"	0,794	15,48	154,00	21,30	3,15	2,00	2,84
		14,57	3/8"	0,952	18,45	183,00	24,60	3,12	2,00	2,90
		16,80	7/16"	1,111	21,35	208,00	29,50	3,12	1,98	2,95
		19,03	1/2"	1,270	24,19	233,00	32,80	3,10	1,98	3,00
5"	127,000	12,34	1/4"	0,635	15,73	251,63	27,09	4,00	2,53	3,41
		15,31	5/16"	0,794	19,50	308,00	33,40	3,97	2,53	3,47
		18,30	3/8"	0,952	23,29	362,00	39,50	3,94	2,51	3,53
		24,10	1/2"	1,270	30,64	470,00	52,50	3,91	2,49	3,63
		29,80	5/8"	1,588	37,80	566,00	64,00	3,86	2,46	3,76
		23,52	7/16"	1,111	26,96	416,68	45,71	3,93	2,50	3,58
6"	152,400	22,20	3/8"	0,952	28,10	641,00	57,40	4,78	3,02	4,17
		29,20	1/2"	1,270	37,09	828,00	75,40	4,72	3,00	4,27
		36,00	5/8"	1,588	45,86	1.007,00	93,50	4,67	2,97	4,39
		42,70	3/4"	1,905	54,44	1.173,00	109,90	4,65	2,97	4,52
8"	203,200	48,70	5/8"	1,588	62,90	2.472,40	168,90	6,31	4,01	5,66
		57,90	3/4"	1,905	73,81	2.901,10	199,90	6,27	3,99	5,79

(fonte: GERDAU S.A., 2016)

ANEXO B – Telha METFORM MF-100

Figura AN3–Telha METFORM

Tabela C- 42 - Telha METFORM MF-100 / 750



As telhas METFORM podem ser fabricadas em quaisquer comprimentos (limitado a 12m), de acordo com as necessidades de projeto.

A tabela abaixo apresenta o peso próprio em kg/m e kg/m², de acordo com as espessuras em mm das telhas MF-100 METFORM.

Pesos	Espessuras das chapas (mm)				
	0,50	0,65	0,80	0,95	1,25
kg/m	4,00	5,20	6,40	7,60	10,00
kg/m ²	5,33	6,93	8,53	10,13	13,33

A tabela de Sobrecarga Máxima abaixo indica as sobrecargas líquidas uniformemente distribuídas (já descontado o peso próprio) que podem ser aplicadas nas telhas MF-100, em função do vão e do número de apoios existentes. Esta tabela foi elaborada de acordo com as prescrições do American Iron and Steel Institute (AISI-LRFD Cold-Formed Steel Design Manual - 1991).

Foram estipuladas duas limitações quanto a flecha máxima admissível: L/120 para telhas com inclinações maiores ou iguais a 15% e L/180 para telhas com inclinações inferiores a 15%.

O limite de resistência das telhas considera a utilização de aço NBR-7008 (fy igual 180 MPa), condição de pressão e/ou sucção e adota o menor valor entre os seguintes estados limites: momento fletor no vão, interação momento fletor/cortante nos apoios e enrrugamento de alma.

O valor da sobrecarga admissível será sempre o menor entre o limite de resistência apresentado e a carga correspondente à flecha admissível (L/120 ou L/180).

A largura mínima de apoio é 75mm para as telhas MF-100.

Dist. entre apoios	Esp. Chapa (mm)		Sobrecarga Máxima para Telha MF 100 (kg/m ²)														
			0,50			0,65			0,80			0,95			1,25		
	Nº Apoios		2	3	4	2	3	4	2	3	4	2	3	4	2	3	4
3,00 m	Flecha	L/120	333	801	630	390	938	737	442	1.062	835	501	1.205	948	677	1.627	1.279
		L/180	222	534	420	260	625	492	295	708	557	334	803	632	451	1.085	853
	Lim. Resistência	44	43	49	81	71	82	125	104	119	176	141	162	299	238	272	
3,25 m	Flecha	L/120	262	630	496	307	738	580	347	835	657	394	948	745	532	1.280	1.006
		L/180	175	420	331	205	492	387	232	557	438	263	632	497	355	853	671
	Lim. Resistência	40	39	45	74	65	75	115	96	110	162	130	149	274	219	250	
3,50 m	Flecha	L/120	210	505	367	246	591	464	278	669	526	316	759	597	426	1.024	805
		L/180	140	336	165	164	394	310	186	446	351	211	506	398	284	683	537
	Lim. Resistência	37	36	42	69	60	69	106	88	101	150	120	138	235	203	232	
3,75 m	Flecha	L/120	171	410	323	200	480	377	226	544	428	257	617	485	346	833	655
		L/180	114	274	215	133	320	262	151	363	285	171	411	324	231	555	437
	Lim. Resistência	34	33	39	64	56	64	99	82	94	131	112	128	204	189	216	
4,00 m	Flecha	L/120	141	338	266	165	396	311	186	448	352	211	508	400	285	686	540
		L/180	94	225	177	110	264	207	124	299	235	141	339	267	190	458	360
	Lim. Resistência	32	31	36	59	52	60	87	77	88	114	104	119	178	176	201	
4,25 m	Flecha	L/120	117	282	222	137	330	259	155	374	294	176	424	333	238	572	450
		L/180	78	188	148	92	220	173	104	249	196	118	283	222	159	381	300
	Lim. Resistência	30	29	34	56	49	56	77	72	82	100	98	112	156	165	189	
4,50 m	Flecha	L/120	99	237	187	116	278	218	131	315	247	148	357	281	200	482	379
		L/180	66	158	125	77	185	146	87	210	165	99	238	187	134	321	253
	Lim. Resistência	28	27	31	49	46	53	68	67	77	89	92	105	138	155	178	
4,75 m	Flecha	L/120	84	202	159	98	236	186	111	268	210	126	304	239	170	410	322
		L/180	56	135	106	66	157	124	74	178	140	84	202	159	114	273	215
	Lim. Resistência	26	26	30	44	43	50	60	63	73	79	87	99	123	147	168	
5,00 m	Flecha	L/120	72	173	136	84	203	159	95	229	180	108	260	205	146	351	276
		L/180	48	115	91	56	135	106	64	153	120	72	174	137	97	234	184
	Lim. Resistência	25	24	28	39	41	47	54	60	69	70	82	94	110	133	159	

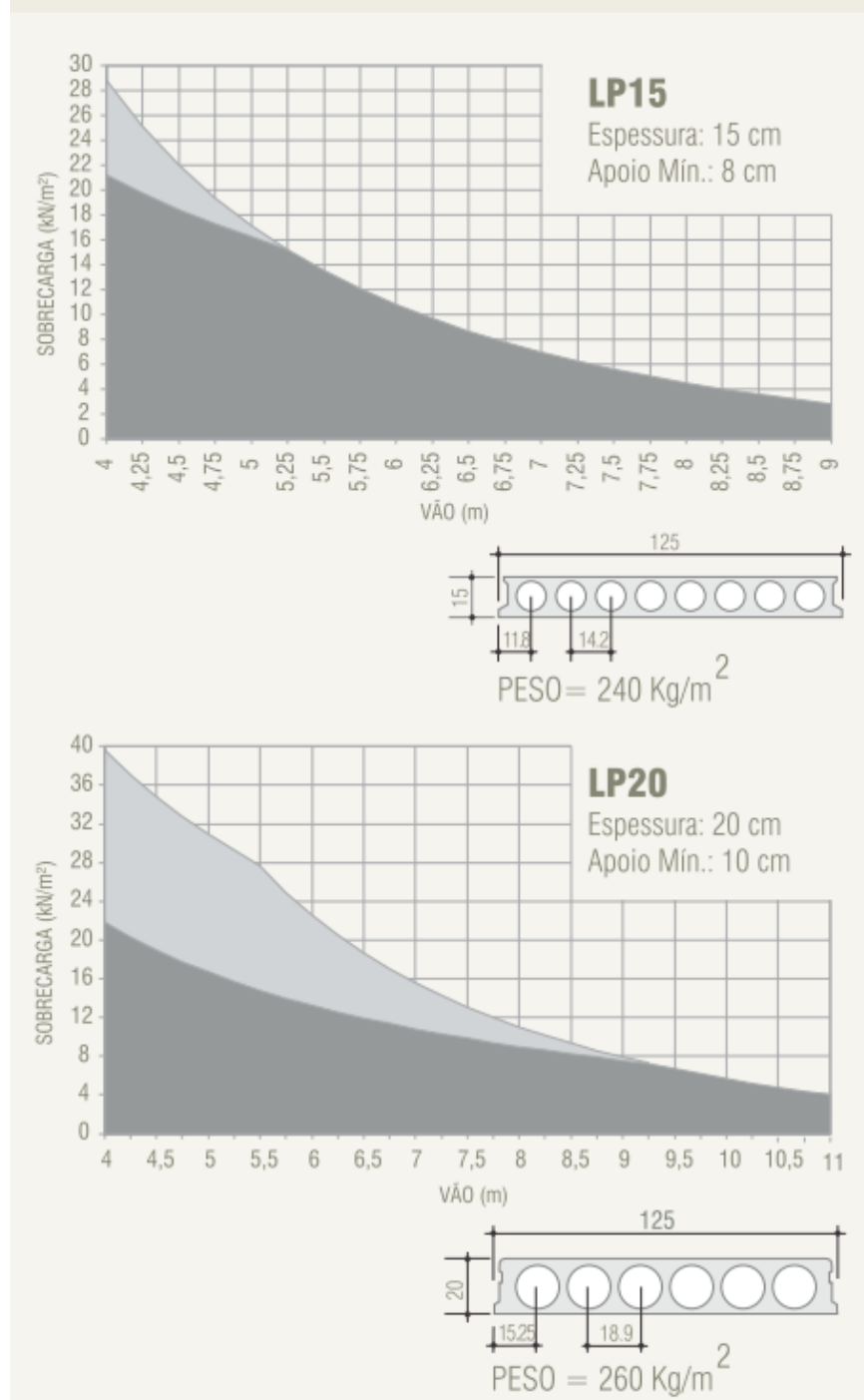
440 ILDONY H. BELLEI

(fonte: BELLEI., 2010, p.440)

ANEXO C – Tabela prática de dimensionamento laje alveolar

Figura AN4–Dimensionamento laje alveolar

- O concreto do capeamento deverá ter $f_{ck} \geq 30\text{MPa}$ e espessura mínima de 5cm;
- Sobrecarga = SC acidental + SC permanente (não incluso capeamento nem o peso próprio da laje);



(fonte: CASSOL PRÉ-FABRICADOS, 2016)