

UNIEVANGÉLICA

CURSO DE ENGENHARIA CIVIL

**RUITHER DA SILVA SANTOS
STEVEN RÓGER DUARTE DOS SANTOS**

**PROCEDIMENTO DE CÁLCULO PARA GALPÃO EM
ESTRUTURA DE CONCRETO PRÉ-MOLDADO E ANÁLISE
DE VIABILIDADE COM GALPÃO EM ESTRUTURA DE
CONCRETO MOLDADO NO LOCAL E METÁLICA
PARTINDO DE UMA MESMA CONCEPÇÃO
ARQUITETÔNICA**

ANÁPOLIS / GO

2015

**RUITHER DA SILVA SANTOS
STEVEN RÓGER DUARTE DOS SANTOS**

**PROCEDIMENTO DE CÁLCULO PARA GALPÃO EM
ESTRUTURA DE CONCRETO PRÉ-MOLDADO E ANÁLISE
DE VIABILIDADE COM GALPÃO EM ESTRUTURA DE
CONCRETO MOLDADO NO LOCAL E METÁLICA
PARTINDO DE UMA MESMA CONCEPÇÃO
ARQUITETÔNICA**

**TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO SUBMETIDO AO
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL DA UNIEVANGÉLICA**

**ORIENTADOR: PROF. ESP. AGNALDO ANTONIO
MOREIRA TEODORO DA SILVA**

ANÁPOLIS / GO: 2015

FICHA CATALOGRÁFICA

SANTOS, RUITHER DA SILVA.

SANTOS, STEVEN RÓGER DUARTE DOS.

Procedimento de cálculo para galpão em estrutura de concreto pré-moldado e análise de viabilidade com galpão em estrutura de concreto moldado no local e metálica partindo de uma mesma concepção arquitetônica [Goiás] 2015

167P, 297 mm (ENC/UNI, Bacharel, Engenharia Civil, 2015).

TCC - UniEvangélica

Curso de Engenharia Civil.

1. Concreto Pré-Moldado

2. Cálculo

3. Galpão

4. Projeto-diretrizes

I. ENC/UNI

II. Título (Série)

REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

SANTOS, R.S.;SANTOS, S.R.D. Procedimento de cálculo para galpão em estrutura de concreto pré-moldado e análise de viabilidade com galpão em estrutura de concreto moldado no local e metálica partindo de uma mesma concepção arquitetônica. TCC, Curso de Engenharia Civil, UniEvangélica, Anápolis, GO, 163p. 2015.

CESSÃO DE DIREITOS

NOME DO AUTOR: Ruither da Silva Santos.

NOME DO AUTOR: Steven Róger Duarte dos Santos.

TÍTULO DA DISSERTAÇÃO DE TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO:

Procedimento de cálculo para galpão em estrutura de concreto pré-moldado e análise de viabilidade com galpão em estrutura de concreto moldado no local e metálica partindo de uma mesma concepção arquitetônica.

GRAU: Bacharel em Engenharia Civil

ANO: 2015

É concedida à UniEvangélica a permissão para reproduzir cópias deste TCC e para emprestar ou vender tais cópias somente para propósitos acadêmicos e científicos. O autor reserva outros direitos de publicação e nenhuma parte deste TCC pode ser reproduzida sem a autorização por escrito do autor.

Ruither da Silva Santos
E-mail: ruithercity@hotmail.com

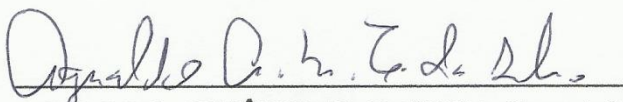
Steven Róger Duarte dos Santos
E-mail: steven-roger08@hotmail.com

RUITHER DA SILVA SANTOS
STEVEN RÓGER DUARTE DOS SANTOS

**PROCEDIMENTO DE CÁLCULO PARA GALPÃO DE
ESTRUTURA DE CONCRETO PRÉ-MOLDADO E ANÁLISE
DE VIABILIDADE COM GALPÃO DE ESTRUTURA DE
CONCRETO MOLDADO NO LOCAL E METÁLICA
PARTINDO DE UMA MESMA CONCEPÇÃO
ARQUITETÔNICA**

**TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO SUBMETIDO AO CURSO DE
ENGENHARIA CIVIL DA UNIEVANGÉLICA COMO PARTE DOS REQUISITOS
NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE BACHAREL**

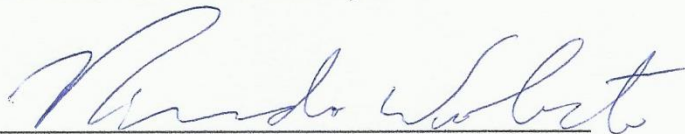
APROVADO POR:



AGNALDO ANTÔNIO M. T. SILVA, Especialista (UniEvangélica)
(ORIENTADOR)



EDSON NISHI, Mestre (UniEvangélica)
(EXAMINADOR INTERNO)



RICARDO WOBETO, Mestre (UniEvangélica)
(EXAMINADOR INTERNO)

DATA: ANÁPOLIS/GO, 26 de Novembro de 2015.

AGRADECIMENTOS

Agradeço a Deus pelo dom da vida, e por Sua graça que têm me sustentado dia após dia, proporcionando momentos memoráveis através de pessoas maravilhosas.

Agradeço de forma especial minha família, que sem dúvida é base de tudo que me tornei até então, me acompanhando nos melhores e piores momentos de minha trajetória.

Ao corpo docente do curso de engenharia civil, em especial, ao professor Agnaldo Antônio, que nos agraciou com seu conhecimento e tempo a fim de alcançar um resultado gratificante na forma deste trabalho de conclusão de curso.

Aos meus amigos que, de forma direta ou indireta me deram forças para vencer essa jornada acadêmica, em especial: Kamila Behm, pela paciência e companheirismo incondicional, Cássio Lima, José Antônio Júnior, Rafael Silva, Cleber de Paula, Letícia Lemos, Eder Pereira, Paulo Henrique, Nayara Seixo e Steven Róger, dupla de trabalho que dispensa comentários, no que diz respeito ao empenho e dedicação não só para a confecção deste, mas durante toda graduação.

Ao Engenheiro Marcos Alexandre, que demonstrou companheirismo profissional e dedicação quando nos ofereceu orientações, tornando-se assim um excepcional coorientador.

Por fim, agradeço a todos que de alguma forma tornaram esse momento tão esperado, uma realidade.

Ruither da Silva Santos

AGRADECIMENTOS

A Deus, por ter me dado saúde e força para superar as dificuldades e vencer mais uma etapa em minha vida.

Aos meus pais, que sempre me apoiaram em tudo e que sem eles não teria chegado até aqui.

Aos meus irmãos, Daciel e Daniela, pelo apoio, parceria e motivação.

Ao meus colegas de classe, em especial Paulo Henrique Santana e Eder P. Abadia, pelo companherismo, que por vários anos passamos por dificuldades, erros, acertos, vitórias e alegrias. Esta caminhada não seria a mesma sem vocês.

Ao meu amigo Ruither Santos, dupla de TCC, pela parceria, paciência, e por ter aceito o desafio de dividir esse trabalho e chegando ao final com a certeza do dever cumprido.

Ao meu orientador Prof. Agnaldo Antônio, pelo suporte, paciência e por tornar possível a realização deste trabalho.

Ao Engenheiro Rogério de Lima Marques, pela colaboração e por nos ter fornecido o projeto pra o estudo de caso.

Ao meu amigo Marcos Alexandre, pela parceria, paciência e suporte necessário para realização deste trabalho

Ao Centro Universitário de Anápolis Unievangélica, em especial aos docentes do curso de engenharia civil pelos ensinamentos transmitidos durante a minha graduação.

E a todos, que direta e indiretamente fizeram parte da minha formação, o meu muito obrigado.

Steven Róger Duarte dos Santos

“Portanto, quem ouve estas minhas palavras e as pratica é como um homem prudente que construiu a sua casa sobre a rocha. Caiu a chuva, transbordando os rios, sopraram os ventos e deram contra aquela casa, e ela não caiu, porque tinha seus alicerces na rocha”.

Mateus 7:24-25

RESUMO

Visando fomentar ainda mais a prática da execução de estrutura de concreto pré-moldado para galpões médios, tendo como finalidade o uso de depósitos industriais de materiais leves, o presente trabalho explanou os procedimentos de cálculo, partindo de uma concepção arquitetônica já executada de um galpão para os fins acima citados na cidade de Anápolis – GO. A partir da explanação dos métodos de cálculo necessários para a execução do projeto estrutural, a intenção do estudo é de acrescentar à literatura atual, que está concentrada apenas em estudos realizados em algumas universidades nacionais, um material que seja de grande valia para engenheiros que pretendem iniciar ou abranger suas áreas de atuações, adotando então a execução de edificações em estrutura de concreto pré-moldado. A fim de analisar a viabilidade do mesmo, foram executados outros dois projetos paralelamente ao principal, o mesmo galpão em estrutura de concreto moldado *in loco* e metálica, para que fosse feita um estudo comparativo de custos finais das superestruturas idealizadas, a partir dos insumos necessários para a confecção da estrutura final. Por fim, tendo como base os elementos estruturais calculados e os insumos necessários, houve um estudo comparativo de custo entre os três tipos de galpões, chegando à comprovação da viabilidade do galpão em estrutura de concreto pré-moldado, frente às outras opções de concepção estrutural levantadas.

Palavra-chave: Galpões, Concreto Pré-Moldado, Cálculo, Viabilidade

ABSTRACT

Aiming to further promote the practical implementation of precast concrete structures for medium sheds, for purposes of the use of industrial deposits of lightweight materials, this paper expounded the calculation procedures, from an architectural design already performed a shed for purposes mentioned above in the city of Anápolis - GO. From the explanation of the calculation methods required for the implementation of structural design, the intent of the study is to add to the current literature, which is focused solely on studies performed in some national universities, a material that is of great value to engineers who wish start or cover their areas of performances, then adopting the execution of precast concrete buildings. In order to examine the feasibility of it, were executed two projects in parallel with the principal, the same shed on concrete structure cast in situ and metal , so that a comparative study of the final costs of idealized superstructures were made, from the inputs needed for the preparation of the final structure. Finally, based on the calculated structural elements and the necessary inputs, there was a cost comparison study between the three types of sheds, coming to prove the shed viability of precast concrete structures, compared to other structural design options raised.

Keywords: Sheds, Precast Concrete, Calculation, Feasibility

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Índices de consumo de concreto pré-moldado. Fonte: Adaptado de EL DEBS, 2000	27
Figura 2 – Emprego de seção duplo “T” em pilares de concreto pré-moldado empregados em uma obra. Fonte: Acervo dos autores 2015	32
Figura 3 – Componentes do galpão pré-moldado e ligações entre os elementos estruturais. Fonte: Adaptado de SANTOS, 2010	34
Figura 4 – Obra sendo executada com sistema chumbador e consolo na horizontal. Fonte: Acervo dos autores 2015	36
Figura 5 – Deformabilidade ao momento fletor em ligação viga-pilar. Fonte: EL DEBS, 2000 apud SANTOS, 2010	37
Figura 6 – Diferença nos diagramas de momento fletor do pórtico com ligação rígida e semi-rígida. Fonte: FERREIRA, 1993	38
Figura 7 – Exemplos de ligação viga-viga. Fonte: SANTOS, 2010	38
Figura 8 – Tipos de ligações pré-moldadas pilar-fundação. Fonte: Adaptado de CANHA, 2004	39
Figura 9 – Emprego de guindaste acoplado a caminhões em uma obra de galpão pré-moldado. Fonte: Acervo dos autores 2015	40
Figura 10 – Fechamento lateral empregado em galpão. Fonte: Acervo dos autores 2015	41
Figura 11 – Exemplo de consolos de concreto. Fonte: ACKER, 2002	42
Figura 12 – Modelo de análise e características geométricas de consolo curto. Fonte: Adaptado de EL DEBS, 2000	42
Figura 13 – Ancoragem da armadura do tirante dos consolos de concreto por solda de barra transversal e por laço. Fonte: ACKER, 2002	44
Figura 14 – Definições básicas do vento. Fonte: Produção dos autores 2015	47
Figura 15 – Mapas das Isoplestas da velocidade básica V_0 (m/s). Fonte: FABEANE; FICANHA; PRAVIA, 2013	48
Figura 16 – Deslocamento da estrutura. Fonte: SANTOS, 2010	55
Figura 17 – Fluxograma de produção de elementos em concreto armado. Fonte: Adaptado de MELHADO, 1998	59
Figura 18 – Custo comparativo de uma estrutura de concreto armado. Fonte: (Adaptado de FAJERSZTAJN, 1987 apud IGLESIA, 2006	62

Figura 19 – Escoramento metálico no Residencial Alameda, Anápolis (GO). Fonte: Acervo dos autores, 2015	63
Figura 20 – Perfis laminados de abas com faces paralelas de padrão europeu. Fonte: PFEIL e PFEIL, 2009	71
Figura 21 – Produtos metálicos obtidos por trefilação. Fonte: PFEIL e PFEIL, 2009.....	71
Figura 22 – Perfis de chapa dobrada: (a) perfil U; (b) perfil complexo; (c) perfil S; (d) perfil Z. Fonte: PFEIL e PFEIL, 2009	72
Figura 23 – Esquemática de pórtico simples de alma cheia. Fonte: FABEANE; FICANHA; PRAVIA, 2013	74
Figura 24 – Esquemática de ligação rígida e flexível. Fonte: MARCON e PRAVIA, 2012	78
Figura 25 – Perfis em “U” enrijecido. Fonte: www.ipac-acero.com, 2015.....	80
Figura 26 – Tabela de espessura e número de terças. Fonte: www.anandametais.com.br, 2015	81
Figura 27 – Telhas metálicas. Fonte: br.vazlon.com, 2015.....	82
Figura 28 – Pórtico do projeto do galpão em estudo. Fonte: Autocad, 2014	83
Figura 29 – Características geométricas do galpão. Fonte: CICLONE, 2015.....	87
Figura 30 – Gráfico das Isopletas da velocidade básica do vento (V_0) em m/s. Fonte: CICLONE, 2015.....	88
Figura 31 – Fator Topográfico(S_1). Fonte: CICLONE, 2015	89
Figura 32– Categoria do Terreno. Fonte: CICLONE, 2015	90
Figura 33 – Classe das edificações. Fonte: CICLONE, 2015	90
Figura 34 – Cálculo do Fator de Rugosidade do terreno (S_2). Fonte: CICLONE, 2015	91
Figura 35 – Fator Estatístico (S_3). Fonte: CICLONE, 2015	92
Figura 36 – Velocidade Característica e Pressão de Obstrução. Fonte: CICLONE, 2015.....	93
Figura 37 – Coeficiente de pressão externa na parede. Fonte: CICLONE, 2015.....	94
Figura 38 – Coeficiente de pressão externa no telhado. Fonte: CICLONE, 2015	94
Figura 39 – Coeficiente de Forma Externo a Vento 0°. Fonte: CICLONE, 2015	95
Figura 40 – Coeficiente de Forma Externo – Vento 90°. Fonte: CICLONE, 2015.....	96
Figura 41 – C_{pi} Hipóteses – Vento 0°. Fonte: CICLONE, 2015	97
Figura 42 – C_{pi} Hipóteses – Vento 0°. Fonte: CICLONE, 2015	97
Figura 43 – Coeficiente de Pressão C_p Vento a 0°. Fonte: CICLONE, 2015.....	98
Figura 44 – Coeficiente de Pressão C_p Vento a 90°. Fonte: CICLONE, 2015.....	99

Figura 45 – Sobrepressão no Telhado e Sucção no Telhado Vento a 0°. Fonte: CICLONE, 2015	100
Figura 46 – Sobrepressão no Telhado e Sucção no Telhado Vento a 90°. Fonte: CICLONE, 2015	100
Figura 47 – Ação do vento (VT_{90°). Fonte: FTOOL, 2015	101
Figura 48 – Carregamento de peso próprio da estrutura (PP). Fonte: FTOOL, 2015	102
Figura 49 – Sobrecarga acidental (SC). Fonte: FTOOL, 2015.....	103
Figura 50 – Seção transversal considerada para o pilar. Fonte: FTOOL, 2015	104
Figura 51 – Força horizontal aplicada ao pórtico. Fonte: FTOOL, 2015	105
Figura 52 – Deslocamento do pórtico devido à força horizontal. Fonte: FTOOL, 2015	105
Figura 53 – Pontos onde foram analisados os deslocamentos pelo processo PA. Fonte: Produção dos autores, 2015	107
Figura 54 – Deslocamentos máximos do pórtico. Fonte: FTOOL, 2015	111
Figura 55 – Diagrama de momento fletor (kN.m). Fonte: FTOOL, 2015.....	111
Figura 56 – Diagrama de esforço normal. Fonte: FTOOL, 2015	112
Figura 57 – Ábaco adimensional A-2. Fonte: CARVALHO & PINHEIRO, 2009.....	113
Figura 58 – Arranjo da armadura do pilar. Fonte: AUTOCAD, 2014	114
Figura 59 – Verificação da armadura longitudinal quando o momento é positivo. Fonte: OBLÍQUA, 2001	115
Figura 60 – Verificação da armadura longitudinal quando o momento é negativo. Fonte: OBLÍQUA, 2001	115
Figura 61 – Pórtico do galpão de concreto moldado no local. Fonte: FTOOL, 2015	116
Figura 62 – Carregamento de peso próprio da estrutura (PP). Fonte: FTOOL, 2015	119
Figura 63 – Sobrecarga acidental (SC). Fonte: FTOOL, 2015.....	119
Figura 64 – Força horizontal aplicada ao pórtico. Fonte: FTOOL, 2015	120
Figura 65 – Deslocamento do pórtico devido à força horizontal. Fonte: FTOOL, 2015	122
Figura 66 – Lançamento das dimensões do pilar. Fonte: EBERICK, 2014	123
Figura 67 – Lançamento das dimensões da viga. Fonte: EBERICK, 2014.....	123
Figura 68 – Diagrama de esforço normal peso próprio. Fonte: FTOOL, 2015.....	124
Figura 69 – Diagrama de esforço normal sobrecarga. Fonte: FTOOL, 2015.....	125
Figura 70 – Diagrama de esforço normal ação do vento no Telhado (VT_{90°). Fonte: FTOOL, 2015	125
Figura 71 – Lançamento da carga nos pilares e na viga de fechamento lateral. Fonte: EBERICK, 2014.....	126

Figura 72 – Pórtico 3D. Fonte: EBERICK, 2014.....	127
Figura 73 – Pórtico do galpão de estrutura metálica. Fonte: FTOOL, 2015.....	128
Figura 74 – Coeficiente de Pressão C_p Vento a 90°. Fonte: CICLONE, 2015.....	129
Figura 75 – Coeficiente de Pressão C_p Vento a 0°. Fonte: CICLONE, 2015.....	130
Figura 76 – Carga permanente. Fonte: FTOOL, 2015.....	131
Figura 77 – Carga accidental. Fonte: FTOOL, 2015.....	131
Figura 78 – Combinação de esforços F_{D1} . Fonte: FTOOL, 2015.....	133
Figura 79 – Combinação de esforços F_{D2} . Fonte: FTOOL, 2015.....	133
Figura 80 – Combinação de esforços F_{D3} . Fonte: FTOOL, 2015.....	134
Figura 81– Diagrama de esforço normal. Fonte: FTOOL, 2015.....	134
Figura 82 – Diagrama de esforço cortante. Fonte: FTOOL, 2015.....	135
Figura 83 – Diagrama de momento fletor. Fonte: FTOOL, 2015.....	135
Figura 84 – Diagrama de esforço normal. Fonte: FTOOL, 2015.....	136
Figura 85 – Diagrama de esforço cortante. Fonte: FTOOL, 2015.....	136
Figura 86 – Diagrama de momento fletor. Fonte: FTOOL, 2015.....	137
Figura 87 – Diagrama de esforço normal. Fonte: FTOOL, 2015.....	137
Figura 88 – Diagrama de esforço cortante. Fonte: FTOOL, 2015.....	138
Figura 89 – Diagrama de momento fletor. Fonte: FTOOL, 2015.....	138
Figura 90 - Verificação de flexão composta – Coluna. Fonte: Produção dos autores, 2015..	145
Figura 91 – Verificação de flexão composta – Viga. Fonte: Produção dos autores, 2015.....	145
Figura 92 – Combinação útil para determinação dos deslocamentos. Fonte: FTOOL, 2015.	143
Figura 93 – Curva de deslocamentos verticais e horizontais. Fonte: FTOOL, 2015.....	143
Figura 94 – Gráfico dos deslocamentos laterais máximos dos galpões. Fonte: Produção dos autores, 2015.....	147
Figura 95 – Gráfico comparativo de custo das superestruturas em função do material. Fonte: Produção dos autores, 2015.....	150
Figura 96 - Percentual de custo da mão-de-obra em função do material. Fonte: Produção dos autores, 2015.....	151
Figura 97 – Gráfico comparativo de custo das superestruturas + mão-de-obra em função do material. Fonte: Produção dos autores, 2015.....	151

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Coeficiente de ajustamento γ_n para consolos. Fonte: NBR 9062 (ABNT, 2006)	43
Tabela 2 – Coeficiente adimensional γ proposto por Bacarji (1993). Fonte: BACARJI, 1993	45
Tabela 3 – Fator topográfico S_1 . Fonte: NBR 6123 (ABNT, 1988)	49
Tabela 4 – Parâmetros meteorológicos para definir S_2 . Fonte: Tabela 1 da NBR 6123 (ABNT, 1988)	51
Tabela 5 – Coeficiente de pressão e forma para edifícios em telhado duas águas. Fonte: Tabelas da NBR 6123 (ABNT, 1988)	53
Tabela 6 – Valores dos fatores de redução. Fonte: NBR 8681 (ABNT, 2003)	59
Tabela 7 – Coeficiente adimensional γ . Fonte: BACARJI, 1993	65
Tabela 8 – Valores do coeficiente adicional γ_n . Fonte: Tabela 13.1 da NBR 6118 (ABNT, 2014)	66
Tabela 9 – Correspondência entre classe de agressividade com a qualidade do concreto e o cobrimento nominal de elementos estruturais de concreto armado. Fonte: Tabela 13.1 da NBR 6118 (ABNT, 2014)	67
Tabela 10 – Ações estimadas de cada elemento da estrutura. Fonte: DREHMER; JÚNIOR; PRAVIA, 2010	76
Tabela 11 – Dimensões dos pilares do pórtico analisado. Fonte: Produção dos autores, 2015	85
Tabela 12 – Combinações das ações. Fonte: Produção dos autores, 2015	103
Tabela 13 – Deslocamentos horizontais e rigidez equivalente. Fonte: Produção dos autores, 2015	106
Tabela 14 – Parâmetro α . Fonte: Produção dos autores	107
Tabela 15 – Resultado do processo $P\Delta$ - Etapa Inicial. Fonte: Produção dos autores, 2015	108
Tabela 16 – Resultado do Processo $P\Delta$ - Iteração 1. Fonte: Produção dos autores, 2015	109
Tabela 17 – Cálculo da armadura necessária para o pilar 25 cm \times 30 cm. Fonte: Produção dos autores, 2015	112
Tabela 18 – Dimensões dos pilares do pórtico analisado. Fonte: Produção dos autores, 2015	117
Tabela 19 – Deslocamentos horizontais do pórtico e rigidez equivalente. Fonte: Produção dos autores, 2015	121
Tabela 20 – Parâmetro α . Fonte: Produção dos autores, 2015	122
Tabela 21 – Combinações das ações. Fonte: Produção dos autores, 2015	126

Tabela 22 – Total de volume de concreto e aço na edificação. Fonte: EBERICK, 2015.....	127
Tabela 23 – Esforços solicitantes do F_{D1} . Fonte: Produção dos autores, 2015.....	139
Tabela 24 – Esforços solicitantes do F_{D2} . Fonte: Produção dos autores, 2015.....	139
Tabela 25 – Esforços solicitantes do F_{D3} . Fonte: Produção dos autores , 2015.....	139
Tabela 26 – Orçamento da superestrutura do galpão em estrutura pré-moldada. Fonte: Produção dos autores, 2015.....	148
Tabela 27 – Orçamento da superestrutura do galpão em concreto convencional moldado no local. Fonte: Produção dos autores, 2015.....	149
Tabela 28 – Orçamento da superestrutura do galpão em estrutura metálica. Fonte: Produção dos autores, 2015.....	149

LISTA DE QUADROS

Quadro 1 – Exemplo de divisão de estrutura de elementos pré-moldados. Fonte: Adaptado de EL DEBS, 2000	29
Quadro 2 – Tipologias usuais para elementos de pilares para edifícios de pequena altura. Fonte: Adaptado de MARCOS NETO, 1998	31
Quadro 3 – Tipologias usuais para elementos de vigas para edifícios de pequena altura. Fonte: Adaptado de MARCOS NETO, 1998	31
Quadro 4 – Sistemas de ligações viga-pilar. Fonte: Adaptado de SANTOS, 2010	35
Quadro 5 – Categoria do terreno. Fonte: NBR 6123 (ABNT, 1988)	49
Quadro 6 – Classe de edificação para determinação do S_2 . Fonte: NBR 6123 (ABNT, 1988)	50
Quadro 7 – Valores mínimos para o fator estatístico S_3 . Fonte: Tabela 3 da NBR 6123 (ABNT, 1988).....	51
Quadro 8 – Coeficiente de Forma externo para paredes de edifícios de planta retangular. Fonte: Tabela 4 da NBR 6123 (ABNT, 1988)	52
Quadro 9 – Especificações mais utilizadas de aço. Fonte: Elementos de estrutura de aço, 2008	69
Quadro 10 – Utilização de chapas metálicas. Fonte: PFEIL e PFEIL, 2009.....	70
Quadro 11 - Força resistente de cálculo nas soldas. Fonte: NBR 8800 (ABNT, 2008).....	79

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABCIC – Associação da Construção Industrial do Concreto

ABCP – Associação Brasileira do Cimento Portland

AISI – American Iron and Steel Institute

NBR – Norma Brasileira

SINAPI – Sistema Nacional de Pesquisa de Custos e Índices da Construção Civil

LISTA DE SÍMBOLOS

a_b – distância da face externa da almofada de apoio à face externa do consolo

A_c – área bruta da seção transversal do pilar

A_e – área efetiva da seção

A_g – área bruta da seção transversal

A_i – área de influência do pilar

A_s – área de aço do tirante

$A_{s,máx}$ – área de aço máxima

$A_{s,min}$ – área de aço mínima

b – base do pilar; parâmetro de correlação da classe de edificação

c – cobrimento da armadura

c_{pe} – coeficiente de pressão externa

c_{pi} – coeficiente de pressão interna

d – altura útil do consolo

$E_{cs}I_c$ – somatória dos valores de rigidez de todos os pilares

F – força horizontal

f_{cd} – resistência à compressão de cálculo do concreto

f_{ck} – resistência característica do concreto

F_D – combinação das ações atuantes na estrutura

$F_{d,ser}$ – valor de cálculo das ações para combinação de serviço

$F_{d,uti}$ – combinação para verificação da deslocabilidade lateral

F_N – força nocional

$F_{gi,k}$ – valores característicos das ações permanentes

$F_{qj,k}$ – valor característico das ações variáveis secundárias

$F_{q1,k}$ – valor característico da ação variável principal

F_r – fator de rajada correspondente à categoria II, classe B

F_{sd} – valor de cálculo da força de tração determinada no tirante

f_u – resistência à ruptura do aço à tração

F_{wk} – ação variável devido tempo

$F_{w,Rd}$ – força resistente de cálculo

f_y – resistência ao escoamento do aço

f_{yd} – resistência de cálculo do aço à tração
 H – altura da estrutura
 h – altura da seção do pilar
 H_C – altura do perfil laminado
 H_d – força horizontal
 H_{tot} – altura total da estruturas
 L – distância entre colunas
 M – momento Fletor
 M_{sd} – momento fletor solicitante
 n – número de pavimentos acima da fundação
 N_d – força normal de cálculo
 N_k – força normal no pilar
 N_{sd} – esforço normal solicitante
 p – parâmetro Meteorológico
 P – carga pontual
 P_i – forças verticais
 q – pressão dinâmica
 Q_{pp} – peso próprio
 S_1 – fator topográfico
 S_2 – fator de rugosidade do terreno
 S_3 – fator estatístico
 V_0 – velocidade básica do vento
 V_d – força vertical
 V_k – velocidade característica do vento
 V_{sd} – esforço cortante solicitante
 z – altura acima do terreno
 γ – peso específico; coeficiente adimensional
 γ_n – coeficiente de ajustameto para consolo; coeficiente adicional
 φ – diâmetro das barras
 Φ – diâmetro de barra da armadura
 α_R – fator de restrição à rotação
 ρ – taxa de armadura longitudinal total do pilar
 σ_{s2} – tensão de compressão nas barras das armaduras para a deformação de 0,2 %

Δ_p – pressão efetiva

α – ângulo de incidência do vento; parâmetro de deslocabilidade; coeficiente em geral

γ_z – parâmetro de deslocabilidade para edifícios com mais de quatro pavimentos

Δ_i – deslocamentos

ε – tolerância admitida

Δ_i^r – deslocamento da etapa r

Δ_i^{r-1} – deslocamento da etapa r-1

ψ_1 – fator de redução para combinações frequentes;

ψ_{2j} – fator de redução para as combinações quase permanentes

Δ_c – tolerância de execução para o cobrimento.

δ – deslocamento horizontal

ψ_{0j} – fator de combinação de ações

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	23
1.1 JUSTIFICATIVA	24
1.2 OBJETIVOS	24
1.2.1 Objetivo Geral	24
1.2.2 Objetivo Específico	24
1.3 METODOLOGIA	25
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	26
2.1 CONTEXTO HISTÓRICO E ASPECTOS GERAIS DAS ESTRUTURAS DE CONCRETO PRÉ-MOLDADO	26
2.2 PROJETO DE ESTRUTURA UTILIZANDO ELEMENTOS PRÉ-FABRICADOS	28
2.2.1 Elementos Pilar e Viga	30
2.2.2 Análise Estrutural	33
2.3 LIGAÇÕES ENTRE ELEMENTOS PRÉ-MOLDADOS	33
2.3.1 Ligação Viga-Pilar	35
2.3.2 Deformabilidade da Ligação Viga-Pilar	37
2.3.3 Ligação Rígida, Semi-Rígida ou Articulada	37
2.3.4 Ligação Viga-Viga	38
2.3.5 Ligação Pilar-Fundação	39
2.4 MONTAGEM	39
2.5 FECHAMENTO LATERAIS E FRONTAIS	40
2.6 CONSOLOS DE CONCRETO	41
2.6.1 Ancoragem da Armadura do Tirante	43
2.7 PRÉ-DIMENSIONAMENTO DA SEÇÃO DO PILAR	44
2.8 CÁLCULO DA ÁREA DE AÇO DO TIRANTE	46
2.9 AÇÕES A CONSIDERAR NA ESTRUTURA	46
2.9.1 Ações Permanentes	46
2.9.2 Ações Variáveis	46
2.9.2.1 Ação do vento	47
2.9.2.1.1 <i>Cálculo dos esforços solicitantes devido ao vento</i>	48
2.10 EFEITOS DE SEGUNDA ORDEM	54
2.10.1 Parâmetro α	54
2.10.2 Processo $P\Delta$	55
2.11 ESTADOS LIMITES	57

2.11.1 Estados Limites Últimos (ELU)	57
2.11.2 Estados Limites de Serviço (ELS)	57
2.11.3 Combinações de Serviço	58
2.12 SISTEMA CONSTRUTIVO DE GALPÃO EM ESTRUTURA DE CONCRETO MOLDADO NO LOCAL	59
2.12.1 Vantagens e Desvantagens do Concreto Armado	60
2.12.1.1 Vantagens	60
2.12.1.2 Desvantagens	60
2.12.2 Confecção das Fôrmas	61
2.12.3 Custo da Fôrma	62
2.12.4 Escoramento	62
2.12.5 Armaduras	63
2.12.6 Concretagem	64
2.13 PRÉ-DIMENSIONAMENTO DA SEÇÃO E DETALHAMENTO DA ARMADURA LONGITUDINAL DO PILAR	65
2.13.1 Armadura Longitudinal	66
2.14 PROJETO DE GALPÃO EM ESTRUTURAS METÁLICAS	67
2.14.1 Considerações Iniciais	67
2.14.2 Produtos Siderúrgicos Estruturais	70
2.14.3 Elementos Estruturais Utilizados em Galpões	73
2.14.4 Pórticos de Alma Cheia	74
2.14.5 Pré-dimensionamento dos Perfis	75
2.14.6 Ações Atuantes na Estrutura	75
2.14.7 Análise Estrutural de Pórticos de Galpões	76
2.14.8 Ligações em Estruturas Metálicas	76
2.14.8.1 Tipos de ligações	77
2.14.8.2 Ligações soldadas	78
2.14.9 Cobertura Metálica para Galpões	79
2.14.9.1 Terças	79
2.14.9.2 Telhas	80
2.14.9.3 Telhas metálicas	81
3 ESTUDO DE CASO	83
3.1 DESCRIÇÃO ESTRUTURAL DO GALPÃO PRÉ-MOLDADO	83
3.2 PRÉ-DIMENSIONAMENTO DOS PILARES	84

3.3 CÁLCULO DAS AÇÕES ATUANTES NO GALPÃO	86
3.3.1 Cálculo das Ações dos Ventos.....	86
3.3.2 Peso Próprio da Estrutura do Galpão em Concreto Pré-Moldado (PP)	101
3.3.3 Sobrecarga Acidental (SC)	102
3.4 CÁLCULO DA ÁREA DE AÇO DO TIRANTE.....	103
3.5 CÁLCULO DO PARÂMETRO α	104
3.6 PROCESSO Δ	107
3.7 VERIFICAÇÃO NO ELS	110
3.8 CÁLCULO DA ARMADURA LONGITUDINAL NO ELU	111
3.9 DESCRIÇÃO ESTRUTURAL DO GALPÃO EM ESTRUTURA DE CONCRETO MOLDADO NO LOCAL.....	116
3.10 PRÉ-DIMENSIONAMENTO DOS PILARES.....	116
3.11 CÁLCULO DAS AÇÕES ATUANTES NO PÓRTICO	118
3.11.1 Peso Próprio da Estrutura (PP)	118
3.11.2 Sobrecarga Acidental (SC)	119
3.12 CÁLCULO DO PARÂMETRO α	120
3.13 SOFTWARE UTILIZADO NO DIMENSIONAMENTO DA ESTRUTURA	122
3.13.1 Lançamentos dos Elementos.....	122
3.13.2 Cálculo da Carga Atuante nos Pilares Devido ao Peso da Cobertura.....	124
3.14 QUANTITATIVO DE MATERIAIS DO GALPÃO MOLDADO <i>IN LOCO</i>	127
3.15 DESCRIÇÃO ESTRUTURAL DO GALPÃO EM ESTRUTURA METÁLICA	128
3.16 CÁLCULO DAS AÇÕES ATUANTES NO PÓRTICO	129
3.16.1 Cálculo das Ações do Vento (F_{wk}).....	129
3.16.2 Cálculo da Ação Permanente ($F_{G,ik}$).....	130
3.16.3 Ação Acidental ($F_{qi,k}$)	131
3.16.4 Combinação das Ações.....	132
3.17 DIMENSIONAMENTO DOS ELEMENTOS ESTRUTURAIIS	139
3.17.1 Pré-dimensionamento da Coluna	139
3.17.2 Verificação dos Elementos Estruturais Quanto aos Esforços Solicitantes.....	140
3.17.2.1 Verificação da coluna quanto à compressão.....	140
3.17.2.2 Verificação da coluna quanto ao cisalhamento	141
3.17.2.3 Verificação da coluna quanto ao momento fletor.....	141
3.17.2.4 Verificação da viga quanto à compressão	141

3.17.2.5 Verificação da viga quanto ao cisalhamento	141
3.17.2.6 Verificação da viga quanto ao momento fletor	141
3.17.2.7 Verificação quanto as ações simultâneas (flexão composta).....	142
3.18 VERIFICAÇÃO DOS DESLOCAMENTOS VERTICAIS E HORIZONTAIS	142
3.19 DIMENSIONAMENTO DOS TIRANTES DA COBERTURA E DOS TAPAMENTOS LATERAIS	144
3.20 DIMENSIONAMENTO DA LIGAÇÃO VIGA-PILAR	145
4 ANÁLISE E DISCURÇÃO E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS.....	147
4.1 ANÁLISE DA DESLOCABILIDADE LATERAL.....	147
4.2 ANÁLISE DE CUSTO.....	148
4.3 ANÁLISE COMPARATIVA DE CUSTOS DAS SUPERESTRUTURAS.....	150
5 CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	153
REFERÊNCIAS	154
ANEXO A – Planta de locação dos pilares.....	158
ANEXO B – Detalhamento pilar e viga	159
ANEXO C – Corte galpão.....	160
ANEXO D – Tabela de bitolas Gerdau.....	161
ANEXO E – Planilha de verificação de esforços dos elementos em estruturas metálicas	162
ANEXO F – Tabela para cálculo da armadura longitudinal de seções retangulares	165
ANEXO G – Catálogo Ananda de perfis das terças metálicas	167

1 INTRODUÇÃO

Atualmente os materiais mais utilizados na construção civil são o concreto e o aço, cada um com suas vantagens e desvantagens. O concreto moldado in loco é disparado o mais utilizado no Brasil e no mundo, sendo amplamente empregado em diferentes tipos de construções. Uma das principais vantagens do concreto moldado in loco é o fato de não exigir mão de obra muito especializada, acarretando um custo menor em relação aos outros materiais. Porém, ele apresenta algumas desvantagens, como: o peso elevado, a dificuldade de realizar reformas e demolições, geração de resíduos sólidos, que na maioria das vezes não são reaproveitáveis.

O cenário é bem promissor também para a construção de galpões em estruturas em concreto pré-moldado, pois vem ganhando cada vez mais espaço no mercado, pelo fato de promover rapidez de execução, melhor qualidade e custo menores em comparação a estrutura em concreto moldado no local. No entanto, uma das desvantagens deste tipo de processo executivo é a exigência de mão de obra especializada e a falta de engenheiros de projeto.

Estima-se atualmente que a maior parte das construções em aço no Brasil seja de estruturas simples como as coberturas e as estruturas de um único pavimento. Dentro deste segmento, os galpões em estruturas metálicas lideram as construções com soluções econômicas e versáteis para vãos grandes, tendo aplicações na construção e na indústria, como: depósitos, lojas, academias, ginásio coberto, garagens, etc. Além disso, esse material apresenta algumas vantagens em relação ao concreto, como por exemplo, o menor tempo de execução, limpeza da obra, maior confiabilidade, etc. Uma desvantagem das peças metálicas é a impossibilidade de ser moldada em obra, a necessidade de mão de obra e equipamentos especializados para a fabricação e montagem.

Estudos da Associação da Construção Industrial do Concreto (ABCIC/2011) mostram que 44% da produção são destinados a galpões e outros 24% para construção de shoppings. Diante do que foi apresentado sobre os diferentes materiais empregados na construção civil, bem como suas vantagens e desvantagem, pode-se concluir que existe uma preocupação muito grande quanto à economia, redução de custo, rapidez de execução, durabilidade, qualidade e flexibilidade da obra, e bem como uma questão pregada hoje no mundo: a sustentabilidade. Partindo de uma mesma concepção arquitetônica, que o presente trabalho busca dimensionar um projeto de um galpão para uso industrial em estrutura metálica, concreto convencional e concreto pré-moldado, a fim de mostrar dentre esses

materiais qual será o mais viável e que atende as essas exigências de mercado com foco nos procedimentos de cálculo do galpão em estrutura pré-moldada.

1.1 JUSTIFICATIVA

Baseando-se na crescente evolução da industrialização, tendo como propulsor o desenvolvimento de novas tecnologias, há uma necessidade de avanço no setor da construção civil. No Brasil, pode-se observar a lentidão no qual os novos processos construtivos são implantados, devido à realidade socioeconômica do país e o ceticismo, quando se trata de novas tendências no ramo.

A presente pesquisa pretende estudar a viabilidade da aplicação de elementos estruturais pré-moldadas, em se tratando de construções de galpões, em comparação com este em estruturas metálicas e estruturas em concreto moldado in loco, a fim de evidenciar o ganho em racionalização dos processos, industrialização e minimização do desperdício de materiais.

1.2 OBJETIVOS

1.2.1 Objetivo Geral

Por meio da elaboração de um projeto de um galpão feito em estrutura de concreto pré-moldado, convencional e metálico, partindo da mesma concepção arquitetônica, o trabalho visa avaliar o custo das superestruturas dos galpões, bem como a segurança dos mesmos através da análise de deslocamento global.

1.2.2 Objetivo Específico

Os objetivos específicos da pesquisa são:

- a) Projetar, adotando-se estruturas em concreto pré-moldado, concreto convencional e metálico de um galpão para uso industrial;
- b) Utilizar o programa Autocad na fase arquitetônica do projeto do galpão;
- c) Utilizar o programa Microsoft Excel na fase de projeto e, a fim de aperfeiçoar os elementos estruturais, análises utilizando o software Eberick;

- d) Utilizar o software Ftool na determinação dos diagramas de esforços cortante, esforço normal e momento fletor do pórtico, bem como a deslocabilidade das estruturas;
- e) Utilizar o software Ciclone no cálculo das ações do vento na estrutura;
- f) Comparar-se-á, após a conclusão do projeto e o levantamento dos dados necessários, as vantagens e desvantagens, em se tratando de custos e otimização da fase construtiva, a estrutura pré-moldada *versus* estrutura convencional e metálica.

1.3 METODOLOGIA

O presente trabalho será desenvolvido com base em um estudo de caso de um projeto de um galpão em estrutura de concreto pré-moldado, concreto convencional e metálica. A metodologia de desenvolvimento deste trabalho será dividida em três etapas distintas:

Etapa 1: análise de obras literárias com enfoque em estrutura de concreto pré-moldado, concreto convencional e metálico para galpões, bem como seus dimensionamentos;

Etapa 2: análise e procedimentos de cálculo para estrutura de concreto pré-moldado utilizando a Microsoft Excel, através da elaboração de planilhas para verificação de esforços, dentre outras análises e utilização do software Eberick para análises e dimensionamento do galpão em estrutura de concreto moldado no local;

Etapa 3: Análise de viabilidade, comparando o custo das superestruturas do galpão em estrutura em concreto pré-moldado em relação a estrutura de concreto convencional e metálico, bem como análise de deslocabilidade global dos galpões, visando a segurança dos mesmos.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

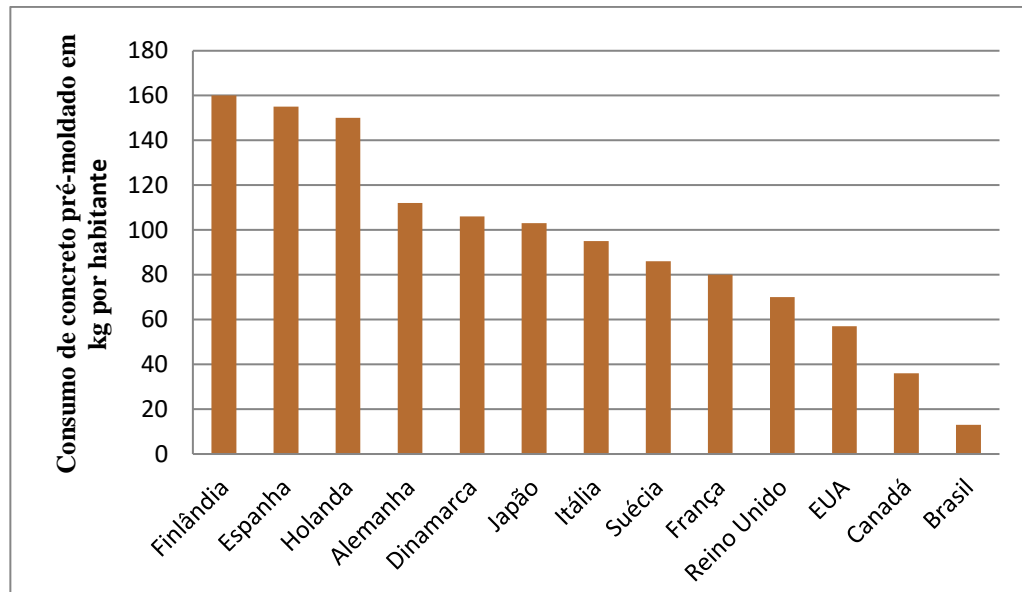
2.1 CONTEXTO HISTÓRICO E ASPECTOS GERAIS DAS ESTRUTURAS DE CONCRETO PRÉ-MOLDADO

Concreto pré-moldado é o nome que se dá a elementos estruturais, como, lajes, vigas, pilares e outros, que são moldados antes do seu posicionamento definitivo na construção e adquirem certo grau de resistência. Sendo assim, esse conjunto de peças recebe o nome também de pré-fabricados.

No Brasil o emprego de pré-fabricados não ocorreu em grande escala como na Europa devido à devastação ocasionada na Segunda Guerra Mundial. Segundo El Debs (2000), o emprego de pré-moldados no Brasil se deu em 1925 no Rio de Janeiro, na construção do Jockey Clube do Rio de Janeiro, com a fabricação das estacas para fundação.

Entretanto, conforme Vasconcelos (2002), no fim da década de 50 na cidade de São Paulo, a construtora Mauá, especializada em construções industriais, executou vários galpões pré-moldados no próprio canteiro de obras, que se iniciou com a construção da fábrica do Curtume Franco Brasileiro. E foi a partir dessa época que se passou a ter preocupação com a racionalização e a industrialização de sistemas construtivos. A primeira obra de pré-moldada de múltiplos pavimentos se deu mais tarde em 1964 também no estado de São Paulo, que foi a construção dos Edifícios do CRUSP (Cidade Universitária Armando Salles de Oliveira), que continha no total de doze prédios com doze pavimentos cada, dos quais seis deles foram construídos com o uso de pré-moldados. Devido à falta de treinamento dos operários, por se tratar de algo novo no processo executivo, a empresa responsável pela obra pré-fabricada teve que resolver inúmeros problemas, mas mesmo diante disso a empresa executou um trabalho perfeito. Apesar do concreto pré-moldado está ganhando mercado no Brasil, nota-se que seu uso ainda é muito baixo em comparação com outros países da Europa, como mostra a Figura 1.

Figura 1– Índices de consumo de concreto pré-moldado



Fonte: Adaptado de EL DEBS, 2000

Em busca da industrialização na construção civil, estudiosos e empresários da área optam pela utilização de elementos pré-moldados, a fim de agilizar e racionalizar as fases de uma edificação.

A produção das estruturas de concreto pré-moldado engloba todas as atividades compreendidas entre a execução dos elementos pré-moldados e a realização das ligações definitivas (EL DEBS, 2000).

Existem dois tipos de produção dos elementos pré-moldados, aquele moldado em fábrica, ou seja, quando existe a necessidade de transporte até o local onde será utilizado e o elemento moldado no canteiro. Os elementos feitos em obras podem ser feitos no próprio local de utilização ou em um espaço nas limitações da obra, descartando a necessidade de transporte para sua implantação na edificação.

Além das definições apresentadas acima, pode-se extrair da Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) vigente que rege as atividades em torno dos projetos e execuções de estruturas em concreto pré-moldado, NBR 9062 (ABNT, 2006) que define o elemento pré-fabricado:

“... executado industrialmente, mesmo em instalações temporárias em canteiro de obra, sob condições rigorosas de controle de qualidade”.

Enquanto a mesma define o elemento pré-moldado como:

“... executado fora do local de utilização definitiva na estrutura”.

A racionalização conseguida com o uso de pré-moldados permite que os materiais disponíveis para a execução do empreendimento sejam mais bem aproveitados, sem, contudo, demandar profundas alterações tecnológicas (PEDERIVA, 2009).

O método construtivo envolvendo elementos estruturais e de vedação pré-moldados permite uma redução significativa no desperdício de materiais, além do ganho em organização da logística no canteiro de obra e na produtividade, porém o fator mais atrativo ainda é a economia de recursos financeiros que se dá devido à eliminação do cimbramento e fôrmas para molde local.

Com a utilização do concreto pré-moldado pode-se atuar no sentido de reduzir os custos dos materiais das estruturas de concreto, basicamente o concreto e a armadura. Entretanto, é na parcela relativa às fôrmas e ao cimbramento, normalmente de maior peso no custo do concreto armado, que ela é mais significativa (EL DEBS, 2000).

2.2 PROJETO DE ESTRUTURA UTILIZANDO ELEMENTOS PRÉ-FABRICADOS

Segundo Martha (2010), um projeto estrutural deve conceber uma estrutura que supra as necessidades para as quais ela será edificada, necessidades essas que são: questões de segurança, condições de utilização, condições econômicas, estética, questões ambientais, condições construtivas e restrições legais.

Como o projeto estrutural define de forma detalhada, além das resistências solicitadas em cada elemento estrutural, a forma de execução, existe uma diferença significativa na fase em questão, em relação aos projetos de estruturas em concreto armado convencional.

Segundo El Debs (2000), alguns princípios devem nortear a fase de projeto de uma estrutura pré-moldada, que são especificados abaixo:

- a) conceber o projeto de obra visando à utilização do concreto pré-moldado;
- b) resolver as interações da estrutura com as outras partes da construção;
- c) minimizar o número de ligações;
- d) minimizar o número de tipos de elementos;
- e) utilizar elementos da mesma faixa de peso.

El Debs (2000) explica que a não obediência a algum desses princípios não significa a inviabilização do projeto, pois existe a necessidade de análise de cada caso em específico e

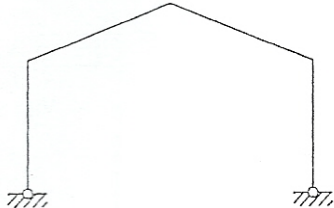
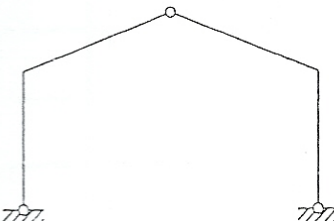
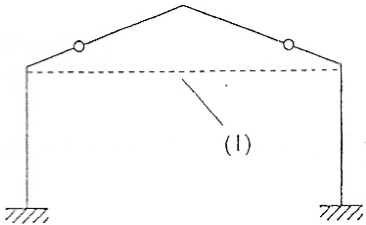
que as diretrizes propostas visam mais especificamente à industrialização da construção e não sua racionalização.

Segundo a NBR 9062 (ABNT, 2006), é necessário que haja uma verificação de estabilidade na estrutura, tanto para cada elemento isoladamente, quanto para o conjunto, levando em conta a diminuição da rigidez que o método proporciona, utilizando assim coeficientes de majoração pré-estabelecidos pela NBR 6118 (ABNT, 2014) – Projeto de Estrutura de Concreto - Procedimentos.

El Debs (2000) ilustra as possibilidades existentes de divisão de um pórtico simples em elementos pré-moldados, através do Quadro 1:

Quadro 1 - Exemplo de divisão de estrutura de elementos pré-moldados

(continua)

Alternativa	Características
<p data-bbox="438 913 603 943">Um elemento</p> 	<ul data-bbox="896 972 1453 1137" style="list-style-type: none"> • Apenas duas ligações, que em geral são articulações. • Limitações de transporte geralmente condicionam o emprego apenas para pré-moldados de canteiro.
<p data-bbox="427 1200 614 1229">Dois elementos</p> 	<ul data-bbox="896 1249 1453 1451" style="list-style-type: none"> • Três ligações que em geral são articulações. • Limitações de transporte para aplicações práticas. • Não há facilidades de execução e manuseio dos elementos.
<p data-bbox="427 1572 614 1601">Três elementos</p> 	<ul data-bbox="896 1541 1453 1975" style="list-style-type: none"> • Quatro ligações, sendo normalmente duas articulações e dois engastamentos. • Não há maiores problemas de gabaritos de transporte, mas os elementos não têm facilidade de manuseio. • A posição das articulações é normalmente próxima ao ponto de momento fletor nulo correspondente às ações verticais, em uma estrutura hipotética sem ligações; no entanto, com certo prejuízo em relação à distribuição de momentos fletores, esta posição pode ser deslocada até a posição do pilar.

Quadro 1 - Exemplo de divisão de estrutura de elementos pré-moldados

(conclusão)

Alternativa	Características
<p style="text-align: center;">Quatro elementos</p>	<ul style="list-style-type: none"> • Cinco ligações, sendo necessariamente duas rígidas. • Elementos retos, de mais fácil produção e manuseio. • Na alternativa da esquerda a ligação do pilar na fundação pode ser articulação.
<p>1. Emprego de tirante junto ao topo do pilar é comum nestes casos. 2. Este tipo de representação corresponde à ligação com transmissão de momento fletor.</p>	

Fonte: Adaptado de EL DEBS, 2000

A NBR 9062 (ABNT, 2006) também indica as fases onde há necessidade de dimensionamento e verificação dos elementos, que são:

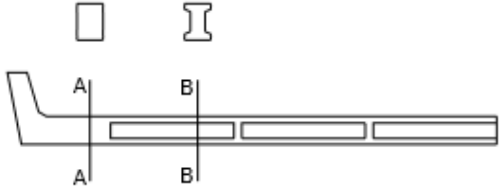
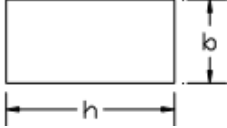
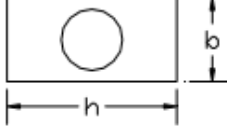
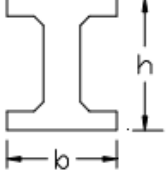
- a) de fabricação;
- b) de manuseio;
- c) de armazenamento;
- d) de transporte;
- e) de montagem;
- f) de serviço (preliminar e final).

2.2.1 Elementos Pilar e Viga

Os pilares apresentam dimensões da ordem de 20×30 (em centímetros) e seção duplo “T” em quase todo o seu comprimento. O tipo de seção, além de promover economia de material, permite um melhor encaixe da alvenaria. Já a viga tem inclinação de 20% e seção duplo “T” com dimensões variáveis. Essa variação também promove uma economia de material, uma vez que acompanha os esforços de flexão. Pode ser fabricado com ou sem beiral (SANTOS, 2010).

Os elementos estruturais pilar e viga usuais no Brasil para edifícios de pequena altura, podem ser resumidos através do Quadro 2 e 3, respectivamente:

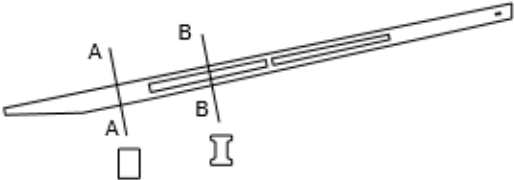
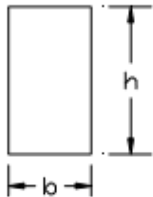
Quadro 2 – Tipologias usuais para elementos de pilares para edifícios de pequena altura

Desenho esquemático	Seções e dimensões usuais dos elementos (cm)	Comentários
	 <p>Retangular maciça $b \geq 20$; $20 \leq h \leq 70$</p>	<p>Produzido com ou sem protensão.</p>
	 <p>Retangular vazada $b \geq 30$; $30 \leq h \leq 80$</p>	<p>Produzido com ou sem protensão. Utilizado onde as ações horizontais são predominantes.</p>
	 <p>Duplo "T" $b \geq 25$; $25 \leq h \leq 60$</p>	<p>Produzido com ou sem protensão. Utilizado onde as ações horizontais são predominantes.</p>

Fonte: Adaptado de MARCOS NETO, 1998

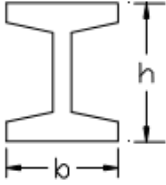
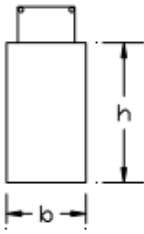
Quadro 3 – Tipologias usuais para elementos de vigas para edifícios de pequena altura

(continua)

Desenho esquemático	Seções e dimensões usuais dos elementos (cm)	Comentários
	 <p>Retangular $b \geq 20$; $20 \leq h \leq 70$</p>	<p>Produzido com ou sem protensão.</p>

Quadro 3 – Tipologias usuais para elementos de vigas para edifícios de pequena altura

(conclusão)

Desenho esquemático	Seções e dimensões usuais dos elementos (cm)	Comentários
	 <p>Duplo 'T'</p> <p>$b \geq 25$; $50 \leq h \leq 90$</p>	<p>Produzido com ou sem protensão.</p>
	 <p>Pré-viga</p> <p>$b \geq 20$; $20 \leq h \leq 70$</p>	<p>Produzido com ou sem protensão. Associado com pré-lajes possibilitando a formação de viga do tipo "T" com mesa concretada "in locu".</p>

Fonte: Adaptado de MARCOS NETO, 1998

A Figura 2 mostra o uso da seção transversal do tipo duplo "T" em pilares em concreto pré-moldado em uma obra.

Figura 2 – Emprego de seção duplo "T" em pilares de concreto pré-moldado



Fonte: Acervo dos autores, 2015

2.2.2 Análise Estrutural

Segundo a NBR 9062 (ABNT, 2006), a análise de uma determinada estrutura se embasa na consideração das retrações e deformações diferenciais, que podem ocorrer devido à diferença de idade, composições ou suas propriedades mecânicas.

Assim como em outros sistemas estruturais, no projeto das estruturas de concreto pré-moldado visa-se a rigidez e a estabilidade da construção (EL DEBS, 2000).

Aspectos que devem ser considerados no projeto e análise estruturais:

- a) comportamento dos elementos isoladamente;
- b) possíveis mudanças do esquema estático;
- c) análise do comportamento da estrutura pronta;
- d) incertezas na transmissão de forças nas ligações;
- e) ajuste na introdução de coeficientes de segurança;
- f) disposições construtivas específicas.

Segundo Acker (2002), as estruturas de concreto pré-moldado não se comportam como pórticos tridimensionais, sendo um grande diferencial se compararmos às estruturas convencionais de concreto armado moldadas no local, devido a ineficiência das ligações entre os elementos pré-fabricados em proporcionar rigidez resistente a flexões que seria necessária para garantir o comportamento pórtico.

Acerca do comportamento dos elementos que compõem a estrutura, de uma maneira isolada, El Debs (2000) frisa a necessidade da atenção na fase de projeto, para que a mesma cumpra satisfatoriamente todas as etapas transitórias, que são: desmoldagem, armazenamento, transporte e montagem. Dentre essas, é necessário uma atenção maior à fase de desmoldagem, pois, na maioria dos casos, o concreto ainda não atingiu sua resistência de projeto.

2.3 LIGAÇÕES ENTRE ELEMENTOS PRÉ-MOLDADOS

De acordo NBR 9062 (ABNT, 2006), ligações são dispositivos utilizados para compor um conjunto estrutural a partir de seus elementos, com a finalidade de transmitir os esforços solicitantes, em todas as fases de utilização, dentro das condições de projeto. E durante a fase de montagem são levados em consideração à estabilidade geral da estrutura montada e a estabilidade durante a fase da montagem, tanto para projeto das ligações de

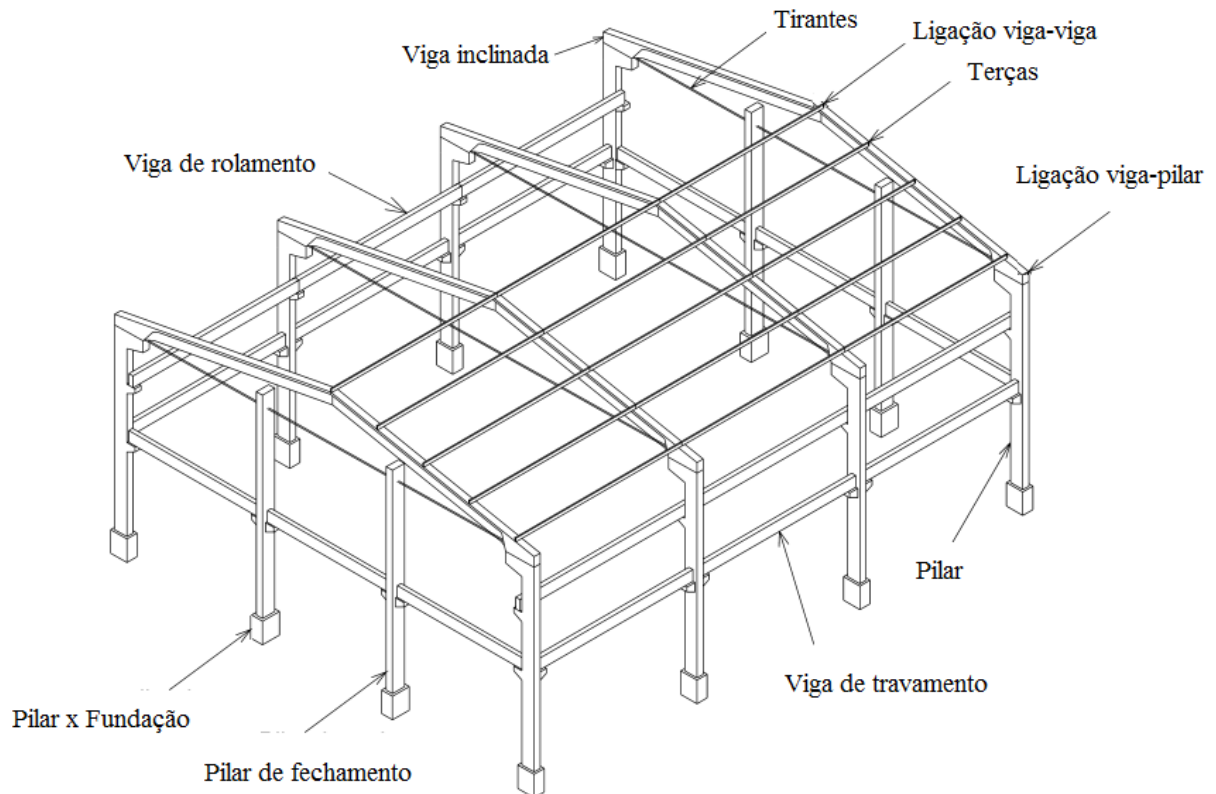
elementos pré-moldados e concreto moldados no local, obedecendo a NBR 6118 (ABNT, 2014) durante o dimensionamento destas ligações no projeto estrutural de galpões.

Sabe-se que a facilidade de execução dos elementos de concreto pré-moldado é uma das vantagens deste tipo construtivo. Por outro lado, umas das principais desvantagens é a dificuldade de se realizar as ligações entre os elementos. Para El Debs (2000): “Elas são de fundamental importância tanto para a produção (execução de parte dos elementos adjacentes às ligações, montagem da estrutura e execução das ligações propriamente dita) como para o comportamento da estrutura montada.”

O projeto de ligação não se limita a uma questão de escolher um dispositivo de ligação apropriado, mas engloba a consideração da ligação como um todo, incluindo as juntas, os materiais para preenchimento de nichos e juntas, detalhamento das superfícies das interfaces e das zonas nas extremidades dos elementos pré-moldados em regiões próximas às ligações [...]. (ACKER, 2002)

Na Figura 3 são apresentadas as ligações mais frequentes em galpões atirantados, bem como os elementos estruturais que compõem o mesmo.

Figura 3 – Componentes do galpão pré-moldado e ligações entre os elementos estruturais



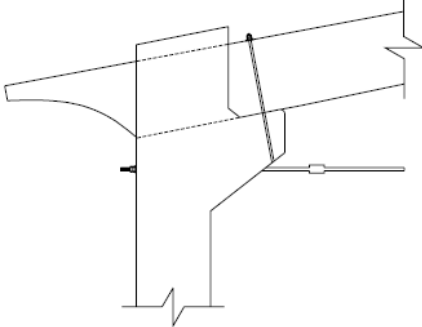
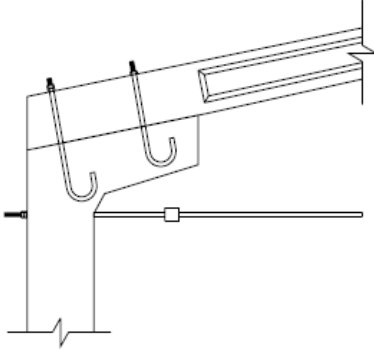
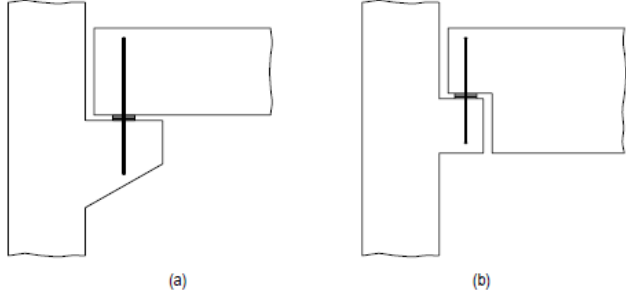
Fonte: Adaptado de SANTOS, 2010

2.3.1 Ligação Viga-Pilar

As ligações viga-pilar podem ser feitas por meio de elastômeros e chumbadores ou só por chumbadores, o que pode transmitir nenhum, parcialmente ou integralmente momento fletor da viga para o pilar. O Quadro 4 fornece alguns sistemas de ligação mais utilizados em galpões.

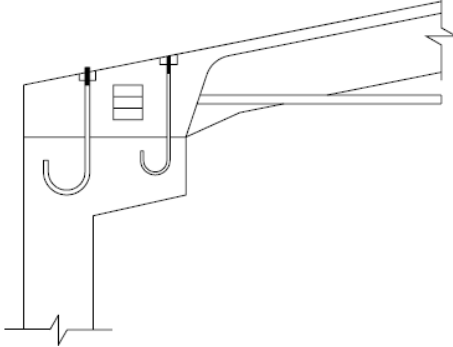
Quadro 4 – Sistemas de ligações viga-pilar

(continua)

	Desenho Esquemático	Comentários
1		<p>A viga é ligada ao pilar por meio de um sistema de encaixe. Possui parafuso que completa a ação de binário, promovendo transmissão de momento fletor. O tirante é posicionado na região inferior do consolo.</p>
2		<p>A viga é ligada ao pilar por meio de dois chumbadores e um consolo inclinado, promovendo transmissão de momento fletor da viga para o pilar. O tirante é posicionado logo abaixo do consolo.</p>
3		<p>A viga é ligada ao pilar por meio de elastômero e chumbador e são executadas através de consolo na horizontal (a) ou dente (b).</p>

Quadro 4 – Sistemas de ligações viga-pilar

(conclusão)

	Desenho Esquemático	Comentários
4		<p>A viga é ligada ao pilar através de dois chumbadores e um consolo na horizontal, promovendo transmissão de momento fletor da viga para o pilar. Para compor o tirante são usadas duas barras de aço, que é conectado na viga inclinada.</p>

Fonte: Adaptado de SANTOS, 2010

A Figura 4 mostra uma obra em que se pode notar o detalhe do chumbador e o consolo na horizontal.

Figura 4 – Obra sendo executada com sistema chumbador e consolo na horizontal



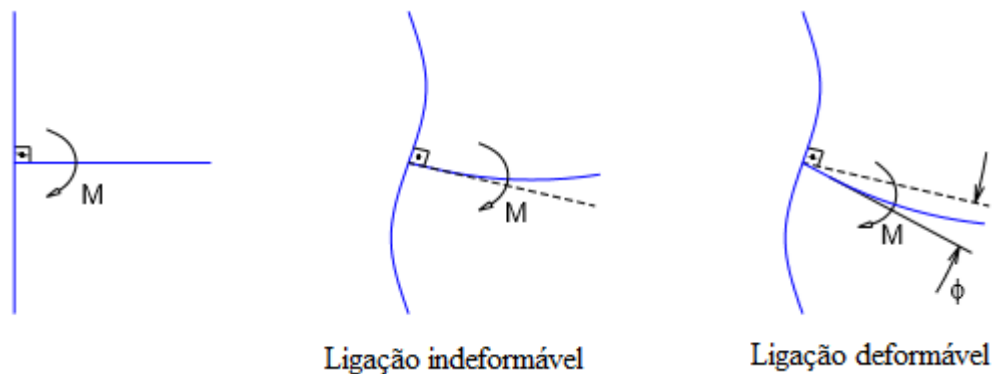
Fonte: Acervo dos autores, 2015

2.3.2 Deformabilidade da Ligação Viga-Pilar

Conforme Bayakov e Sigalov (1980), as ligações dos elementos pré-moldados geram diminuição da rigidez global e maior deslocabilidade lateral das estruturas pré-moldadas em comparação com as estruturas monolíticas.

Santos (2010) ressalta que a deformabilidade ao momento fletor da ligação de uma viga com um pilar está associado à rotação da viga em relação à situação indeformada do nó, conforme é observado na Figura 5.

Figura 5 – Deformabilidade ao momento fletor em ligação viga-pilar



Fonte: EL DEBS, 2000 *apud* SANTOS, 2010

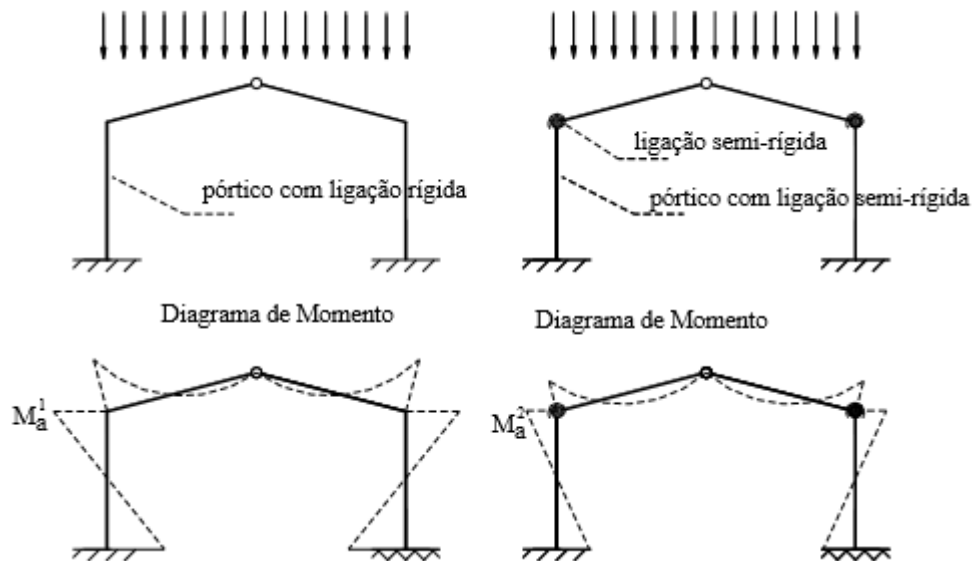
2.3.3 Ligação Rígida, Semi-Rígida ou Articulada

Segundo a NBR 9062 (ABNT, 2006), o comportamento de uma ligação deformável é feita através de um coeficiente que define a rigidez relativa de uma ligação. Trata-se do fator de restrição à rotação α_R . O presente trabalho não busca determinar o valor de α_R , mas sim estima-lo em uma das classificações abaixo.

$\alpha_R \leq 0,15$	ligação articulada;
$0,15 < \alpha_R < 0,85$	ligação semi-rígida;
$\alpha_R \geq 0,85$	ligação rígida.

Na Figura 6 se observa a diferença de um comportamento de um galpão de duas águas com ligação contínua (moldada no local) e outro pré-moldado de ligação semi-rígida, quando se trata do diagrama de momento fletor.

Figura 6 – Diferença nos diagramas de momento fletor do pórtico com ligação rígida e semi-rígida

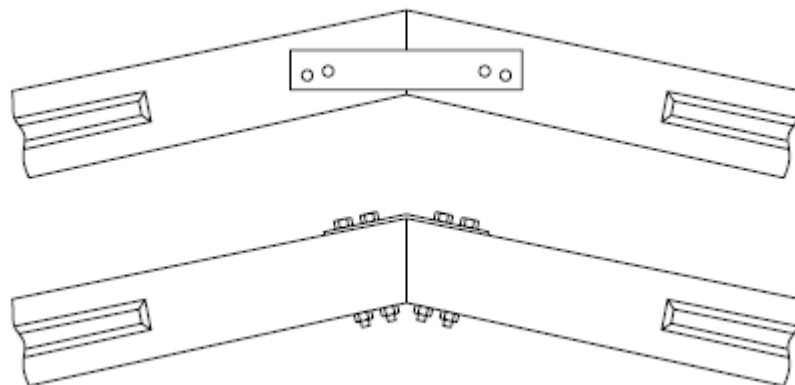


Fonte: FERREIRA, 1993

2.3.4 Ligação Viga-Viga

Segundo Santos (2010), a ligação viga-viga presente no pórtico principal é tratada como ligação articulada, por ser muito flexível. É de grande importância que essa condição seja devidamente garantida na execução da estrutura, por ser uma região de intensa compressão, a fim de resistir aos esforços internos. Essa ligação é feita com chapa metálica e parafuso, podendo ser fixada nas laterais ou nas faces superiores, como pode ser observado na Figura 7.

Figura 7 – Exemplos de ligação viga-viga

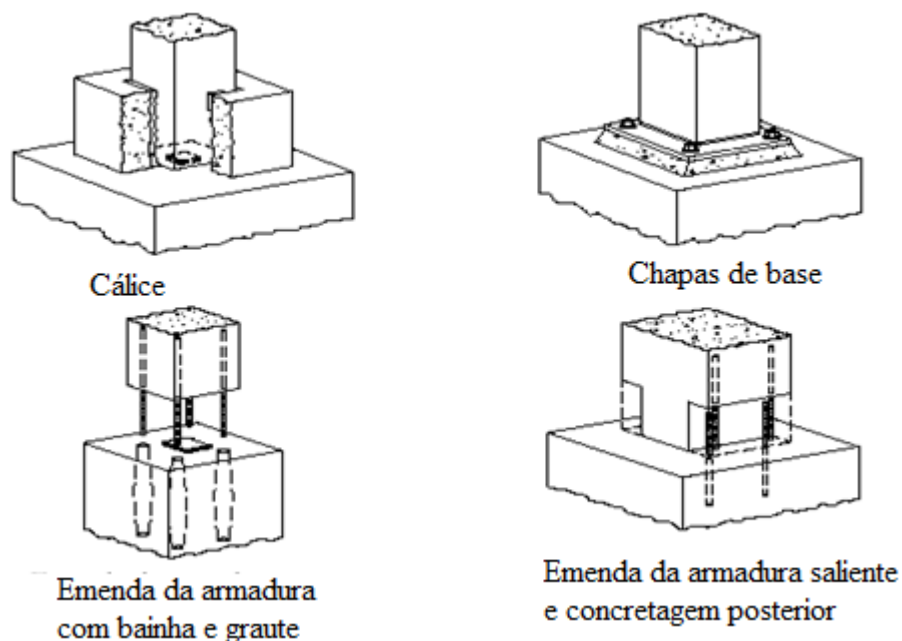


Fonte: SANTOS, 2010

2.3.5 Ligação Pilar-Fundação

Segundo Queiros (2007), este tipo de ligação tem a finalidade de transmitir esforços entre seus elementos (pilares e estrutura de fundação), sendo projetadas para transferir forças verticais, horizontais e momentos fletores. A Figura 8 ilustra basicamente quatro tipos de ligações entre o pilar e a fundação.

Figura 8 – Tipos de ligações pré-moldadas pilar-fundação



Fonte: Adaptado de CANHA, 2004

2.4 MONTAGEM

El Debs (2000) dá destaque ao cuidado que se deve ter na fase de montagem, pois se estima que 75% dos acidentes das estruturas em concreto pré-moldado ocorrem nessa etapa.

Os equipamentos empregados na montagem de elementos pré-moldados podem ser divididos nos seguintes tipos:

De uso comum:

- a) autogruas (guindastes sobre plataforma móvel);
- b) grua de torre (guindaste de torre).

De uso restrito:

- c) grua de pórtico (guindaste de pórtico);

d) derrick (guindaste derrick).

Dentre os equipamentos citados, cabe destacar que o guindaste acoplado a caminhões convencionais são os mais utilizados em galpões em estruturas de concreto pré-moldado, como pode ser observado na Figura 9.

Figura 9 – Emprego de guindaste acoplado a caminhões em uma obra de galpão pré-moldado



Fonte: Acervo dos autores, 2015

2.5 FECHAMENTOS LATERAIS E FRONTAIS

Segundo Rodrigues (2012), os fechamentos laterais e frontais dos galpões de concreto podem ser constituídos por alvenaria (blocos de concreto ou cerâmico), telhas metálicas e painéis de concreto. É comum o emprego simultâneo de alvenaria e de telhas metálicas, sendo a alvenaria construída na base da edificação variando de dois a três metros de altura, e as terças metálicas na altura restante, como se observa na Figura 10.

Figura 10 – Fechamento lateral empregado em galpão

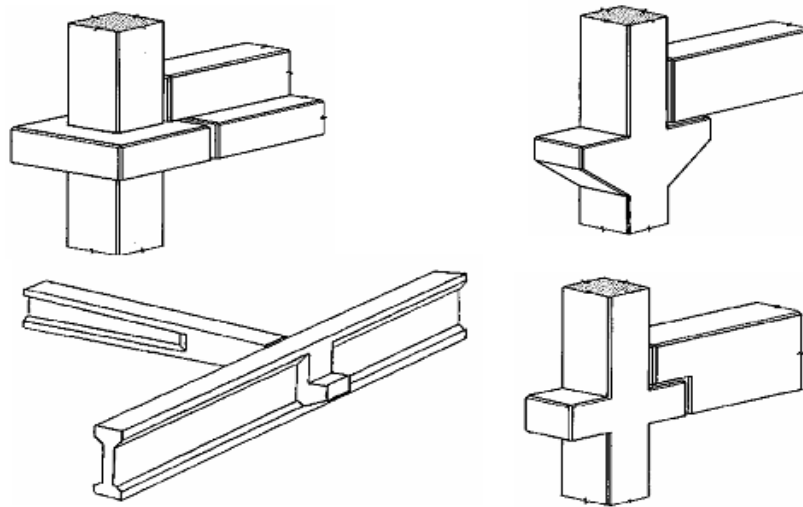


Fonte: Acervo dos autores, 2015

2.6 CONSOLOS DE CONCRETO

De acordo com Acker (2002), os consolos são geralmente empregados nas ligações viga-pilar, ligações viga-viga e ligações piso-parede. Na Figura 11 são apresentados alguns diferentes tipos de consolos empregados em estruturas em concreto pré-moldado.

Figura 11– Exemplo de consolos de concreto



Fonte: ACKER, 2002

A NBR 9062 (ABNT, 2006), indica os seguintes procedimentos para o cálculo de consolos:

- a) para $1,0 < a/d < 2,0$ – cálculo como a viga;
- b) para $0,5 \leq a/d \leq 1,0$ (consolo curto) – cálculo com o modelo de biela e tirante;
- c) para $a/d < 0,5$ (consolo muito curto) – cálculo com o modelo de atrito-cisalhamento.

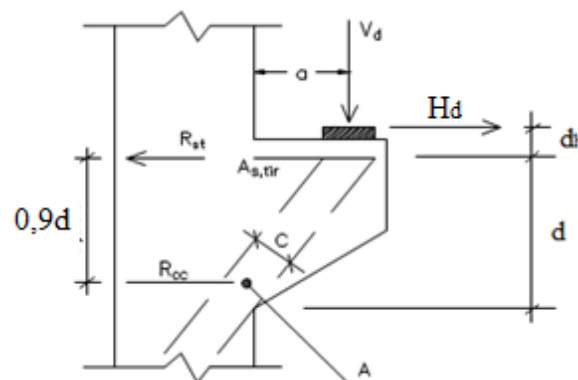
em que:

a – distância da força até a face do pilar;

d – altura útil do consolo.

Essas características geométricas são representadas na Figura 12 para consolo curto.

Figura 12 – Modelo de análise e características geométricas de consolo curto



Fonte: Adaptado de El DEBS, 2000

Acker (2002) afirma que o consolo dever ser projetado para resistir a uma força vertical V_d e a uma força horizontal H_d complementar induzida por deformações por fluência, retração, expansão térmica ou contração devido à variação de temperatura, no caso de vigas protendidas longas. A força horizontal no consolo pode ser considerada como sendo igual a 15% da carga vertical. Já para El Debs (2000), esta força horizontal no consolo não deve ser considerada menor que 20% da reação vertical. E destaca ainda a possível ocorrência de momento de torção devido às incertezas na posição da força vertical.

No cálculo do consolo, a NBR 9062 (ABNT, 2006) recomenda a introdução de coeficiente de ajustamento γ_n , como mostra a Tabela 1, afetando o coeficiente de ponderação das ações.

Tabela 1– Coeficiente de ajustamento γ_n para consolos

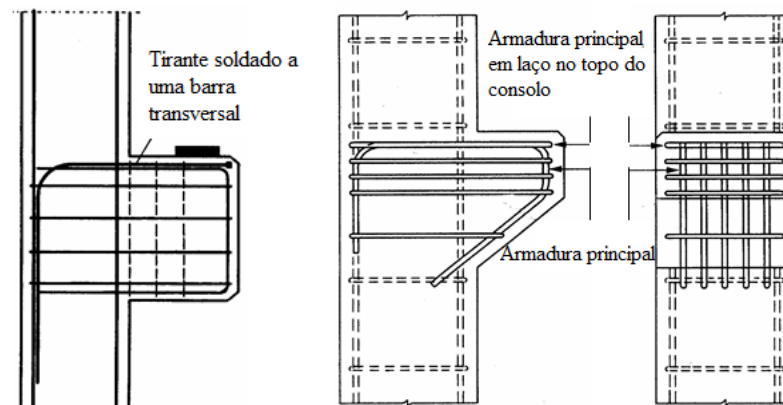
Tipo de consolo	Quando a força permanente for preponderante	Caso contrário
Elemento pré-fabricado	1,0	1,1
Demais casos	1,1	1,2

Fonte: NBR 9062 (ABNT, 2006)

2.6.1 Ancoragem da Armadura do Tirante

Segundo El Debs (2000), ao se fazer o dobramento das barras, existe a possibilidade de ruptura do concreto na extremidade do consolo, e para evitar esse problema, deve-se fazer a ancoragem da armadura do tirante utilizando laço ou com barra transversal soldada na extremidade, conforme indicado na Figura 13.

Figura 13 – Ancoragem da armadura do tirante dos consolos de concreto por solda de barra transversal e por laço



Fonte: ACKER, 2002

Quando o consolo for muito largo, as barras do tirante podem ser ancoradas dobrando a armadura para baixo. Segundo a NBR 9062 (ABNT, 2006), isto é permitido para b (largura do consolo) quatro vezes maior que o comprimento do consolo. Recomenda-se que sejam satisfeitas as condições tanto de ancoragem quanto da distância entre a extremidade da placa de transmissão de força e o início de dobramento. Ainda segundo a norma, essa condição é válida para barras que se encontram a mais de 70 mm das faces laterais.

O cálculo da distância a_b da face externa da almofada de apoio à face externa do consolo deve satisfazer às seguintes condições (EL DEBS, 2000):

Tirante ancorado por solda de barra transversal de mesmo diâmetro:

$$a_b \geq c + \varphi \quad (1)$$

Tirante ancorado por laço:

$$a_b \geq \begin{cases} c + 3,5\varphi & \text{para alça com } \varphi \leq 20 \\ c + 5,0\varphi & \text{para alça com } \varphi \geq 20 \end{cases} \quad (2)$$

Em que c é o cobrimento da armadura.

2.7 PRÉ-DIMENSIONAMENTO DA SEÇÃO DO PILAR

Bacarji (1993) elaborou uma fórmula simplificada para o pré-dimensionamento de pilares, considerando as cargas verticais atuantes nos pilares e os efeitos dos momentos fletores. Sendo a força normal centrada equivalente na seção do pilar expressa pela fórmula:

$$N_d = \gamma N_k \quad (3)$$

Onde:

N_k = é a força normal no pilar, no qual é estimada a partir do processo das áreas de influência, sendo, portanto, a carga resultante da fundação que chega na seção do pilar.

γ = é um coeficiente adimensional que leva em consideração os efeitos dos momentos fletores, os valores do coeficiente γ variam de acordo com o posicionamento dos pilares na edificação, conforme a Tabela 2.

Tabela 2 – Coeficiente adimensional γ proposto por Bacarji (1993)

Posição dos pilares	Coeficiente γ
Intermediário	1,8
Extremidade	2,2
Canto	2,5

Fonte: BACARJI, 1993

Para o cálculo da seção transversal do pilar, deve-se igualar a solicitação de cálculo (N_d) com a somatória das resistências à compressão de cálculo do concreto e do aço da armadura:

$$N_d = (0,85f_{cd})A_c + A_s\sigma_{s2} \quad (4)$$

Isolando A_c , obtém-se a área bruta na seção transversal do pilar expressão por:

$$A_c = \frac{N_d}{0,85f_{cd} + \rho\sigma_{s2}} \quad (5)$$

Sendo:

ρ = taxa de armadura longitudinal total do pilar, são considerados valores entre 2% e 2,5% (GIONGO, 2007).

f_{cd} = resistência à compressão de cálculo do concreto.

σ_{s2} = tensão de compressão nas barras das armaduras para a deformação de 0,2%.

Para o aço CA-50, essa tensão corresponde a 42 kN/cm².

2.8 CÁLCULO DA ÁREA DE AÇO DO TIRANTE

Segundo a Gerdau Açominas, os tirantes, que são elementos metálicos que compõem o pórtico principal, têm a função de reduzir os deslocamentos horizontais e são indicados para inclinações maiores que 15%.

A NBR 6118 (ABNT, 2014) faz menção ao cálculo da área de aço a ser aplicada em cada tirante, que deve ser expressa por:

$$A_s = \frac{F_{sd}}{f_{yd}} \quad (6)$$

Em que:

F_{sd} é o valor de cálculo da força de tração determinada no tirante;

f_{yd} é a resistência de cálculo do aço à tração, igual a $f_{yk}/1,15$.

2.9 AÇÕES A CONSIDERAR NA ESTRUTURA

Segundo a NBR 8681 (ABNT, 2003) – Ações e segurança nas estruturas, ações são causas que provocam esforços ou deformações na estrutura. As deformações impostas são por vezes designadas por ações indiretas e as forças, por ações diretas.

As ações a serem consideradas na estrutura do tipo galpão podem ser classificadas em ações permanentes e variáveis.

2.9.1 Ações Permanentes

De acordo com NBR 8681 (ABNT, 2003), são as que com valores constantes ou de pequena variação em torno de sua média, durante praticamente toda a vida da construção. As ações permanentes são divididas em diretas, que são: os pesos próprios dos elementos da construção, incluindo-se o peso próprio da estrutura, pesos dos equipamentos fixos, etc, e indiretas, que são: recalque de apoio, protensão e a retração dos materiais.

2.9.2 Ações Variáveis

Conforme NBR 8681 (ABNT, 2003), são as cargas acidentais das construções, bem como efeitos, tais como cargas verticais de uso da construção (pessoas, mobiliários, veículos,

etc.), forças longitudinais de frenação ou aceleração, de impacto lateral, os efeitos dos ventos, etc. Se classificam em ações variáveis normais, que são: ações variáveis com probabilidade de ocorrência suficientemente grande para que sejam obrigatoriamente consideradas no projeto das estruturas de um dado tipo de construção. Ações variáveis especiais: ações sísmicas ou cargas acidentais de natureza ou de intensidade especiais.

2.9.2.1 Ação do vento

Segundo Carvalho e Pinheiro (2009), o vento pode ser considerado como o deslocamento de ar decorrente das diferenças de temperaturas e pressões atmosféricas.

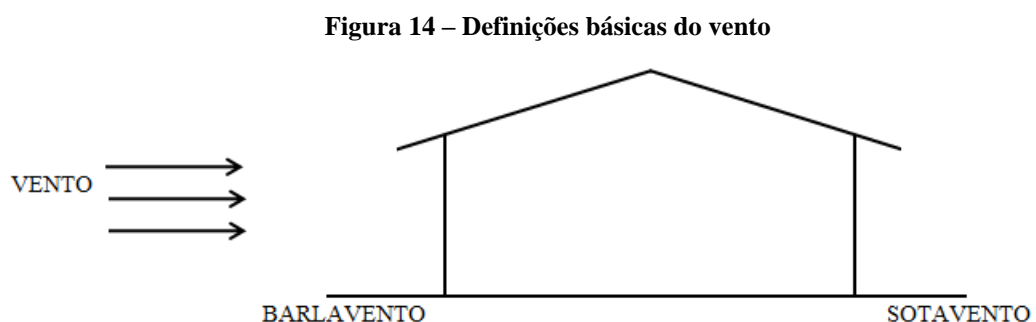
A NBR 6123 (ABNT, 1988) - Forças devidas ao vento em edificações, permite que as ações dinâmicas do vento que atuam em edifícios sejam consideradas como ações estáticas, bastando determinar a frequência e conseqüentemente o período fundamental da edificação, dispensando a análise dinâmica propriamente dita se o mesmo for inferior a um segundo.

O efeito do vento depende de fenômenos climatológicos próprios de cada região do país, envolve compilação estatística, por isso há necessidade de se estabelecer em primeiro lugar onde se executará a construção. É por esses motivos, que o cálculo da ação do vento em uma estrutura não é tão simples como, por exemplo, o cálculo dos efeitos das ações verticais (RODRIGUES, 2012).

A NBR 6123 (ABNT, 1988) define algumas nomenclaturas em relação ao comportamento do vento nas edificações, como ilustra a Figura 14:

Barlavento: em relação à edificação, é a região onde sopra o vento;

Sotavento: em relação à edificação, é a região oposta àquela de onde sopra o vento;



Fonte: Produção dos autores, 2015

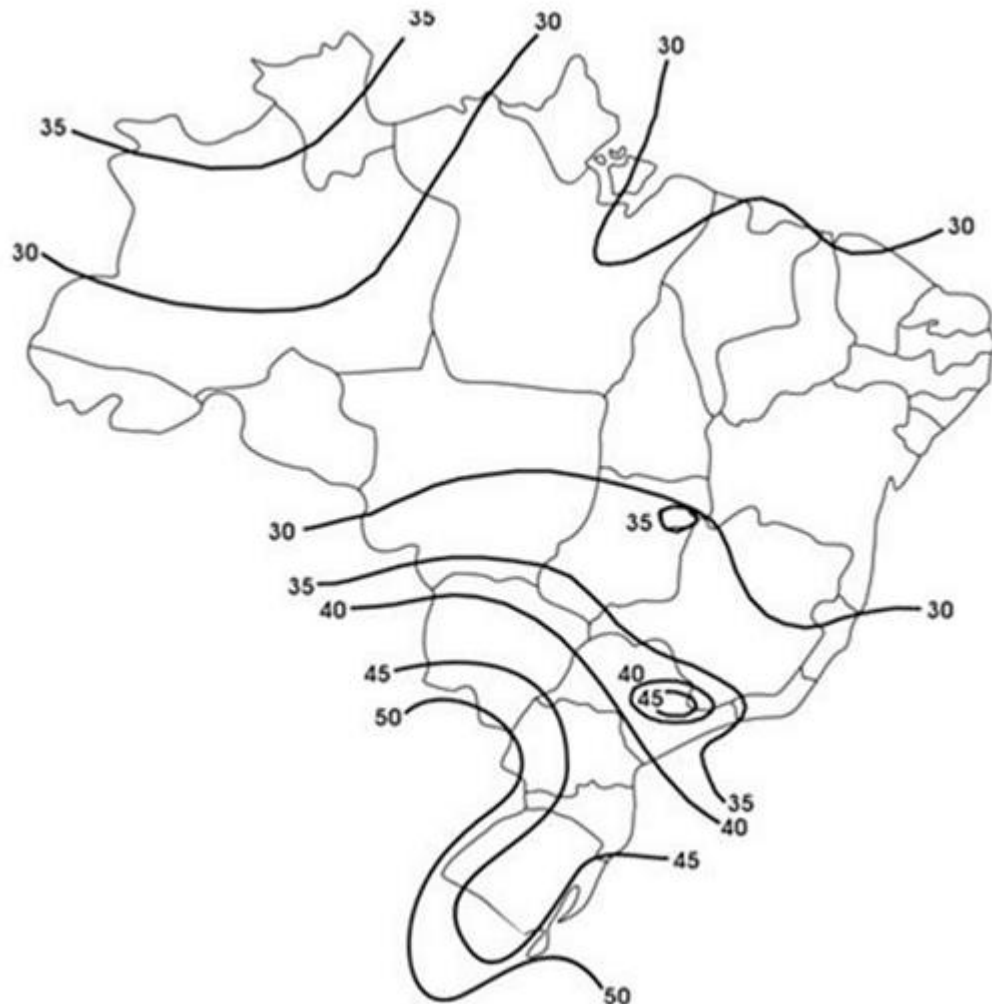
Sucção: pressão efetiva abaixo da pressão atmosférica de referência (sinal negativo);

Sobrepessão: pressão efetiva acima da pressão atmosférica de referência (sinal positivo).

2.9.2.1.1 Cálculo dos esforços solicitantes devido ao vento:

Para se determinar as cargas de vento, é necessário em primeiro lugar determinar a velocidade básica do vento (V_0), que depende da localização da edificação, conforme os procedimentos indicados pela NBR 6123 (ABNT, 1988). Tal velocidade pode ser retirada de um mapa de Isopletas do Brasil, ilustrado na Figura 15.

Figura 15 – Mapas das Isopletas da velocidade básica V_0 (m/s)



Fonte: FABEANE; FICANHA; PRAVIA, 2013

A velocidade característica do vento V_k é obtida multiplicando a velocidade básica do vento pelos fatores S_1 , S_2 e S_3 , expressa pela seguinte Equação:

$$V_k = V_0 \times S_1 \times S_2 \times S_3 \quad (7)$$

Em que:

V_0 = velocidade básica do vento;

S_1 = fator que depende da topografia do terreno (fator topográfico);

S_2 = fator de rugosidade do terreno;

S_3 = fator estatístico.

Uma vez determinada a velocidade característica do vento, é possível calcular a pressão dinâmica pela Equação:

$$q = 0,613 \times V_k^2 \quad (8)$$

q em N/m^2 e V_k em m/s (unidades SI)

A Tabela 3 mostra como o fator topográfico S_1 é definido de acordo com as características do terreno.

Tabela 3 – Fator topográfico S_1

Características do terreno	S_1
a) Terreno plano ou fracamente acidentado;	1,0
b) Vales profundos, protegidos de ventos de todas as direções;	0,9
c) Taludes e morros: a correção da velocidade básica realizada a partir do ângulo de inclinação do talude ou do morro.	Dimensiona-se de acordo com o item 5.2 da NBR 6123 (ABNT, 1988)

Fonte: NBR 6123 (ABNT, 1988)

O fator topográfico S_2 é determinado segundo o Quadro 5, que define a rugosidade do terreno (categoria) e pelo Quadro 6, que classifica a estrutura em classes que depende das dimensões da edificação.

Quadro 5 – Categoria do terreno

(Continua)

Categoria	Descrição do terreno
I	Mar calmo, lagos, rios, pântanos.
II	Zonas costeiras planas, campos de aviação, pântanos com vegetação rala, pradarias e charnecas, fazendas sem sabes ou muros;

Quadro 5 – Categoria do terreno

(conclusão)

Categoria	Descrição do terreno
III	Granjas e casas de campo, fazendas com sebes e/ou muros, subúrbios com casas baixas e esparsas com obstáculos de até 3 m;
IV	Parques e bosques com muitas árvores, cidades pequenas, subúrbios densamente construídos, áreas industriais plena ou parcialmente desenvolvidas com obstáculos de cota média de 10 m;
V	Florestas com árvores altas, centros de grandes cidades, com cota de topo média igual ou superior a 25 m.

Fonte: NBR 6123 (ABNT, 1988)

Quadro 6 – Classe de edificação para determinação do S_2

Classe	Descrição
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	Toda edificação ou parte da edificação para a qual a maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal esteja entre 20 e 50 m;
C	Toda edificação ou parte da edificação para a qual a maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal exceda 50 m.

Fonte: NBR 6123 (ABNT, 1988)

O cálculo de S_2 usado para determinação da velocidade do vento pode ser efetuado pela Equação:

$$S_2 = b \times F_r \times \left(\frac{z}{10}\right)^p \quad (9)$$

Sendo:

z = altura acima do terreno (limitado à altura gradiente);

F_r = fator de rajada correspondente à categoria II, classe B;

b = parâmetro de correlação da classe de edificação;

p = parâmetro meteorológico.

Tais parâmetros são obtidos pela Tabela 4, que permitem determinar S_2 .

Tabela 4 – Parâmetros meteorológicos para definir o S_2

Categoria	z (m)	Parâmetros	Classes		
			A	B	C
I	250	b	1,10	1,11	1,12
		p	0,06	0,065	0,07
II	300	b	1,00	1,00	1,00
		F_r	1,00	0,98	0,95
III	350	p	0,085	0,09	0,10
		b	0,94	0,94	0,93
IV	420	p	0,10	0,105	0,115
		b	0,86	0,85	0,84
V	500	p	0,12	0,125	0,135
		b	0,74	0,73	0,71
		p	0,15	0,16	0,175

Fonte: Tabela 1 da NBR 6123 (ABNT, 1988)

O fator S_3 depende do grau de segurança requerido e da vida útil da edificação, estabelecido pela NBR 6123 (ABNT, 1988) um período de 50 anos, e cuja probabilidade de que a velocidade básica de vento seja igualada ou excedida neste período é de 63%. O Quadro 7 indica os valores mínimos do fator S_3 que podem ser adotados pela Norma Brasileira.

Quadro 7 - Valores mínimos para o fator estatístico S_3

Grupo	Descrição do tipo de ocupação	S_3
1	Edificação cuja ruína total ou parcial pode afetar a segurança ou possibilidade de socorro a pessoa 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 fase de construção.	0,83

Fonte: Tabela 3 da NBR 6123 (ABNT, 1988)

Entende-se que a força do vento depende da diferença de pressão nas faces opostas da parte da edificação em estudo, os coeficientes de pressão são dados para superfícies externas e superfícies internas (CAMILLO, 2010). A pressão efetiva (Δ_p) atuante em uma edificação é por tanto, a diferença dos coeficientes de pressão externa e interna multiplicados pela pressão dinâmica, como mostra a Equação.

$$\Delta_p = (c_{pe} - c_{pi})q \quad (10)$$

Onde:

c_{pe} = coeficiente de pressão externa;


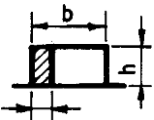

c_{pi} = coeficiente de pressão interna;

q = pressão dinâmica.

Os valores dos coeficientes de pressão e de forma, externos, para diversos tipos de edificações e para direções críticas de ventos recomendados pela NBR 6123 (ABNT, 1988) são dados no Quadro 8 e na Tabela 5, respectivamente para paredes e telhados com duas águas simétricas, de edificações de planta retangular.

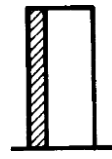
Quadro 8 – Coeficiente de Forma externo para paredes de edifícios de planta retangular

(continua)

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




Quadro 8 – Coeficiente de Forma externo para paredes de edifícios de planta retangular

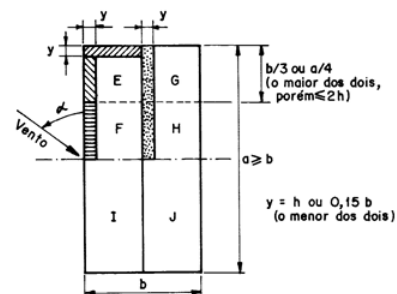
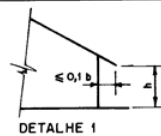
(conclusão)

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	
 $\frac{3}{2} < \frac{h}{b} \leq 6$	$1 \leq \frac{a}{b} \leq \frac{3}{2}$	-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

Fonte: Tabela 4 da NBR 6123 (ABNT, 1988)

Tabela 5 – Coeficientes de pressão e forma para edifícios em telhado duas águas

Altura relativa	θ	Valores de C_e para				c_{pe} médio			
		$\alpha = 90^\circ (A)$		$\alpha = 0^\circ$					
		EF	GH	EG	FH				
 $\frac{h}{b} \leq \frac{1}{2}$	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	-1,4	-1,2
	15°	-1,0	-0,4	-0,8	-0,6	-1,4	-1,2	-1,2	-1,2
	20°	-0,4	-0,4	-0,7	-0,6	-1,0	-1,0	-1,0	-1,2
	30°	0	-0,4	-0,7	-0,6	-0,8	-0,8	-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	
 $\frac{1}{2} < \frac{h}{b} \leq \frac{3}{2}$	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	-1,0	-1,0
	45°	+0,2	-0,5	-0,8	-0,8				
60°	+0,6	-0,5	-0,8	-0,8					
 $\frac{3}{2} < \frac{h}{b} \leq 6$	0°	-0,8	-0,6	-0,9	-0,7	-2,0	-2,0	-2,0	--
	5°	-0,8	-0,6	-0,8	-0,8	-2,0	-2,0	-1,5	-1,0
	10°	-0,8	-0,6	-0,8	-0,8	-2,0	-2,0	-1,5	-1,2
	15°	-0,8	-0,6	-0,8	-0,8	-1,8	-1,8	-1,5	-1,2
	20°	-0,8	-0,6	-0,8	-0,8	-1,5	-1,5	-1,5	-1,2
	30°	-1,0	-0,5	-0,8	-0,7	-1,5	-1,5	-1,5	-1,2
	40°	-0,2	-0,5	-0,8	-0,7	-1,0	-1,0	-1,0	-1,0
50°	+0,2	-0,5	-0,8	-0,7					
60°	+0,5	-0,5	-0,8	-0,7					



Fonte: Tabela 5 da NBR 6123 (ABNT, 1988)

Para edificações cujas paredes internas são permeáveis, a pressão interna pode ser considerada uniforme. Neste caso, devem ser adotados os seguintes valores, segundo a NBR 6123 (ABNT, 1988), para o coeficiente de pressão interna.

- a) duas faces opostas igualmente permeáveis, as outras duas impermeáveis:
 - vento perpendicular a uma face permeável: $C_{pi} = +0,2$;
 - vento perpendicular a uma face permeável: $C_{pi} = -0,3$;
- b) quatro faces opostas igualmente permeáveis:
 - $C_{pi} = -0,3$ ou 0 (considerar o mais nocivo);
- c) abertura dominante em uma face, as outras faces de igual permeabilidade;
 - seguir as recomendações do item 6.2.5 da NBR 6123 (ABNT, 1988).

Nenhuma das faces poderá ter índice de permeabilidade maior 30%, para poder usar as considerações acima expostas.

2.10 EFEITOS DE SEGUNDA ORDEM

Devido às ações sujeitas aos edifícios, como seu peso próprio e ações do vento, se faz necessário a verificação da estabilidade global. Essa verificação pode ser realizada mediante os cálculos chamados de parâmetros de estabilidade.

Segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014), os efeitos de segunda ordem podem ser desprezados sempre que não representarem acréscimo superior a 10% nas reações e nas solicitações relevantes da estrutura.

2.10.1 Parâmetro α

De acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2014) a estrutura de um edifício pode ser deslocável ou não, para isso deve-se fazer a verificação através da Equação do parâmetro α , que não pode ser menor que α_1 definido a seguir:

$$\alpha = H_{tot} \sqrt{\frac{N_k}{E_{cs} I_c}} \quad (11)$$

$$\alpha_1 = 0,2 + 0,1n \quad \text{se } n \leq 3;$$

$$\alpha_1 = 0,6 \quad \text{se } n \geq 4.$$

Onde:

n = número de andares acima da fundação ou de um nível pouco deslocável do subsolo;

H_{tot} = altura total da estrutura, medida a partir do topo da fundação ou de um nível pouco deslocável do subsolo;

N_k = somatória de todas as cargas verticais atuantes na estrutura, com seu valor característico;

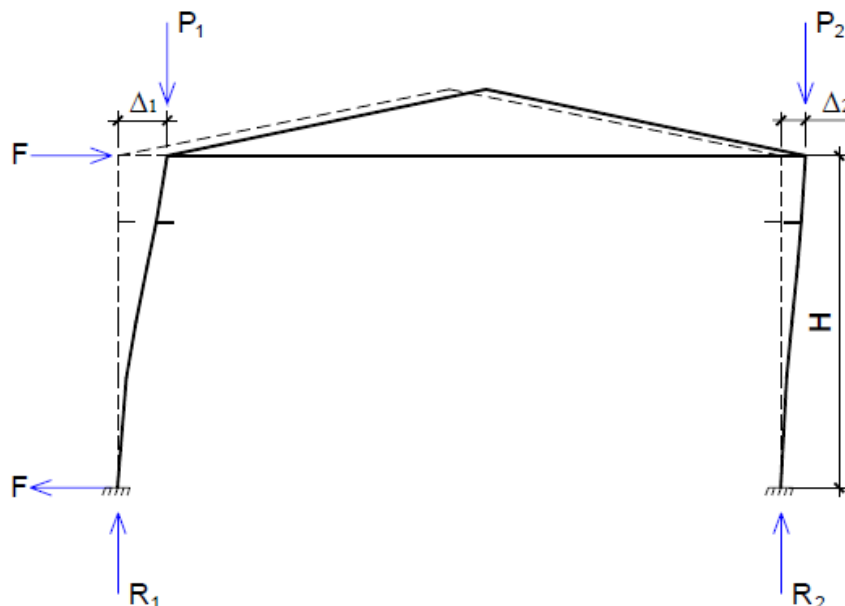
$E_{cs}I_c$ = somatória dos valores de rigidez de todos os pilares na direção considerada.

Outro parâmetro utilizado na verificação da estabilidade global de uma estrutura é o parâmetro γ_z , entretanto a NBR 6118 (ABNT, 2014) cita que o parâmetro γ_z é válido somente para estruturas reticuladas de no mínimo quatro andares, portanto, não podendo ser aplicado aos galpões.

2.10.2 Processo $P\Delta$

Segundo Lopes (2005), o $P\Delta$ é um efeito que ocorre nas estruturas onde os elementos estão submetidos a forças axiais, relacionando a carga axial (P) com o deslocamento horizontal (Δ). Ao se deslocar horizontalmente devido aos carregamentos horizontais e verticais, conforme pode ser observado na Figura 16.

Figura 16 – Deslocamento da estrutura



Fazendo o somatório de momentos em relação à base do pilar, tem-se a Equação:

$$\sum \mathbf{M} = \mathbf{F} \times \mathbf{H} + \sum \mathbf{P}_i \times \Delta_i \quad (12)$$

Onde:

F = Força horizontal;

H = Altura da estrutura;

P_i = Forças verticais;

Δ_i = Deslocamentos.

De acordo com Carmo (1995), no processo $P\Delta$ o momento adicional $\sum P_i \times \Delta_i$ pode ser substituído por um binário de mesmo efeito, compostos de forças horizontais de valor: $(P_i \times \Delta_i)/H$. Portanto, substitui-se o efeito de segunda ordem por efeito de primeira ordem equivalente.

Faz-se uma nova análise da estrutura com o carregamento original adicionando-se as forças equivalentes $(P_i \times \Delta_i)/H$.

Após a segunda análise observam-se os novos deslocamentos e verifica-se a tolerância foi atingida. Caso atinja a tolerância, interrompe-se o processo e anotam-se os momentos encontrados para essa etapa. Caso contrário, faz-se uma nova análise, com as forças equivalentes corrigidas $(P_i \times \Delta_i)/H$.

O processo é considerado iterativo devido a sucessões de etapas. A resultante das forças horizontais não se altera, pois em cada etapa do carregamento é aplicado um binário.

Com base em Proença (2010), o critério de interrupção do processo é dado por:

$$\sqrt{\frac{\sum(\Delta_i^r - \Delta_i^{r-1})^2}{\sum(\Delta_i^r)^2}} \leq \epsilon \quad (13)$$

Com:

ϵ = tolerância admitida;

Δ_i^r = deslocamento da etapa r;

Δ_i^{r-1} = deslocamento da etapa r-1.

2.11 ESTADOS LIMITES

De acordo com Rodrigues (2012), uma estrutura atinge um estado limite quando apresenta desempenho inadequado à finalidade da construção, ou seja, quando ao se verificar a segurança da estrutura as solicitações de cálculo forem maiores que a suportada pela estrutura, no estado limite considerado. Logo, para o cálculo das estruturas de concreto é necessário considerar-se os estados limites últimos e o de serviço, que serão definidos a seguir.

2.11.1 Estados Limites Últimos (ELU)

Conforme a NBR 6118 (ABNT, 2014), os estados limites últimos (ELU) são aqueles relacionados ao colapso ou qualquer outra forma de ruína na estrutura que determina a paralisação do uso da estrutura.

A segurança das estruturas de concreto deve sempre ser verificada em relação aos seguintes estados limites últimos:

- a) de perda de equilíbrio da estrutura, admitida como um corpo rígido;
- b) de esgotamento da capacidade resistente da estrutura, em seu todo ou em parte, pelas solicitações normais e tangenciais;
- c) de esgotamento da capacidade resistente da estrutura, em seu todo ou em parte, considerando os efeitos de segunda ordem;
- d) provocado por solicitações dinâmicas;
- e) de colapso progressivo.

2.11.2 Estados Limites de Serviço (ELS)

A NBR 6118 (ABNT, 2014) esclarece que os estados limites de serviço (ELS) estão relacionados à durabilidade das estruturas, aparência, conforto do usuário e à boa utilização funcional das mesmas, seja em relação aos usuários, às máquinas e aos equipamentos utilizados.

Os galpões de concreto pré-moldado devem ser verificados quanto aos seguintes estados limites de serviço:

- a) de formação de fissuras (ELS-F);
- b) de aberturas das fissuras (ELS-W);

- c) de deformações excessivas (ELS-DEF);
- d) de descompressão (ELS-D);
- e) de compressão excessiva (ELS-CE);
- f) de vibrações excessivas (ELS-VE).

2.11.3 Combinações de Serviço

Segundo Rodrigues (2012) para a verificação do ELS-DEF dos elementos de concreto pré-moldado que constituem o galpão, devem ser utilizadas combinações quase permanentes de serviço (CQP), nas quais todas as ações variáveis são consideradas com seus valores quase permanentes. Já para se verificar os elementos que constituem o galpão, como terças e vigas no ELS-DEF e do ELS-F, devem ser utilizadas combinações frequentes de serviço (CF), tomando como valor frequente a ação variável principal e todas as demais ações variáveis como seus valores quase permanentes.

Para combinações frequentes é dada a Equação:

$$F_{d,ser} = \sum F_{gi,k} + \psi_1 F_{q1,k} + \sum \psi_{2j} F_{qj,k} \quad (14)$$

Para combinações quase permanentes deve-se utilizar a seguinte Equação:

$$F_{d,ser} = \sum F_{gi,k} + \sum \psi_{2j} F_{qj,k} \quad (15)$$

Onde:

$F_{d,ser}$ – valor de cálculo das ações para combinação de serviço;

$F_{gi,k}$ – representa os valores característicos das ações permanentes;

$F_{q1,k}$ – representa o valor característico da ação variável principal;

ψ_1 – fator de redução para combinações frequentes;

ψ_{2j} – fator de redução para as combinações quase permanentes;

$F_{qj,k}$ – representa o valor característico das ações variáveis secundárias.

De acordo com a NBR 8681 (ABNT, 2003), devem ser utilizados os valores indicados na Tabela 6 para os coeficientes de ponderação.

Tabela 6 – Valores dos fatores de redução

Ações	ψ_1	ψ_2
Cargas acidentais sem predominância de equipamentos, nem de elevadas concentrações de pessoas.	0,4	0,3
Pressão dinâmica do vento nas estruturas em geral.	0,3	0,0

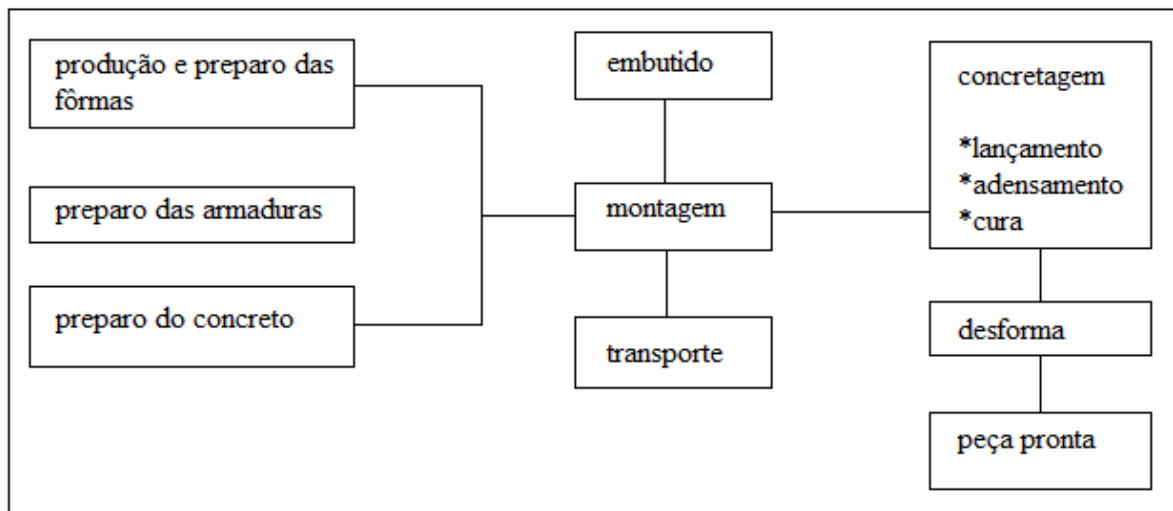
Fonte: NBR 8681 (ABNT, 2003)

2.12 SISTEMA CONSTRUTIVO DE GALPÃO EM ESTRUTURA DE CONCRETO MOLDADO NO LOCAL

Segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014), elementos de concreto armado são: “aqueles cujo comportamento estrutural depende da aderência entre concreto e armadura, e nos quais não se aplicam alongamentos iniciais das armaduras antes da materialização dessa aderência.”.

“A execução de elementos com concreto convencional deve seguir um esquema básico de produção (Figura17) que possibilite a obtenção das peças previamente projetadas e com a qualidade especificada, apresentado no esquema a seguir”. (MELHADO, 1998 *apud* IGLESIA, 2006):

Figura 17 – Fluxograma de produção de elementos em concreto armado



Fonte: Adaptado de MELHADO, 1998

2.12.1 Vantagens e Desvantagens do Concreto Armado

Segundo Carvalho e Filho (2012), o concreto armado apresenta vantagens e desvantagens quanto ao seu uso estrutural.

2.12.1.1 Vantagens

- a) Apresenta boa resistência à maioria das solicitações;
- b) Tem boa trabalhabilidade, permitindo adapta-se a várias formas;
- c) Permite obter estruturas monolíticas, o que não ocorre com as de aço, madeira e pré-moldadas.
- d) As técnicas de execução são razoavelmente dominadas em todo país;
- e) Compete com as estruturas de aço em termos econômicos;
- f) Quando bem executado, conforme as normas é um material durável;
- g) Apresenta durabilidade e resistência ao fogo superior à madeira e ao aço;
- h) Possibilita a utilização da pré-moldagem, proporcionando maior rapidez e facilidade de execução;
- i) É resistente a choques e vibrações, efeitos térmicos, atmosféricos e desgastes mecânicos.

2.12.1.2 Desvantagens

- a) Resulta em elementos com maiores dimensões que o aço, e devido ao seu peso específico elevado ($\gamma \approx 25 \text{ kN/m}^3$), acarreta um peso próprio muito grande;
- b) As reformas e adaptações são, muitas vezes, de difícil execução.
- c) É bom condutor de calor e som, o que exigindo, em casos específicos, associação com outros materiais para sanar esses problemas;
- d) São necessários um sistema de fôrmas e a utilização de escoramentos (quando não se faz uso da pré-moldagem), que geralmente, precisam permanecer no local até que o concreto atinja resistência adequada.

2.12.2 Confeccão das Fôrmas

“De maneira sucinta, podemos dizer que a fôrma é um molde provisório que serve para dar ao concreto fresco a geometria e textura desejada, e de cimbramento, todos os elementos que servem para sustentá-lo até que atinja resistência suficiente para auto-suportar os esforços que lhe são submetidos.” (ASSAHI, 2006)

As fôrmas são uma das principais características do sistema construtivo convencional que se diferencia de uma estrutura pré-moldada e estrutura metálica, uma vez que estes sistemas construtivos praticamente eliminam a necessidade da utilização de fôrmas e escoramento na obra, ora pelas fôrmas agregarem um custo muito alto para a construção, em relação ao custo total da estrutura de concreto armado, como será tratado neste capítulo. A fôrma tem como funções principais:

- a) Dar forma ao concreto (molde);
- b) Ser suficientemente estanque, de modo a impedir a perda de pasta de cimento;
- c) Fazer com que o concreto adquira textura em sua superfície.

Para Assahi (2006), as fôrmas têm uma peculiaridade única, pois é o que inicia todo o processo de execução de uma obra, passando a ser referência para os demais, com isso, o desempenho do sistema de fôrma acarreta forte influência da qualidade, prazo e custo do empreendimento.

Conforme a NBR 14931 (ABNT, 2004) – Execução de estruturas de concreto, durante toda a concretagem da fôrma, qualquer componente que for embutido nesta, deve preservar o seu formato original e resistir a contaminações que possam afetar a integridade do concreto e da armadura. Caso o componente seja metálico, deve-se prever proteção contra corrosão.

Segundo Melhado (1998, *apud* IGLESIA, 2006), as propriedades de desempenho para atender as funções das fôrmas, são:

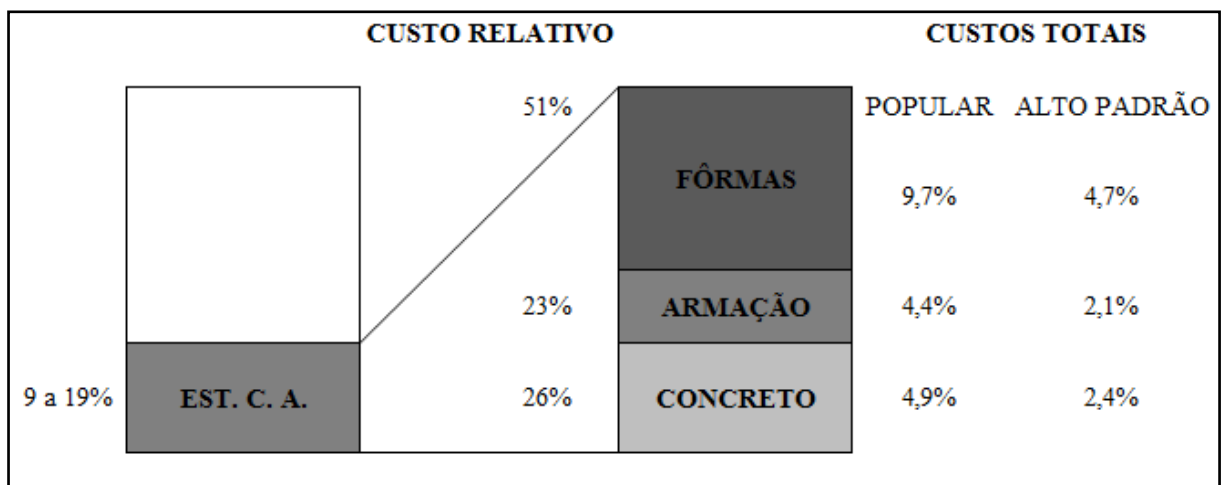
- a) Resistência mecânica à ruptura;
- b) Resistência à deformação;
- c) Estanqueidade;
- d) Regularidade geométrica;
- e) Textura superficial;
- f) Estabilidade dimensional;
- g) Possibilitar o correto posicionamento da armadura;

- h) Baixa aderência ao concreto;
- i) Proporcionar facilidade para o correto lançamento;
- j) Não influenciar nas características do concreto;
- k) Segurança;
- l) Economia.

2.12.3 Custo da Fôrma

Para Magalhães (2000, *apud* CARMO, 2007), estudos realizados apontam que as fôrmas representam de 40 % a 60 % do custo total da estrutura de concreto armado e cerca de 8 % a 12 % no custo final de uma edificação. O valor da fôrma para uma construção hoje, com os materiais alternativos que existem no mercado, deve girar em torno de 2 %. A Figura 18 mostra o percentual de custo em relação ao edifício, para que uma fôrma apresente adequadamente suas funções:

Figura 18 – Custo comparativo de uma estrutura de concreto armado



Fonte: Adaptado de FAJERSZTAJN, 1987 *apud* IGLESIA, 2006

2.12.4 Escoramento

A ABCP (Associação Brasileira de Cimento Portland) define escoramento como uma estrutura provisória composta por um conjunto de elementos, podendo ser metálico (Figura 19) ou de madeira, que apoiam as fôrmas de lajes e vigas, suportando as cargas atuantes (peso próprio do concreto, movimentação de operários e equipamentos, etc.) transmitindo assim essa carga, para a estrutura anterior ou para o piso, até que esta estrutura se torne autoportante.

No caso de galpões em estrutura de concreto moldado no local o escoramento é feito apenas para viga e pilares, uma vez que o mesmo não possui laje.

Como foi visto anteriormente, assim como o sistema de fôrmas, o escoramento também é uma das características que difere de uma estrutura pré-moldada e estrutura metálica, uma vez que estas praticamente eliminam a necessidade de escoramento na obra. Sem contar que um escoramento mal projetado e uma escolha inadequada de equipamentos fazem com que a obra tenha desperdício de material, gerando atrasos na produção e conseqüentemente um maior custo no fim da construção.

Figura 19 – Uso de escoramento metálico em uma obra na cidade de Anápolis (GO)



Fonte: Acervo dos autores

2.12.5 Armaduras

A NBR 6118 (ABNT, 2014) especifica que o detalhamento das armaduras se dá pela disposição das barras dentro do componente ou elemento estrutural, de modo a permitir e facilitar a boa qualidade das operações de lançamentos e adensamento do concreto.

Para Carvalho e Filho (2012), um dos pontos mais importantes no detalhamento das peças de concreto armado é o cálculo da armadura necessária para resistir a um momento fletor. O dimensionamento é feito no estado-limite último de ruína, impondo que na seção mais solicitada sejam alcançadas as deformações-limite específicas dos materiais, ou seja, o

estado limite último pode ocorrer tanto pela ruptura do concreto comprimido quanto pela deformação excessiva da armadura tracionada.

A NBR 14931 (ABNT, 2004) estabelece que em nenhum caso deva ser empregado na estrutura de concreto aço de qualidade diferente da especificada projeto, sem aprovação prévia do projetista. Cada produto deve ser claramente identificado na obra, de maneira a evitar trocas involuntárias.

2.12.6 Concretagem

Adão e Hermely (2010) caracteriza o concreto como uma mistura de cimento, areia, pedra e água. O cimento é denominado aglomerante, já que tem a propriedade de ser ligante, ou seja, permitindo que a areia e pedra, chamados agregados, formem uma mistura “ligada” com alguma homogeneidade, que após seca, torna-se sólida.

Conforme Carvalho e Filho (2012), as diversas características que o concreto deve apresentar para que possa ser utilizado dependem fundamentalmente do planejamento e dos cuidados na sua execução. O planejamento consiste em definir as propriedades desejadas do concreto, analisar e escolher os materiais existentes ou disponíveis, estabelecer uma metodologia para definir o traço (proporção entre os componentes), os equipamentos para a mistura, o transporte, o adensamento e a cura.

Diferentemente do concreto convencional, em que a concretagem das fôrmas é feita in loco, a concretagem dos elementos pré-moldados se dar ainda na indústria, onde já se definem os traços.

Segundo Melhado (1998, *apud* IGLESIA, 2006), depois de terminada a concretagem e ultrapassado o tempo mínimo para cura do material, deve ser realizado o seguinte procedimento para desforma:

- a) Respeitar o tempo de cura, para início da desforma: três dias para fôrmas laterais;
- b) Retirada dos painéis com cuidado para não haver quebra da peça;
- c) Fazer a limpeza dos painéis;
- d) Verificar o concreto das peças desformada.

2.13 PRÉ-DIMENSIONAMENTO DA SEÇÃO E DETALHAMENTO DA ARMADURA LONGITUDINAL DO PILAR

Os procedimentos de cálculos para o pré-dimensionamento dos pilares em estruturas em concreto moldado in loco não se difere muito dos métodos de cálculos em estruturas em concreto pré-moldado.

É possível notar na Tabela 7 que o coeficiente α , que leva em consideração o posicionamento do pilar na edificação, assume valores inferiores em relação à estrutura em concreto pré-moldado.

Tabela 7 – Coeficiente adimensional γ

Posição dos pilares	Coeficiente γ
Intermediário	1,3
Extremidade	1,5
Canto	1,8

Fonte: BACARJI, 1993

Para o cálculo da área da seção de concreto, deve-se aplicar a seguinte Equação:

$$A_c = \frac{30 \times \alpha \times A \times (n + 0,4)}{f_{ck} + 0,01 \times (69,2 - f_{ck})} \quad (16)$$

Onde:

α = coeficiente que leva em conta as excentricidades da carga;

A = área de influência do pilar;

n = número de pavimentos tipos;

(n + 0,4) = número que considera a cobertura, com a carga estimada em 40% da relativa ao pavimento tipo;

f_{ck} = resistência característica do concreto.

Segundo prescrições da NBR 6118 (ABNT, 2014), a maior dimensão da seção transversal deve ser inferior a cinco vezes a menor dimensão. Se não for, o pilar deve ser tratado como pilar parede. A seção transversal não deve apresentar dimensão menor que 19 cm,

Em casos especiais, permite-se a consideração de dimensões entre 19 cm e 14 cm, desde que se multipliquem as ações a serem consideradas no dimensionamento por um coeficiente adicional γ_n , de acordo com o indicado na Tabela 8, extraída do item 13.2.3 da norma. Em qualquer caso, não se permite pilar com seção transversal de área inferior a 360 cm².

Tabela 8 – Valores do coeficiente adicional γ_n

b (cm)	$\geq 19\text{cm}$	18	17	16	15	14
γ_n	1,00	1,05	1,10	1,15	1,20	1,25

Onde:

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

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

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

Fonte: Tabela 13.1 da NBR 6118 (ABNT, 2014)

2.13.1 Armadura Longitudinal

Conforme o item 18.4.2 da NBR 6118 (ABNT, 2014), o diâmetro das barras longitudinais não pode ser inferior a 10 mm e nem superior a 1/8 da menor dimensão da seção transversal.

A taxa geométrica de armadura deve respeitar os valores máximos e mínimos especificados a seguir:

- taxa mínima: $A_{s,\text{mín}} = (0,15N_d/f_{yd}) \geq 0,4\%A_c$;

- taxa máxima: $A_{s,\text{máx}} = 8\%A_c$ (considerando-se inclusive a sobreposição de armadura existente em regiões de emenda).

O espaçamento mínimo livre entre as faces das barras longitudinais, medido no plano da seção transversal, fora da região de emendas, deve ser igual ou superior ao maior dos seguintes valores:

- 20 mm;

- φ (diâmetro da barra)

- 1,2 vezes a dimensão máxima característica do agregado graúdo.

O desempenho da durabilidade da estrutura deve ser garantido por parâmetros mínimos exigidos pela NBR 6118 (ABNT, 2014) em função ao tipo e nível de agressividade. A durabilidade das estruturas depende das características do concreto e da espessura do concreto do cobrimento da armadura.

Devem ser respeitados os valores mínimos da Tabela 9.

Tabela 9 – Correspondência entre classe de agressividade com a qualidade do concreto e o cobrimento nominal de elementos estruturais de concreto armado

Classe de agressividade ambiental				
	I	II	III	IV
Classe do concreto (ABNT NBR 8953)	≥ C20	≥ C25	≥ C30	≥ C40
Cobrimento nominal da armadura de pilares para $\Delta_c = 10 \text{ mm}$	25 mm	30 mm	40 mm	50 mm

Fonte: Tabela 13.1 da NBR 6118 (ABNT, 2014)

Onde:

Δ_c é a tolerância de execução para o cobrimento.

2.14 PROJETO DE GALPÃO EM ESTRUTURAS METÁLICAS

2.14.1 Considerações Iniciais

O aço e o ferro fundido são ligas de ferro e carbono, com outros elementos de dois tipos: elementos residuais decorrentes do processo de fabricação, como silício, manganês, fósforo e enxofre, e elementos adicionais com o intuito de melhorar as características físicas e mecânicas do material denominados elementos de liga (PFEIL e PFEIL, 2009).

O aço é a liga ferro-carbono em que o teor de carbono varia desde 0,008% até 2,11% (Chiaverini, 1996).

Segundo Pfeil e Pfeil (2009), para aços estruturais são requeridas as seguintes propriedades:

- boa ductilidade;
- homogeneidade;
- soldabilidade;
- elevada relação entre tensão resistente e tensão de escoamento.

Além das propriedades acima citadas, também é necessário uma boa resistência à corrosão, sendo esta obtida através da adição de pequenas quantidades de cobre.

A classificação de um aço é feita, em geral, pela sua quantidade de carbono. Os aços de baixo teor de carbono, comumente laminados a frio e recozidos, são destinados à estampagem na indústria automobilística. Aços médio carbono são empregados, por exemplo, como perfis estruturais e vergalhões na construção civil, assim como em chapas destinadas à confecção de tanques de estocagem, tubulações e reatores em geral (SILVA E PANNONI, 2010).

Segundo Bellei (2003), as principais vantagens da utilização da estrutura em aço são as seguintes:

- a) alta resistência do material nos diversos estados de tensão (tração, compressão, flexão e etc);
- b) os elementos em aço oferecem uma grande margem de segurança no trabalho;
- c) são fabricados em oficinas;
- d) tem-se a possibilidade de desmontar as estruturas e posteriormente montá-las em outro local;
- e) também podem ser reaproveitados os materiais que ficarem em estoque, ou mesmo as sombras de obra.

Também segundo Bellei (2003), a desvantagem mais agravante do aço estrutural é a possibilidade de corrosão do material, o que requer certo cuidado para prever tal fenômeno, como a aplicação de uma camada de tinta ou outro método de proteção. Outra desvantagem da estrutura metálica é a perda de suas propriedades de resistência quando expostas ao fogo.

Segundo Pfeil e Pfeil (2009, p.16), as propriedades relevantes do aço são:

- a) ductilidade: capacidade do material se deformar quando solicitado através de cargas e, quando sujeito a tensões locais elevadas, deformar-se plasticamente, o que permite a redistribuição das tensões;
- b) fragilidade: oposto da ductilidade, os agentes da fragilidade podem ser: baixas temperaturas ambientes, efeitos térmicos locais causados por solda e outros;
- c) resiliência e Tenacidade: propriedade que permite a absorção de energia mecânica pelo material;
- d) dureza: resistência a riscos ou abrasão;

- e) efeito de temperatura elevada: temperaturas elevadas acarretam na perda de propriedades físicas do aço. Temperaturas que excedem os 100 C° eliminam o limite de escoamento bem definido;
- f) fadiga: é a medida feita através de ensaios estáticos, pois determina a resistência à ruptura do material;
- g) elasticidade: capacidade de apresentar grandes deformações antes que ocorra o escoamento.

O Quadro 9 abaixo apresenta as especificações mais utilizadas dos materiais em aço comumente usados na construção civil:

Quadro 9 – Especificações mais utilizadas de aço

(continua)

Especificações	Classificação química	Grupo ou grau	Fy (MPa)	Fu (MPa)	Aplicações e observações
NBR 6648	Aço carbono	CG 26	255	410	Chapas grossas
		CG 28	275	440	
NBR 6649 e NBR 6650	Aço carbono	CF 26	260	400	Chapas finas laminadas a frio e a quente
		CF 28	280	440	
		CF 30	300	490	
NBR 5000	Aços de baixa liga e alta resistência mecânica	G-30	300	415	Chapas grossas
		G-35	345	450	
		G-42	415	520	
		G-45	450	550	
NBR 5004	Aços de baixa liga e alta resistência mecânica	F-32/Q-32	310	410	Chapas finas
		F-35/Q-35	340	450	
		Q-40	380	480	
		Q-42	410	520	
		Q-45	450	550	
NBR 5008	Aços de baixa liga e alta resistência	CGR 400	250	380	Chapas grossas
		CGR 500	370	490	
NBR 5920 e NBR 5921	Aços de baixa liga e alta resistência	CFR 400	250	380	Chapas finas
		CFR 500	310/370	450/490	
NBR 8261	Aço carbono	B	290/317	400	Tubos
		C	317/427	427	
ASTM A-36	Aço carbono		250	400	Perfis tubulares
ASTM A-500	Aço carbono	A	230	310	Perfis tubulares
		B	290	400	
ASTM A-572	Aços de baixa liga e alta resistência mecânica	42	290	415	Perfis, chapas e barras
		50	345	450	
		60	415	485	
		75	450	520	
ASTM A-992	Aços de baixa liga e alta resistência mecânica		345 a 450	450	Perfis

Quadro 9 – Especificações mais utilizadas de aço

(conclusão)

Especificações	Classificação química	Grupo ou grau	Fy (MPa)	Fu (MPa)	Aplicações e observações
ASTM A-242	Aços de baixa liga e alta resistência mecânica e a corrosão		345	480	Perfis, chapas e barras
			315	460	
			390	435	
ASTM A-558	Alta resistência mecânica e a corrosão atmosférica		345	485	Perfis
DIN ST-37	Aço carbono		240	370	Geral
DIN ST-52	Alta resistência		360	520	Geral
SAE 1006	Não estruturais		160	280	Chapas, barras redondas
SAE 1008			170	300	
SAE 1010			180	330	
SAE 1020			240	390	

Fonte: Elementos de estrutura de aço, 2008

2.14.2 Produtos Siderúrgicos Estruturais

As usinas produzem aços para a utilização estrutural sob diversas formas: chapas, barras, perfis laminados, fios trefilados, cordoalhas e cabos (PFEIL E PFEIL, 2009).

Abaixo se encontra a descrição de cada elemento comumente fabricado, segundo Pfeil e Pfeil (p.19, 2010):

Produtos Laminados: Barras, que são elementos cujas dimensões da seção transversal são muito menores que seu comprimento, podendo ter seções variadas (circular, quadrada ou retangular alongada) e chapas, que são elemento cuja espessura é muito menor que as outras dimensões.

O Quadro 10 abaixo mostra detalhes das chapas metálicas usadas na construção civil:

Quadro 10 – Utilização de chapas metálicas

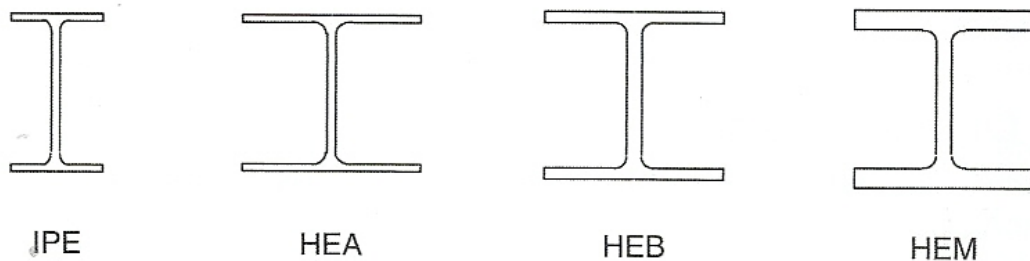
Chapas	Fabricação	Espessuras	Utilização em construção
Grossas	A quente	>5,0mm	Estruturas metálicas em geral
Finas	A quente	1,2–5,0 mm	Perfis de chapas dobradas
	A frio	0,3-2,65 mm	Acessórios de construção como calhas, rufos etc.

Fonte: PFEIL e PFEIL, 2009

Há também nessa categoria, os perfis laminados, que são produzidos através de laminadores e possuem grande eficiência estrutural, e normalmente assumem o formato geométrico das letras H, I, C e L. Os trilhos, que são produtos laminados destinados ao apoio de rodas metálicas de pontes rolantes ou trens. E os tubos, que são produtos ocos, de seção quadrada ou circular.

A Figura 20 a seguir apresenta as seções de perfis laminados mais utilizados na construção civil:

Figura 20 – Perfis laminados de abas com faces paralelas de padrão europeu

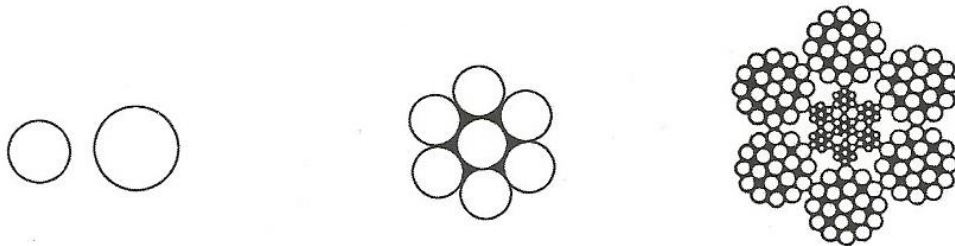


Fonte: PFEIL e PFEIL, 2009

Fios, Cordoalhas e Cabos: Os fios são obtidos através da trefilação, os aços utilizados na fabricação são os aços doces e de alto carbono. Já as cordoalhas são formadas por fios trefilados finos, agrupados forma de hélice por três ou sete fios, alcançando um módulo de elasticidade aproximado ao de uma barra maciça de aço (195.000 MPa). Os cabos são agrupamentos helicoidais de fios trefilados finos e seu módulo de elasticidade é cerca de 50% do módulo de uma barra maciça.

A Figura 21 apresenta a esquematização dos produtos metálicos que são obtidos através da trefilação:

Figura 21 – Produtos metálicos obtidos por trefilação

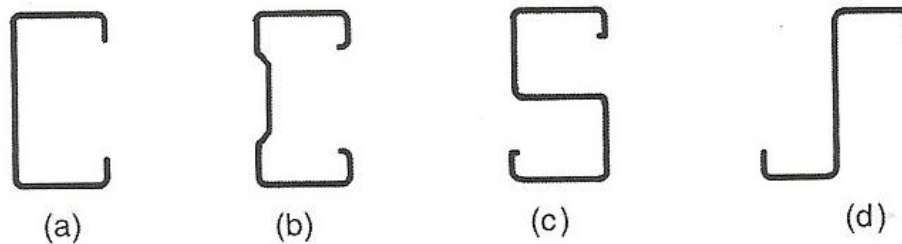


Fonte: PFEIL e PFEIL, 2009

Perfis de Chapas Dobradas: As chapas de aços dúcteis permitem o dobramento a frio, gerando assim perfis em chapas dobradas (Figura 22). Algumas normas de projetos

específicas foram elaboradas, como a do American Iron and Steel Institute (AISI), tendo como edição mais recente a de 2004 e a norma brasileira NBR 14762 (ABNT, 2001) - Dimensionamento de Estruturas de Aço Constituídas de Perfis Formados a Frio.

Figura 22 – Perfis de chapa dobrada: (a) perfil U; (b) perfil complexo; (c) perfil S; (d) perfil Z



Fonte: PFEIL e PFEIL, 2009

Ligações de Peças Metálicas: Devido à limitação quanto às dimensões, imposta pela dificuldade do transporte das peças estruturais metálicas produzidas nas indústrias, há a necessidade da ligação entre os elementos da edificação. Existem basicamente dois tipos de ligações de peças metálicas, sendo eles os conectores (rebites e parafusos), que são colocados em furos que atravessam as peças a ligar e, a ligação por solda que consiste em fundir as partes em contato, provocando a coalescência das mesmas.

Perfis Soldados e Perfis Compostos: são perfis de chapas ou laminados, associados entre si, geralmente através de solda. A NBR 5884 (ABNT, 2013) – Perfil I estrutural de aço soldado por arco elétrico, padronizou três tipos de perfis soldados:

- a) Perfis CS (colunas soldadas);
- b) Perfis VS (vigas soldadas);
- c) Perfis CVS (colunas e vigas soldadas).

A idealização da associação de perfis deve-se a corriqueiras conveniências de cálculo, como por exemplo, em casos de colunas ou estacas que necessitam de um momento de inércia elevado nas duas direções principais.

2.14.3 Elementos Estruturais Utilizados em Galpões

Este tópico irá citar e detalhar os elementos estruturais que compõem galpões usuais, com a ausência de pontes rolantes, de médio porte e que tem como finalidade o uso comercial,

servindo como depósitos de produtos leves, sem solicitação da superestrutura em sustentar máquinas pesadas e permanentes.

Segundo Frantz (2011), os principais elementos que compõe uma estrutura metálica do galpão são:

- a) pórticos transversais (colunas e tesouras): Importante para transferir às fundações, as ações transversais que a estrutura sofre. As vigas do pórtico podem ser implantadas por perfis “I” ou tesouras, ou vigas treliçadas que são as tesouras. Os dois tipos citados são corriqueiramente citados como almas cheias e treliçados e, suas seções podem ser constantes ou variáveis. Os pilares geralmente assumem formas geométricas citadas anteriormente neste trabalho;
- b) cobertura e tapamento Lateral: Tem como objetivo a vedação da construção, protegendo a mesma das intempéries do tempo. Podem ser feitas de alvenaria ou telhas metálicas de aço ou alumínio;
- c) terças: funcionam como vigas e fazem partes da cobertura da edificação, tendo como objetivo sustentar as telhas de cobertura e transferir as ações solicitantes. Além disso, as terças que transmitem as ações solicitantes devido às sobrecargas e ação do vento. As terças são, geralmente, executadas a frio, mas também pode ser composta por perfis laminados;
- d) travessas ou longarinas: são as vigas que suportam o tapamento lateral, podem ser conformados a frio ou perfis laminados. Sua função é transmitir as cargas para as colunas;
- e) tirantes: assumem formato da seção transversal circular. Os tirantes são usados com a finalidade de reduzir o vão entre as terças e travessas, para que seja permitida uma melhor trabalhabilidade a tração;
- f) barras rígidas: suprimem os esforços à compressão e geralmente são formadas por cantoneiras, podendo ser simples, duplas ou com perfil laminado do tipo “I”. Ela faz o travamento do banzo superior;
- g) contraventamentos: são executados com barras de aço. Sua função é dar estabilidade à estrutura em sua posição longitudinal e transmitir esforços para a fundação. Normalmente assume geometria da seção transversal em forma circular, dispostas em X. Os esforços de compressão podem ser desprezados, pois é insignificante para as barras.

2.14.4 Pórticos de Alma Cheia

Para o projeto estrutural do galpão em questão, usar-se-á o esquema de pórtico com elementos em alma cheia.

Para que seja feita a escolha do arranjo estrutural (perfil, detalhes construtivos e ligações) de uma edificação, consideram-se vários aspectos construtivos da estrutura em um contexto geral. Como por exemplo, deve ser analisada a distância necessária entre pórticos (que é em função da utilização da edificação), deve atender os aspectos economia e segurança, e principalmente o consumo de aço que será necessário. (CHAVES, 2007)

Ainda conforme Chaves (2007 p.20), um espaçamento entre pórticos menor facilita na distribuição de carga entre elementos estruturais, porém aumenta o número de pórticos, bases e fundações. Espaçamentos maiores, no entanto, obriga o aumento do número de elementos secundários da cobertura, mas diminui a quantidade de pórticos, bases e fundações.

A Figura 23 a seguir mostra a esquematização de um pórtico em alma cheia utilizado em galpões:

Figura 23 – Esquematização de pórtico simples de alma cheia



Fonte: FABEANE; FICANHA; PRAVIA, 2013

De acordo com Chaves (2007), o modelo tem várias vantagens, pois exige uma altura pequena, possui boa estética, permite facilidade de limpeza, pintura e conservação, é de fácil fabricação devido ao número reduzido de elementos, além da rapidez na montagem. O autor diz que é o processo de maior rapidez de execução.

2.14.5 Pré-dimensionamento dos Perfis

O método de pré-dimensionamento para estruturas metálicas em aço de galpões consiste na análise da geometria da estrutura, especificamente do pé direito ou altura da coluna e, o vão entre pilares que assume o valor de pré-dimensionamento da altura do perfil do pilar.

Segundo Bellei (2006), para colunas de galpões sem ponte rolante, perfis com a seção constante assumem o valor de pré-dimensionamento entre $H/20$ e $H/30$, sendo H a altura da coluna até o beiral ou pé direito. Já para o pré-dimensionamento das vigas, é considerado um valor para as alturas das vigas entre $L/50$ e $L/70$, sendo L a distância entre colunas.

2.14.6 Ações Atuantes na Estrutura

Para que sejam feitas as verificações dos perfis adotados de acordo com a NBR 8800 (ABNT, 2008) – Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios, é necessário estimar as ações atuantes nos pórticos. Para o galpão em questão, três ações atuantes serão consideradas, sendo elas:

- a) Ação variável devida ao vento (F_{wk});
- b) Ação permanente ($F_{gi,k}$);
- c) Ação accidental ($F_{qi,k}$).

Vale ressaltar que ação atuante na estrutura devido ao vento (F_{wk}) é estimada da mesma forma dos demais galpões.

Segundo a NBR 8800 (ABNT, 2008), a ação accidental ($F_{qi,k}$) mínima que deve ser considerado é de $0,25 \text{ kN/m}^2$. Este valor, assim como as demais ações, deve ser multiplicado pelo vão entre pórticos e ser disposta para fins de cálculo como um carregamento uniformemente distribuído entre o vão do pórtico isolado. Para a estimativa da ação permanente, são estimados os pesos específicos de cada elemento estrutural e de tapamento a serem empregados na construção da estrutura. Na Tabela 10 abaixo, podemos observar a exemplificação dos pesos específicos a serem considerados no momento de estimativa de ações permanentes:

Tabela 10 – Ações estimadas de cada elemento da estrutura

Ações permanentes	Carregamento
Telhas	0,10 kN/m ²
Contraventamentos	0,05 kN/m ²
Terças e Tirantes	0,10 kN/m ²
Vigas e Colunas	0,20 kN/m ²
Total Permanente	0,45 kN/m²

Fonte: DREHMER; JÚNIOR; PRAVIA, 2010

2.14.7 Análise Estrutural de Pórticos de Galpões

Para verificar se o projeto dos pórticos de galpões em estrutura metálica é viável, é necessário verificar a deslocabilidade, utilizando o método de combinação das ações para encontrar as ações de projeto.

Atualmente tem se tornado muito comum a utilização de programas computacionais para essa verificação e oferecendo dados como a geometria, carregamentos, seções pré-dimensionadas e condições de apoio, obtendo então os esforços solicitantes e deslocamentos para assim efetuar a verificação de conformidade das seções propostas dos elementos estruturais.

Segundo a NBR 8800 (ABNT, 2008), o estado limite de deformação horizontal para galpões em geral é de 1/300 da altura da coluna em relação à base, de acordo com o anexo C, tabela C.1. Para efetuar a verificação do deslocamento lateral do pórtico, utiliza-se a pior combinação possível, dada por:

$$F_{d,uti} = F_{gk} + \Psi_2 \times F_{qk} \quad (17)$$

Sendo o valor de Ψ_2 igual a 0,6, de acordo com a norma.

2.14.8 Ligações em estruturas metálicas

Segundo a NBR 8800 (ABNT, 2008), as ligações metálicas consistem em elementos de conexão entre elementos estruturais, podendo ser: enrijecedores, chapas de ligação, cantoneiras e meios de ligação, como soldas, parafusos barras rosqueadas de seção arredondada e pinos.

O dimensionamento dos elementos de ligação deve ser efetuado, levando em consideração o estado-limite último (ELU), de forma que sua resistência seja superior à solicitação oriunda do projeto. A norma também recomenda que, para barras de composição de ligações, o dimensionamento deve levar em conta pelo menos 50 % do valor da força axial resistente de cálculo.

2.14.8.1 Tipos de ligações

Segundo Marcon e Pravia (2012), os principais tipos de ligações em estruturas metálicas são:

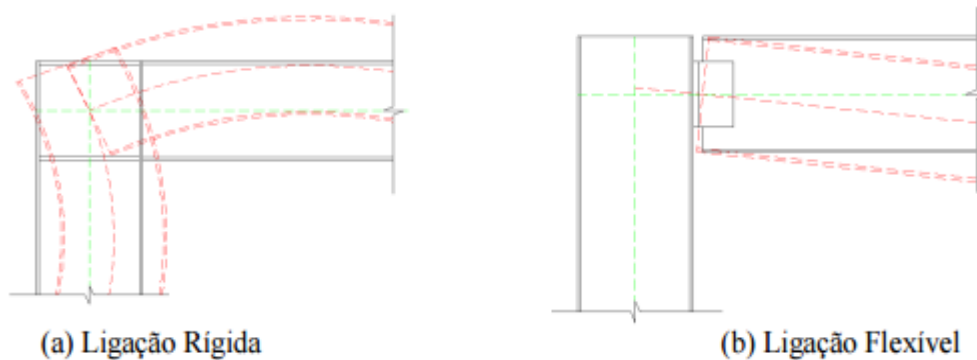
- a) Viga-Viga;
- b) Viga-Coluna com transmissão de esforço cortante;
- c) Viga-Coluna engastada;
- d) Ligação em treliças;
- e) Placas de base para colunas;
- f) Emenda de coluna;
- g) Emenda de viga.

As ligações são responsáveis pelas transmissões de esforços, e isso está relacionado com sua capacidade de impedir que haja a rotação relativa no local onde a ligação foi efetuada.

Segundo Marcon e Pravia (2012), as ligações deverão ser concebidas e projetadas de acordo com as hipóteses que foram consideradas no momento da análise estrutural, ou seja, se os nós foram considerados rígidos, deve-se projetar uma ligação que impeça a rotação, porém, se na concepção estrutural, os nós foram considerados rotulados, deve-se projetar ligação flexível, que permite rotação.

A Figura 24 abaixo mostra a representação dos dois tipos de ligações considerados, e a esquematização de deformação:

Figura 24 – Esquematisação de ligação rígida e flexível



Fonte: MARCON e PRAVIA, 2012

2.14.8.2 Ligações soldadas

Conforme Pfeil e Pfeil (2009), a solda é um tipo de união de material, feita através da fusão de partes adjacentes, fusão esta que necessita de uma energia externa, podendo esta ter origem elétrica, química, óptica ou mecânica.

O Quadro 11 abaixo especifica a força resistente de cálculo para cada tipo de ligação feita por solda, de acordo com o tipo de sollicitação e sua orientação:

Quadro 11 - Força resistente de cálculo nas soldas

(continua)

Tipo de solda	Tipo de sollicitação e orientação	Força resistente de cálculo $F_{w,Rd}$
Penetração total	Tração ou compressão paralela ao eixo da solda	Não precisa ser considerado
	Tração ou compressão normal à seção efetiva da solda	Metal-base: $A_{MB}f_y/\gamma_{al}$
	Cisalhamento (soma vetorial) na seção efetiva	Metal-base: $0,60A_{MB}f_y/\gamma_{al}$
Penetração parcial	Tração ou compressão paralela ao eixo da solda	Não precisa ser considerado
	Tração ou compressão normal à seção efetiva da solda	O menor dos dois valores: a) Metal-base: $A_{MB}f_y/\gamma_{al}$ b) Metal solda: $0,60A_w f_w/\gamma_{w1}$
	Cisalhamento paralelo ao eixo da solda, na seção efetiva	Metal base deve atender a 6.5 Metal da solda: $0,60A_w f_w/\gamma_{w2}$

Quadro 11 - Força resistente de cálculo nas soldas

(conclusão)

Tipo de solda	Tipo de solicitação e orientação	Força resistente de cálculo $F_{w,Rd}$
Filete	Tração ou compressão paralela ao eixo da solda	Não precisa ser considerado
	Cisalhamento na seção efetiva (a solicitação de cálculo é igual à resultante vetorial de todas as forças de cálculo na junta que produzam tensões normais ou de cisalhamento na superfície de contato das partes ligadas)	Metal base deve atender a 6.5
		Metal da solda: $0,60A_w f_w / \gamma_{w2}$
Tampão em furos ou rasgos	Cisalhamento paralelo às superfícies em contato, na seção efetiva	Metal base deve atender a 6.5
		Metal da solda: $0,60A_w f_w / \gamma_{w2}$

Fonte: NBR 8800 (ABNT, 2008)

2.14.9 Cobertura Metálica para Galpões

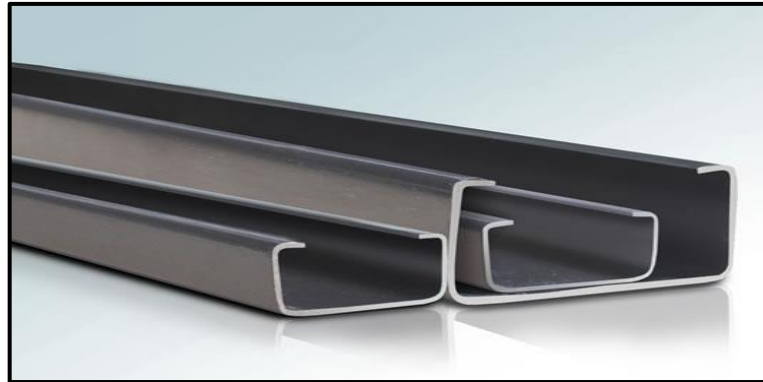
As coberturas dos galpões usuais para fins industriais, sem pontes rolantes, são compostas por terças e telhas, que podem ser produzidas em materiais metálicos ou concreto pré-moldado.

2.14.9.1 Terças

Segundo Frantz (2012), as terças funcionam como vigas e fazem partes da cobertura da edificação, tendo como objetivo sustentar as telhas de cobertura e transferir as ações solicitantes. Além disso, as terças que transmitem as ações solicitantes devido às sobrecargas e ação do vento. As terças são geralmente executadas a frio, mas também podem ser composta por perfis laminados.

A Figura 25 abaixo mostra perfis em U enrijecido, comumente usado como terças em galpões:

Figura 25 – Perfis em “U” enrijecido



Fonte: www.ipac-acero.com, 2015

Para que se faça o dimensionamento das terças da cobertura, é necessária a análise das características da telha que será empregada. Logo, as ações que serão consideradas para o dimensionamento serão estimadas através das seguintes informações:

- a) peso próprio das terças;
- b) Peso próprio dos tirantes;
- c) peso próprio das telhas;
- d) sobrecarga;
- e) ações do vento.

Segundo a NBR 6120 (ABNT, 1980), para fazer a verificação das solicitações de serviço das terças, é necessário fazer as combinações de cargas, e a sua resistência ao peso próprio somado a uma carga concentrada que assume valor de 1 kN no ponto mais desfavorável do elemento, ou seja, no centro do vão.

Para que sejam feitas as análises estruturais necessárias e o dimensionamento em si com suas verificações, tendo então as combinações das ações, confeccionar-se-ão os diagramas dos esforços solicitantes: Diagrama de momento fletor, esforços normais e constantes.

2.14.9.2 Telhas

Existem vários fabricantes de telhas metálicas revestidas com a finalidade de aplicação na cobertura de galpões. A fabricação deve seguir os parâmetros estabelecidos pelas normas NBR 14513 (ABNT, 2008) e NBR 14514 (ABNT, 2008).

Segundo Rodrigues (2012), as telhas usualmente empregadas em galpões de estrutura de aço ou concreto pré-moldado são as telhas metálicas de aço galvalume, as termo-acústicas, que são fabricadas com utilizando telhas metálicas e material isolante, as de fibrocimento e as translúcidas, que são fabricadas utilizando fibras de vidro.

A Figura 26 abaixo mostra a relação do número de apoios, distância e espessura da telha em função da sobrecarga na estrutura:

Figura 26 – Tabela de espessura e número de terças devido à sobrecarga

SOBRECARGAS (Kg/m ²)											
ESPESSURA (mm)	Nº DE APOIOS	DISTÂNCIA ENTRE APOIOS (mm)									
		1.000		1.250		1.500		1.750		2.000	
		F	C	F	C	F	C	F	C	F	C
0,43		267	267	171	171	119	114	-	-	-	-
		267	267	171	171	119	119	-	-	-	-
		334	334	214	214	148	148	109	109	-	-
0,50		309	309	198	198	137	132	101	-	-	-
		309	309	198	198	137	137	101	101	-	-
		386	386	247	247	172	172	126	126	-	-
0,65		403	403	258	258	179	172	132	108	-	-
		403	403	258	258	179	179	130	132	101	101
		504	504	323	323	224	224	165	165	126	126

(F) Fechamento (C) Cobertura

Fonte: www.anandametais.com.br, 2015

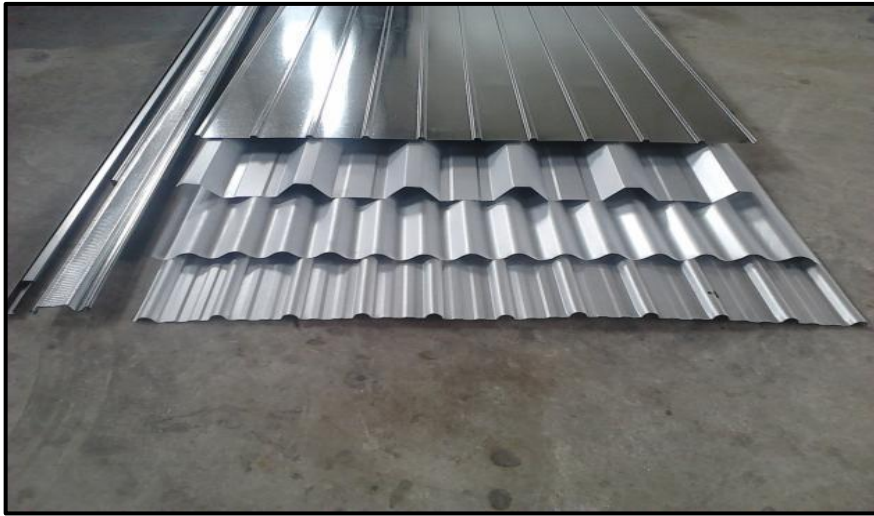
2.14.9.3 Telhas metálicas

Segundo Camillo (2010), geralmente os projetistas optam pelo emprego das telhas metálicas por algumas vantagens, como:

- leve, portanto não causa ações elevadas nos pilares;
- boa resistência estrutural do aço-base;
- elevada resistência à corrosão atmosférica;
- elevada refletividade ao calor;
- conforto técnico e resistência à oxidação.

A Figura 27 abaixo mostra alguns tipos de telhas metálicas, utilizada na construção da cobertura de galpões:

Figura 27 – Telhas metálicas



Fonte: www.br.vazlon.com, 2015

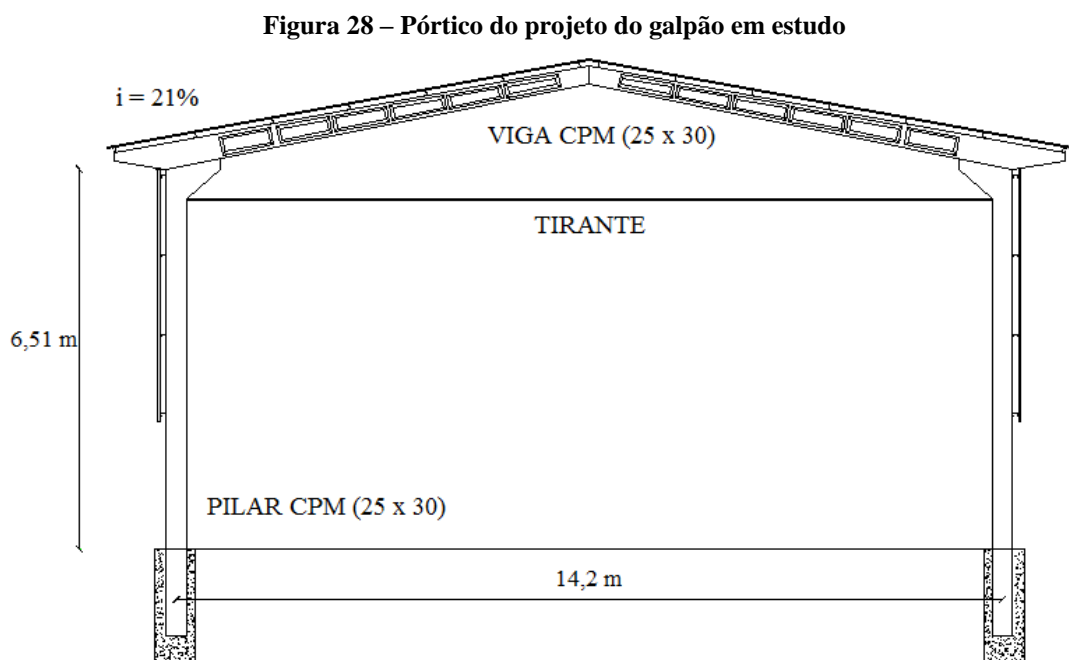
3 ESTUDO DE CASO

Partindo de uma mesma concepção arquitetônica, este capítulo apresenta um roteiro básico do dimensionamento em principal, de um projeto de galpão em estrutura de concreto pré-moldado, posteriormente em concreto moldado in loco e finalizando, em estrutura metálica, localizado na cidade de Anápolis (GO), cuja finalidade servirá como depósito de materiais. Será avaliada a viabilidade em termos de custo dos mesmos. Primeiramente é feito o pórtico que representa a estrutura do galpão em estudo, logo em seguida é feito o pré-dimensionamento dos pilares, serão demonstrados os procedimentos de cálculos das ações atuantes na estrutura e por fim, a verificação do mesmo quanto à estabilidade global.

3.1 DESCRIÇÃO ESTRUTURAL DO GALPÃO PRÉ-MOLDADO

O galpão atirantado possui cobertura em duas águas, altura de 6,5 m, vão de aproximadamente de 14 m, sendo a distância máxima entre pórticos de 6,12 m. No fechamento lateral optou-se pela utilização de alvenaria convencional e telhas e terças metálicas na cobertura. O tipo de ligação viga-pilar adotado é o sistema chumbador e consolo inclinado, com comportamento rígido, ou seja, $\alpha_R \geq 0,85$. (ver desenho 2 do Quadro 4).

Na Figura 28 é apresentado o pórtico em estudo, juntamente com os dados para a análise estrutural.



Fonte: AUTOCAD, 2014

3.2 PRÉ-DIMENSIONAMENTO DOS PILARES

Inicialmente é realizada uma estimativa do carregamento na estrutura, a partir da análise das cargas permanente e acidentais sobre a estrutura. Para a cobertura do galpão deste trabalho, estima-se que a carga distribuída na cobertura seja de 12 kN/m². Logo:

$$g + q = 12 \text{ kN/m}^2$$

Em seguida, deve-se calcular o carregamento que solicita a seção mais carregada do pilar, através da seguinte Equação:

$$N_k = (g + q) \times A_i \times n \quad (18)$$

Onde:

N_k = carga normal estimada para pré-dimensionar o pilar;

$(g + q)$ = carregamento estimado sobre o pavimento;

A_i = área de influência sobre o pilar;

n = número de pavimentos.

Na planta de locação dos pilares (Anexo A), que é a mesma para os três galpões dimensionados neste trabalho, a área de influência para os pilares de canto (P01 e P15) é:

$$A_i = \frac{4,375}{2} \times \frac{5,685}{2} = 6,22 \text{ m}^2$$

Para os pilares de extremidades (P02 e P16), a área de influência é:

$$A_i = 7 \times 5,9025 = 41,32 \text{ m}^2$$

Para os pilares de extremidades (P03 e P17), a área de influência é:

$$A_i = 7 \times 5,65 = 39,55 \text{ m}^2$$

Para os pilares de extremidades (P04 e P18), a área de influência é:

$$A_i = 7 \times 5,32 = 37,24 \text{ m}^2$$

Para os pilares de extremidades (P05 e P19), a área de influência é:

$$A_i = 7 \times 5,48 = 38,36 \text{ m}^2$$

Para os pilares de extremidades (P06, P07, P08, P20, P21 e P22), a área de influência é:

$$A_i = 7 \times 5,5 = 38,5 \text{ m}^2$$

Para os pilares de extremidades (P09 e P23), a área de influência é:

$$A_i = 7 \times 5,463 = 38,24 \text{ m}^2$$

Para os pilares de extremidades (P11 e P13), a área de influência é:

$$A_i = 4,8125 \times 2,8425 = 13,68 \text{ m}^2$$

Para os pilares de extremidades (P12 e P14), a área de influência é:

$$A_i = 4,8125 \times 2,713 = 13,06 \text{ m}^2$$

Para os pilares de canto (P10 e P24), a área de influência é:

$$A_i = \frac{4,375}{2} \times \frac{5,426}{2} = 5,97 \text{ m}^2$$

Calculado as áreas de influência dos pilares, deve-se em seguida aplicar a Equação 18 para determinar a carga nominal N_k para cada pilar. Logo então, deve-se multiplicar o valor de cada carga normal na base do pilar pelo coeficiente correspondente γ que varia em função da posição do pilar na planta da edificação.

Com o valor da taxa de armadura para o pilar $\rho = 2\%$, resistência à compressão de cálculo ($f_{cd} = \frac{25}{1,4}$) e tensão de compressão nas barras das armaduras $\sigma_{s2} = 42 \text{ kN/cm}^2$, é possível encontrar a área de concreto (A_c) da seção do pilar através da Equação 5.

Sendo assim, a Tabela 11 mostra as dimensões dos pilares de canto e de extremidade determinados para cada pilar. Segundo recomendações da NBR 6118 (ABNT, 2014), a área da seção do pilar não pode ser inferior que 360 cm^2 , daí a correção na Tabela.

Tabela 11 – Dimensões dos pilares do pórtico analisado

Pilar	N_k(kN)	γ	N_d(kN)	A_c(cm²)	A_c (cm²) corrigido	h (cm)	b x h adotado (cm)
P01 e P15	104,5	2,5	261,24	121,63	360	14	25 x 30
P02 e P16	694,2	2,2	1527,2	711,03	711,03	28	25 x 30
P03 e P17	664,4		1461,8	680,57	680,57	27	25 x 30
P04 e P18	625,6	2,2	1376,4	640,82	640,82	26	25 x 30
P05 e P19	644,4	2,2	1417,8	660,09	660,09	26	25 x 30
P06, P07, P08, P20, P21 e P22	646,8	2,2	14,23	662,50	662,50	27	25 x 30
P09 e P23	642,4	2,2	1413,4	658,03	658,03	26	25 x 30
P11 e P13	229,8	2,2	505,6	235,40	360	14	25 x 30
P12 e P14	219,4	2,2	482,7	224,73	360	14	25 x 30
P10 e P24	100,3	2,5	250,7	116,74	360	14	25 x 30

Fonte: Produção dos autores, 2015

3.3 CÁLCULO DAS AÇÕES ATUANTES NO GALPÃO

Para se calcular as forças atuantes no pórtico, primeiramente devem-se calcular as ações do vento na estrutura e posteriormente o peso próprio dos elementos que compõem o mesmo, mais a sobrecarga acidental. Para a elaboração dos diagramas de esforços, bem como a verificação da deslocabilidade da estrutura, será adota para o presente trabalho o programa de uso livre Ftool, desenvolvido pela Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro (PUC-Rio). Tais procedimentos de cálculos serão demonstrados a seguir para os três galpões feitos de estruturas: metálica, concreto convencional e concreto pré-moldado.

3.3.1 Cálculo das Ações dos Ventos

As ações dos ventos nas estruturas são denominadas como cargas especiais e será calculada de acordo com a NBR 6123 (ABNT, 1988) – Forças devido ao Vento nas Edificações, de onde foram retirados os conceitos que se seguem. Para o cálculo do vento foi adotado para este trabalho o programa de uso livre Ciclone, que foi desenvolvido pelo Departamento de Estruturas da Escola de Engenharia de São Carlos (SP). É importante ressaltar que para os galpões dimensionados em materiais diferentes neste trabalho, a ação do vento é praticamente a mesma, pelo fato de se levar em consideração fatores como, a geometria e características do pórtico e não o material no qual este é constituído.

O programa começa abrindo a primeira janela, com a inserção das características geométricas do galpão em estudo, tais como as dimensões e o tipo de telhado, como mostra a Figura 29.

Figura 29 – Características geométricas do galpão

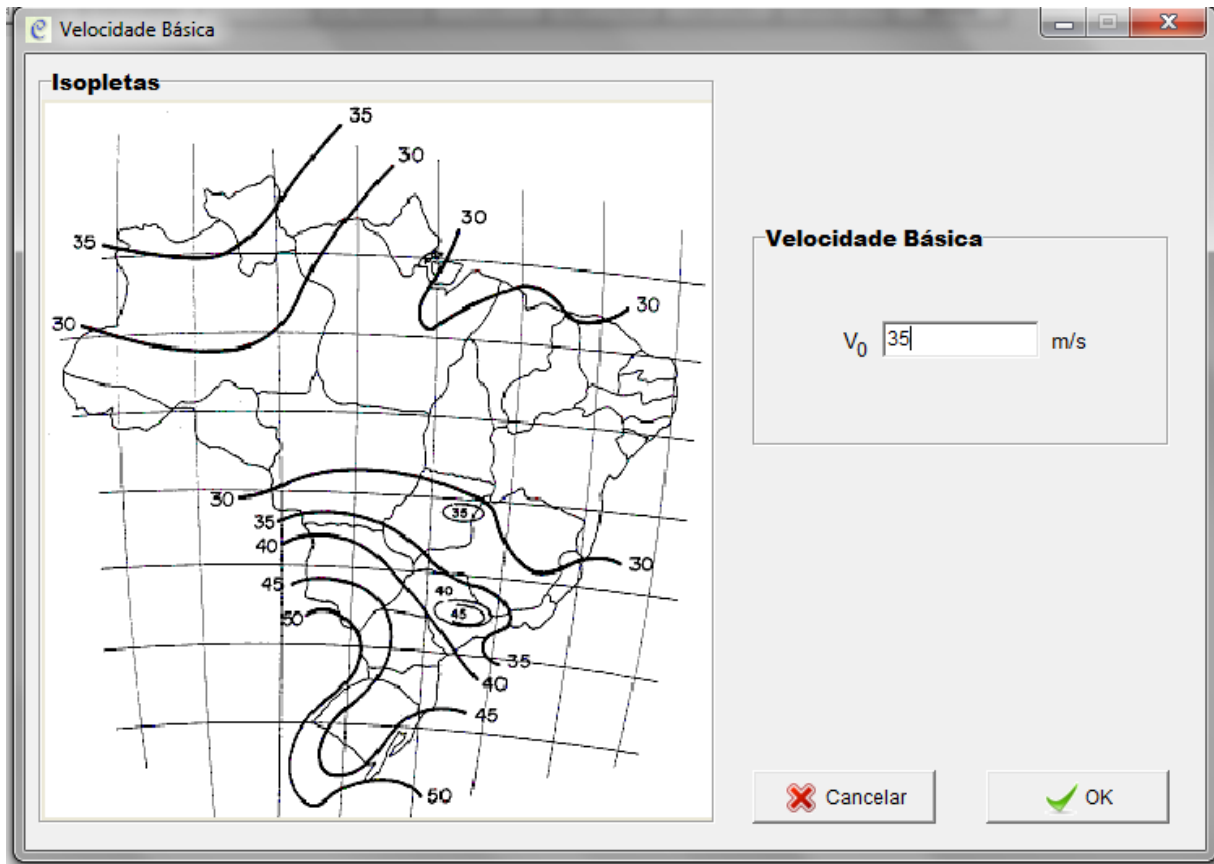
The image shows a software window titled 'Geometria' with the following components:

- Tipo de Telhado:** A list of radio buttons for roof types. The option 'Duas Água' is selected and highlighted with a red box. Other options include 'Uma Água', 'Abóboda Cilíndrica - Baixa Turbulência', 'Abóboda Cilíndrica - Alta turbulência', 'Múltiplas Águas - Simétrico', 'Múltiplas Águas - Assimétrico / 60°', and 'Múltiplas Águas - Uma água vertical'.
- Dimensões:** A section with four input fields containing the values: a: 50, b: 14, h: 6.5, and c: 1.5.
- Diagramas:** Two diagrams illustrating the geometry. The top diagram, labeled 'CORTE', shows a cross-section of a gable roof with dimensions 'h' (total height), 'c' (ridge height), and 'b' (width). The bottom diagram, labeled 'PLANTA', shows a top-down view of a rectangular structure with dimensions 'a' (length) and 'b' (width).
- Buttons:** 'Cancelar' (Cancel) and 'OK' buttons are located at the bottom right.

Fonte: CICLONE, 2015

Para se determinar as cargas de vento, é necessário em primeiro lugar determinar a pressão dinâmica, que depende da velocidade do vento (V_0), estipulado através do gráfico específico chamado Isopletras, ilustrado na segunda janela do programa como mostra a Figura 30.

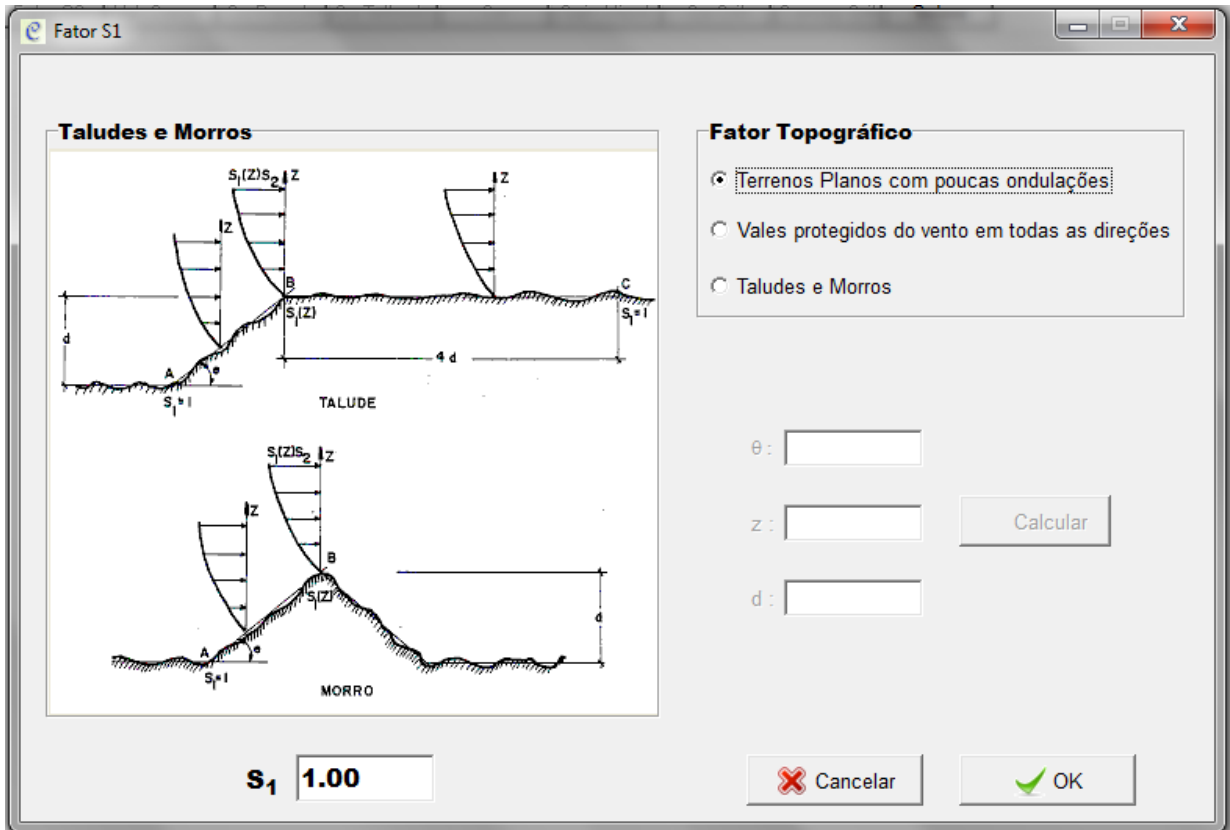
Figura 30 – Gráfico das Isopletas da velocidade básica do vento (V_0) em m/s



Fonte: CICLONE, 2015

Consultando o gráfico das Isopletas, nota-se que a velocidade do vento V_0 para a cidade de Anápolis, que se encontra no Estado de Goiás é de 35 m/s.

A Figura 31 mostra a próxima janela do programa onde foi escolhida a topografia do terreno, admitindo assim fator topográfico $S_1 = 1$.

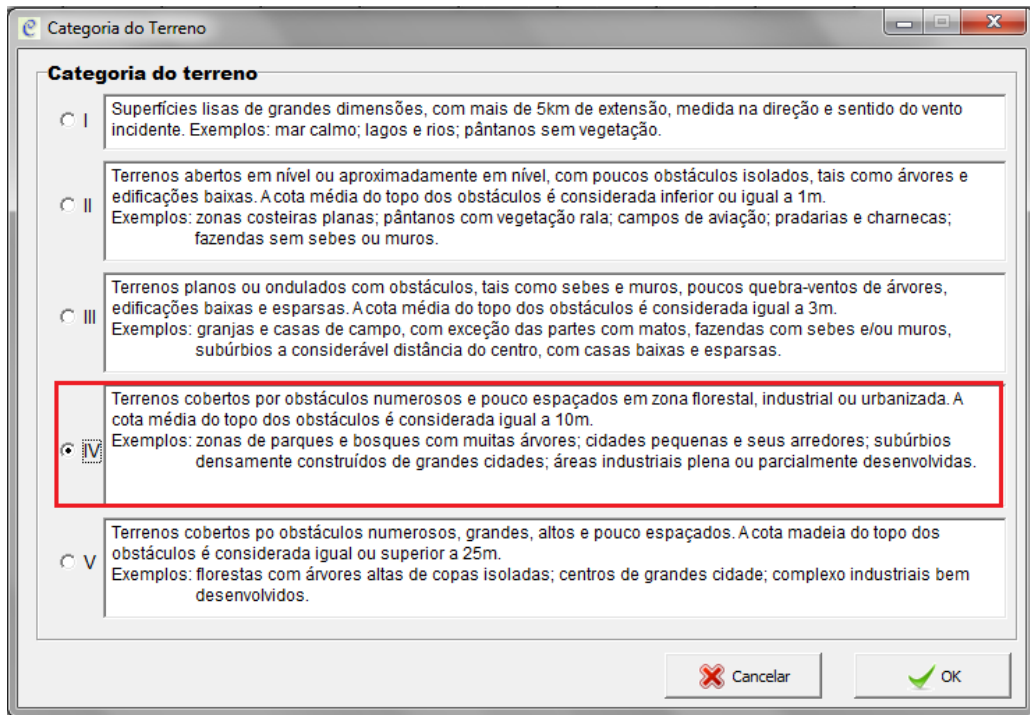
Figura 31 – Fator Topográfico (S_1)

Fonte: CICLONE, 2015

O fator de rugosidade S_2 leva em consideração 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 da construção.

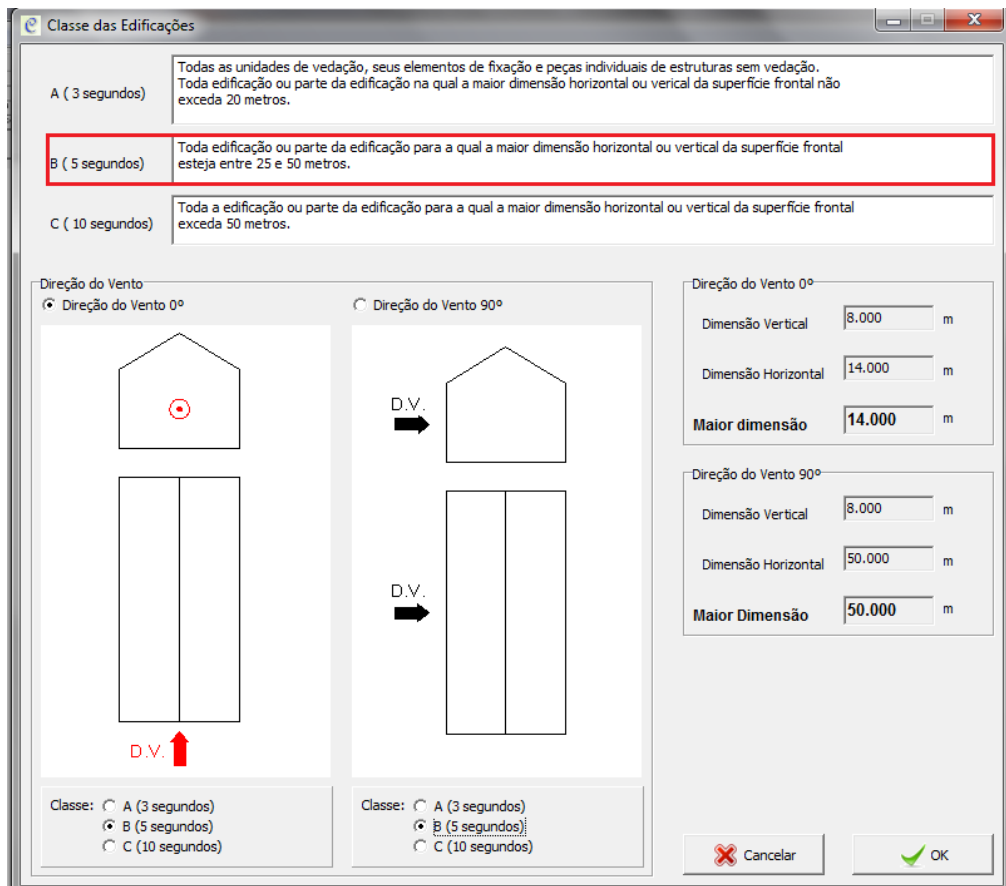
A janela que segue mostra a categoria do terreno, onde para este trabalho se enquadra na categoria IV e na classe da edificação B, mostrados em destaques na Figura 32 e na Figura 33 respectivamente.

Figura 32– Categoria do terreno



Fonte: CICLONE, 2015

Figura 33– Classe das edificações



Fonte: CICLONE, 2015

Uma vez determinados a categoria do terreno e a classe da edificação, o programa calculou como fator de rugosidade do terreno $S_2 = 0,810$, como mostra a Figura 34.

Figura 34 – Cálculo do Fator de Rugosidade do Terreno (S_2)

Para se obter o Fator S2, tem que definir a Categoria do Terreno e a Classe da Edificação.

Fator de Rugosidade do Terreno e Dimensões da Edificação

CATEGORIA DO TERRENO CLASSE DA EDIFICAÇÃO

Categoria do terreno:

Vento 0° **Vento 90°**

Classe da Edificação: Classe da Edificação:

S₂ **S₂**

Fonte: CICLONE, 2015

O fator estatístico S_3 é baseado em conceitos estatísticos, e considera o grau de segurança requerido e a vida útil da edificação.

O projeto deste trabalho se trata de um galpão industrial que servirá de depósito, se enquadrando por tanto, no grupo 3 (destacado na Figura 35), com baixo fator de ocupação, logo o programa calculou o fator estatístico $S_3 = 0,95$.

Figura 35 – Fator Estatístico (S_3)

The image shows a software dialog box titled "Fator S3". It contains a table with two columns: "Grupo" and "Descrição". There are five rows, each with a radio button. The third row is selected, indicated by a red box around it. Below the table, there is a label "S3" followed by a text box containing the value "0.95". To the right of this are two buttons: "Cancelar" (with a red X icon) and "OK" (with a green checkmark icon).

Grupo	Descrição
<input type="radio"/> 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, centrais de comunicação, etc)
<input type="radio"/> 2	Edificações para hotéis e residências. Edificações para comércio e indústria com alto fator de ocupação
<input checked="" type="radio"/> 3	Edificações e instalações industriais com baixo fator de ocupação (depósitos, silos, construções rurais, etc)
<input type="radio"/> 4	Vedações (telhas, vidros, painéis de vedação, etc)
<input type="radio"/> 5	Edificações temporárias. Estruturas dos grupos 1 a 3 durante a fase de construção

S₃

Fonte: CICLONE, 2015

A janela seguinte calculou então, a velocidade característica do vento e a pressão de obstrução do vento através das equações na tela, mostrando seus valores numéricos e suas devidas unidades de medidas, como se observa na Figura 36.

Figura 36 – Velocidade Característica e Pressão de Obstrução

Velocidade Característica e Pressão de Obstrução

Velocidade Característica

$$V_k = V_0 \times S_1 \times S_2 \times S_3$$

V_0 m/s Vento 0° S_2
 S_1 Vento 90° S_2
 S_3

Vento 0° V_k m/s Vento 90° V_k m/s

Pressão de Obstrução

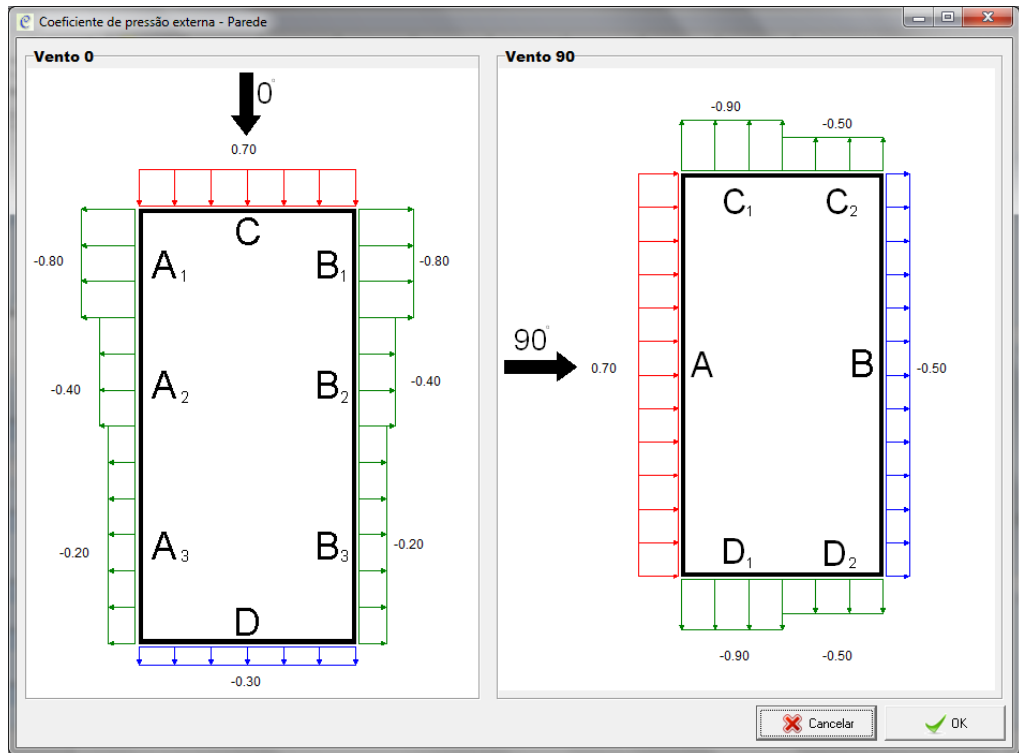
$$q = 0,613 \times V_k^2$$

Vento 0° q N/m² → q kN/m²
 Vento 90° q N/m² → q kN/m²

Fonte: CICLONE, 2015

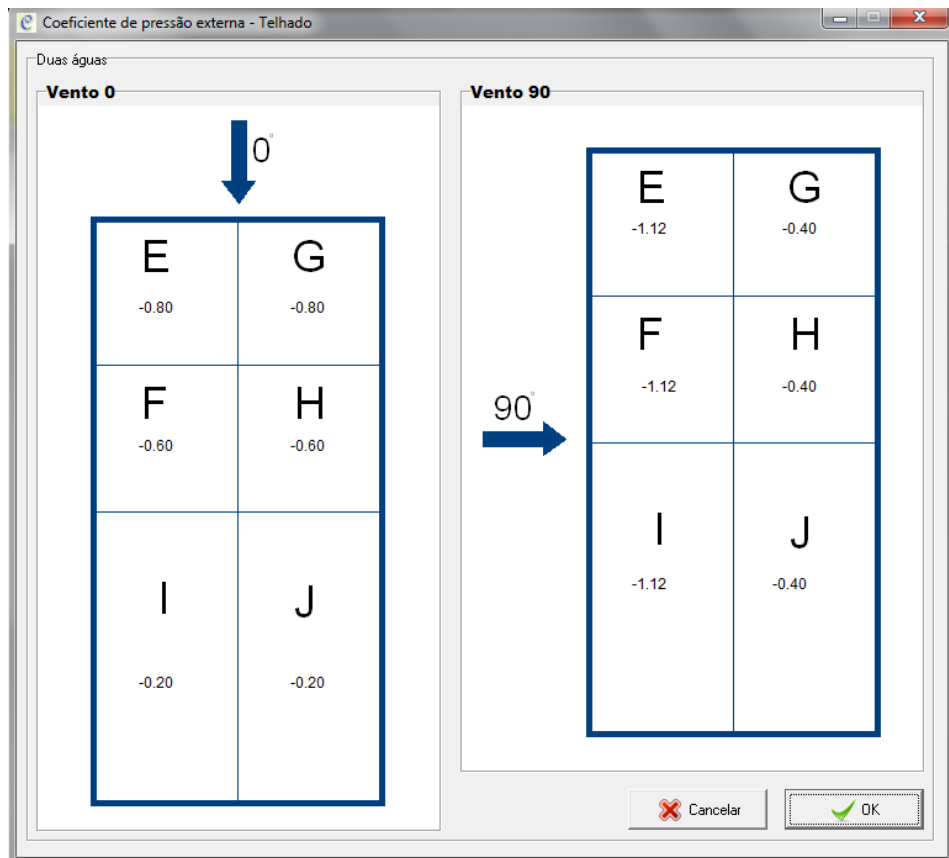
Em posse da velocidade característica do vento e da pressão de obstrução, o programa calculou assim, os coeficientes de pressão externa na parede nos ventos a 0° e 90° e automaticamente os coeficientes de pressão externa no telhado nos ventos a 0° e 90°, como pode ser observados nas Figuras 37 e 38.

Figura 37 – Coeficiente de pressão externa na parede



Fonte: CICLONE, 2015

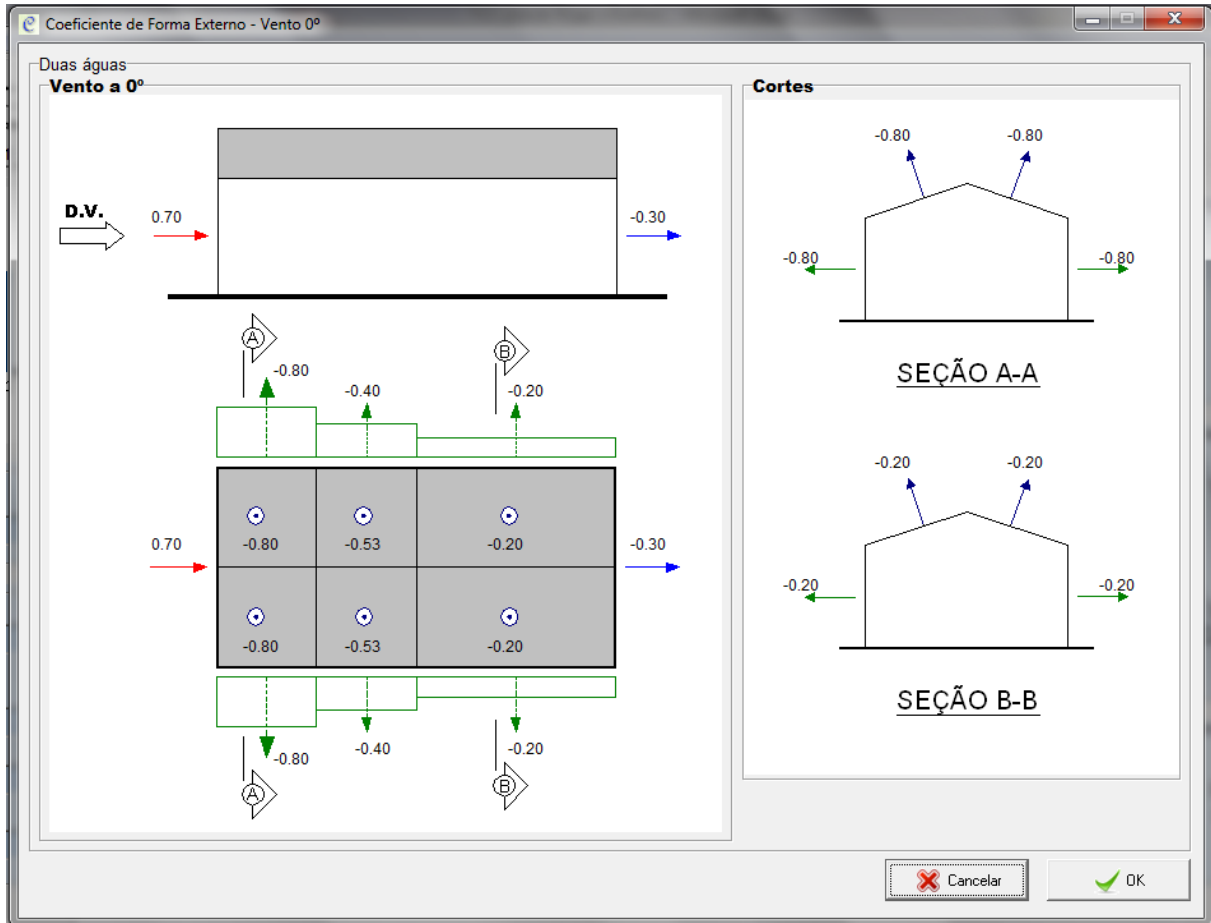
Figura 38 – Coeficiente de pressão externa no telhado



Fonte: CICLONE, 2015

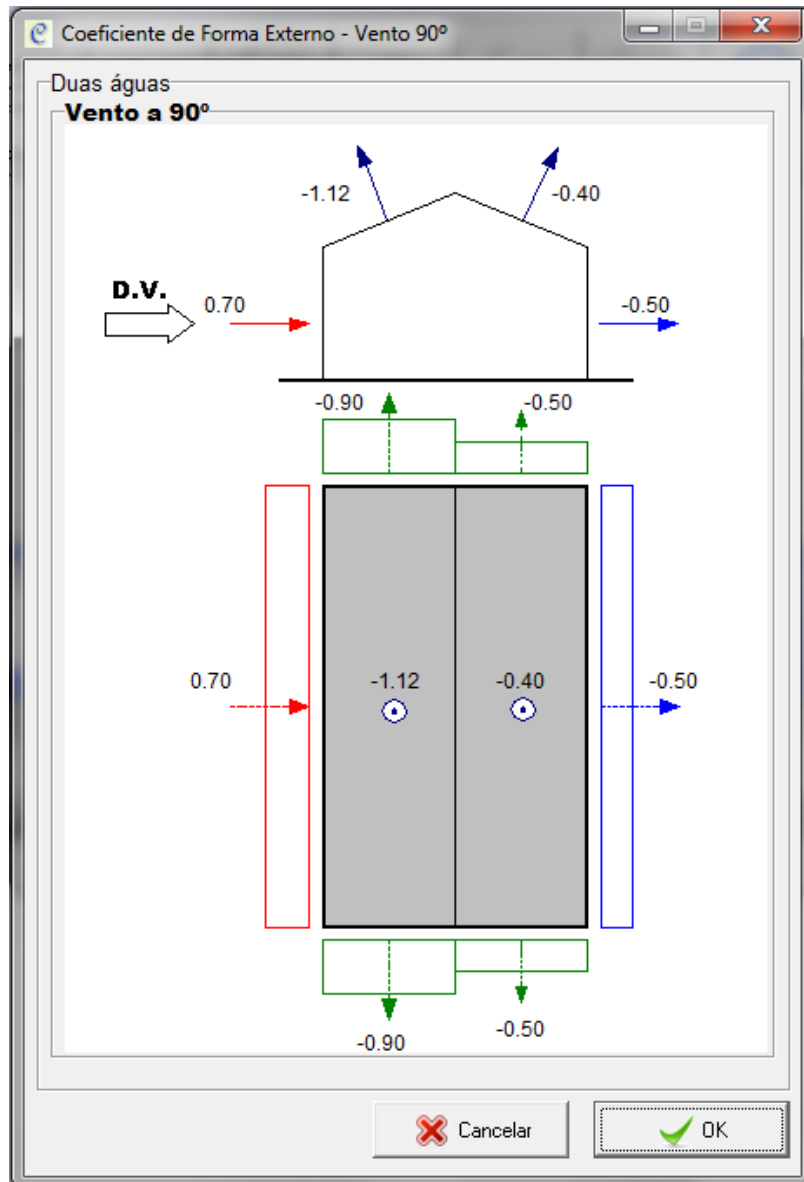
A próxima janela mostra os coeficientes de forma externa na edificação a ventos a 0° (Figura 39) e 90° (Figura 40), mostrando as suas direções visualizados nos cortes, como ilustra a Figura 96.

Figura 39 – Coeficiente de Forma Externo a Vento 0°



Fonte: CICLONE, 2015

Figura 40 – Coeficiente de Forma Externo – Vento 90°



Fonte: CICLONE, 2015

Para o cálculo dos coeficientes de pressão interna C_{pi} , a próxima janela do programa nos fornece as hipóteses a respeito das aberturas existentes na edificação. Para o projeto do galpão deste trabalho considerou-se a 2ª hipótese tanto a vento a 0° quanto a 90°, sinalizados nas Figuras 41 e 42, respectivamente.

Figura 41 - C_{pi} Hipóteses – Vento 0°

Hipóteses - Vento 0°

a) 1ª Hipótese - Duas faces opostas permeáveis e as outras impermeáveis

a.1) Vento Perpendicular à face permeável.....: $C_{pi} = + 0,2$

a.2) Vento Perpendicular à face impermeável.....: $C_{pi} = - 0,3$

b) 2ª Hipótese - Quatro faces igualmente permeáveis.....: $C_{pi} = - 0,3$ ou $C_{pi} = 0$

c) 3ª Hipótese - Abertura dominante com as outras faces permeáveis

c.1) Existência de abertura dominante na face barlavento

Aad : Aad/Aas :

Aas : Cpi :

c.2) Existência de abertura dominante na face de sotavento

Cpi = 'Ce' correspondente à face de sotavento que contém esta abertura =

c.3) Existência de abertura dominante nas faces paralelas ao vento

c.3.1) Não situada em zona de alta sucção externa

Cpi = 'Ce' correspondente à região da abertura nesta face =

c.3.2) Situada em zona de alta sucção externa

Aad : Aad/Aase :

Aase : Cpi :

Fonte: CICLONE, 2015

Figura 42- C_{pi} Hipóteses – Vento 0°

Hipóteses - Vento 90°

a) 1ª Hipótese - Duas faces opostas permeáveis e as outras impermeáveis

a.1) Vento Perpendicular à face permeável.....: $C_{pi} = + 0,2$

a.2) Vento Perpendicular à face impermeável.....: $C_{pi} = - 0,3$

b) 2ª Hipótese - Quatro faces igualmente permeáveis.....: $C_{pi} = - 0,3$ ou $C_{pi} = 0$

c) 3ª Hipótese - Abertura dominante com as outras faces permeáveis

c.1) Existência de abertura dominante na face barlavento

Aad : Aad/Aas :

Aas : Cpi :

c.2) Existência de abertura dominante na face de sotavento

Cpi = 'Ce' correspondente à face de sotavento que contém esta abertura =

c.3) Existência de abertura dominante nas faces paralelas ao vento

c.3.1) Não situada em zona de alta sucção externa

Cpi = 'Ce' correspondente à região da abertura nesta face =

c.3.2) Situada em zona de alta sucção externa

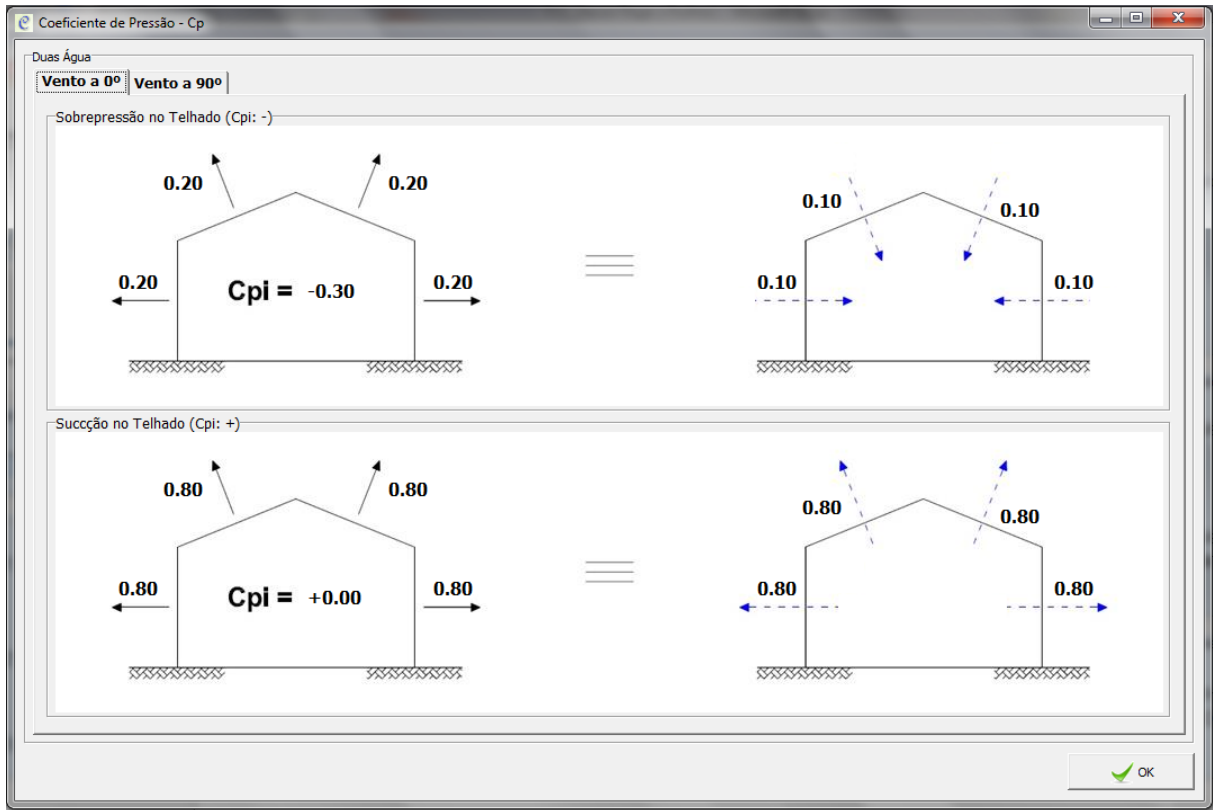
Aad : Aad/Aase :

Aase : Cpi :

Fonte: CICLONE, 2015

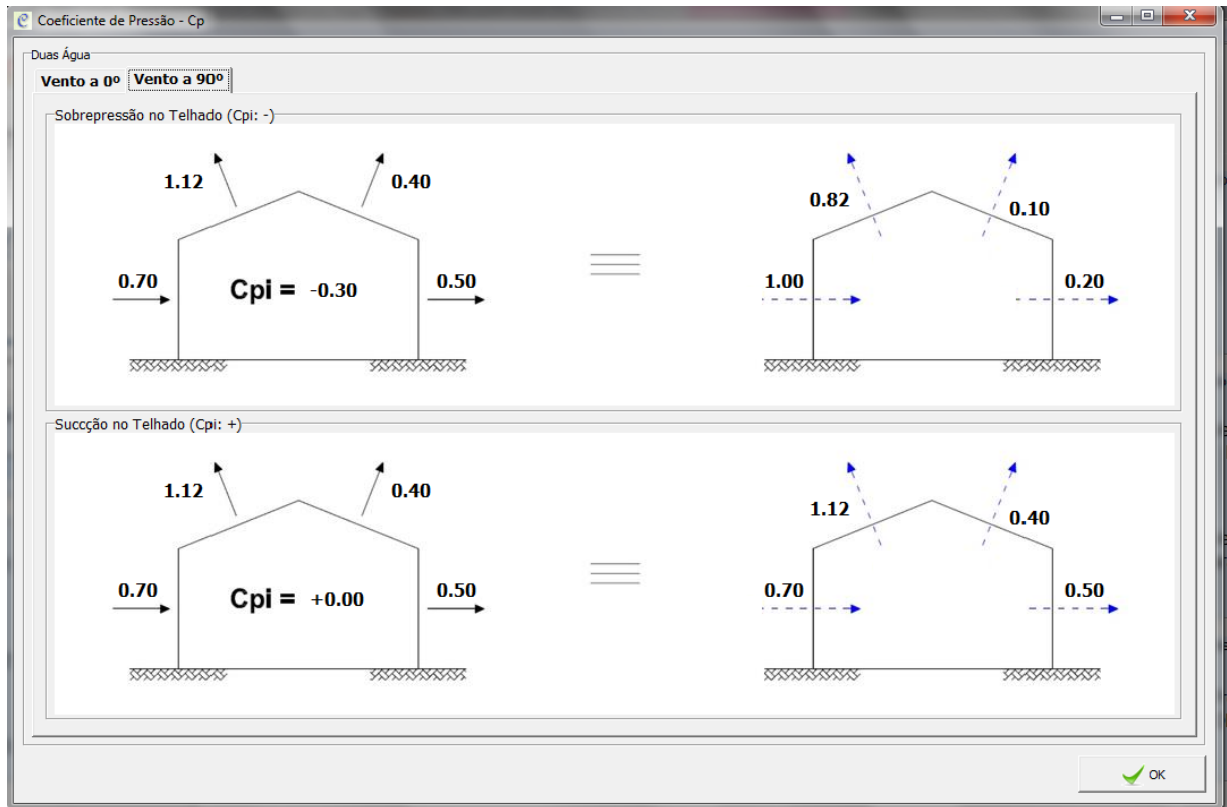
Nesta janela o programa fornece os valores dos coeficientes de pressão a vento a 0° e 90° , ilustrados através da Figuras 43 e Figura 44, respectivamente.

Figura 43 – Coeficiente de Pressão C_p Vento a 0°



Fonte: CICLONE, 2015

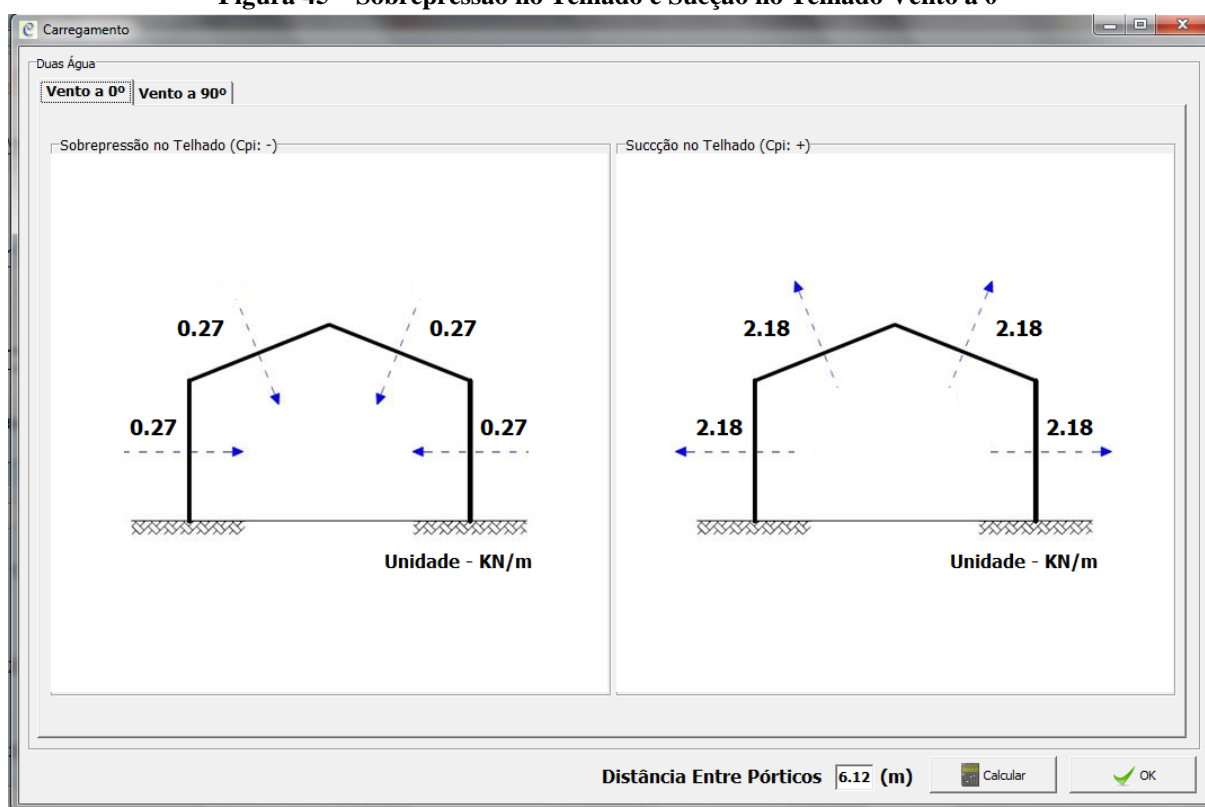
Figura 44 – Coeficiente de Pressão C_p Vento a 90°



Fonte: CICLONE, 2015

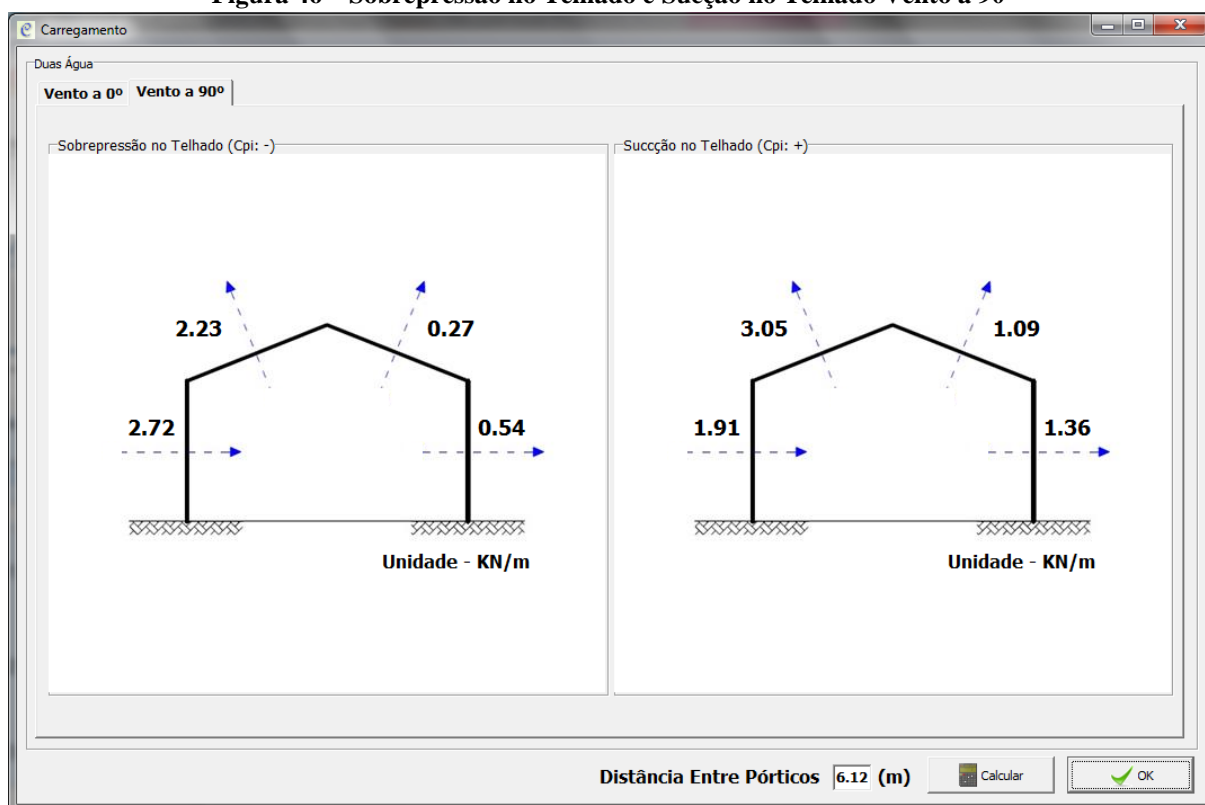
Conforme a NBR 6123 (ABNT, 1988), é feita a combinação entre os coeficientes de pressão externa e interna entre os ventos a 0° e 90° . Por fim, a última janela do programa, representada pela Figura 45 e Figura 46, fornece a sobrepressão e a sucção no telhado, em kN/m, mas para isso foi inserida a distância entre pórticos, que para o projeto do galpão deste trabalho considerou-se a maior distância que é de 6,12 m, pois os pórticos não estão igualmente espaçados.

Figura 45 – Sobrepressão no Telhado e Sucção no Telhado Vento a 0°



Fonte: CICLONE, 2015

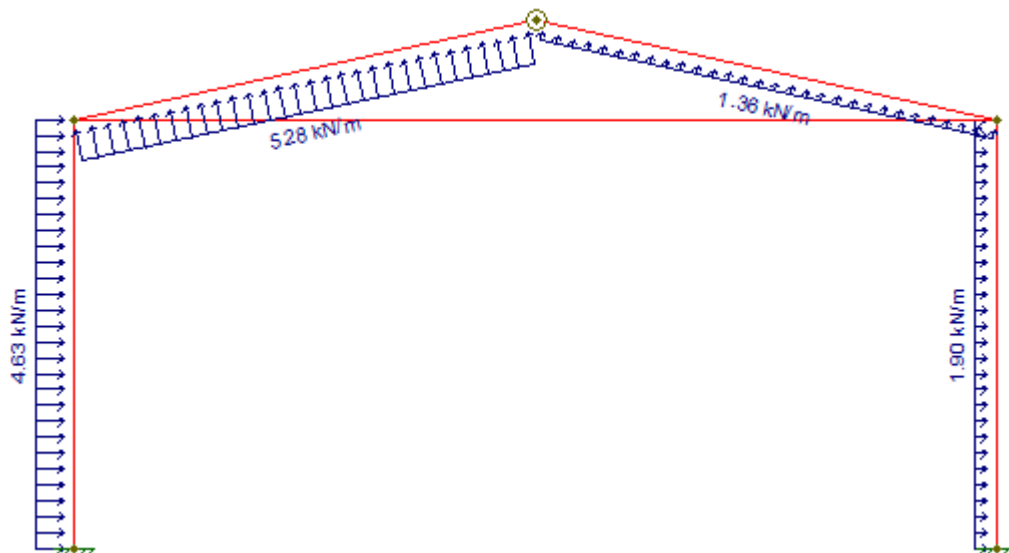
Figura 46 – Sobrepressão no Telhado e Sucção no Telhado Vento a 90°



Fonte: CICLONE, 2015

Observando os resultados obtidos para a carga de vento na estrutura, a situação mais desfavorável é a vento a 90°. Sendo assim, foi sobreposto os resultados da sobrepressão e sucção no telhado, resultando no carregamento ilustrado na Figura 47.

Figura 47 – Ação do vento (VT_{90°})



Fonte: FTOOL, 2015

3.3.2 Peso Próprio da Estrutura do Galpão em Concreto Pré-Moldado (PP)

A seguir serão calculados os carregamentos da estrutura do galpão em concreto pré-moldado devido ao seu peso próprio (PP), os resultados destes cálculos são representados na Figura 48.

- Peso da telha metálica: 0,10 kN/m²;
- Peso das terças e tirantes: 0,10 kN/m²;
- Peso da viga de cobertura (25 × 30 cm): 1,30 kN/m;
- Peso do pilar (25 × 30 cm): 1,30 kN/m;
- Fechamento lateral: 0,50 kN/m²;
- Viga de fechamento lateral (15 × 30 cm): 1,125 kN/m.

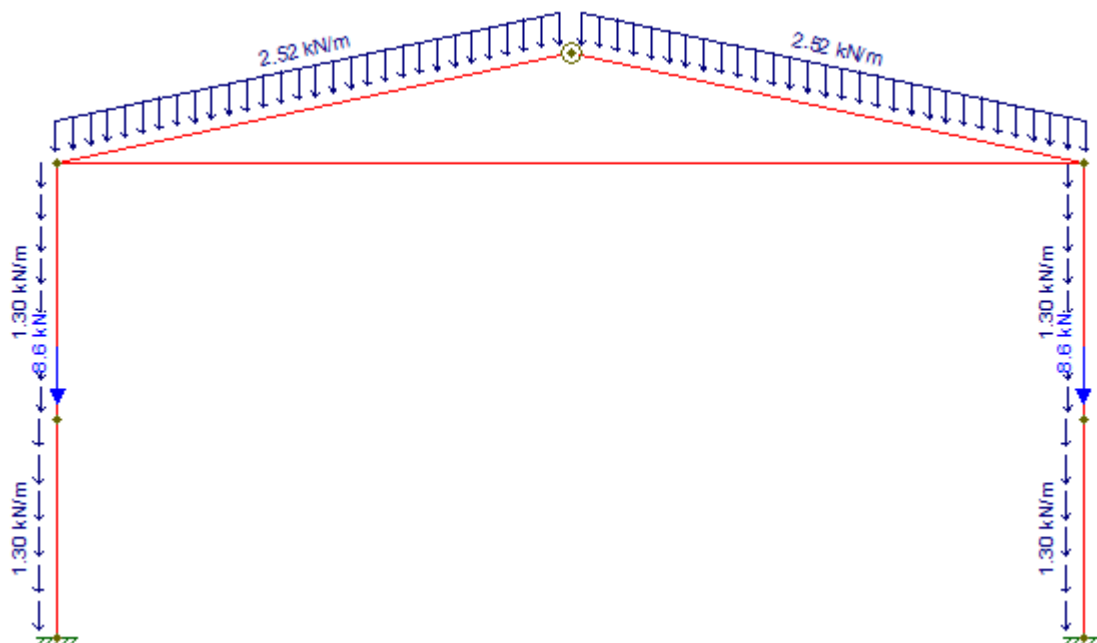
Logo, o total distribuído na viga de cobertura é:

$$Q_{pp, cobertura} = 1,30 + (0,10 + 0,10) \times 6,12 = 2,52 \text{ kN/m}$$

Como existe uma viga de fechamento lateral a 3 m da base do pilar, o total concentrado no pilar é:

$$P_{\text{pilar}} = 0,5 \times 3,5 + 1,125 \times 6,12 = 8,63 \text{ kN}$$

Figura 48 – Carregamento de peso próprio da estrutura (PP)



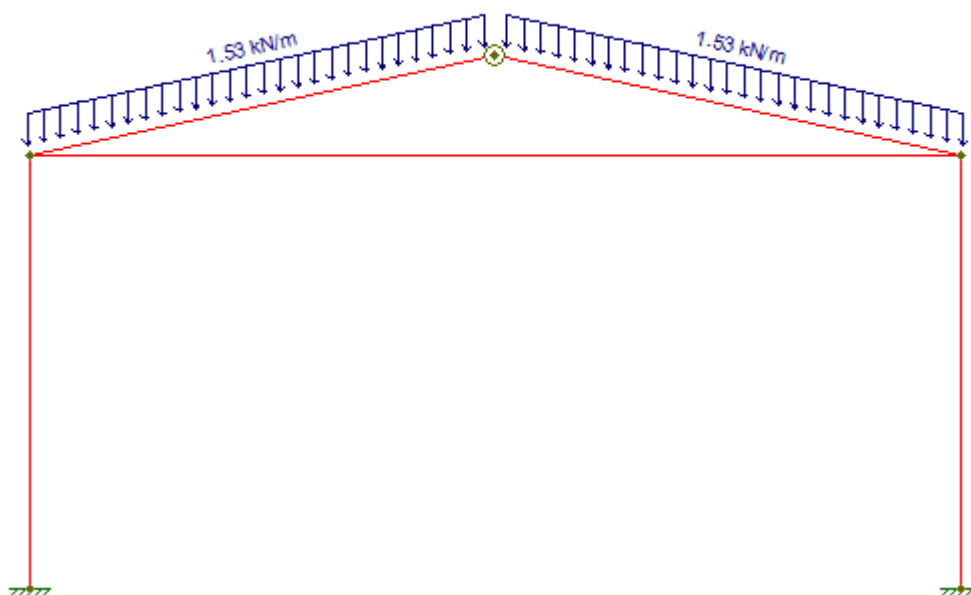
Fonte: FTOOL, 2015

3.3.3 Sobrecarga Acidental (SC)

A Figura 49 mostra o carregamento distribuído da cobertura devido à carga acidental (SC). NBR 8800 (ABNT, 2008) estabelece o valor mínimo da sobrecarga da cobertura de 0,25 kN/m². Sendo assim, a sobrecarga acidental é:

$$q_{\text{cobertura}} = 0,25 \times 6,12 = 1,53 \text{ kN/m}$$

Figura 49 – Sobrecarga acidental (SC)



Fonte: FTOOL, 2015

3.4 CÁLCULO DA ÁREA DE AÇO DO TIRANTE

Para o cálculo da área de aço foi considerada as seguintes combinações normais ultimas com seu valor de cálculo por serem as mais desfavoráveis em relação aos deslocamentos horizontais combinados com força vertical.

- COMB4: $1,4 \times PP + 1,4 \times VT_{90^\circ}$;
- COMB5: $1,4 \times PP + 1,4 \times VT_{90^\circ} \times 0,6$;
- COMB6: $1,4 \times PP + 1,4 \times SC \times 0,5$.

A Tabela 12 mostra os resultados para essas combinações da força normal atuante no tirante, e em destaque, a combinação mais desfavorável para força de tração a ser considerada no tirante.

Tabela 12 – Combinações das ações

Combinação	Força normal no tirante (kN)
$1,4PP + 1,4VT_{90^\circ}$	-11
$1,4PP + 1,4VT_{90^\circ} \times 0,6$	3,4
$1,4PP + 1,4SC \times 0,5$	32,7

Fonte: Produção dos autores, 2015

Observando a Tabela 12, é possível avaliar que a maior força de tração a ser considerada no tirante é de 32,7 kN. Adotando aço CA-50, a área de aço a ser aplicada em cada tirante conforme a Equação 6, é:

$$A_s = \frac{32,7 \times 10^3}{\frac{500}{1,15}} = 75,21 \text{ mm}^2$$

Sendo assim, o diâmetro nominal do tirante é:

$$\varphi = \sqrt{\frac{4A_s}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \times 75,21}{\pi}} \approx 10 \text{ mm}$$

Adotou-se o diâmetro comercialmente mais próximo: $\varphi = 12,5 \text{ mm}$.

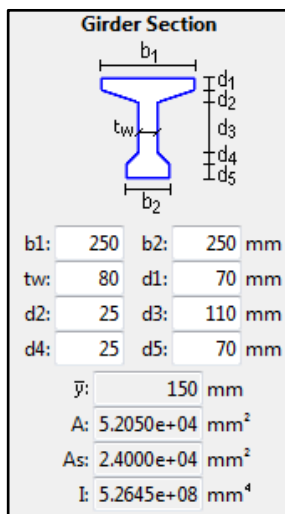
3.5 CÁLCULO DO PARÂMETRO α

Primeiramente, antes de se calcular o parâmetro α , é necessário calcular a rigidez do pórtico, para isso, foi considerado módulo de elasticidade para o tirante de aço CA-50 de 210 GPa e módulo de elasticidade secante para $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$, que é expressa por:

$$E_{cs} = 0,85 \times 5600 \times \sqrt{f_{ck}} \quad (19)$$

Por promover economia de material, a viga de cobertura possui seção variável e para o pilar foi considerado seção “duplo T”, cujas dimensões foram inseridas no Ftool, como mostra a Figura 50.

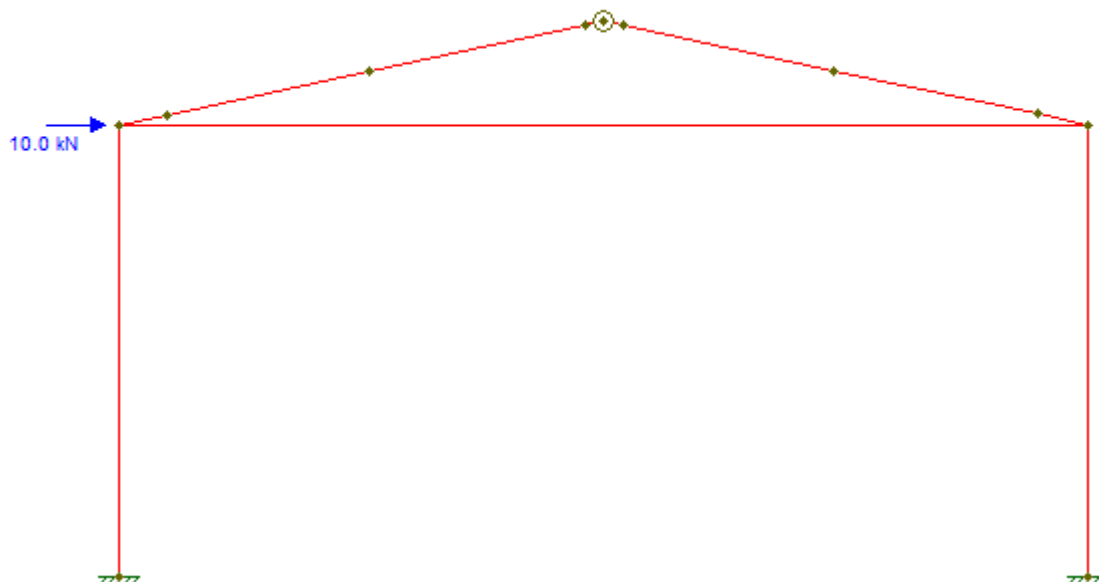
Figura 50 – Seção transversal considerada para o pilar



Fonte: FTOOL, 2015

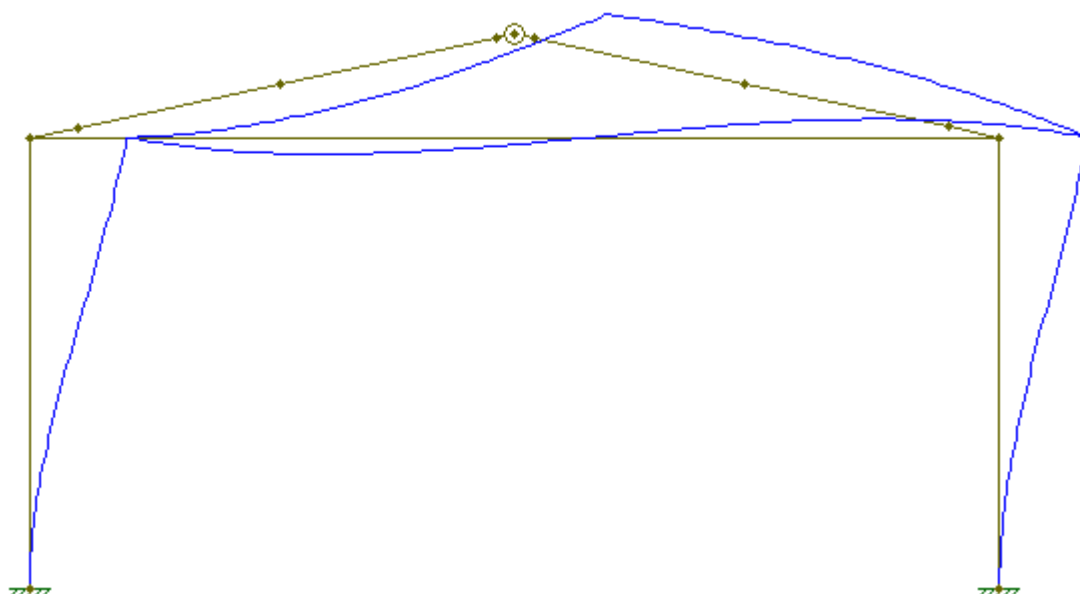
Foi aplicada uma força de 10 kN no topo do pilar, como indica a Figura 51, e determinado o deslocamento médio do pórtico, como se pode observar na Figura 52 posterior.

Figura 51 – Força horizontal aplicada ao pórtico



Fonte: FTOOL, 2015

Figura 52 – Deslocamento horizontal do pórtico principal



Fonte: FTOOL, 2015

Sabendo que a altura total da estrutura é de 8 m, a Tabela 13 fornece os valores dos deslocamentos nos nós do pórtico extraídos do Ftool em função da força de 10 kN aplicada e o valor da rigidez equivalente, determinada pela Equação 20:

$$EI_{eq} = \frac{FH_{tot}^3}{3\delta} \quad (20)$$

Tabela 13 – Deslocamentos horizontais e rigidez equivalente

δ_1 (m)	δ_2 (m)	δ_3 (m)	$\delta_{méd}$ (m)	EI_{eq} (kN.m ²)
0,01756	0,01680	0,01601	0,01679	101648

Fonte: Produção dos autores, 2015

Para determinar o valor do parâmetro α , que foi abordado na seção, foram consideradas as seguintes combinações normais últimas, com seu valor característico, por serem as mais desfavoráveis em relação aos deslocamentos horizontais combinados com força vertical.

- COMB 1: PP + VT_{90°};
- COMB 2: PP + 0,6VT_{90°};
- COMB 3: PP + 0,5SC.

Foram obtidos pelo programa Ftool os valores das forças verticais na estrutura para cada ação atuante no pórtico. Segue os cálculos para a somatória de N_k para cada combinação:

COMB 1: PP + VT_{90°}:

$$N_k = 70,2 \text{ kN} - 46,5 \text{ kN} = 23,7 \text{ kN} \cong 24 \text{ kN}$$

COMB 2: PP + 0,6VT_{90°}:

$$N_k = 70,2 \text{ kN} - 0,6 \times 46,5 \text{ kN} = 42,3 \text{ kN} \cong 42 \text{ kN}$$

COMB 3: PP + 0,5SC:

$$N_k = 70,2 \text{ kN} + 0,5 \times 21,4 \text{ kN} = 80,9 \text{ kN} \cong 81 \text{ kN}$$

Em posse dos resultados das combinações, é possível calcular os valores do parâmetro α através da Equação (11). Sendo assim, a Tabela 14 fornece estes valores.

Tabela 14 – Parâmetro α

COMBINAÇÃO	EI_{eq} (kN. m ²)	N_k (kN)	α
PP + VT _{90°}	101648	24	0,123
PP + 0,6VT _{90°}	101648	42	0,163
PP + 0,5SC	101648	81	0,226

Fonte: Produção dos autores, 2015

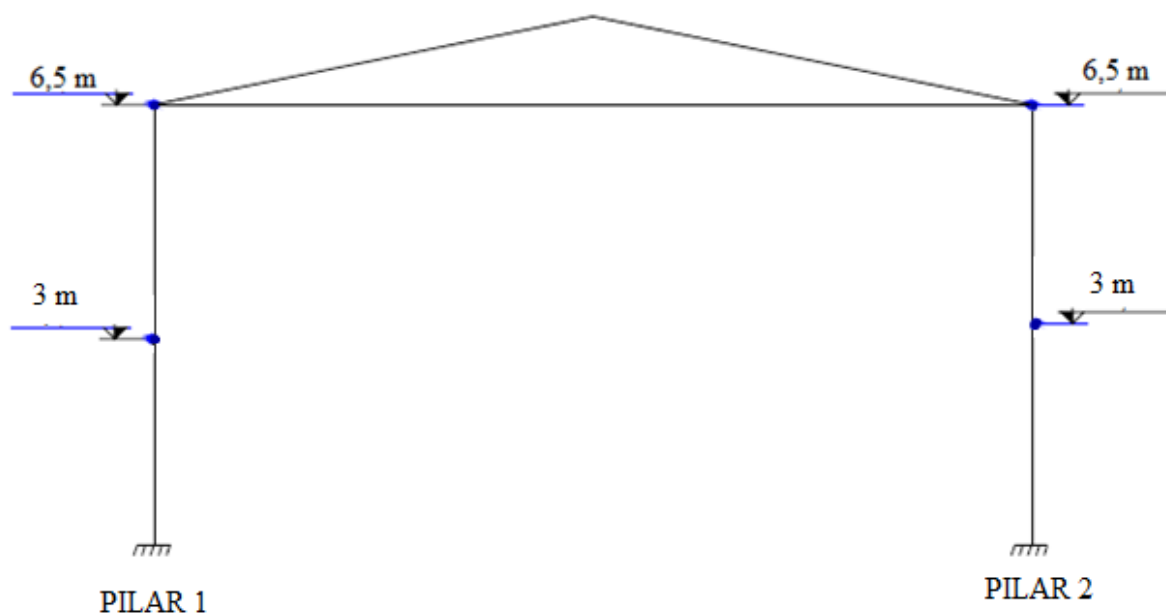
O resultado da Tabela 14 mostra que não se ultrapassou o valor limite de α em cada combinação para edifícios de um pavimento:

$$\alpha_{lim} = 0,2 + 0,1 \times 1 = 0,3$$

3.6 PROCESSO P Δ

No processo P Δ o ponto da estrutura onde serão analisados os deslocamentos e, por consequência, as forças equivalentes ($P_i V_i / H$) é o no topo do pilar e a 3 m da base do mesmo, conforme pode ser visto na Figura 53.

Figura 53 – Pontos onde foram analisados os deslocamentos pelo processo P Δ



Fonte: Produção dos autores, 2015

Foram consideradas as mesmas combinações normais últimas, utilizadas para o parâmetro α , porém com valores de cálculo, e cujos coeficientes de majoração de carga foram extraídos da NBR 6118 (ABNT, 2014).

- COMB4: $1,4 \times PP + 1,4 \times VT_{90^\circ}$;
- COMB5: $1,4P \times P + 1,4 \times VT_{90^\circ} \times 0,6$;
- COMB6: $1,4 \times PP + 1,4 \times SC \times 0,5$.

Para a consideração da não linearidade física do concreto, adotou-se a rigidez do pórtico igual a $0,5E_{ci}I_c$, ou seja, metade do produto entre o módulo de elasticidade tangente e o momento de inércia da seção bruta dos elementos, e considerando $f_{ck} = 25$ MPa.

Na Tabela 15 e Tabela 16 são apresentados os resultados das iterações para o pórtico estudado. Foi necessária apenas uma iteração para que se atingisse uma tolerância $\varepsilon = 1,0\%$. Os valores de M_0 , apresentados nas tabelas a seguir, referem-se a momentos nas bases dos pilares.

Tabela 15 – Resultado do processo $P\Delta$ - Etapa Inicial

(continua)

Combinação	Pilar	Nível (m)	P_d (kN)	Δ_0 (cm)	M_0 (kN.m)	$P\Delta/H$ (kN)
$1,4 \times PP + 1,4 \times VT_{90^\circ}$	1	6,5	-16,7	9,943	83,9	-0,255
		3	18,4	3,638		0,223
	2	6,5	7,3	9,659	73,9	0,108
		3	18,4	3,342		0,205
$1,4 \times PP + 1,4 \times VT_{90^\circ} \times 0,6$	1	6,5	-3,8	5,957	50,2	-0,035
		3	18,4	2,182		0,134
	2	6,5	10,6	5,789	44,3	0,094
		3	18,41	2,003		0,123

Tabela 15 – Resultado do processo P Δ - Etapa Inicial

(conclusão)

Combinação	Pilar	Nível (m)	P _d (kN)	Δ_0 (cm)	M ₀ (kN.m)	P Δ /H (kN)
1,4 × PP + 1,4 × SC × 0,5	1	6,5	18,8	0,000	0,0	0,000
		3	18,4	0,000		0,000
	2	6,5	18,8	0,000	0,0	0,000
		3	18,4	0,000		0,000

Fonte: Produção dos autores, 2015

Tabela 16 – Resultado do Processo P Δ - Iteração 1

(continua)

Comb.	Pilar	Nível (m)	Δ_1 (cm)	Δ_1^2 (cm ²)	$(\Delta_1 - \Delta_0)$ (cm)	$(\Delta_1 - \Delta_2)^2$ (cm ²)	Tol (%)	M ₁ (kN.m)	$\frac{\Delta M}{M_0}$ (%)	$\frac{P\Delta}{H}$ (kN)
1,4 × PP + 1,4 × VT_{90°}	1	6,5	9,923	98,466	-0,020	0,000	0,166	83,9	0,000	-0,255
		3	3,633	13,199	-0,005	0,000				0,223
	2	6,5	9,646	93,045	-0,013	0,000		74,1	0,271	0,108
		3	3,341	11,162	-0,001	0,000				0,205
1,4 × PP + 0,84 × VT_{90°}	1	6,5	6,006	36,072	0,049	0,002	0,849	50,7	0,996	-0,035
		3	2,201	4,844	0,019	0,000				0,135

Tabela 16 – Resultado do Processo P Δ - Iteração 1

(conclusão)

Comb.	Pilar	Nível (m)	Δ_1 (cm)	Δ_1^2 (cm ²)	$(\Delta_1 - \Delta_0)$ (cm)	$(\Delta_1 - \Delta_2)^2$ (cm ²)	Tol (%)	M ₁ (kN.m)	$\frac{\Delta M}{M_0}$ (%)	$\frac{P\Delta}{H}$ (kN)
1,4 × PP + 0,84 × VT _{90°}	2	6,5	5,839	34,094	0,050	0,003	0,849	44,8	1,129	0,095
		3	2,024	4,097	0,021	0,000				0,124
1,4 × PP + 0,7 × SC	1	6,5	0,000	0,000	0,000	0,000	-	0,000	-	0,000
		3	0,000	0,000	0,000	0,000				0,000
	2	6,5	0,000	0,000	0,000	0,000		0,000	-	0,000
		3	0,000	0,000	0,000	0,000				0,000

Fonte: Produção dos autores, 2015

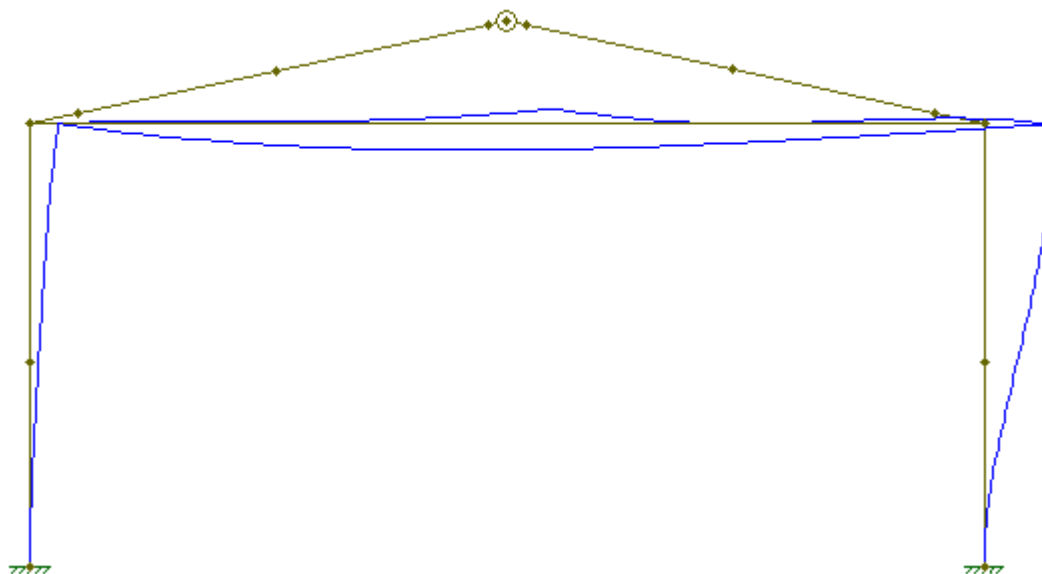
3.7 VERIFICAÇÃO NO ELS

Para a verificação no ELS foi utilizada a combinação de serviço expressa pela Equação 21, onde considerou-se que a carga do vento é a principal (multiplicado por $\psi_1 = 0,3$):

$$F_{d,ser} = PP + 0,3VT_{90^\circ} \quad (21)$$

A Figura 54 mostra o deslocamento horizontal do pilar devido a essa combinação, e verificou-se que o deslocamento máximo no topo dos pilares foi de 1,01 cm, que, portanto, é menor do que o estabelecido por norma para edificações como galpões, que permite um deslocamento no topo de até H/600 o que resulta em um deslocamento máximo de 1,33 cm, uma vez que a altura total do pórtico é de aproximadamente 8 m.

Figura 54 – Deslocamentos máximos do pórtico



Fonte: FTOOL, 2015

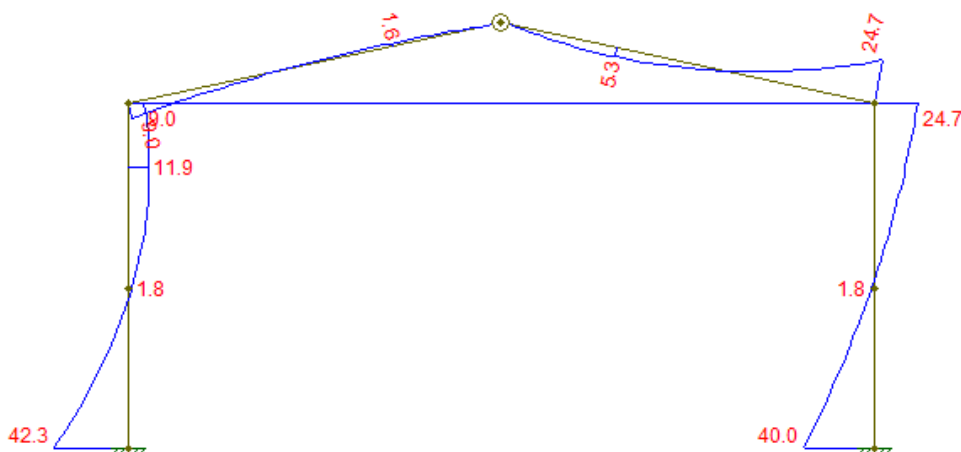
3.8 CÁLCULO DA ARMADURA LONGITUDINAL NO ELU

Para o cálculo da armadura no ELU foi considerada a seguinte combinação para o cálculo da área de aço do pilar, cujo momento fletor esforço normal causa a maior necessidade de armadura:

$$\text{COMB: } 1,4 \times \text{PP} + 0,84 \times \text{VT}_{90^\circ}$$

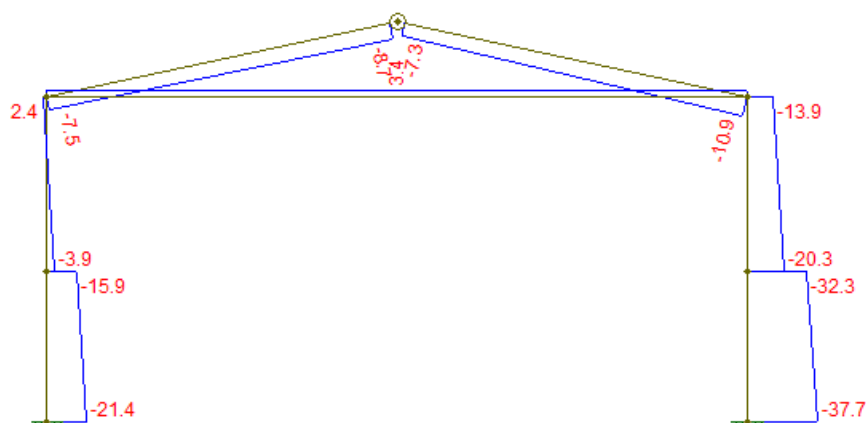
A Figura 55 mostra o diagrama de momento fletor e a Figura 56 mostra o diagrama de esforço normal para a mesma combinação.

Figura 55 – Diagrama de momento fletor (kN.m)



Fonte: FTOOL, 2015

Figura 56 – Diagrama de esforço normal



Fonte: FTOOL, 2015

Observando os dois diagramas é possível avaliar que o maior momento fletor é de 42,3 kN.m com uma força normal de 21,4 kN atuando no mesmo. Para o arranjo da armadura e combater tal momento foi estimado 5 barras de 16 mm de cada lado, pois os esforços ocorrem de maneira simétrica no pilar. A NBR 6118 (ABNT, 2014) faz comentários a respeito do espaçamento livre entre as faces das barras longitudinais na direção horizontal, medido no plano da seção transversal, deve ser igual ou superior ao maior dos seguintes valores:

- 20 mm;
- diâmetro da barra, do feixe ou da luva;
- 1,2 vezes a dimensão máxima característica do agregado graúdo.

A Tabela 17 fornece o valor necessário da área de aço calculada para o pilar.

Tabela 17 – Cálculo da armadura necessária para o pilar 25 cm × 30 cm

Dados	Valor
Momento de cálculo (kN.m)	87,4
Largura do pilar (m)	0,250
Altura útil – d (m)	0,270
Resistência do concreto (kN/m ²)	25000
k_{md}	0,140
k_x	0,226
k_z	0,909
k_s	39,54
Área de aço (cm²)	8,187

Fonte: Produção dos autores, 2015

Para se chegar ao cálculo da taxa de armadura necessária para combater os esforços, primeiramente deve-se calcular a relação d'/h , que é:

$$\frac{d'}{h} = \frac{0,03}{0,30} = 0,01 \quad (22)$$

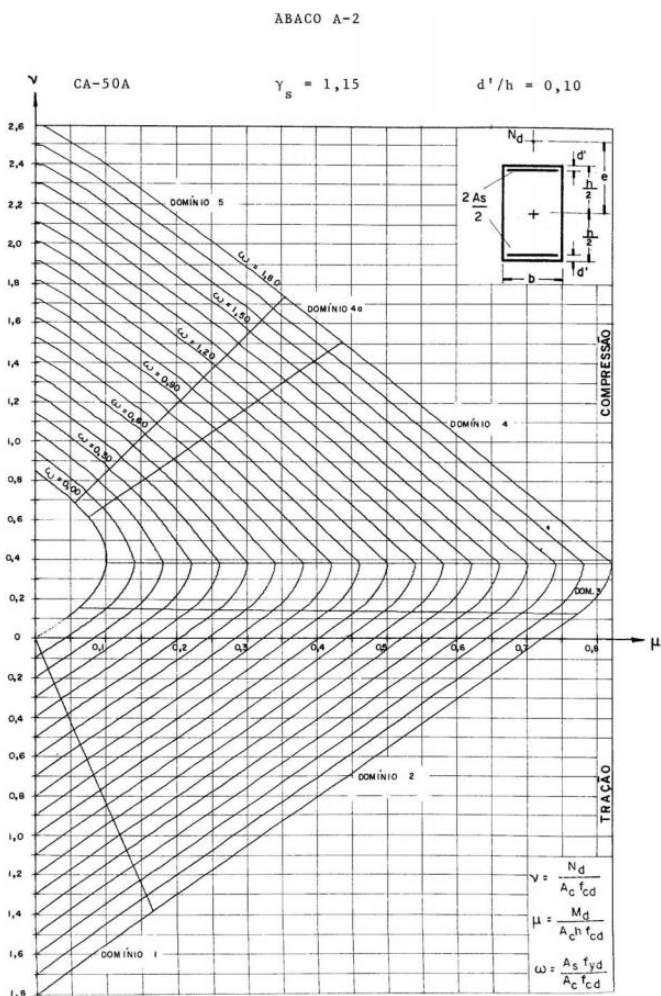
Para se chegar ao valor da taxa de armadura necessária, deve-se calcular os adimensionais μ e ν de acordo com as equações a seguir:

$$\nu = \frac{N_d}{A_c \times f_{cd}} = \frac{21,4}{0,25 \times 0,30 \times 25000/1,4} = 0,016 \quad (23)$$

$$\mu = \frac{M_d}{A_c \times h \times f_{cd}} = \frac{42,3}{0,25 \times 0,30 \times 0,30 \times 25000/1,4} = 0,105 \quad (24)$$

A Figura 57 mostra o ábaco utilizado para tal relação, sendo o A-2 e considerando a armadura simétrica.

Figura 57 – Ábaco adimensional A-2

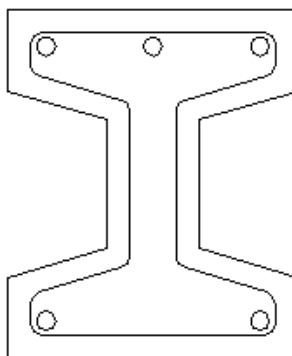


Pelo ábaco a taxa de armadura necessária é de 22%, sendo assim, o valor da área de aço é expressa por:

$$A_s = \frac{\omega A_c f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{0,22 \times 0,25 \times 0,30 \times 25000 / 1,4}{50 / 1,15} = 6,78 \text{ cm}^2 \quad (25)$$

Entretanto, optou-se em utilizar uma armadura que não seja simétrica para melhor combater ao momento fletor com 5 barras de 16 mm. A Figura 58 mostra como ficou então, o arranjo da armadura na seção transversal do pilar.

Figura 58 – Arranjo da armadura do pilar

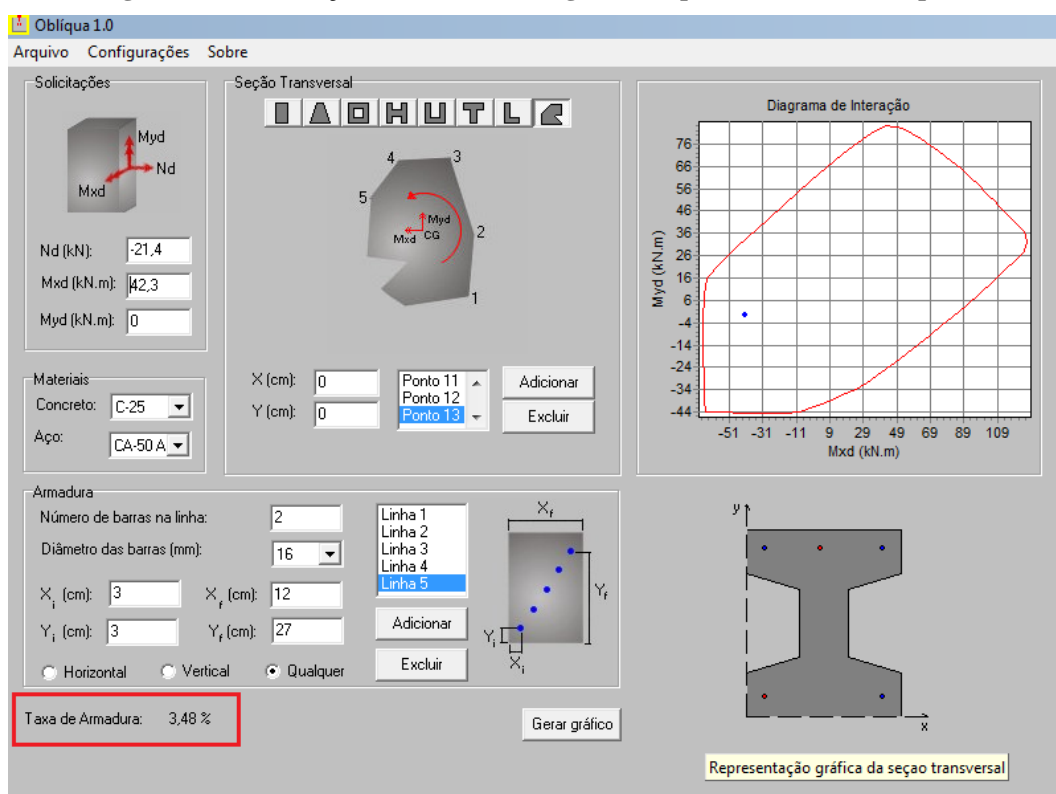


Fonte: AUTOCAD, 2014

Por motivo então de assimetria da armadura e seção transversal que não é retangular, pois a seção é duplo 'T', utilizou-se o programa Oblíqua, desenvolvido pelo Centro de Engenharia Civil da Universidade Federal do Paraná, que elabora o diagrama de interação, correlacionando a força normal com momento fletor e a quantidade de armadura para uma determinada seção.

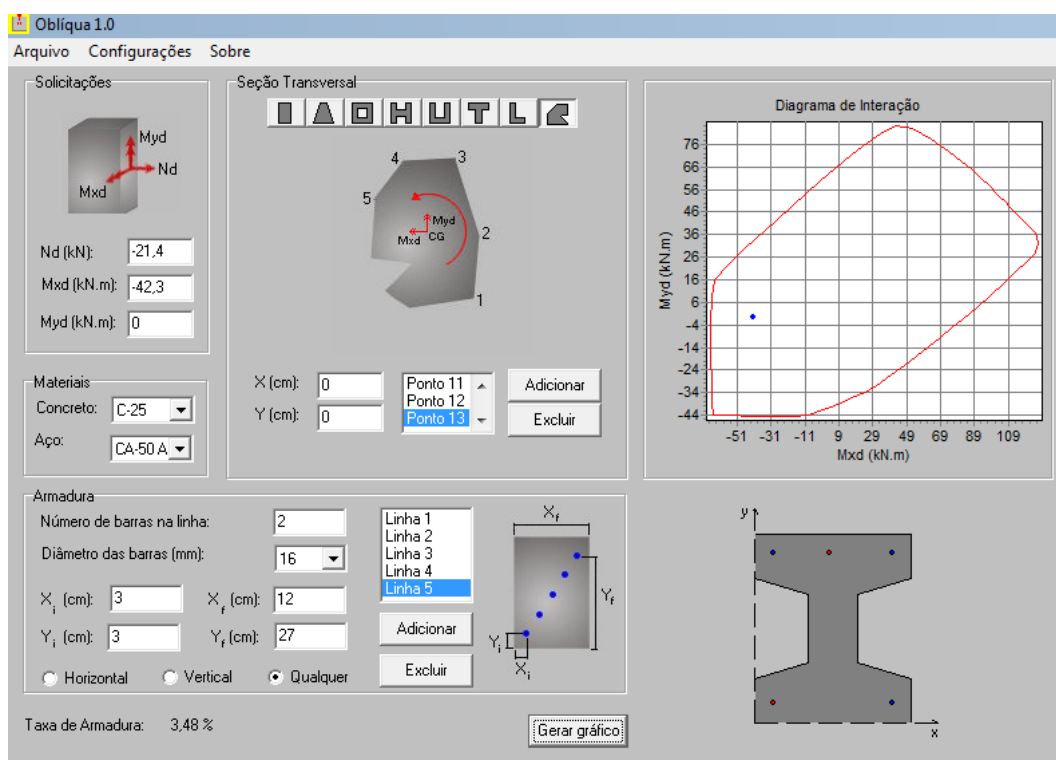
A Figura 59 e a Figura 60 mostram a verificação do momento a esquerda e a direita através do diagrama de interação processado pelo programa depois de ter entrado com todos os dados necessários, tais como: valor do momento fletor máximo no pilar, força normal, f_{ck} , cobrimento, etc.

Figura 59 – Verificação da armadura longitudinal quando o momento é positivo



Fonte: OBLÍQUA, 2001

Figura 60 – Verificação da armadura longitudinal quando o momento é negativo



Fonte: OBLÍQUA, 2001

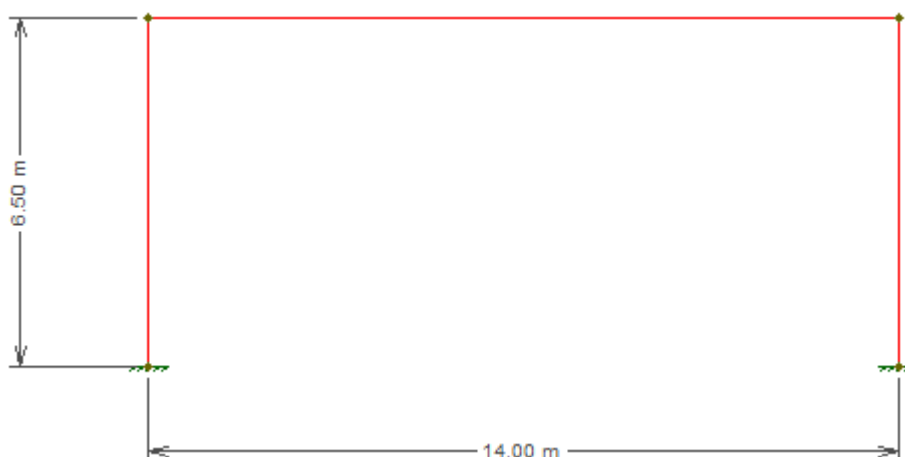
Conforme foi observado, a quantidade de armadura atribuída é suficiente para resistir aos esforços solicitantes, pois os valores de entrada de momento fletor e esforço normal estão compreendidos dentro da envoltória de resistência, em ambos os casos mostrados nas figuras. Pode-se observar também que a armadura está dentro dos limites da NBR 6118 (ABNT, 2014), uma vez que a taxa de armadura longitudinal do pilar é superior a 0,4% e inferior a 8%.

3.9 DESCRIÇÃO ESTRUTURAL DO GALPÃO EM ESTRUTURA DE CONCRETO MOLDADO NO LOCAL

O galpão em concreto moldado no local possui cobertura em duas águas, altura de 6,5 m, vão de 14 m, sendo a distância máxima entre pórticos de 6,12 m. No fechamento lateral optou-se pela utilização de alvenaria convencional e telhas e terças metálicas na cobertura. Na cobertura utilizou-se perfil laminado de alma cheia pra receber as terças.

Na Figura 61 é apresentado o pórtico em estudo, juntamente com os dados para a análise estrutural.

Figura 61 – Pórtico galpão de concreto moldado no local



Fonte: FTOOL, 2015

3.10 PRÉ-DIMENSIONAMENTO DOS PILARES

Para o projeto de galpão em estrutura de concreto convencional também foi estimada uma carga distribuída na cobertura de 12 kN/m². Ou seja:

$$g + q = 12 \text{ kN/m}^2$$

As áreas de influências serão as mesmas determinadas para o galpão em estrutura em concreto moldado no local, pelo fato da área de locação ser a mesma, bem como a distância entre pórticos.

Calculado as áreas de influência dos pilares, deve-se em seguida aplicar a Equação 18 para determinar a carga nominal N_k para cada pilar. Logo então, deve-se multiplicar o valor de cada carga normal na base do pilar pelo coeficiente correspondente γ que varia em função da posição do pilar na planta da edificação.

Com o valor da taxa de armadura para o pilar $\rho = 2\%$, resistência à compressão de cálculo ($f_{cd} = \frac{25}{1,4}$) e tensão de compressão nas barras das armaduras $\sigma_{s2} = 42 \text{ kN/cm}^2$, é possível encontrar a área de concreto (A_c).

Sendo assim, a Tabela fornece as dimensões dos pilares de canto e de extremidade determinados para cada pilar. Segundo recomendações da NBR 6118 (ABNT, 2014), a área da seção do pilar não pode ser inferior que 360 cm^2 , daí a correção na Tabela 18.

Tabela 18 – Dimensões dos pilares do pórtico analisado

Pilar	N_k(kN)	γ	N_d(kN)	A_c(cm^2)	A_c (cm^2) corrigido	h (cm)	b × h adotado (cm)
P01 e P15	104,5	1,8	188,1	148,48	360	18	20 × 40
P02 e P16	694,2	1,5	1041,3	821,96	821,96	41	20 × 40
P03 e P17	664,4	1,5	996,6	786,75	786,75	39	20 × 40
P04 e P18	625,6	1,5	938,4	740,8	740,8	37	20 × 40
P05 e P19	644,4	1,5	966,6	763,08	763,08	38	20 × 40
P06, P07, P08, P20, P21 e P22	646,8	1,5	970,2	765,87	765,87	38	20 × 40
P09 e P23	642,4	1,5	963,6	760,69	760,69	38	20 × 40
P11 e P13	229,8	1,5	344,7	272,13	360	18	20 × 40
P12 e P14	219,4	1,5	329,1	259,8	360	18	20 × 40
P10 e P24	100,3	1,8	180,54	142,51	360	18	20 × 40

Fonte: Produção dos autores, 2015

3.11 CÁLCULO DAS AÇÕES ATUANTES NO PÓRTICO

O cálculo das ações do vento no pórtico já foi determinado anteriormente, logo segue a penas os cálculos do peso próprio do galpão em estrutura de concreto convencional e sua sobrecarga.

3.11.1 Peso Próprio da Estrutura (PP)

A seguir serão calculados os carregamentos da estrutura do galpão em concreto pré-moldado devido ao seu peso próprio (PP), os resultados destes cálculos são representados na Figura 62.

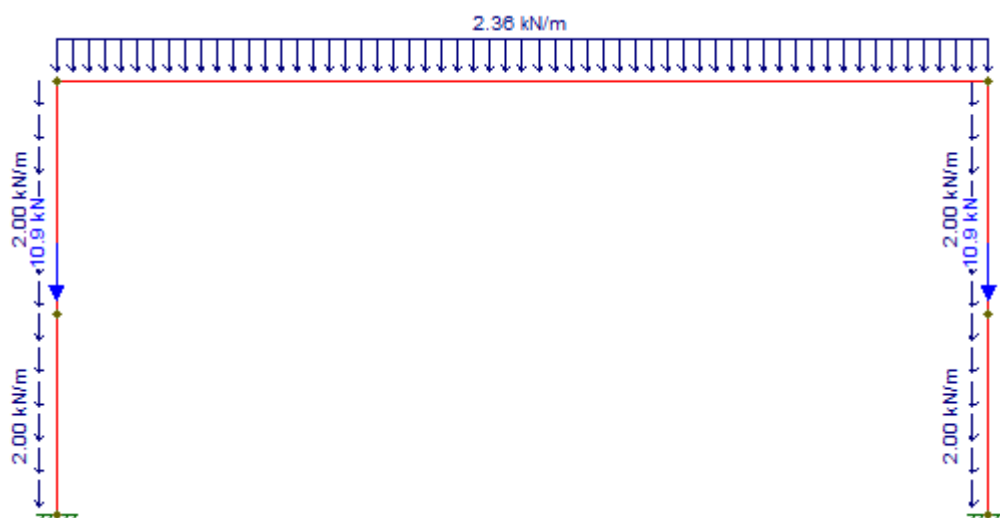
- Peso da telha metálica: 0,10 kN/m²;
- Peso das terças metálicas: 0,04 kN/m (14 terças apoiadas nas vigas);
- Peso da viga de cobertura (15 × 40 cm): 1,50 kN/m;
- Peso do pilar (20 × 40 cm): 2 kN/m;
- Fechamento lateral: 0,50 kN/m²;
- Viga de fechamento lateral (15 × 40 cm): 1,50 kN/m.

Logo, o total distribuído na viga de cobertura é:

$$Q_{pp, cobertura} = 1,5 + 0,1 \times 6,12 + \frac{0,04 \times 14 \times 6,12}{14} = 2,36 \text{ kN/m}$$

Como existe uma viga de fechamento lateral a 3 m da base do pilar, o total concentrado no pilar é:

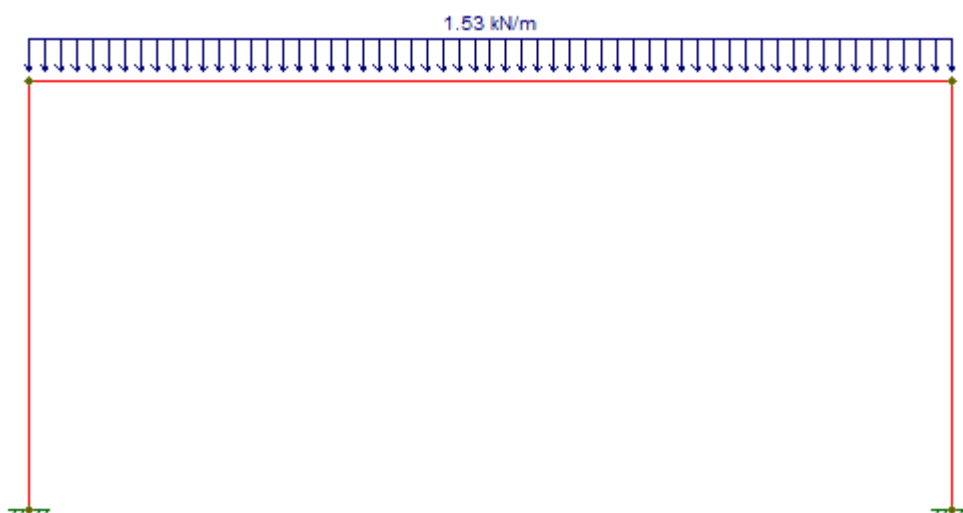
$$P_{pilar} = 0,5 \times 3,5 + 1,50 \times 6,12 = 10,93 \text{ kN}$$

Figura 62 – Carregamento de peso próprio da estrutura (PP)

Fonte: FTOOL, 2015

3.11.2 Sobrecarga Acidental (SC)

Devido à cobertura ser também de estrutura metálica, será utilizada a mesma sobrecarga acidental já calculado no galpão em estrutura de concreto pré-moldado. Sendo assim, a sobrecarga acidental é:

Figura 63 – Sobrecarga acidental (SC)

Fonte: FTOOL, 2015

3.12 CÁLCULO DO PARÂMETRO α

Para calcular o parâmetro α , primeiramente é lançado no programa Ftool o material no qual é constituído o pórtico, e posteriormente a seção transversal das vigas e dos pilares. Para efeito de comparação, foi considerado módulo de elasticidade secante para $f_{ck} = 25$ MPa.

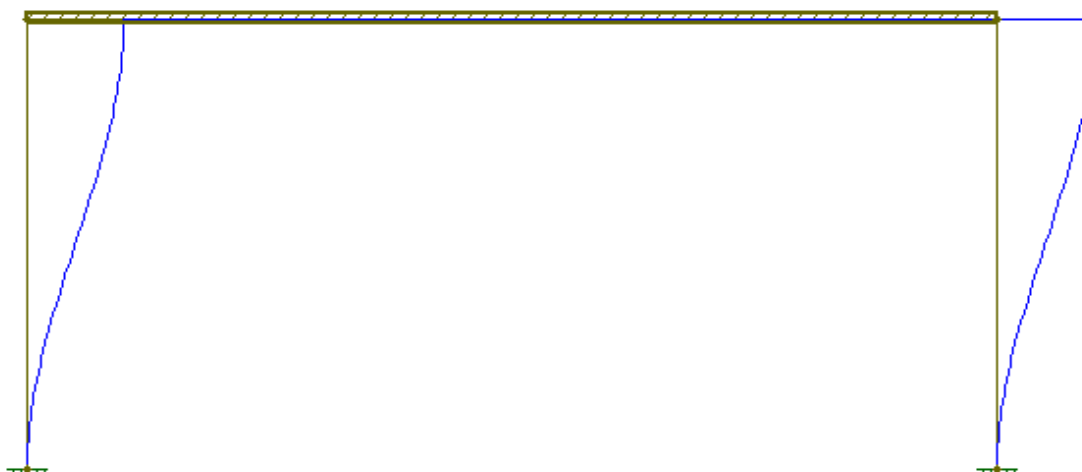
Foi aplicada uma força de 10 kN no topo do pilar, como indica a Figura 64, e determinado seu deslocamento, como se pode observar na Figura 65 a seguir.

Figura 64 – Força horizontal aplicada ao pórtico



Fonte: FTOOL, 2015

Figura 65 – Deslocamento do pórtico devido à força horizontal



Fonte: FTOOL, 2015

Sabendo que a altura total da estrutura é de 6,5 m, a Tabela 19 fornece os valores dos deslocamentos nos nós do pórtico (obtidos pelo Ftool) em função da força de 10 kN aplicada e o valor da rigidez equivalente, determinada pela Equação.

Tabela 19 – Deslocamentos horizontais do pórtico e rigidez equivalente

δ_1 (m)	δ_2 (m)	$\delta_{\text{méd}}$ (m)	EI_{eq} (kN. m ²)
0,004511	0,004511	0,004511	202930

Fonte: Produção dos autores, 2015

Para determinar o valor do parâmetro α , que foi abordado na seção, foram consideradas as seguintes combinações normais últimas, com seu valor característico, por serem as mais desfavoráveis em relação aos deslocamentos horizontais combinados com força vertical.

- COMB 1: PP + VT_{90°};
- COMB 2: PP + 0,6VT_{90°};
- COMB 3: PP + 0,5SC.

Foram obtidos pelo programa Ftool os valores das forças verticais na estrutura para cada ação atuante no pórtico. Segue os cálculos para a somatória de N_k para cada combinação:

COMB 1: PP + VT_{90°}:

$$N_k = 80,8 \text{ kN} - 46,5 \text{ kN} = 34,3 \text{ kN} \cong 34 \text{ kN}$$

COMB 2: PP + 0,6VT_{90°}:

$$N_k = 80,8 \text{ kN} - 0,6 \times 46,5 \text{ kN} = 52,9 \text{ kN} \cong 53 \text{ kN}$$

COMB 3: PP + 0,5SC:

$$N_k = 80,8 \text{ kN} + 0,5 \times 21,4 \text{ kN} = 91,5 \text{ kN} \cong 92 \text{ kN}$$

Em posse dos resultados das combinações, é possível calcular os valores do parâmetro α . Sendo assim, a Tabela 20 fornece estes valores.

Tabela 20 – Parâmetro α

COMBINAÇÃO	EI_{eq} (kN. m ²)	N_k (kN)	α
PP + VT _{90°}	107054	34	0,104
PP + 0,6VT _{90°}	107054	53	0,129
PP + 0,5SC	107054	92	0,170

Fonte: Produção dos autores, 2015

O resultado da Tabela mostra que não se ultrapassou o valor limite de α em cada combinação para edifícios de um pavimento:

$$\alpha_{lim} = 0,2 + 0,1 \times 1 = 0,3$$

3.13 SOFTWARE UTILIZADO NO DIMENSIONAMENTO DA ESTRUTURA

Foi utilizado para o dimensionamento do galpão em estrutura de concreto moldado *in loco*, bem como para todas as análises necessárias e detalhamento final dos elementos do projeto, o programa Eberick, desenvolvido pela AutoQi.

3.13.1 Lançamentos dos Elementos

Para o lançamento dos elementos na estrutura de concreto moldado *in loco*, primeiramente foi realizada a importação da planta de locação dos pilares para o programa, bem como, o lançamento das características geométricas dos pilares, como pé-direito, etc. Logo em seguida, foram lançadas as dimensões dos pilares e das vigas, e definindo seus posicionamentos na planta.

A Figura 66 e a Figura 67 a seguir mostram o lançamento no software Eberick das dimensões dos pilares e das vigas respectivamente, que foram pré-dimensionadas.

Figura 66 – Lançamento das dimensões do pilar

Pilar

Dados do pilar

Nome Vínculo

Elevação cm Verticalidade

Ângulo de rotação ° Ambiente

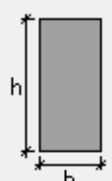
Seção

Tipo

b cm h cm

b1 cm h1 cm

Ângulo de abertura °



Capitel

Usar capitel

Ângulo de rotação ° b cm

Espessura cm h cm

Fonte: EBERICK, 2014

Figura 67 – Lançamento das dimensões da viga

Viga

Dados da viga

Nome Ambiente

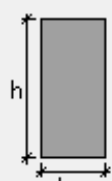
Seção do trecho

Tipo

bw cm h cm

bf cm hf cm

Elevação cm



Cargas

Parede kN/m

Carga extra kN/m

Fonte: EBERICK, 2014

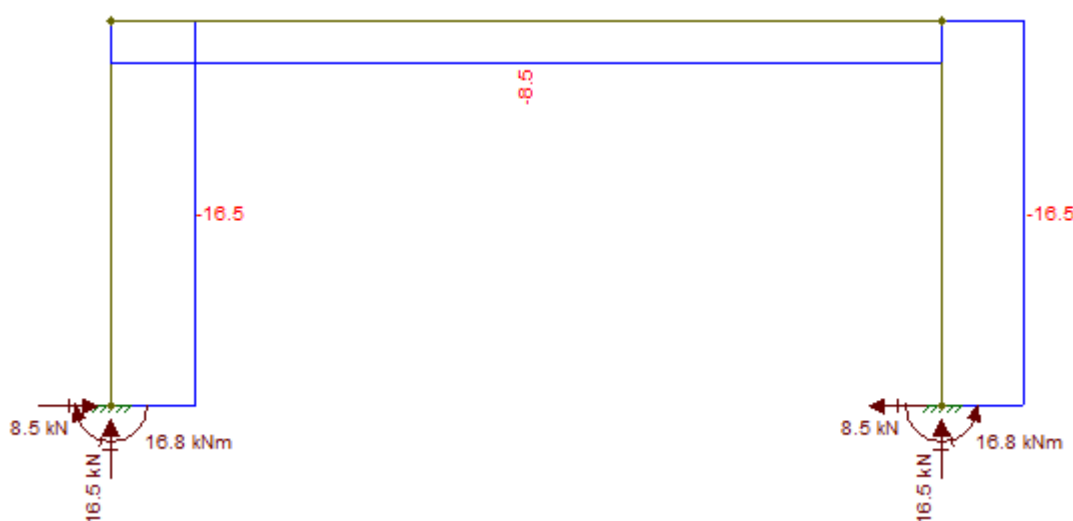
3.13.2 Cálculo da Carga Atuante nos Pilares Devido ao Peso da Cobertura

Para o cálculo da carga atuante nos pilares devido ao peso da cobertura, deve-se primeiramente realizar as combinações que se segue conforme a NBR 8800 (ABNT, 2008), devido ao fato da cobertura ser de estrutura metálica.

- COMB1: $1,3PP + 1,4SC$;
- COMB2: $1,0PP + 1,4VT_{90^\circ}$;
- COMB3: $1,3PP + 1,4VT_{90^\circ}$;
- COMB4: $1,3PP + 1,4SC + 0,84VT_{90^\circ}$;
- COMB5: $1,3PP + 1,4VT_{90^\circ} + 1,4SC$.

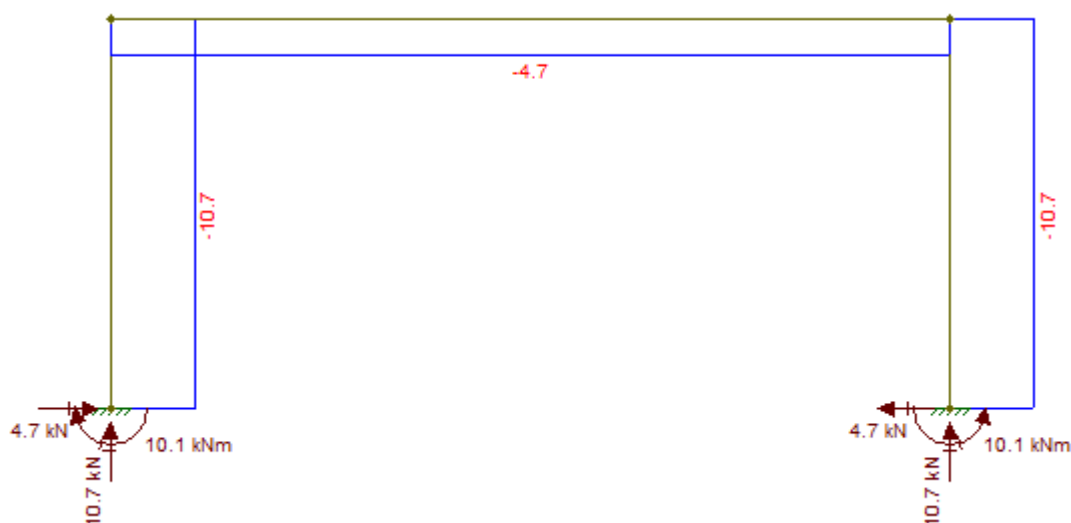
Os valores finais dos esforços normais atuantes nos pilares são mostrados na Figura 68, Figura 69 e Figura 70 através de seus diagramas.

Figura 68 – Diagrama de esforço normal peso próprio



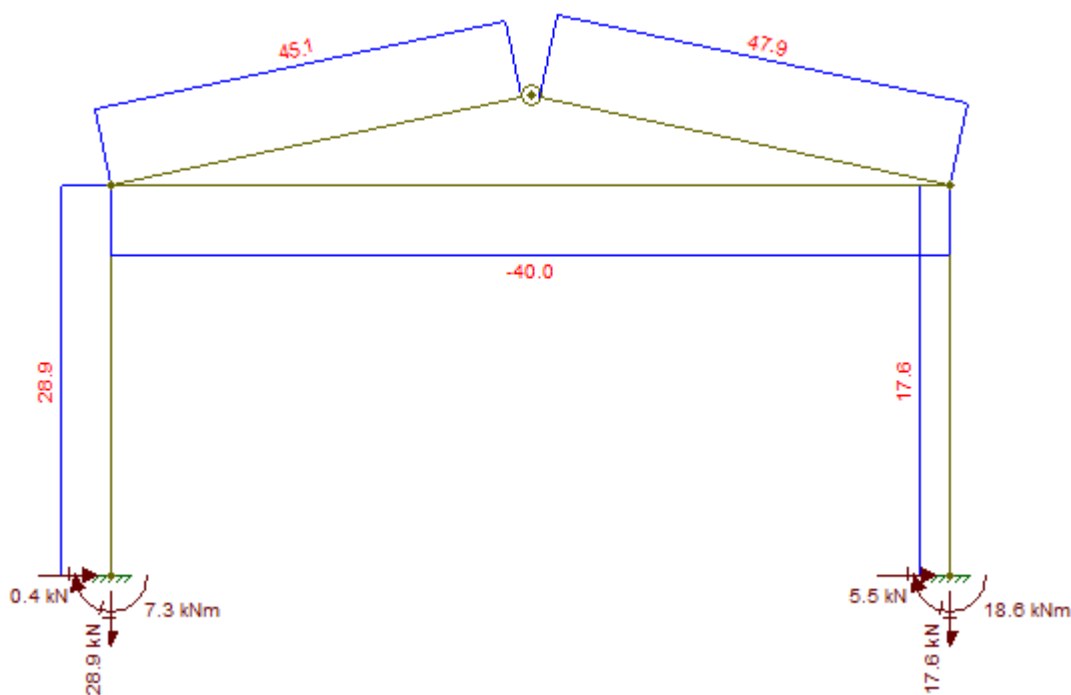
Fonte: FTOOL, 2015

Figura 69 – Diagrama de esforço normal sobrecarga



Fonte: FTOOL, 2015

Figura 70 – Diagrama de esforço normal ação do vento no Telhado (VT_{90°})



Fonte: FTOOL, 2015

A Tabela 21 mostra os resultados dessas combinações nos pilares 1 e 2 do pórtico principal para que se possa avaliar a combinação mais desfavorável para ser considerada para todos os pilares na estrutura do galpão.

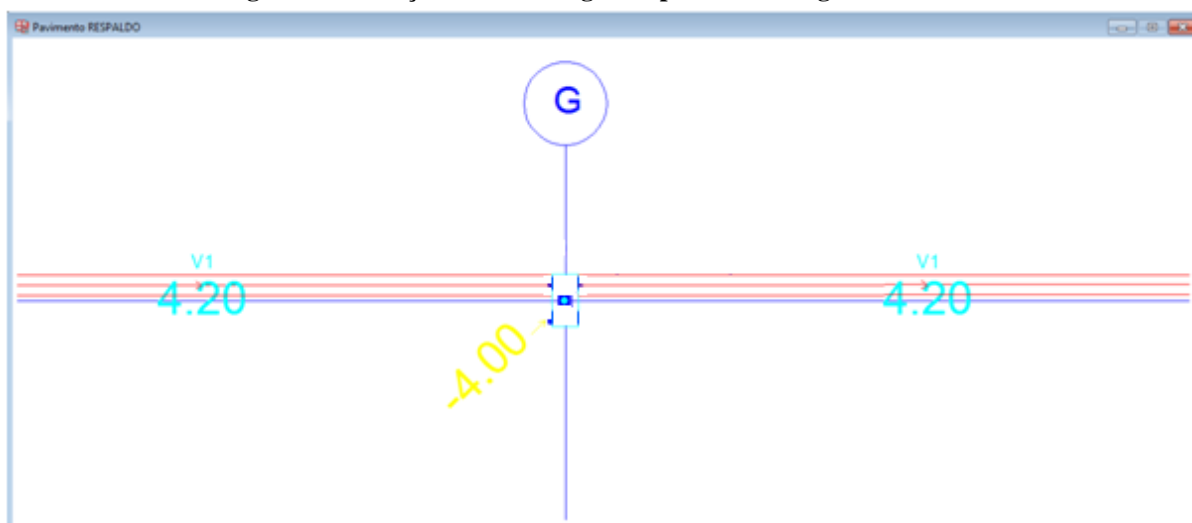
Tabela 21 – Combinações das ações

Combinação	Força no pilar (kN)	
	P01	P02
1,3PP + 1,4SC	36,43	36,43
1,0PP + 1,4VT _{90°}	-23,96	-8,14
1,3PP + 1,4VT _{90°}	-19,01	-3,19
1,3PP + 1,4SC + 0,84VT _{90°}	12,15	21,65
1,3PP + 1,4VT _{90°} + 1,4SC	-4,03	11,79

Fonte: Produção dos autores, 2015

É possível avaliar que a maior carga atuante nos pilares devido ao peso da cobertura é de 36,43 kN. A Figura 71 ilustra o lançamento desta carga de 36,43 kN, que foi aproximada no Eberick para 4,00 tf e a carga atuante na viga de tapamento lateral, cujo valor calculado é 4,2 tf.

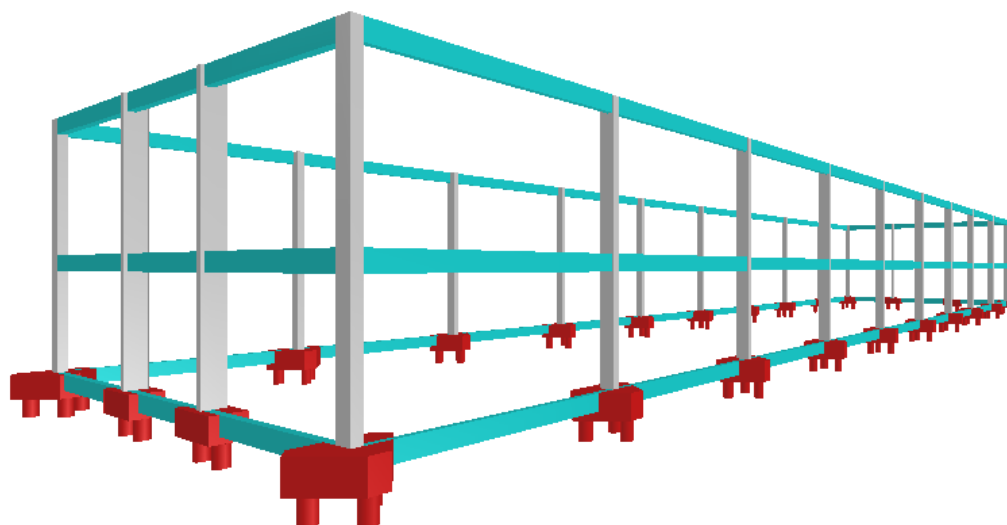
Figura 71 – Lançamento da carga nos pilares e na viga de fechamento lateral



Fonte: EBERICK, 2014

Feito todo o dimensionamento, lançamentos necessários, bem como todas as análises, a Figura mostra o galpão em 3D gerado no Eberick, a fim de que se possa visualizar a estrutura como um todo.

Figura 72 – Pórtico em 3D



Fonte: EBERICK, 2014

3.14 QUANTITATIVO DE MATERIAIS DO GALPÃO MOLDADO *IN LOCO*

Através do resumo de materiais gerado pelo programa de cálculo estrutural Eberick, foi realizado o orçamento da superestrutura do galpão em concreto armado moldado in loco, ou seja, os materiais utilizados para a construção das vigas principais, vigas intermediárias e pilares.

Vale ressaltar que os materiais da estrutura de cobertura e vedação ou tapamento lateral, serão iguais para os três tipos de estrutura, não influenciando então no estudo da viabilidade. Na Tabela 22 a seguir, geradas pelo programa Eberick, podemos observar o volume total de materiais utilizados na construção da estrutura:

Tabela 22 – Total de volume de concreto e de aço na edificação

		Vigas	Pilares	Escadas	Total
Peso total + 10% (kg)	CA50	740.4	729.7		1470.1
	CA60	333.9	326.5		660.4
	Total	1074.3	1056.2		2130.5
Volume concreto (m ³)	C-25	23.2	13.3		36.5
Área de forma (m ²)		367.5	199.9		567.4
Consumo de aço (kgf/m ³)		46.3	79.2		58.3

Fonte: EBERICK, 2014

3.15 DESCRIÇÃO ESTRUTURAL DO GALPÃO EM ESTRUTURA METÁLICA

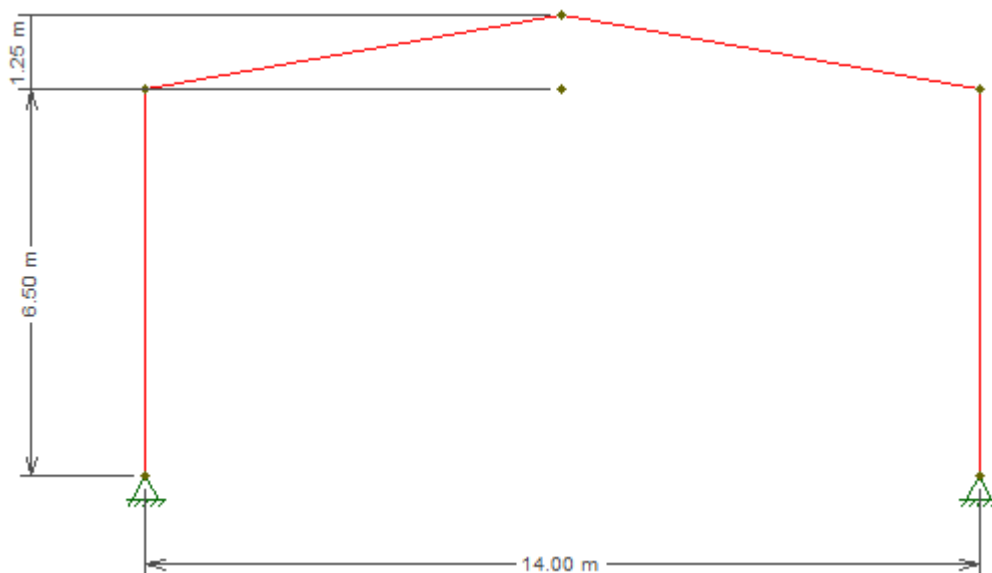
O galpão em estruturas de aço possuirá características de concepção arquitetônica semelhantes ao galpão pré-moldado, tendo em vista a necessidade do estudo de viabilidade proposto.

Logo, suas características de concepção inicial serão:

- Cobertura em duas águas;
- Pé direito dos pilares de 6,5 m;
- Vão de 14 m;
- Maior distância entre pórticos de 6,12 m;
- Inclinação da cobertura de 10°, valor usual para galpões em estruturas metálicas;
- A ligação viga-pilar será realizada através da utilização de chapas e soldas.

A Figura 73 ilustra as características geométricas do galpão em estrutura metálica, cuja inclinação do telhado é de 10°.

Figura 73 – Pórtico do galpão de estrutura metálica



Fonte: FTOOL, 2015

3.16 CÁLCULO DAS AÇÕES ATUANTES NO PÓRTICO

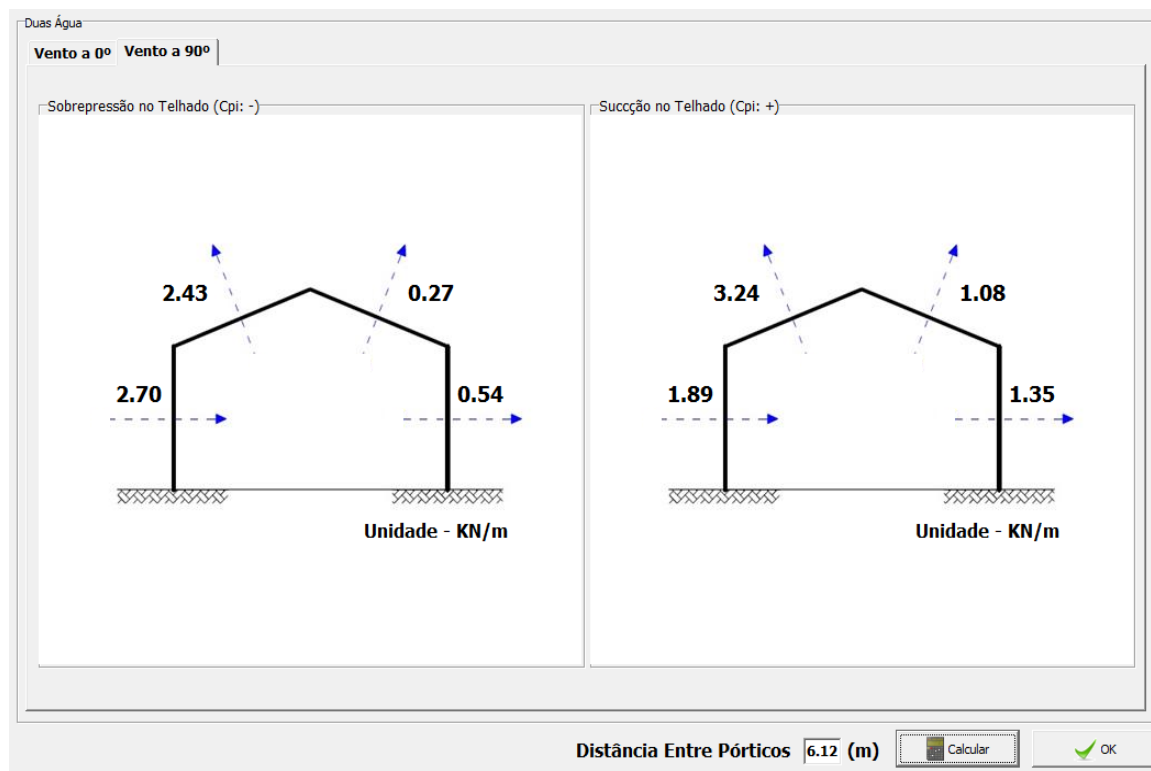
Assim como realizado na determinação das ações atuantes no galpão pré-moldado, serão consideradas as ações do vento, peso próprio da estrutura e a sobrecarga accidental.

3.16.1 Cálculo das Ações do Vento (F_{Wk})

Como explanado no capítulo anterior, o programa Ciclone foi utilizado para a determinação das ações do vento nos pórticos. A forma de manuseio do programa será a mesma que foi utilizada para a obtenção das ações atuantes no galpão em concreto pré-moldado, por se tratar de um projeto de análise de viabilidade, ou seja, todas as características são inerentes a concepção original.

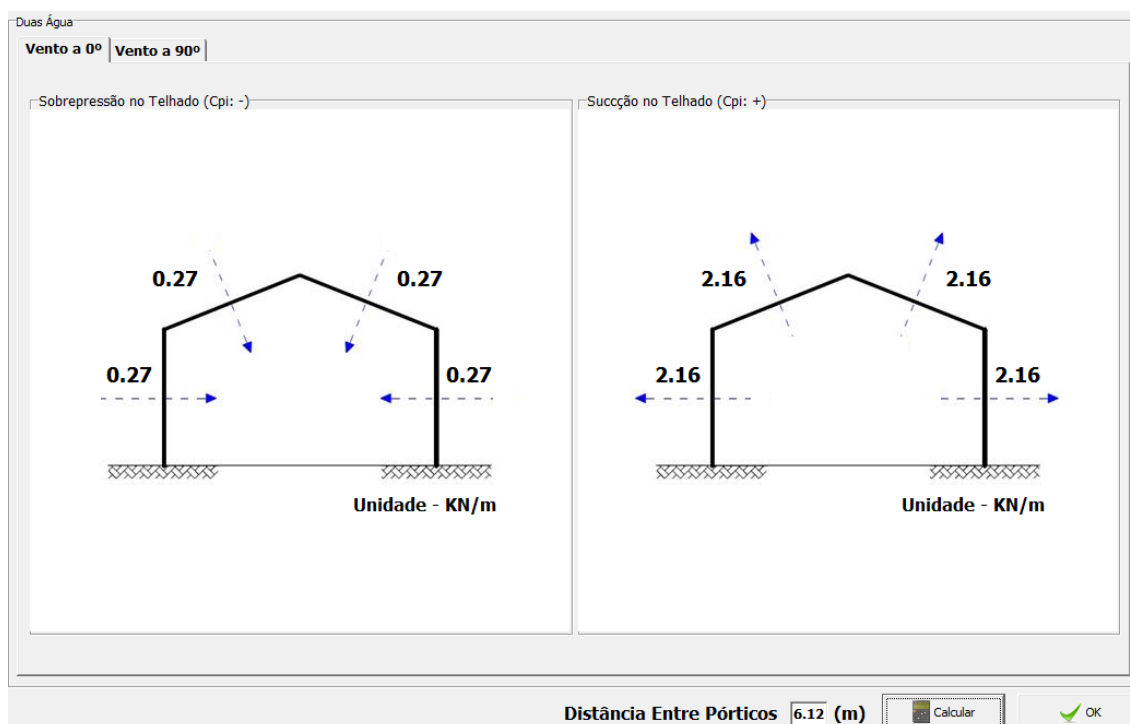
Há diferença nos resultados de sobrepessão e sucção no telhado devido à diferença de inclinação das vigas de cobertura. Nas Figuras 74 e 75 abaixo, pode-se observar o pior caso obtido, com o vento incidindo na edificação aos ângulos de 90° e a 0° :

Figura 74 – Coeficiente de Pressão C_p Vento a 90°



Fonte: CICLONE, 2015

Figura 75 – Coeficiente de Pressão C_p Vento a 0°



Fonte: CICLONE, 2015

Sendo assim, com a ação crítica do vento definida, fazemos a sobreposição dos efeitos de sucção e sobrepressão, e então obtemos a ação real do vento sobre os pórticos.

3.16.2 Cálculo da Ação Permanente ($F_{G,ik}$)

Para a determinação da ação permanente, oriunda do peso próprio da estrutura, utilizaremos os dados a seguir, pesquisados na literatura:

- Telhas: 0,10 kN/m²;
- Contraventamentos: 0,05 kN/m²;
- Terças e Tirantes: 0,10 kN/m²;
- Vigas e Colunas: 0,20 kN/m².

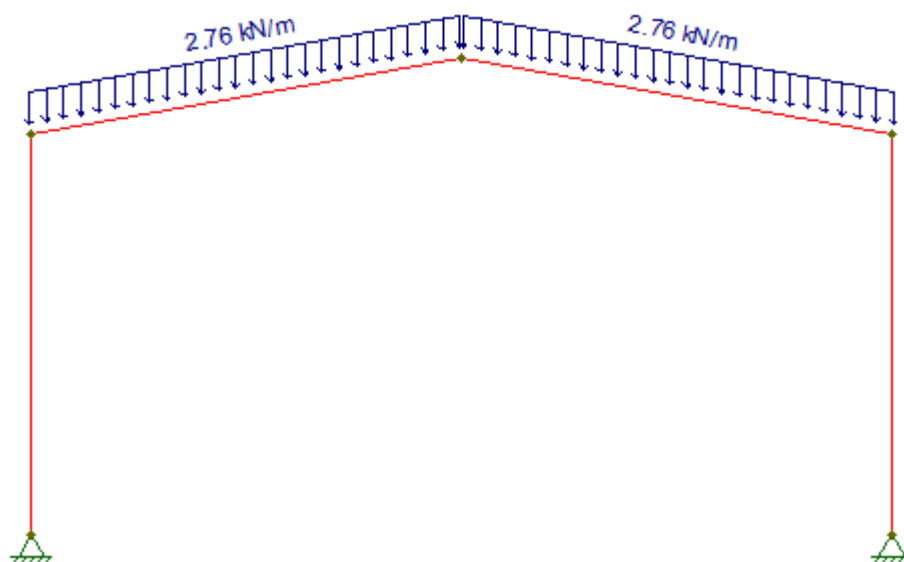
Logo, o somatório de pesos específicos dos elementos a serem considerados será igual a 0,45 kN/m².

O peso próprio da estrutura será considerado como carregamento distribuído, ou seja, uma força distribuída horizontalmente em cada pórtico de forma isolada. Para a determinação

do carregamento distribuído linear, usou-se o maior vão entre pórticos, multiplicado ao valor do somatório de pesos específicos dos elementos, como descrito a seguir na Figura 76:

$$F_{Gi,k} = 0,45 \times 6,12 = 2,76 \text{ kN/m}$$

Figura 76 – Carga permanente



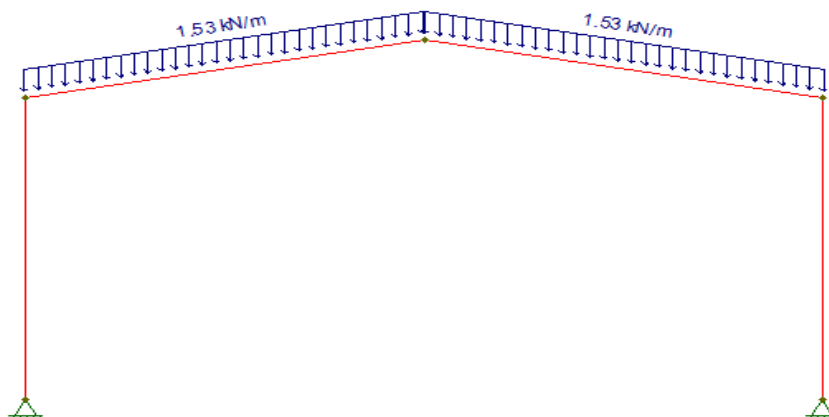
Fonte: FTOOL, 2015

3.16.3 Ação Acidental ($F_{qi,k}$)

A ação acidental será a mesma calculada anteriormente para os outros dois galpões em estrutura de concreto pré-moldado e moldado *in loco* conforme NBR 8800 (ABNT, 2008).

A Figura 77 ilustra então, o carregamento acidental no galpão em estrutura metálica.

Figura 77 – Carga acidental



Fonte: FTOOL, 2015

3.16.4 Combinação das Ações

Para que se faça a análise estrutural do galpão, é necessário que se faça a combinação das ações, segundo a NBR 8800 (ABNT, 2008), e para isso determinamos a força nocional ou força horizontal equivalente.

A força nocional equivale a 0,3 % do valor das cargas gravitacionais de cálculo, e para as combinações, utiliza-se a fórmula para os estados limites últimos, de acordo com a norma, expressa por:

$$F_D = \sum_{i=1}^m F_{gi,k} + \gamma_{q1} F_{q1,k} + \sum_{j=1}^n \gamma_{q1} \psi_{0j} F_{gi,k} \quad (26)$$

Onde:

$\gamma_{q1} = 1,5$ é o coeficiente de ponderação das ações

$\psi_{0j} = 1,25$ é o fator de combinação de ações

Logo, a partir da fórmula acima, calculamos as combinações das ações que serão utilizadas para análise de deslocabilidade e dimensionamento dos elementos:

$$F_{D1} = (1,25) \times F_{gi,k} + (1,5) \times F_{qi,k}$$

$$F_{D1} = (1,25) \times 2,76 + (1,5) \times 1,53 = 5,75 \text{ kN/m}$$

A força nocional será aplicada no nó B do pórtico. Segundo a norma, e expressão para que se encontre tal força é:

$$F_N = 0,003 \times (F_{D1}) \times \text{vão}$$

Logo:

$$F_N = 0,003 \times (5,75) \times 14 = 0,242 \text{ kN/m}$$

Para F_{D2} obtem-se os seguintes valores:

$$F_{D2} = (1,00) \times 2,76 - (1,4) \times (1,89 \times \cos(10^\circ)) = 0,154 \text{ kN/m}$$

$$F_{D2} = -(1,4) \times (1,89 \times \sin(10^\circ)) = -0,459 \text{ kN/m}$$

$$F_{D2} = -(1,4) \times 1,89 = -2,646 \text{ kN/m}$$

Da mesma forma, obtém os valores de F_{D3} informados abaixo:

$$F_{D3} = (1,00) \times 2,76 - (1,4) \times (5,67 \times \cos(10^\circ)) = -5,057 \text{ kN/m}$$

$$F_{D3} = (1,00) \times 2,76 - (1,4) \times (1,35 \times \cos(10^\circ)) = 1,431 \text{ kN/m}$$

$$F_{D3} = -(1,4) \times (5,67 \times \text{sen}(10^\circ)) = -1,378 \text{ kN/m}$$

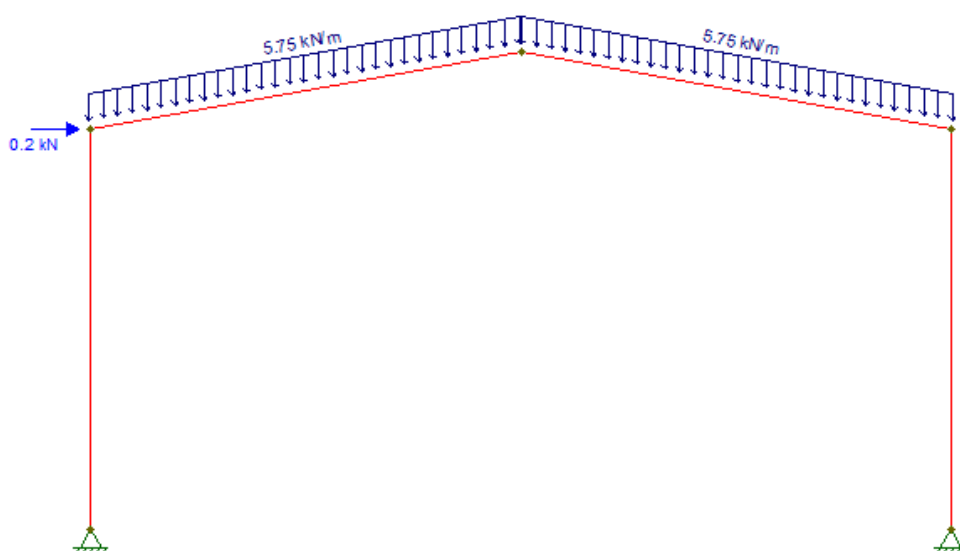
$$F_{D3} = -(1,4) \times (1,35 \times \text{sen}(10^\circ)) = -0,328 \text{ kN/m}$$

$$F_{D3} = -(1,4) \times 4,59 = -6,246 \text{ kN/m}$$

$$F_{D3} = -(1,4) \times 1,89 = -2,464 \text{ kN/m}$$

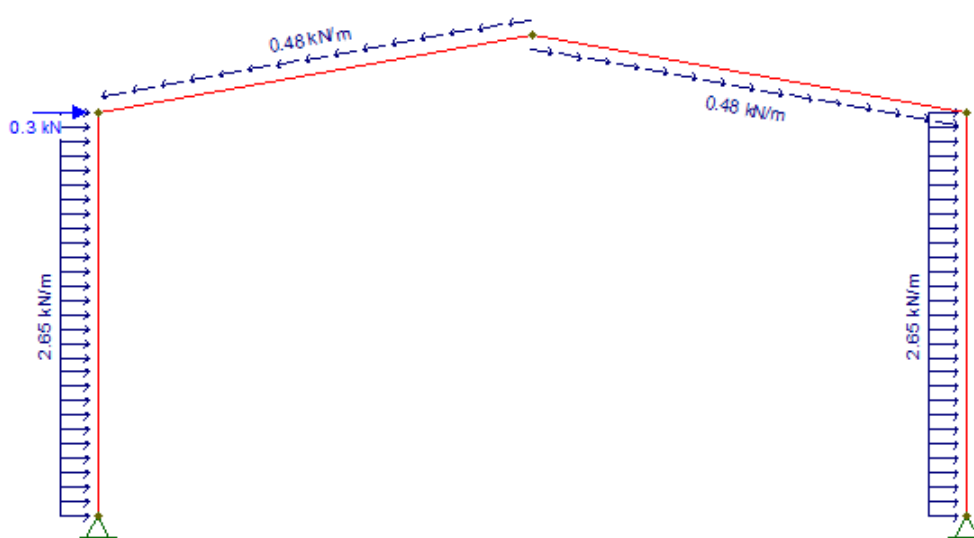
Logo, a partir das Figuras 78, 79 e 80 pode-se observar as seguintes esquematizações de ações aplicadas no pórtico do galpão, que serão consideradas na fase de dimensionamento dos elementos da superestrutura:

Figura 78 – Combinação de esforços F_{D1}



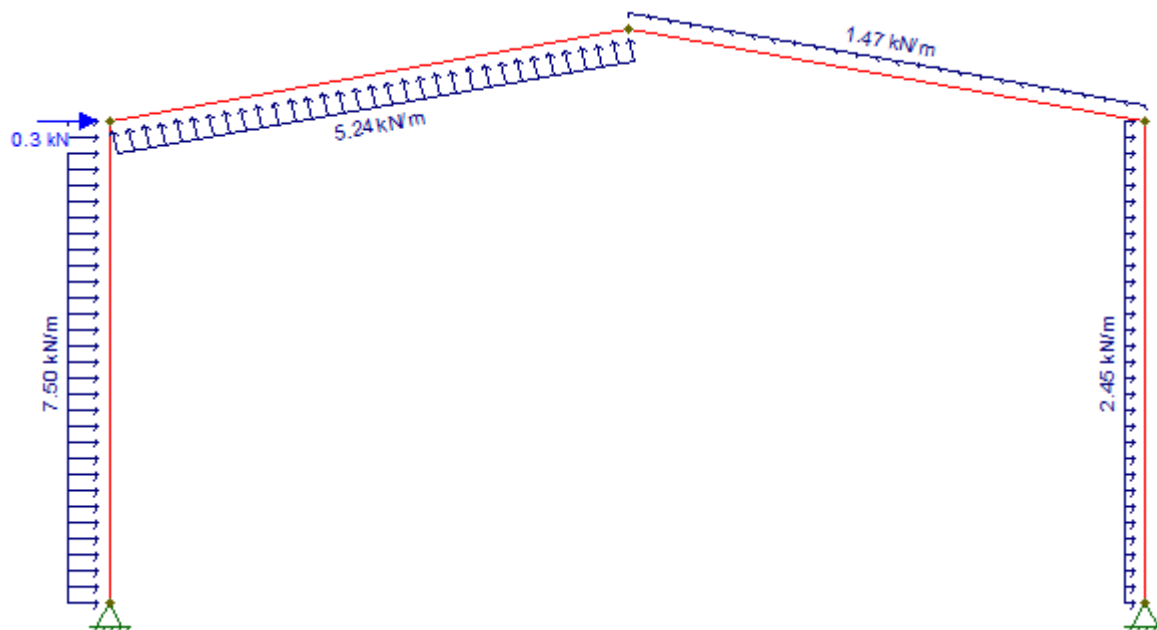
Fonte: FTOOL, 2015

Figura 79 – Combinação de esforços F_{D2}



Fonte: FTOOL, 2015

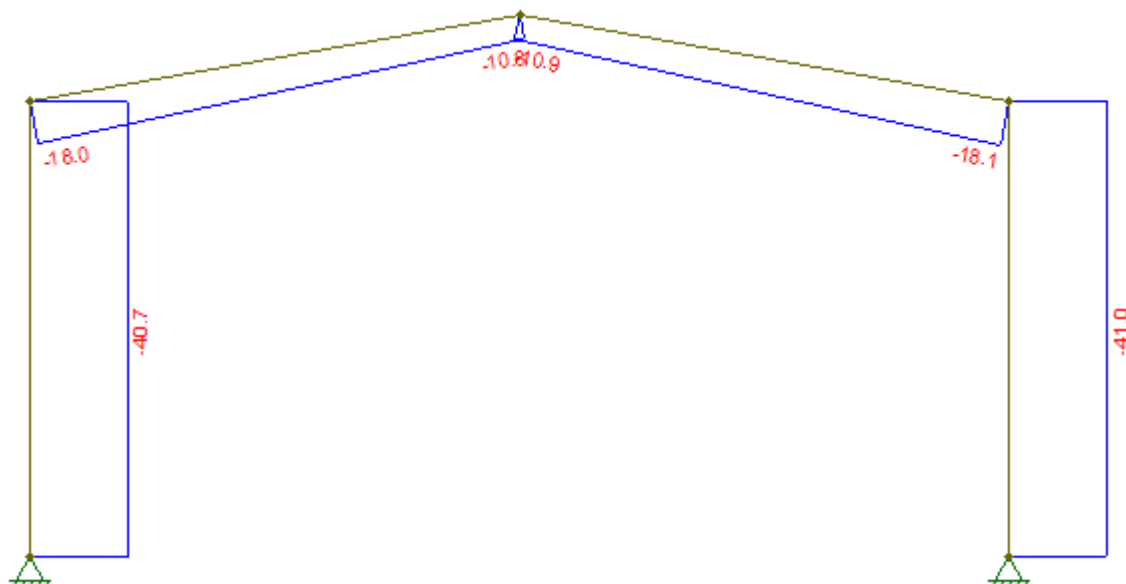
Figura 80 – Combinação de esforços F_{D3}



Fonte: FTOOL, 2015

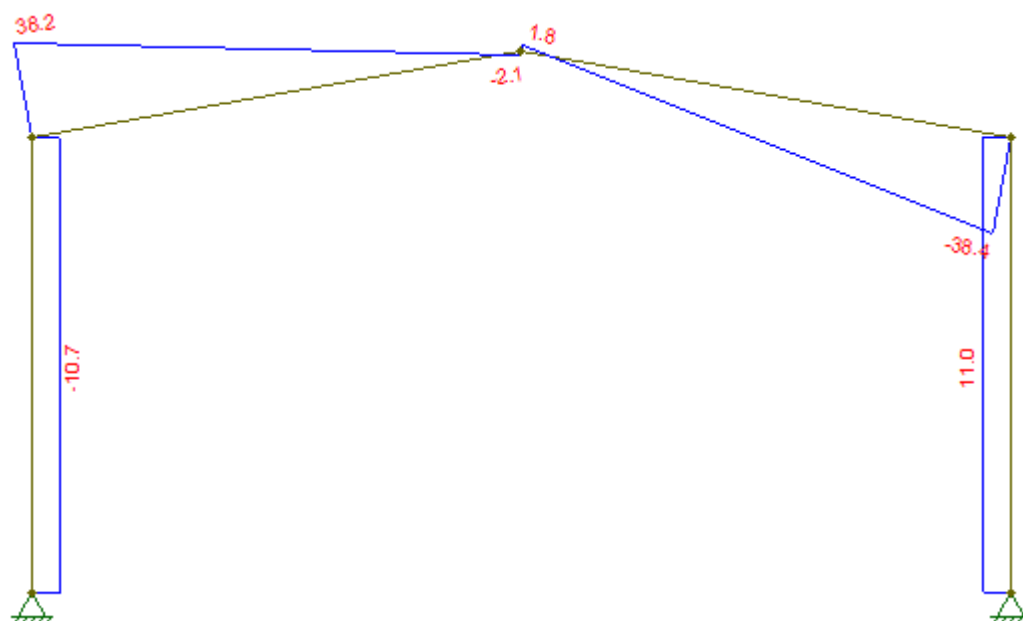
As Figuras 81, 82 e 83 a seguir ilustram os diagramas dos esforços solicitantes para a combinação F_{D1} .

Figura 81 – Diagrama de esforço normal



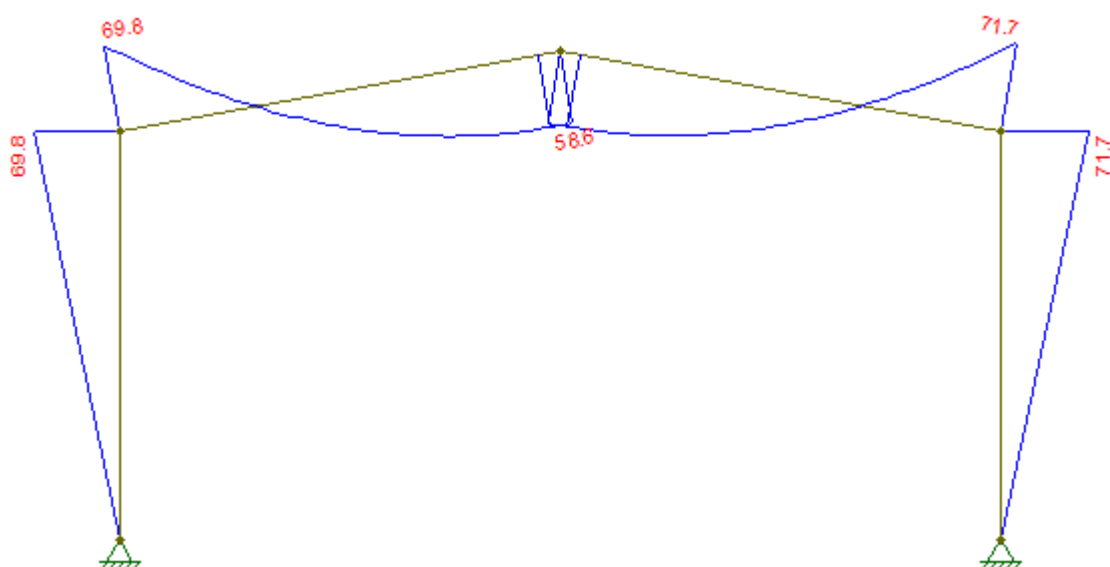
Fonte: FTOOL, 2015

Figura 82 – Diagrama de esforço cortante



Fonte: FTOOL, 2015

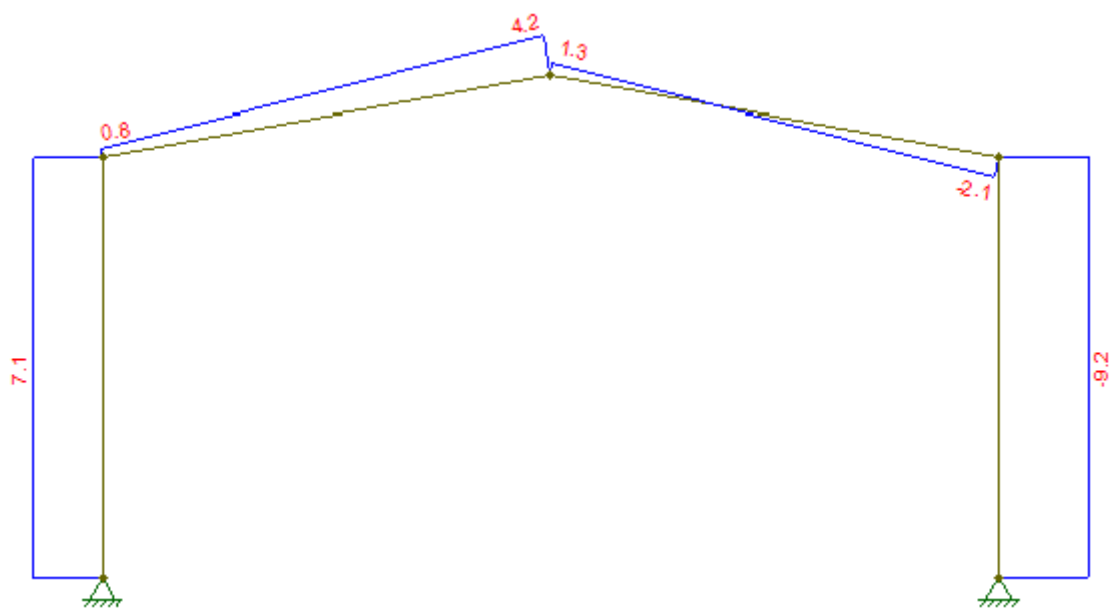
Figura 83 – Diagrama de momento fletor



Fonte: FTOOL, 2015

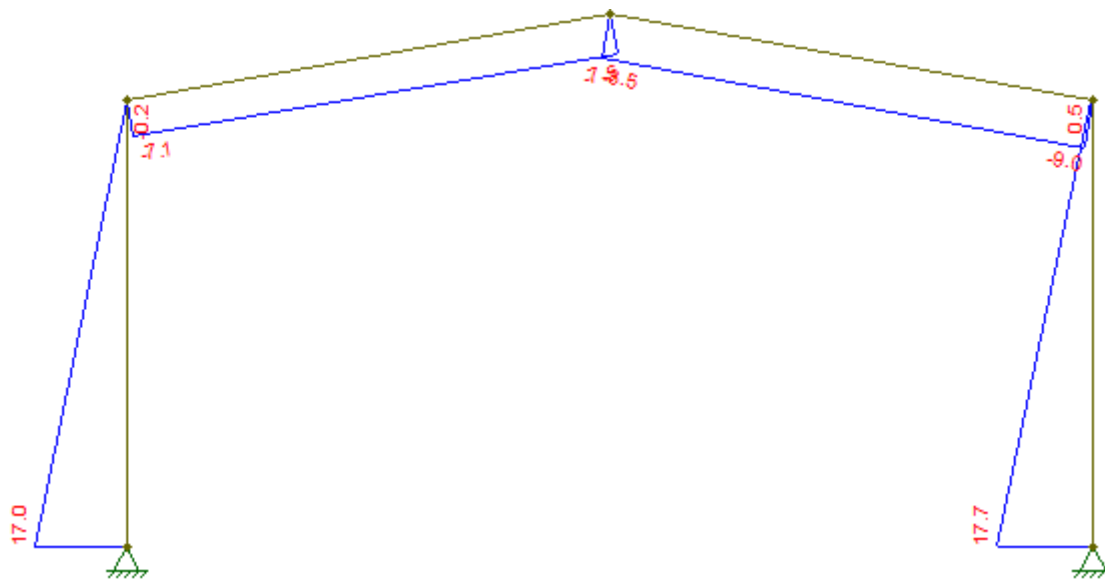
As Figuras 84, 85 e 86 a seguir ilustram os diagramas dos esforços solicitantes para a combinação F_{D2} .

Figura 84 – Diagrama de esforço normal



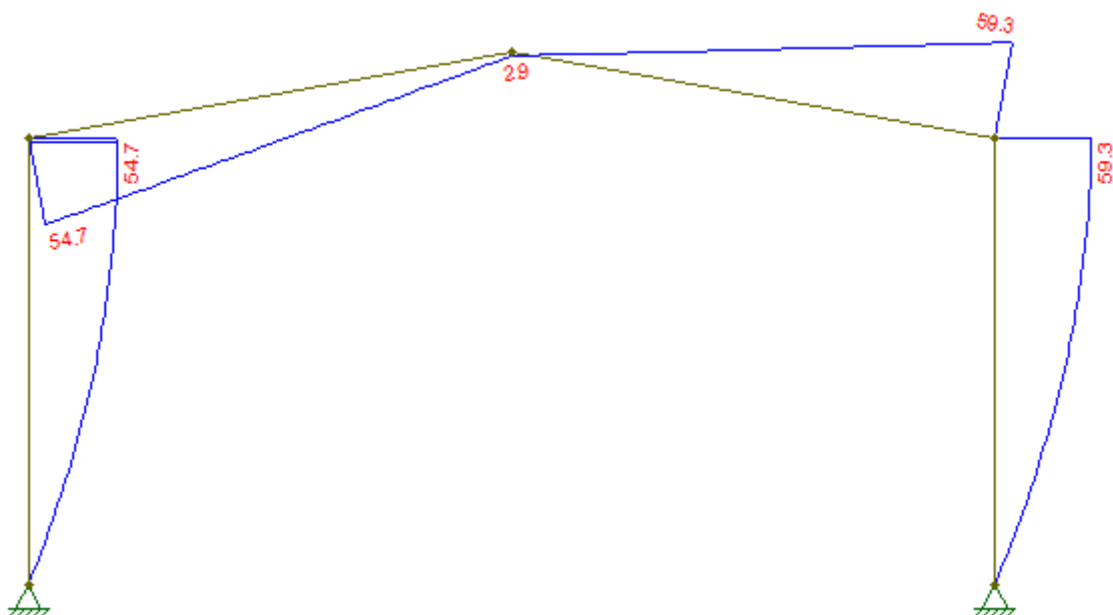
Fonte: FTOOL, 2015

Figura 85 – Diagrama de esforço cortante



Fonte: FTOOL, 2015

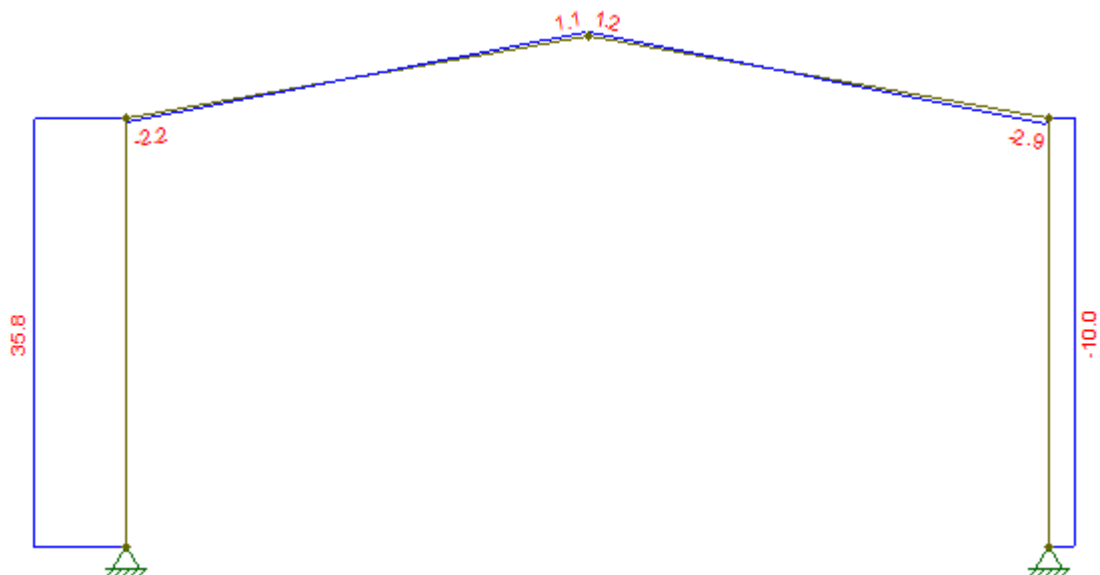
Figura 86 – Diagrama de momento fletor



Fonte: FTOOL, 2015

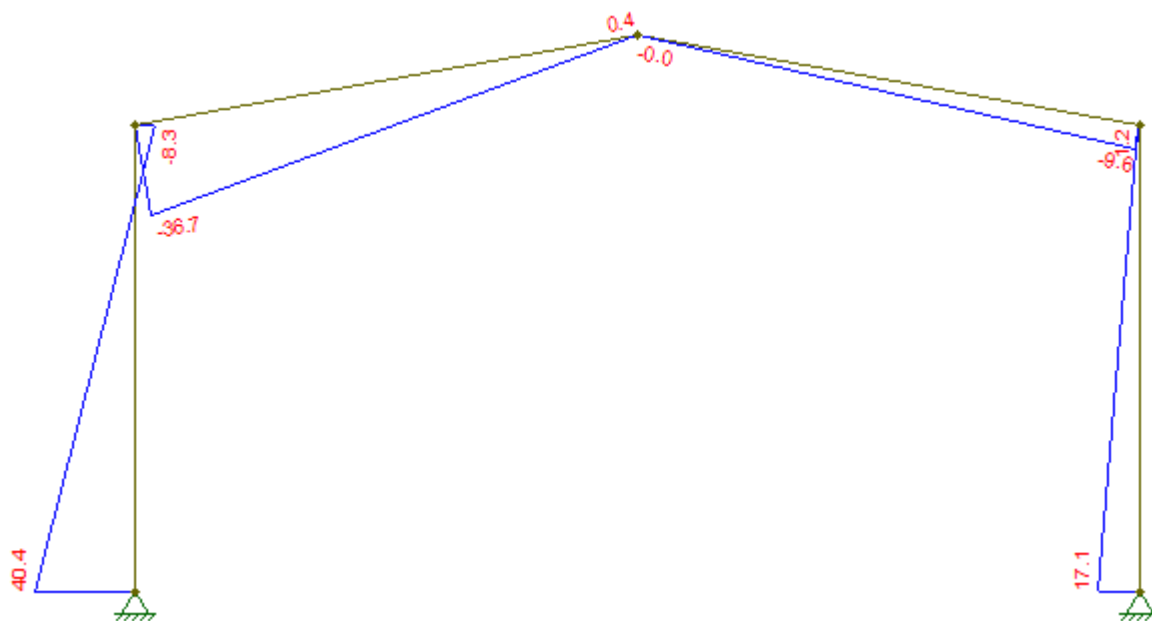
As Figuras 87, 88 e 89 a seguir ilustram os diagramas dos esforços solicitantes para a combinação F_{D3} .

Figura 87 – Diagrama de esforço normal



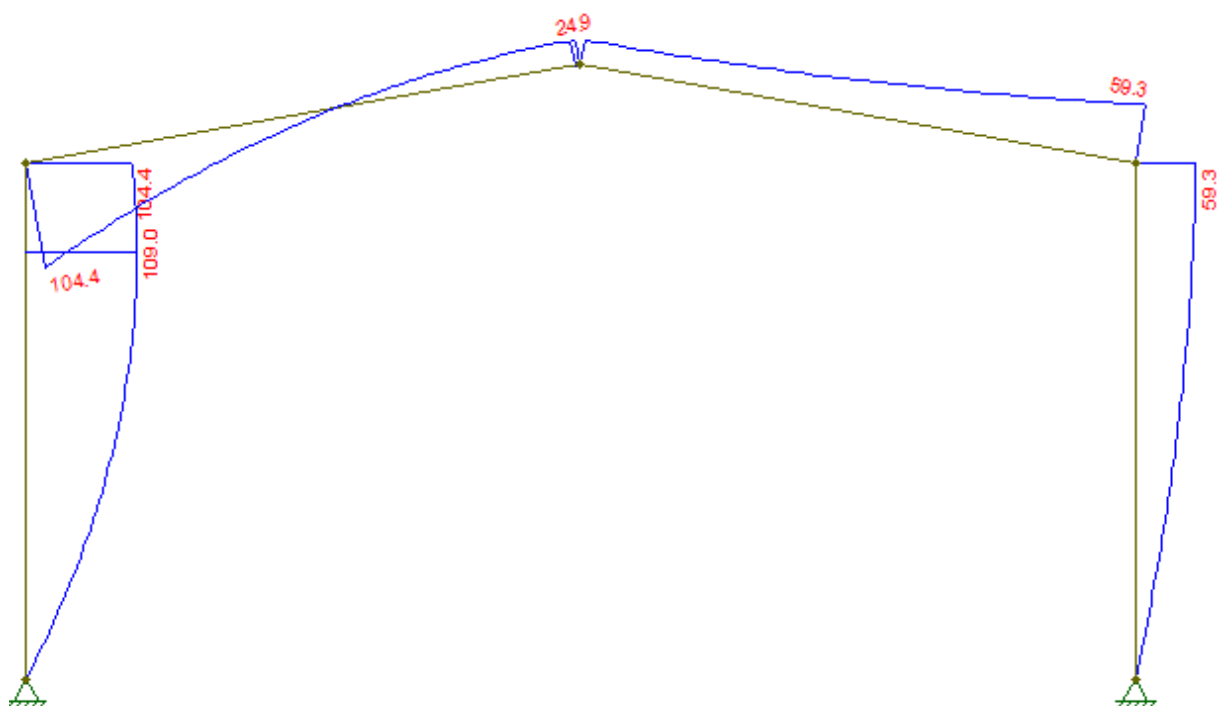
Fonte: FTOOL, 2015

Figura 88 – Diagrama de esforço cortante



Fonte: FTOOL, 2015

Figura 89 – Diagrama de momento fletor



Fonte: FTOOL, 2015

Logo, através dos diagramas das ações solicitantes de cada combinação, são extraídos os esforços máximos em cada barra, a fim de verificar os elementos pré-

dimensionados conforme as definições da NBR 8800 (ABNT, 2008). Nas Tabelas 23, 24 e 25 pode-se observar os valores encontrados:

Tabela 23 – Esforços solicitantes do F_{D1}

Barra	N_{sd}	V_{sd}	M_{sd}
A-B	-40,7	-10,7	69,8
B-C	-18,0	38,2	69,8
C-D	-18,1	-38,4	71,7
D-E	-41,0	11,0	71,7

Fonte: Produção dos autores, 2015

Tabela 24 – Esforços solicitantes do F_{D2}

Barra	N_{sd}	V_{sd}	M_{sd}
A-B	7,1	17,0	54,7
B-C	4,2	-7,5	54,7
C-D	-2,1	-9,0	59,3
D-E	-9,2	17,7	59,3

Fonte: Produção dos autores, 2015

Tabela 25 – Esforços solicitantes do F_{D3}

Barra	N_{sd}	V_{sd}	M_{sd}
A-B	35,9	40,4	109,0
B-C	-2,2	-36,7	104,4
C-D	-2,9	-9,6	-59,3
D-E	-10,0	17,1	59,3

Fonte: Produção dos autores, 2015

3.17 DIMENSIONAMENTO DOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS

3.17.1 Pré-dimensionamento da Coluna

Segundo Bellei (2006), em seus livros sobre estruturas de aço destinadas ao uso industrial, o valor recomendado para perfis de colunas de galpões sem ponte rolante assume um valor entre $H/30$ e $H/20$, sendo H o pé direito do galpão ou, o comprimento da coluna.

Logo, obtêm:

$$H_C = \frac{6500}{20} = 325 \text{ mm}$$

A partir dessa verificação, o perfil adotado para os elementos estruturais do galpão metálico será o W360 × 51. Vale ressaltar que no projeto em questão, os perfis laminados adotados para as colunas também serão adotados nas vigas principais da cobertura, a fim de racionalizar o projeto.

Para o pré-dimensionamento da viga, usa-se a fórmula também retirada do livro de Bellei (2006) é o intervalo entre L/50 até L/70, assumindo então dimensões iguais ao perfil adotado para as colunas.

3.17.2 Verificação dos Elementos Estruturais Quanto aos Esforços Solicitantes

Através de tabelas criadas no meio acadêmico, durante a disciplina de Estruturas Metálicas e de Madeira, ministrada pelo professor Mse Rogério Cardoso, que seguem as fórmulas e verificações necessárias para o dimensionamento de elementos estruturais em aço sugeridas pela NBR 8800 (ABNT, 2008), foram feitas as análises do perfil adotado para a construção do galpão.

O perfil foi adotado através do pré-dimensionamento sugerido por Bellei (2006) em seu material que trata acerca de assuntos relacionados a galpões estruturais em estrutura metálica, e também levando em conta a verificação sugerida por Hibbler (2010), através do cálculo do S_{req} em seu livro de Resistência dos Materiais.

A verificação dos elementos que compõem a superestrutura foi feita através de planilhas elaboradas no Excel, de acordo com as etapas de verificações sugeridas pela NBR 8800 (ABNT, 2008). Segue em anexo a interface da planilha, apresentando detalhadamente cada verificação e característica geométricas e de materiais do perfil adotado.

3.17.2.1 Verificação da coluna quanto à compressão

- Esforço Normal Máxima Solicitada: 41,0 kN;
- Esforço Normal Máxima do Perfil: 378,59 kN.

Logo, o perfil adotado atende às expectativas quanto à compressão. Vale ressaltar que, a partir da verificação efetuada, detectamos que ocorre a flambagem na alma do perfil adotado.

3.17.2.2 Verificação da coluna quanto ao cisalhamento

- Força Cortante Máxima Solicitada: 40,4 kN;
- Força Cortante Máxima do Perfil: 481,0 kN.

Logo, o perfil adotado atende às expectativas quanto à compressão.

3.17.2.3 Verificação da coluna quanto ao momento fletor

- Momento Fletor Máximo Solicitado: 109 kN.m;
- Momento Fletor Máximo do Perfil: 139,76 kN.m;

Logo, o perfil adotado atende às expectativas quanto ao momento fletor.

3.17.2.4 Verificação da viga quanto à compressão

- Força Normal Máxima Solicitada: 18,10 kN;
- Força Normal Máxima do Perfil: 1731,00 kN;

Logo, o perfil adotado atende às expectativas quanto ao momento fletor.

3.17.2.5 Verificação da viga quanto ao cisalhamento

- Força Cortante Máxima Solicitada: 36,1 kN;
- Força Cortante Máxima do Perfil: 480,99 kN.

Logo, o perfil adotado atende às expectativas quanto ao cisalhamento.

3.17.2.6 Verificação da viga quanto ao momento fletor

- Momento Fletor Máximo Solicitado: -52,6;
- Momento Fletor Máximo do Perfil: 282,12.

Logo, o perfil adotado atende às expectativas quanto ao momento fletor.

3.17.2.7 Verificação quanto às ações simultâneas (flexão composta)

Após a verificação dos perfis quanto às solicitações de projeto, foi observado também que houve conformidade quanto à análise das ações simultâneas de força axial de compressão e de momento fletor conforme NBR 8800 (ABNT, 2008). Logo, o perfil W360 × 51 atende às expectativas do projeto.

Nas Figuras 90 e 91, pode-se observar o resultado das análises, comprovando a conformidade, de acordo com o limite estipulado pela norma.

Figura 90 - Verificação de flexão composta - Coluna

Nsd (kN)	NRd (kN)	Nsd/NRd	Mxsd (kN.m)	MxRd (kN.m)
41	378,590	0,108	109	138,76
0,84		≤	1	
RESISTE À FLEXÃO COMPOSTA				

Fonte: Produção dos autores, 2015

Figura 91 – Verificação de flexão composta – Viga

Nsd (kN)	NRd (kN)	Nsd/NRd	Mxsd (kN.m)	MxRd (kN.m)
18,1	1731,000	0,010	104,4	282,12
0,38		≤	1	
RESISTE À FLEXÃO COMPOSTA				

Fonte: Produção dos autores, 2015

3.18 VERIFICAÇÃO DOS DESLOCAMENTOS VERTICAIS E HORIZONTAIS

Segundo a NBR 8800 (ABNT, 2008), os valores de deslocamentos máximos permitidos são dados através das seguintes fórmulas:

Viga de cobertura:

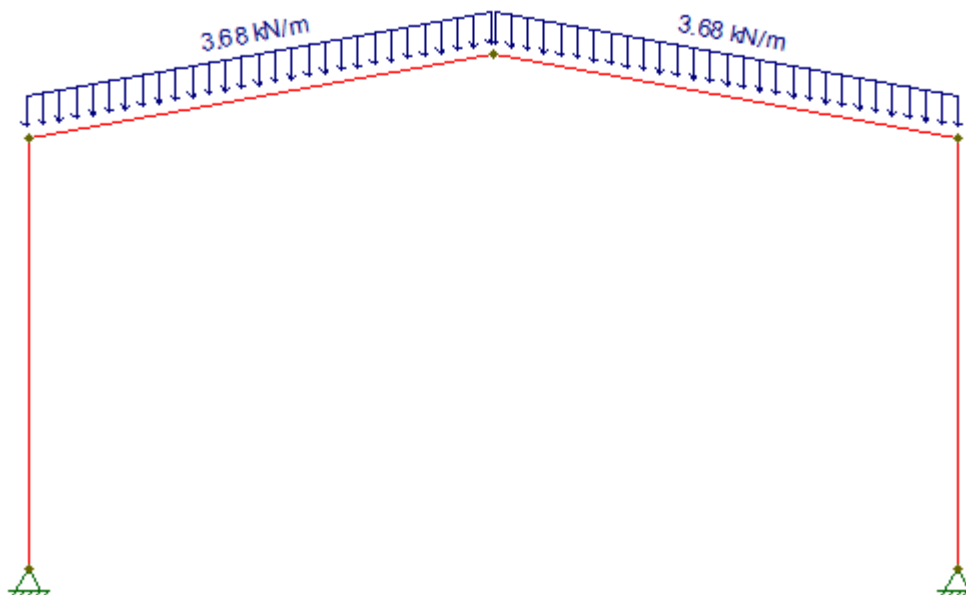
$$L/250 = 14000/250 = 56 \text{ mm}$$

Colunas:

$$L/300 = 6500/300 = 22 \text{ mm}$$

A partir da combinação útil dado pela NBR 8800 (ABNT, 2008), obteve-se os deslocamentos verticais e horizontais oriundos das solicitações de ações que a estrutura do galpão está submetida. A Figura 92 abaixo mostra a esquematização da combinação útil:

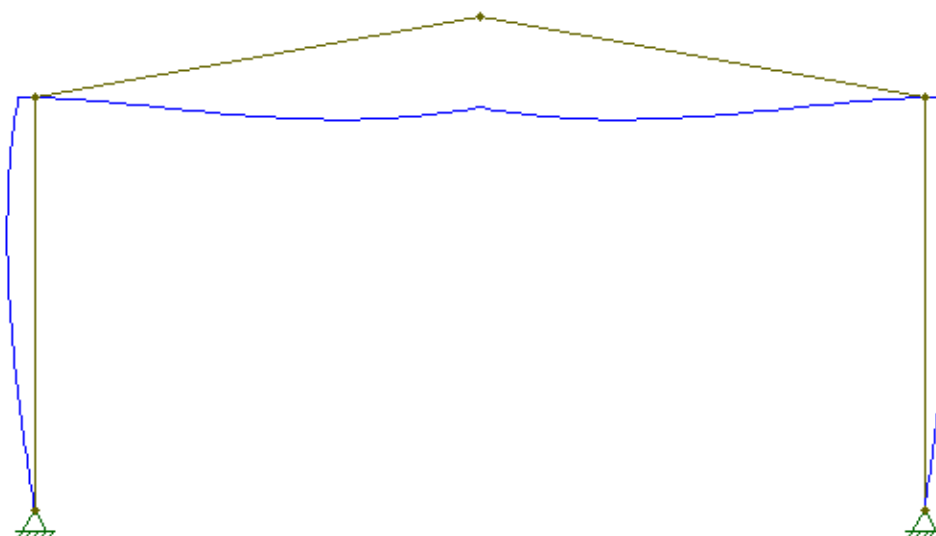
Figura 92 – Combinação útil para determinação dos deslocamentos



Fonte: FTOOL, 2015

A partir da combinação útil, foi encontrado as curvas de deslocamentos verticais e horizontais, esquematizada na Figura 93 abaixo:

Figura 93 – Curva de deslocamentos verticais e horizontais



Fonte: FTOOL, 2015

Considerando as ações no pórtico sem as majorações feitas para fins de dimensionamento, a verificação dos deslocamentos verticais e horizontais foi feita e, os deslocamentos encontrados para a coluna foi de 10,94 mm e para a viga de cobertura 35,96 mm, ou seja, o perfil W 360 × 51, está de acordo com os limites estabelecidos pela norma.

3.19 DIMENSIONAMENTO DOS TIRANTES DA COBERTURA E DOS TAPAMENTOS LATERAIS

Para o projeto em questão, serão adotadas barras arredondadas com suas extremidades rosqueadas, elementos comumente empregados em galpões metálicos de médio porte, compondo a estrutura de contraventamento.

A fim de abranger a maior área de influência possível, a disposição das barras nos tirantes de ambos os tapamentos serão em “Y”. Por se tratar de um galpão de médio porte, o diâmetro da barra adotada será de 12,5 mm.

De acordo com a NBR 8800 (ABNT, 2008), item 6.3.3.2, a área efetiva da barra de aço (A_e) equivale a 75 % da área bruta (A_b), logo:

$$A_b = 0,25 \times \pi \times 12,5^2 = 122,74 \text{ mm}^2$$

$$A_e = 0,75 \times 122,72 = 92,04 \text{ mm}^2$$

Para o cálculo da força de tração resistente de cálculo para as barras arredondadas, segundo a NBR 8800 (ABNT, 2008) é dado por:

$$F_{1,Rd} = \frac{A_e \times f_u}{\gamma_{a2}} \quad (27)$$

Onde:

A_e = área efetiva da barra de aço;

f_u = resistência a ruptura;

γ_{a2} = coeficiente de ponderação a ruptura.

Carga atuante nos tirantes da cobertura:

Peso próprio (terças, tirantes e telhas):

$$PP = 0,12 \text{ kN/m}^2 \times 3,06 = 0,37 \text{ kN/m}$$

Sobrecarga:

$$CA = 0,25 \text{ kN/m}^2 \times 3,06 = 0,77 \text{ kN/m}$$

Logo, a partir das cargas estimadas acima, efetuamos a combinação crítica, que para a verificação das barras.

Combinação crítica:

$$F_d = (1,25)F_{g,k} + (1,5)F_{q,k}$$

$$F_d = (1,25) \times (0,37) + (1,5) \times (0,77) = 1,115 \text{ kN/m}$$

$$F_{d,x} = 1,115 \times \text{sen}(10^\circ) = 0,194 \text{ kN/m}$$

Carga atuante:

Tirante 1:

$$F_d = 0,194 \times (4 \times 1,65) = 1,2804 \text{ kN/m}$$

Tirante 2:

$$F_d = (0,194 \text{ kN/m} \times 2 \times 1,65) / (\text{sen}(27,84^\circ) \times 2) = 0,685 \text{ kN/m}$$

Logo, verificamos que a força de tração resistente das barras arredondadas de 12,5 mm, utilizados para projetar os contraventamentos, atende com folga aos esforços solicitantes de projeto. Como o valor de projeto é consideravelmente pequeno, em relação ao máximo que pode ser resistido, por critério de simplificação, foi considerado conforme a barra de 12,5 mm para o contraventamento lateral.

3.20 DIMENSIONAMENTO DA LIGAÇÃO VIGA-PILAR

Para o dimensionamento das ligações entre pilar-viga, foi utilizada uma chapa metálica com dimensões de 300 mm × 150 mm, com uma espessura consideravelmente maior que a do perfil utilizado. A espessura mínima da garganta efetiva de 6 mm, segundo a NBR 8800 (ABNT, 2008).

A ligação será soldado pelo contorno do perfil. O material de projeto sugerido para a solda foi o E60, que possui resistência de 415 MPa.

A seguir a chapa em questão será verificada quanto ao esforço axial.

Força Axial:

$$S_d = 1,5 \times 40,7 = 61,05 \text{ kN/m}$$

Força resistente:

$$0,60 \times A_w \times F_w / y_{w2} = (0,60 \times 105,58 \times 0,6 \times 0,7) \times 41,5/1,35 = 817,89 \text{ kN}$$

Verificação considerando o momento da ligação:

$$\sigma = \frac{M}{W} \quad (28)$$

onde:

M = Momento Fletor na ligação;

W = Área de contato.

$$\sigma = \frac{10900 \times 1,5}{462} = 35,39 \text{ kN/cm}^2$$

Força solicitante:

$$N_{sd} = 40,70 \times \frac{105,58 \times 0,6}{2} = 1289,14 \text{ kN/cm}^2$$

Força resistente:

$$N_{rd} = \frac{f_y \times A_w}{\delta} \quad (29)$$

Onde:

f_y = Resistência ao escoamento do aço;

A_w = Área efetiva de solda;

δ = Coeficiente de Majoração.

$$N_{rd} = \frac{41,5 \times 105,58 \times 0,6}{1,35} = 1947,36 \text{ kN/cm}^2$$

Logo, verificou-se que a chapa escolhida está conforme à força solicitante de projeto, a qual será submetida.

4 ANÁLISE E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

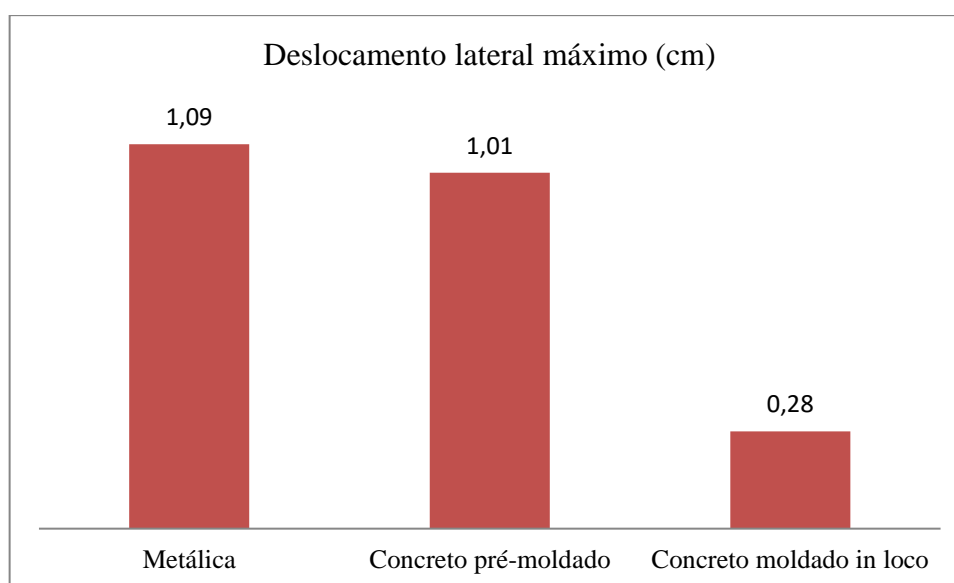
A partir dos resultados coletados através dos projetos realizados no trabalho, foi comparado os aspectos pertinentes para que seja analisada a viabilidade do galpão em concreto pré-moldado frente às demais metodologias empregadas.

4.1 ANÁLISE DE DESLOCABILIDADE LATERAL

Durante a execução de um projeto, é necessário que sejam feitas verificações quanto aos deslocamentos devido a ações submetidas na estrutura, para que o dimensionamento da superestrutura contemple os limites impostos pela norma regulamentadora de cada método construtivo empregado.

A Figura 94 abaixo apresenta em forma de gráfico de barras os deslocamentos calculados na fase de projeto de cada estrutura:

Figura 94 – Gráfico dos deslocamentos laterais máximos dos galpões



Fonte: Produção dos autores, 2015

Com base nos dados coletados, podemos observar que a estrutura metálica apresentou maior deslocabilidade lateral, seguida da estrutura em concreto pré-moldado, que apresenta praticamente o mesmo deslocamento da estrutura metálica. A estrutura de concreto moldada no local, entretanto, apresentou deslocamento lateral bem abaixo das demais devido

ao uso de perfis laminados que compõem a cobertura do mesmo, aumentando assim, a rigidez da estrutura.

Todavia, vale ressaltar que as três estruturas contemplam os limites de serviço e últimos dados na norma regulamentadora de cada metodologia construtiva.

4.2 ANÁLISE DE CUSTO

Foco principal, em se tratando da análise de viabilidade quanto à metodologia empregada, o presente tópico apresenta os orçamentos da superestrutura, objeto de pesquisa do trabalho em questão. Os valores dos materiais foram estimados através do cálculo estrutural, partindo da mesma concepção arquitetônica.

Para o levantamento de preço dos insumos oriundos do projeto da superestrutura em concreto pré-moldado (Tabela 26), usou-se parâmetros que estipulam o preço final através do volume de concreto dos elementos estruturais, fornecidos pela empresa Mold, Goiânia – Go, especializada no ramo.

Tabela 26 – Orçamento da superestrutura do galpão em estrutura pré-moldada

Item	Descrição	Quantidade	Unidade	Valor	Subtotal
1	Telha Galvanizada (43 mm)	1.296,64	m ²	17,50	22.691,2
2	Terças Perfil Enrijecido 100 x 40 (2 mm)	3.974,40	kg	2,99	11.883,46
3	Viga de Cobertura	10,00	m ³	2.700,00	27.000,00
4	Pilar	10,80	m ³	1.800,00	19.440,00
5	Barras arredondadas 12,5 mm (Tirantes)	845	kg	3,25	2.746,25
6	Viga de fechamento lateral	5,13	m ³	360,58	1.849,78
Total (R\$)					85.610,68

Fonte: Produção dos autores, 2015

Para o levantamento de preço dos insumos oriundos do projeto da superestrutura do galpão moldado *in loco*, utilizou-se a tabela SINAPI (Sistema Nacional de Pesquisa de Custos e Índices da Construção Civil), fornecida pela Caixa Econômica Federal.

Na Tabela 27 observamos então, o valor dos materiais estimados para a construção do galpão em concreto armado moldado no local:

Tabela 27 – Orçamento da superestrutura do galpão em concreto convencional moldado no local

Item	Descrição	Quantidade	Unidade	Valor	Subtotal
1	Telha Galvanizada (43 mm)	1.296,64	m ²	17,50	22.691,2
	Terças Perfil Enrijecido				
2	100 x 40 (2 mm)	3.974,40	kg	2,99	11.883,46
3	Perfis Laminados W360 x 51,0 (Viga de cobertura)	6.329,10	kg	3,60	22.784,76
4	Aço CA-60 (5,0 mm)	660,40	kg	7,83	5.170,93
5	Aço CA-50 (10,0 mm)	1.005,60	kg	8,07	8.115,19
6	Aço CA-50 (16,3 mm)	86,50	kg	8,07	698,06
7	Aço CA-50 (18,0 mm)	378,00	kg	8,07	3.050,46
8	Concreto Usinado (fck = 25 MPa)	28,88	m ³	360,58	10.413,55
9	Fôrmas de madeira	567,4	m ²	40	22.696,00
Total (R\$)					107.503,61

Fonte: Produção dos autores, 2015

Para a estimativa dos preços dos insumos oriundos do projeto da superestrutura em aço, utilizou-se dados fornecidos pela RC Construções LTDA, Goiânia-GO.

Tabela 28 – Orçamento da superestrutura do galpão em estrutura metálica

Item	Descrição	Quantidade	Unidade	Valor	Subtotal
1	Telha Galvanizada (43 mm)	1.296,64	m ²	17,50	22.691,2
2	Terças Perfil Enrijecido 100 x 40 (2 mm)	3.974,40	kg	2,99	11.883,46
3	Perfis Laminados 360 x 51,0	14.285,10	kg	3,10	44.283,81
4	Barras arredondadas 12,5 mm (Tirantes)	695,00	kg	3,25	2.258,75
Total (R\$)					81.117,22

Fonte: Produção dos autores, 2015

A partir dos dados levantados inicialmente e a partir da estimativa de custo apenas dos insumos ou materiais necessários para a execução da superestrutura, pode-se concluir certa proximidade entre o galpão executado em estrutura de concreto pré-moldado e o galpão concebido em estrutura de aço.

Pode-se observar também uma estimativa de custo elevada no caso do galpão moldado *in loco*, o que pode ser amenizado no caso da consideração da mão de obra, por não ser elevada. Todavia, estudos comprovam que a metodologia construtiva em questão apresenta cronograma de obra maior em relação aos outros dois métodos citados acima, devido à necessidade da cura dos elementos estruturais moldados no local.

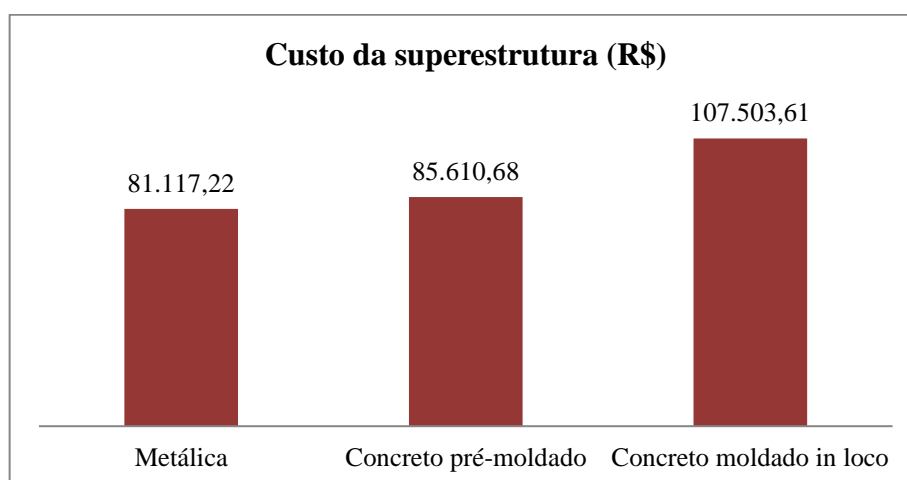
4.3 ANÁLISE COMPARATIVA DE CUSTOS DAS SUPERESTRUTURAS

A partir dos dados coletados e orçamentos efetuados, foram feitas algumas análises com o intuito de comprovar a viabilidade do galpão em estrutura de concreto pré-moldado, em relação aos demais métodos levantados.

Outro fator de encarecimento da estrutura de concreto moldado *in loco* são as tesouras em alma cheia que foram adotadas, em Perfil W360 × 51, elevando em até 66% o preço da cobertura em relação às outras estruturas devido à ideia inicial de projetar um galpão híbrido em concreto armado e cobertura metálica.

A Figura 95 mostra, através de gráficos de barras, o comparativo de custos das superestruturas dimensionadas.

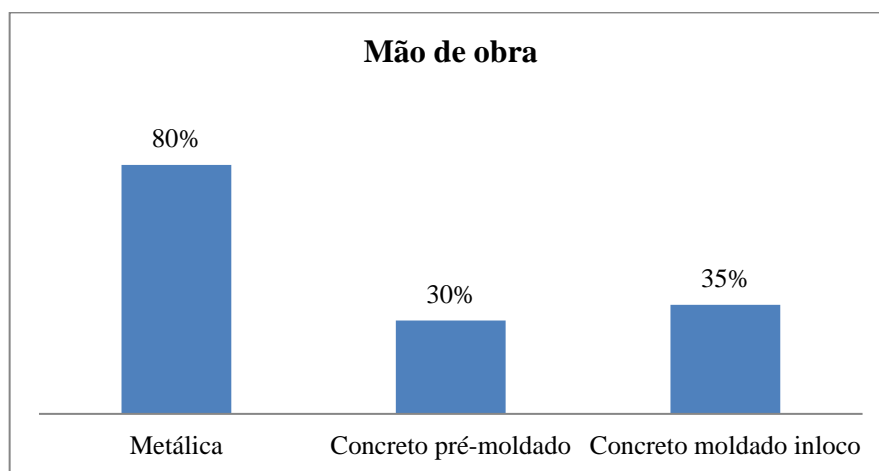
Figura 95 – Gráfico comparativo de custo das superestruturas em função do material



Fonte: Produção dos autores, 2015

Já a Figura 96 abaixo, apresenta o percentual de custo estimado da mão de obra para cada tipo de estrutura. Pode-se observar um preço elevado deste quesito por parte da estrutura metálica, pois exige mão de obra muito especializada. Já a mão de obra para estruturas de concreto pré-moldado, apesar de especializada, não apresenta um valor tão expressivo. Para obras em concreto moldado no local não há exigências quanto à especialização de pessoal nos canteiros, todavia envolve profissionais que acabam elevando o custo da mão de obra em comparativo a estruturas de concreto pré-moldado, como carpinteiros, armadores, etc.

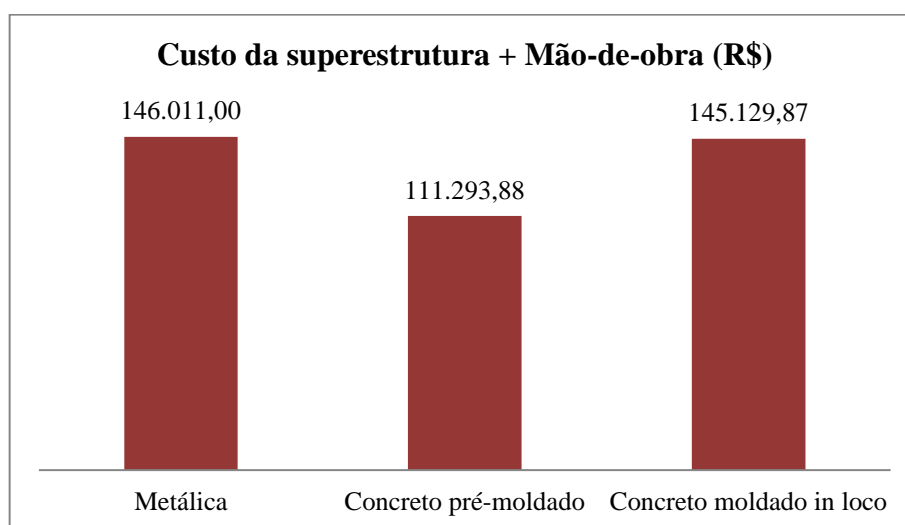
Figura 96 - Percentual de custo da mão de obra em função do material



Fonte: Produção dos autores, 2015

O gráfico da Figura 97 abaixo, tem como objetivo comparar o preço final da superestrutura já com a adição do valor final da mão de obra estimada.

Figura 97 – Gráfico comparativo de custo das superestruturas + mão-de-obra em função do material



Fonte: Produção dos autores, 2015

A partir das comparações realizadas no final do estudo, pode-se comprovar a viabilidade da metodologia construtiva adotando elementos estruturais em concreto pré-moldado, pois, além de proporcionar agilidade ao processo construtivo da superestrutura, apresenta também preços finais menores. Devido à proximidade de custo do galpão em estrutura metálica e em estrutura de concreto moldado *in loco*, pode-se avaliar também que o galpão em estrutura de concreto pré-moldado ficou entorno de 24% mais barato em relação às outras estruturas analisadas.

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Por fim, após confrontar os resultados alcançados por meio do estudo de caso das metodologias construtivas consideradas, constatou-se que a execução do galpão em questão, partindo da mesma concepção arquitetônica, é mais viável quando adotado estrutura em concreto pré-moldado.

Uma das motivações do estudo, como fora citada, é a de fomentar a prática construtiva que use elementos em estrutura de concreto pré-moldado, a fim de promover uma maior racionalização e industrialização da construção civil.

Em comparação com galpões médios em estrutura metálica, houve êxito, pois, além de garantir agilidade construtiva comparável, a superestrutura em concreto pré-moldado em conjunto com a mão-de-obra especializada apresentou um custo inferior, comprovando assim competitividade.

O estudo em questão também foi de grande valia para comprovar o ganho alcançado na industrialização de elementos em concreto pré-moldado, frente a estruturas em concreto armado moldado *in loco*, prática não muito comum nesse tipo de edificação, porém, ainda existente.

Logo, no que se concerne à otimização do uso de materiais e racionalização dos métodos construtivos, sem que haja acréscimo nos custos finais da obra, afirmamos que a escolha da prática construtiva utilizando elementos estruturais em concreto pré-moldado se mostrou uma solução.

Vale salientar ainda a importância da verificação da estabilidade global e os efeitos de segunda ordem devido às ações atuantes na estrutura, pois tal verificação leva a um dimensionamento a favor da segurança. Para os cálculos dessas verificações realizadas no presente trabalho a estrutura se mostrou estável e resistente, estando dentro dos limites estabelecidos pela norma.

REFERÊNCIAS

ACKER, Arnold Van; Tradução: Marcelo de Araújo Ferreira. **Manual de sistemas pré-fabricados de concreto**. São Paulo: Associação Brasileira da Construção Industrializada de Concreto, 2002. 129 p.

ADÃO, Francisco Xavier; Hemerly, Adriano Chequetto. **Concreto armado: novo milênio: cálculo prático e econômico**. 2. ed. Rio de Janeiro: Interciência, 2010. 224 p.

ASSAHI, Paulo Nobuyoshi. **Sistema de fôrma para estrutura de concreto**. São Paulo, 2006. Disponível em: <<http://www.deecc.ufc.br>>. Acesso em: 22 de Maio. 2015.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 6118: Projeto de estrutura de concreto – Procedimento**. Rio de Janeiro, 2014. 238 p.

_____. **NBR 8681: Ações e segurança nas estruturas - Procedimento**. Rio de Janeiro, 2003. 15 p.

_____. **NBR 6120: Cargas para o cálculo de estruturas de edificações**. Rio de Janeiro, 1980. 5 p.

_____. **NBR 14931: Execução de estrutura de concreto – Procedimento**. Rio de Janeiro, 2004. 53 p.

_____. **NBR 15696: Fôrmas e escoramento para estruturas de concreto – Projeto, dimensionamento e procedimentos executivos**. Rio de Janeiro, 2009. 27 p.

_____. **NBR 6123: Forças devidas ao vento em edificações**. Rio de Janeiro, 1988. 66 p.

_____. **NBR 9062: Projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado**. Rio de Janeiro, 2006. 59 p.

_____. **NBR 5884: Perfil I estrutural de aço soldado por arco elétrico – Requisitos gerais**. Rio de Janeiro, 2013. 32 p.

_____. **NBR 8800: Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios**. Rio de Janeiro, 2008. 237 p.

_____. **NBR 14513: Telhas de aço revestido de seção ondulada - Requisitos**. Rio de Janeiro, 2008. 8 p.

_____. **NBR 14514: Telhas de aço revestido de seção trapezoidal - Requisitos**. Rio de Janeiro, 2008. 8 p.

BACARJI, Edgar. **Análise de estrutura de edifícios: projeto de pilares**. 1993. 187 f. Dissertação (Mestrado em Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1993.

BELLEI, I. H. **Edifícios Industriais em Aço: Projeto e Cálculo**. 2 ed. São Paulo, PINI, 2003. 483 p.

CAMILLO, Carolina Alvares. **Análise Estrutural e Dimensionamento de Galpões Usuais de Pré-moldados de Concreto**. 154 p. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia civil) – Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, 2010.

CANHA, R.M.F. **Estudo teórico-experimental da ligação pilar-fundação por meio de cálice em estruturas de concreto pré-moldado**. 279 p. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2004.

CARMO, R. M. S. **Efeitos de segunda ordem em edifícios usuais de concreto armado**. 112 p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1995.

CARMO, Eduardo João Zanotto do. **Fôrmas e escoramentos**. 2007. 50 p. Monografia (Graduação em Engenharia Civil) – Universidade São Francisco, Itatiba, 2007.

CARVALHO, Roberto Chust. FILHO, Jasson Rodrigues de Figueiredo. **Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado**. 3. ed. São Carlos: EdUFSCar, 2012. 368 p.

CHAVES, M. R. **Avaliação do Desempenho de Soluções Estruturais para Galpões Industriais Leves**. 125 p. Dissertação (Mestrado em Construção Metálica). Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto 2007.

CHIAVERINI, Vicente. **Aços e ferros fundidos**. 7. ed. São Paulo: ABM, 1996. 599 p

EL DEBS, Mounir Khalil. **Concreto pré-moldado: fundamentos e aplicações**. 1. ed. São Carlos: EESC-USP, 2000. 456 p.

FABEANE, R.FICANHA, R.PRAVIA, M. **Projeto e Cálculo de Estruturas de Aço: Edifício Industrial Detalhado**. 1. ed. Rio de Janeiro: ELSEVIER, 2013. 256 p.

FAJERSZTAJN, H. **Fôrmas para concreto armado: aplicação para o caso de um edifício**. Tese (Doutorado) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. São Paulo, 1987.

FERREIRA, M. A. **Estudo de Deformabilidades de Ligações para Análise Linear em Pórticos Planos de Elementos Pré-moldados de Concreto**. 1993. 183 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Concreto) – Departamento de Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia de São Carlos – Universidade de São Paulo, São Carlos, 1993.

FRANTZ, J. L. **Dimensionamento de Pavilhão Industrial com Estrutura em Aço**. 2011. 173 p. Trabalho de conclusão de curso (Graduação em Engenharia Civil) – Universidade de Santa Cruz do Sul, Rio Grande do Sul, 2011.

GIONGO, J. S. **Concreto Armado: projeto de estrutural de edifícios**. 2007. Notas de Aula – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2007, 176 p.

HIBBELER, Russell Charles. **Resistência dos materiais**. 7 ed. São Paulo: Pearson Prentice Hall, 2010. 701 p.

IGLESIA, Thiago Borges. **Sistemas construtivos em concreto pré-moldado**. 2006. 65 p. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) - Universidade Anhembí Morumbi, São Paulo, 2006.

IPAC Duferco Group, Terças. Disponível em: <<http://www.ipac-acero.com>>. Acesso em 06 de novembro de 2015.

LOPES, A. P., SANTOS; G.O.;SOUZA, A. L. A. C. (2005). **Estudos sobre diferentes métodos de análise p-delta**. In: **Congresso Brasileiro do Concreto**, 47 p, Olinda. Anais Instituto Brasileiro do Concreto, São Paulo, 2005.

MARANHÃO, George Magalhães. **Fôrmas para concreto: Subsídios para otimização do projeto segundo a NBR 7190**. 2000. 226 f. Dissertação apresentada a Escola de Engenharia de São Carlos da Escola de São Paulo. São Paulo, 2000.

MARCON, Emmyle, PRAVIA, Zacarias M. Chamberlain. **Cálculo de Ligações em Estruturas Metálicas**. Passo Fundo, Rio Grande do Sul, ABCEM, 2012, 19 p.

MARTHA, Luiz Fernando. **Análise de Estruturas, Conceitos e Métodos Básicos**. Rio de Janeiro, Elsevier, 2010. 524 p.

MELHADO, Silvio Burrattino; Barros, Mercia Maria S. Bottura. **Recomendações para a produção de estruturas de concreto armado em edifícios**, São Paulo, 1998. Disponível em <<http://www.pcc.usp.br>>. Acesso em: 01 de Novembro de 2015.

MARCOS NETO, Noé. **Estruturas Pré-moldadas de Concreto para Edifícios de Múltiplos Pavimentos de Pequena Altura**.1998. 165 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos Universidade de São Paulo. São Paulo, 1998.

PEDERIVA, P. F. **Comparação de custos envolvidos na construção de pavilhões com estruturas pré-moldadas e moldadas in-loco**. Monografia (Graduação em Engenharia Civil). Ijuí, RS: Universidade Regional do Noroeste do Estado do Rio Grande do Sul, 2009.

PFEIL, Walter; PFEIL, Michèle. **Estruturas de aço: Dimensionamento Prático de Acordo com NBR 8800:2008**. Rio de Janeiro, LTC, 2009. 357 p.

PRAVIA, Z. M. C., DREHMER, G. A., MESACASA JÚNIOR, E. **Galpões para Usos Gerais, Manual de Construção em Aço**. 4 ed. Instituto Aço Brasil e Centro Brasileiro da Construção em Aço, Rio de Janeiro, 2010. 76 p.

PROENÇA, S. P. B. (2010). **Análise não-linear de estruturas**. Notas de aula. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2010.

QUEIROS, Luciano Oliveira de. **Análise de galpões pré-moldados em concreto considerando a influência da rigidez nas ligações viga-pilar**. 2007. 117f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil: Estruturas) - Universidade Federal de Alagoas. Centro de Tecnologia, 2007.

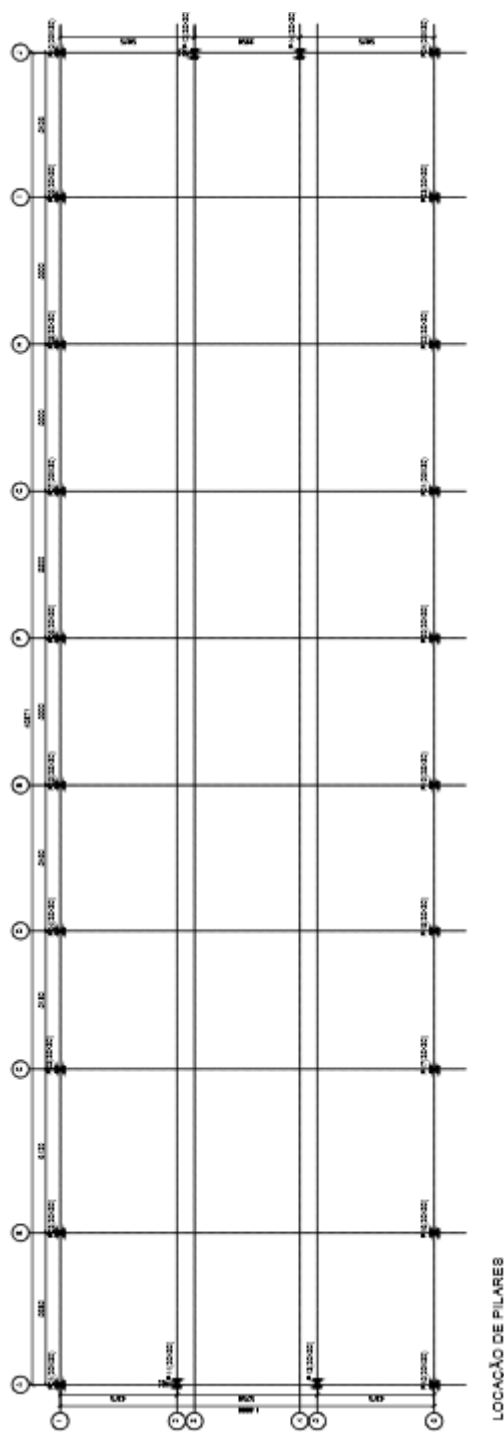
RODRIGUES, Camila. **Sistematização do Cálculo e Verificação de Sistemas Estruturais de Galpões Pré-fabricados de Concreto**. 2012. 197 f. Dissertação (Mestrado em Estruturas e Construção Civil) – Universidade Federal de São Carlos. São Carlos, 2012.

SANTOS, Andreilton de Paula. **Análise estrutural de galpões atirantados de concreto pré-moldado**. 2010. 190 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos, 2010.

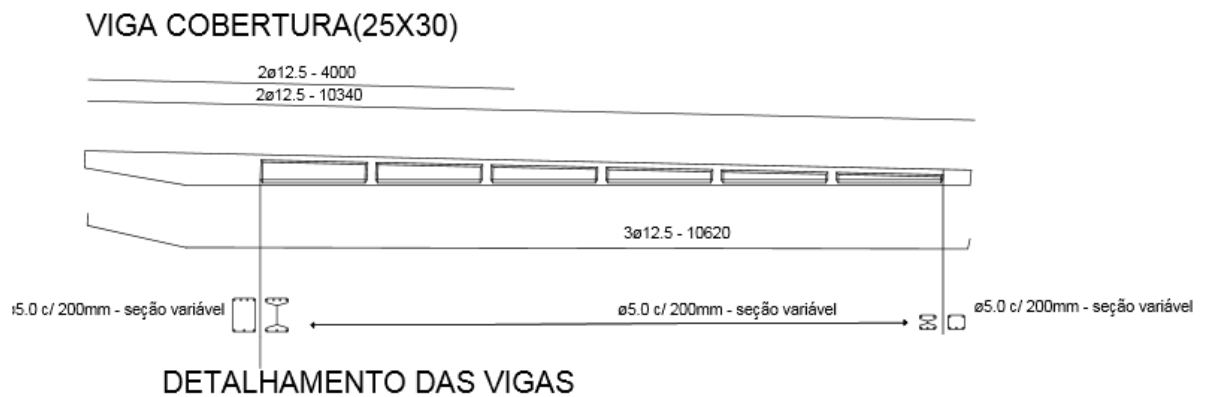
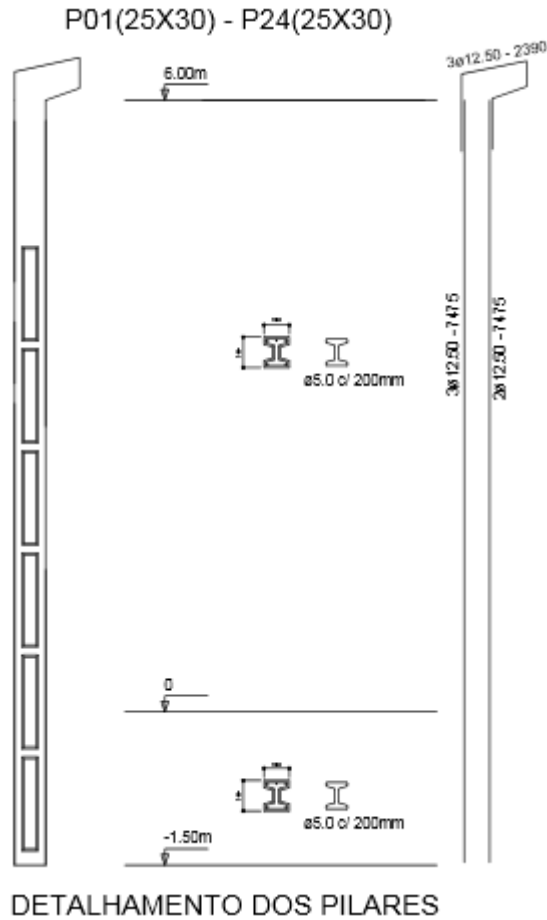
SILVA, Valdir Pignatta, PANNONI, Fábio Domingos. **Estruturas de aço para edifícios: aspectos tecnológicos e de concepção**. São Paulo, Blucher, 2010. 295 p.

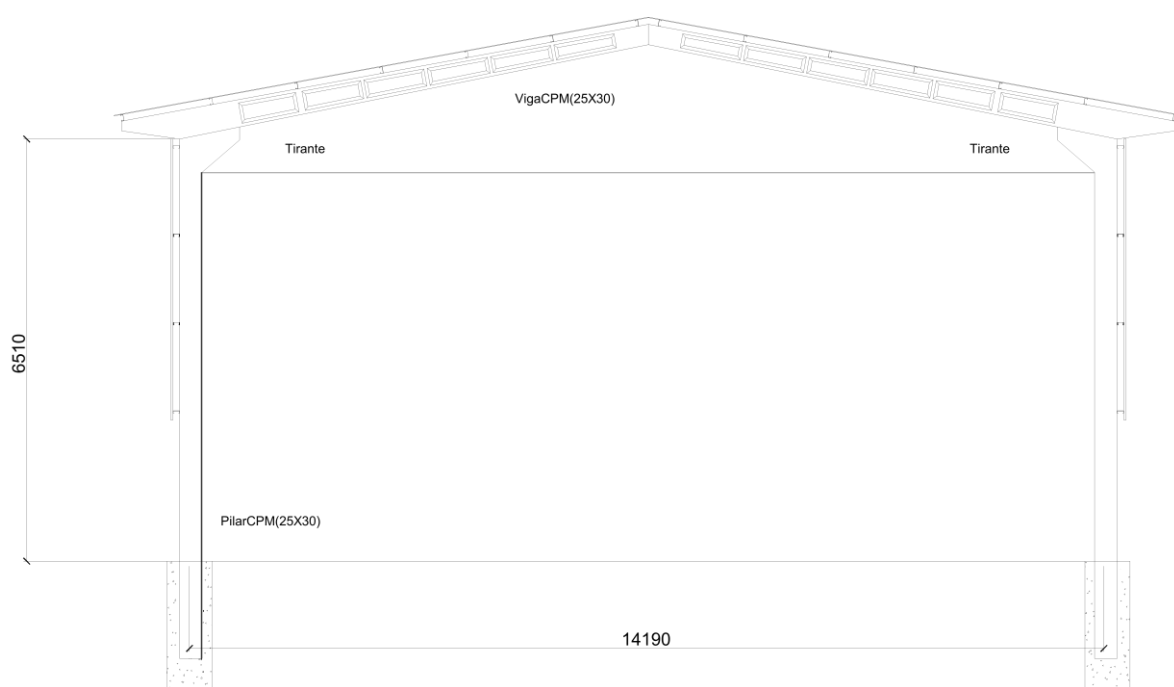
VASCONCELOS, A. C. **O Concreto no Brasil: pré-fabricação, monumentos, fundações**. Volume III. Studio Nobel. São Paulo, 2002.

Vazlon Brasil, Telhas Metálicas. Disponível em <<http://br.vazlon.com>>. Acesso em: 06 de novembro de 2015.

ANEXO A – Planta de locação dos pilares

ANEXO B – Detalhamento pilar e viga



ANEXO C – Corte galpão

ANEXO D – Tabela de bitolas Gerdau

mm x kg/m	massa kg/m	d mm	b _y mm	ESPESSURA			h mm	d' mm	Área cm ²	EIXO X - X				EIXO Y - Y			
				t _w mm	t _v mm	t _a mm				I _x cm ⁴	W _x cm ³	r _x cm	Z _x cm ³	I _y cm ⁴	W _y cm ³	r _y cm	Z _y cm ³
W 150 x 13,0	13,0	148	100	4,3	4,9	138	118	16,6	635	85,8	6,18	96,4	82	16,4	2,22	25,5	
W 150 x 18,0	18,0	153	102	5,8	7,1	139	119	23,4	939	122,8	6,34	139,4	126	24,7	2,32	38,5	
W 150 x 22,5 (H)	22,5	152	152	5,8	6,6	139	119	29,0	1.229	161,7	6,51	179,6	387	50,9	3,65	77,9	
W 150 x 24,0	24,0	160	102	6,6	10,3	139	115	31,5	1.384	173,0	6,63	197,6	183	35,9	2,41	55,8	
W 150 x 29,8 (H)	29,8	157	153	6,6	9,3	138	118	38,5	1.739	221,5	6,72	247,5	556	72,6	3,80	110,8	
W 150 x 37,1 (H)	37,1	162	154	8,1	11,6	139	119	47,8	2.244	277,0	6,85	313,5	707	91,8	3,84	140,4	
W 200 x 15,0	15,0	200	100	4,3	5,2	190	170	19,4	1.305	130,5	8,20	147,9	87	17,4	2,12	27,3	
W 200 x 19,3	19,3	203	102	5,8	6,5	190	170	25,1	1.686	166,1	8,19	190,6	116	22,7	2,14	35,9	
W 200 x 22,5	22,5	206	102	6,2	8,0	190	170	29,0	2.029	197,0	8,37	225,5	142	27,9	2,22	43,9	
W 200 x 26,6	26,6	207	133	5,8	8,4	190	170	34,2	2.611	252,3	8,73	282,3	330	49,6	3,10	76,3	
W 200 x 31,3	31,3	210	134	6,4	10,2	190	170	40,3	3.168	301,7	8,86	338,6	410	61,2	3,19	94,0	
W 200 x 35,9 (H)	35,9	201	165	6,2	10,2	181	161	45,7	3.437	342,0	8,67	379,2	764	92,6	4,09	141,0	
W 200 x 41,7 (H)	41,7	205	166	7,2	11,8	181	157	53,5	4.114	401,4	8,77	448,6	901	108,5	4,10	165,7	
W 200 x 46,1 (H)	46,1	203	203	7,2	11,0	181	161	58,6	4.543	447,6	8,81	495,3	1.535	151,2	5,12	229,5	
W 200 x 52,0 (H)	52,0	206	204	7,9	12,6	181	157	66,9	5.298	514,4	8,90	572,5	1.784	174,9	5,16	265,8	
HP 200 x 53,0 (H)	53,0	204	207	11,3	11,3	181	161	68,1	4.977	488,0	8,55	551,3	1.673	161,7	4,96	248,6	
W 200 x 59,0 (H)	59,0	210	205	9,1	14,2	182	158	76,0	6.140	584,8	8,99	655,9	2.041	199,1	5,18	303,0	
W 200 x 71,0 (H)	71,0	216	206	10,2	17,4	181	161	91,0	7.660	709,2	9,17	803,2	2.537	246,3	5,28	374,5	
W 200 x 86,0 (H)	86,0	222	209	13,0	20,6	181	157	110,9	9.498	855,7	9,26	984,2	3.139	300,4	5,32	458,7	
W 250 x 17,9	17,9	251	101	4,8	5,3	240	220	23,1	2.291	182,6	9,96	211,0	91	18,1	1,99	28,8	
W 250 x 22,3	22,3	254	102	5,8	6,9	240	220	28,9	2.939	231,4	10,09	267,7	123	24,1	2,06	38,4	
W 250 x 25,3	25,3	257	102	6,1	8,4	240	220	32,6	3.473	270,2	10,31	311,1	149	29,3	2,14	46,4	
W 250 x 28,4	28,4	260	102	6,4	10,0	240	220	36,6	4.046	311,2	10,51	357,3	178	34,8	2,20	54,9	
W 250 x 32,7	32,7	258	146	6,1	9,1	240	220	42,1	4.937	382,7	10,83	428,5	473	64,8	3,35	99,7	
W 250 x 38,5	38,5	262	147	6,6	11,2	240	220	49,6	6.057	462,4	11,05	517,8	594	80,8	3,46	124,1	
W 250 x 44,8	44,8	266	148	7,6	13,0	240	220	57,6	7.158	538,2	11,15	606,3	704	95,1	3,50	146,4	
HP 250 x 62,0 (H)	62,0	246	256	10,5	10,7	225	201	79,6	8.728	709,6	10,47	790,5	2.995	234,0	6,13	357,8	
W 250 x 73,0 (H)	73,0	253	254	8,6	14,2	225	201	92,7	11.257	889,9	11,02	983,3	3.880	305,5	6,47	463,1	
W 250 x 80,0 (H)	80,0	256	255	9,4	15,6	225	201	101,9	12.550	980,5	11,10	1.088,7	4.313	338,3	6,51	513,1	
HP 250 x 85,0 (H)	85,0	254	260	14,4	14,4	225	201	108,5	12.280	966,9	10,64	1.093,2	4.225	325,0	6,24	499,6	
W 250 x 89,0 (H)	89,0	260	256	10,7	17,3	225	201	113,9	14.237	1.095,1	11,18	1.224,4	4.841	378,2	6,52	574,3	
W 250 x 101,0 (H)	101,0	264	257	11,9	19,6	225	201	128,7	16.352	1.238,8	11,27	1.395,0	5.549	431,8	6,57	656,3	
W 250 x 115,0 (H)	115,0	269	259	13,5	22,1	225	201	146,1	18.920	1.406,7	11,38	1.597,4	6.405	494,6	6,62	752,7	
W 310 x 21,0	21,0	303	101	5,1	5,7	292	272	27,2	3.776	249,2	11,77	291,9	98	19,5	1,90	31,4	
W 310 x 23,8	23,8	305	101	5,6	6,7	292	272	30,7	4.346	285,0	11,89	333,2	116	22,9	1,94	36,9	
W 310 x 28,3	28,3	309	102	6,0	8,9	291	271	36,5	5.500	356,0	12,28	412,0	158	31,0	2,08	49,4	
W 310 x 32,7	32,7	313	102	6,6	10,8	291	271	42,1	6.570	419,8	12,49	485,3	192	37,6	2,13	59,8	
W 310 x 38,7	38,7	310	165	5,8	9,7	291	271	49,7	8.581	553,6	13,14	615,4	727	88,1	3,82	134,9	
W 310 x 44,5	44,5	313	166	6,6	11,2	291	271	57,2	9.997	638,8	13,22	712,8	855	103,0	3,87	158,0	
W 310 x 52,0	52,0	317	167	7,6	13,2	291	271	67,0	11.909	751,4	13,33	842,5	1.026	122,9	3,91	188,8	
HP 310 x 79,0 (H)	79,0	299	306	11,0	11,0	277	245	100,0	16.316	1.091,3	12,77	1.210,1	5.258	343,7	7,25	525,4	
HP 310 x 93,0 (H)	93,0	303	308	13,1	13,1	277	245	119,2	19.682	1.299,1	12,85	1.450,3	6.387	414,7	7,32	635,5	
W 310 x 97,0 (H)	97,0	308	305	9,9	15,4	277	245	123,6	22.284	1.447,0	13,43	1.594,2	7.286	477,8	7,68	725,0	
W 310 x 107,0 (H)	107,0	311	306	10,9	17,0	277	245	136,4	24.839	1.597,3	13,49	1.768,2	8.123	530,9	7,72	806,1	
HP 310 x 110,0 (H)	110,0	308	310	15,4	15,5	277	245	141,0	23.703	1.539,1	12,97	1.730,6	7.707	497,3	7,39	763,7	
W 310 x 117,0 (H)	117,0	314	307	11,9	18,7	277	245	149,9	27.563	1.755,6	13,56	1.952,6	9.024	587,9	7,76	893,1	
HP 310 x 125,0 (H)	125,0	312	312	17,4	17,4	277	245	159,0	27.076	1.735,6	13,05	1.963,3	8.823	565,6	7,45	870,6	
W 360 x 32,9	32,9	349	127	5,8	8,5	332	308	42,1	8.358	479,0	14,09	547,6	291	45,9	2,63	72,0	
W 360 x 39,0	39,0	353	128	6,5	10,7	332	308	50,2	10.331	585,3	14,35	667,7	375	58,6	2,73	91,9	
W 360 x 44,6	44,6	352	171	6,9	9,8	332	308	57,7	12.258	696,5	14,58	784,3	818	95,7	3,77	148,0	
W 360 x 51,0	51,0	355	171	7,2	11,6	332	308	64,8	14.222	801,2	14,81	899,5	968	113,3	3,87	174,7	
W 360 x 58,0	58,0	358	172	7,9	13,1	332	308	72,5	16.143	901,8	14,92	1.014,8	1.113	129,4	3,92	199,8	
W 360 x 64,0	64,0	347	203	7,7	13,5	320	288	81,7	17.890	1.031,1	14,80	1.145,5	1.885	185,7	4,80	284,5	
W 360 x 72,0	72,0	350	204	8,6	15,1	320	288	91,3	20.169	1.152,5	14,86	1.285,9	2.140	209,8	4,84	321,8	
W 360 x 79,0	79,0	354	205	9,4	16,8	320	288	101,2	22.713	1.283,2	14,98	1.437,0	2.416	235,7	4,89	361,9	
W 360 x 91,0 (H)	91,0	353	254	9,5	16,4	320	288	115,9	26.755	1.515,9	15,19	1.680,1	4.483	353,0	6,22	538,1	
W 360 x 101,0 (H)	101,0	357	255	10,5	18,3	320	286	129,5	30.279	1.696,3	15,29	1.888,9	5.063	397,1	6,25	606,1	
W 360 x 110,0 (H)	110,0	360	256	11,4	19,9	320	288	140,6	33.155	1.841,9	15,36	2.059,3	5.570	435,2	6,29	664,5	
W 360 x 122,0 (H)	122,0	363	257	13,0	21,7	320	288	155,3	36.599	2.016,5	15,35	2.269,8	6.147	478,4	6,29	732,4	

ANEXO E – Planilha de verificação de esforços dos elementos em estruturas metálicas

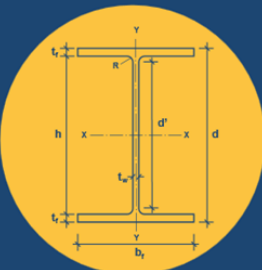
PLANILHA DE VERIFICAÇÃO DE ESFORÇOS DOS ELEMENTOS EM ESTRUTURAS DE AÇO

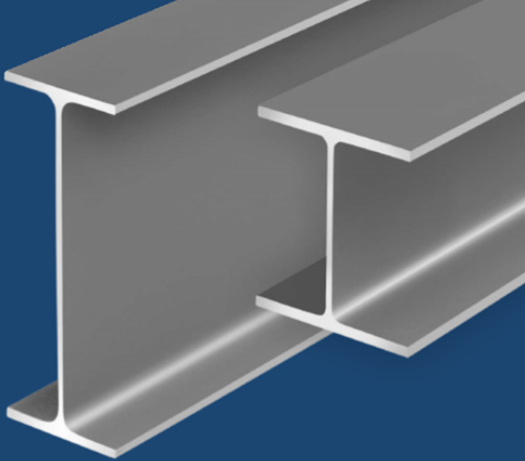
DESENVOLVIDO POR:

STEVEN RÓGER D. DOS SANTOS
EMAIL: STEVEN-ROGER08@HOTMAIL.COM
TELEPHONE: (62) 9168-6851

ROGÉRIO FELIPE B. DE SOUSA
EMAIL: ROGERIOFELIPE91@GMAIL.COM
TELEPHONE: (62) 9612-6655

DE ACORDO COM (ABNT) NBR 8800:2008





COMPRESSÃO (PILAR)															
TABELA GERDAU AÇO MINAS															
PERFIL	W 360 x 51,0	bf (mm)	tw (mm)	tf (mm)	d' (mm)	Ag (cm ²)	rx (cm)	ry (cm)	r0 (cm)	d (mm)	h (mm)	Ix (cm ⁴)	It (cm ⁴)	Iy (cm ⁴)	Cw (cm ⁶)
		171	7,2	11,6	308	64,8	14,81	3,87	15,31	355	332	14222	24,65	968	285375,02
AÇO	A 572														
TIPO DE APOIO	Rotulado/Rotulado														
CONTENÇÃO LATERAL	Em X														
L (cm)	650														
FLAMBAGEM GLOBAL															
	k	r	Lfi												
	1	3,87	167,96		OK!										
FLAMBAGEM LOCAL															
MESA	7,37	<	13,8	OK!											
ALMA	46,11	<	37	Não OK!											
bf (cm)	27,42	≤	30,8	OK!											
Aef (cm ²)	62,37														
FATOR DE REDUÇÃO															
	Nex (kN)	Ney (kN)	Nez (kN)												
Qs (MESA)	1	6976,75	474,86	1407,51											
Qa (ALMA)	0,96														
Q	0,96														
λ0	2,129														
X	0,194														
FORÇA AXIAL DE COMPRESSÃO															
Nc,Rd (kN)	378,59														

CISALHAMENTO (PILAR)											
AÇO	A 572										
TABELA GERDAU AÇO MINAS											
PERFIL	W 360 x 51,0	bf (mm)	bw (mm)	tf (mm)	h (mm)	Ag (cm ²)	rx (cm)	ry (cm)	d (cm)	d' (cm)	
		171	7,2	11,6	332	64,8	14,81	3,87	355	308	
TABELA PERFIS SOLDADOS - VS											
PERFIL	Escolher...	d (cm)	tw (mm)	h (mm)						E (kN/cm ²)	21000
										fy (kN/cm ²)	34,5
λ	42,78			Aw (cm ²)	VPL (kN)						
λp	60,68			25,560	529,092						
λr	75,58										
CONDICÃO											
	λ ≤ λp									VRd (kN)	480,993

FLEXÃO SIMPLES (PILAR)

AÇO	A 572		
TRAVAMENTO	Apoios	Mmáx (kN.m)	108,9
Lb (cm)	650	MA (kN.m)	107,9
		MB (kN.m)	91,7
		MC (kN.m)	53,7

TABELA GERDAU AÇO MINAS												
PERFIL	W 360 x 51,0	bf (mm)	tw (mm)	tf (mm)	d (mm)	Iy (cm ⁴)	Ag (cm ²)	rx (cm)	ry (cm)	Zx (cm ³)	Wx (cm ³)	J (cm ⁴)
		171	7,2	11,6	355	968	64,8	14,81	3,87	899,5	801,2	24,65

TABELA PERFIS SOLDADOS - SÉRIE VS											
PERFIL	Escolher...	J (cm ⁴)	h0 (mm)	tw (mm)	tf (mm)	h (mm)	bf (mm)	Zx (cm ³)	Wx (cm ³)	ry (cm)	Iy (cm ⁴)

MESA	ALMA	MESA (FLM)			kc	ALMA (FLA)		
		λp	λr	λ		λp	λr	λ

E (kN/cm²)	21000
fy (kN/cm²)	34,5

Mpl (kN.cm)	Mr (kN.cm)	MRd (kN.cm)	FLT			β1	Cw (cm ⁶)
31032,75		13975,82	λp	λr	λ	0,0373785	285375,02
			43,42	126,56	167,96		

SEÇÃO MUITO COMPACTA

Mcr (kN.cm)	15373,39881	Cb	1,21
--------------------	-------------	-----------	------

COMPRESSÃO (VIGA)

TABELA GERDAU AÇO MINAS															
PERFIL	W 360 x 51,0	bf (mm)	tw (mm)	tf (mm)	d' (mm)	Ag (cm ²)	rx (cm)	ry (cm)	r0 (cm)	d (mm)	h (mm)	Ix (cm ⁴)	It (cm ⁴)	Iy (cm ⁴)	Cw (cm ⁶)
		171	7,2	11,6	308	64,8	14,81	3,87	15,31	355	332	14222	24,65	968	285375,02

AÇO	A 572	E (kN/cm²)	21000
TIPO DE APOIO	Rotulado/Rotulado	fy (kN/cm²)	34,5
CONTENÇÃO LATERAL	Em X		
L (cm)	165		

FLAMBAGEM GLOBAL			
k	r	Lit	
1	3,87	42,64	OK!

FLAMBAGEM LOCAL			
MESA	ALMA	bf (cm)	OK!
7,37	46,11	27,42	Não OK!
<	<	≤	OK!
13,8	37	30,8	

FATOR DE REDUÇÃO			
Qs (MESA)	Qs (ALMA)	Q	λ0
1	0,96	0,96	0,540
			0,885

FORÇA AXIAL DE COMPRESSÃO			
Ne,Rd (kN)	1731,00	Nez (kN)	108270,92
		Nez (kN)	7369,30
		Nez (kN)	10081,99

CISALHAMENTO (VIGA)

AÇO	A 572
------------	-------

TABELA GERDAU AÇO MINAS										
PERFIL	W 360 x 51,0	bf (mm)	bw (mm)	tf (mm)	h (mm)	Ag (cm ²)	rx (cm)	ry (cm)	d (cm)	d' (cm)
		171	7,2	11,6	332	64,8	14,81	3,87	355	308

TABELA PERFIS SOLDADOS - VS				
PERFIL	Escolher...	d (cm)	tw (mm)	h (mm)

E (kN/cm²)	21000
fy (kN/cm²)	34,5

λ	42,78	Aw (cm ²)	25,560	VPL (kN)	529,092
λp	60,68				
λr	75,58				

CONDICÃO	λ ≤ λp	Vrd (kN)	480,993
----------	--------	----------	---------

FLEXÃO SIMPLES (VIGA)													
AÇO	A 572			Mmáx (kN.m)	104,3								
TRAVAMENTO	Apoios			MA (kN.m)	17,4								
Lb (cm)	165			MB (kN.m)	6,8								
				MC (kN.m)	47,3								
TABELA GERDAU AÇO MINAS													
PERFIL	W 360 x 51.0	bf (mm)	tw (mm)	tf (mm)	d (mm)	Iy (cm ⁴)	Ag (cm ²)	rx (cm)	ry (cm)	Zx (cm ³)	Wx (cm ³)	J (cm ⁴)	
		171	7,2	11,6	355	968	64,8	14,81	3,87	899,5	801,2	24,65	
TABELA PERFIS SOLDADOS - SÉRIE VS													
PERFIL	Escolher...	J (cm ⁴)	h0 (mm)	tw (mm)	tf (mm)	h (mm)	bf (mm)	Zx (cm ³)	Wx (cm ³)	ry (cm)	Iy (cm ⁴)		
MESA		MESA (FLM)			ALMA (FLA)								
ALMA		λp	λr	λ	kc			λp	λr	λ			
E (kN/cm ²)	21000												
fy (kN/cm ²)	34,5												
Mpl (kN.cm)	Mr (kN.cm)	MRd (kN.cm)	FLT			β1	Cw (cm ⁶)						
31032,75		28211,59	λp	λr	λ	0,0373785	285375,02						
			43,42	126,56	42,64								
Mcr (kN.cm)			SEÇÃO COMPACTA			Cb	2,70						

**ANEXO F – Tabela para cálculo da armadura longitudinal de seções
retangulares**

TABELA DE DIMENSIONAMENTO DE SEÇÃO RETANGULAR COM DIAGRAMA RETANGULAR								
K _{md}	K _x	K _z	e _c	e _s	K _s			DOMÍNIO
					CA 25	CA 50	CA 60	
0,000	0,000	1,000	0,00	10,00	21,74	43,48	52,17	DOMÍNIO 2 - CA25 / CA50 / CA60
0,005	0,007	0,997	0,07	10,00	21,68	43,35	52,02	
0,010	0,015	0,994	0,15	10,00	21,61	43,22	51,86	
0,015	0,022	0,991	0,23	10,00	21,55	43,09	51,71	
0,020	0,030	0,988	0,31	10,00	21,48	42,96	51,55	
0,025	0,037	0,985	0,39	10,00	21,42	42,83	51,39	
0,030	0,045	0,982	0,47	10,00	21,35	42,70	51,23	
0,035	0,053	0,979	0,55	10,00	21,28	42,57	51,07	
0,040	0,060	0,976	0,64	10,00	21,22	42,43	50,91	
0,045	0,068	0,973	0,73	10,00	21,15	42,30	50,75	
0,050	0,076	0,970	0,82	10,00	21,08	42,16	50,59	
0,055	0,084	0,967	0,91	10,00	21,01	42,02	50,42	
0,060	0,092	0,963	1,01	10,00	20,94	41,89	50,26	
0,065	0,100	0,960	1,11	10,00	20,87	41,75	50,09	
0,070	0,108	0,957	1,21	10,00	20,80	41,61	49,93	
0,075	0,116	0,954	1,31	10,00	20,73	41,47	49,76	
0,080	0,124	0,950	1,41	10,00	20,66	41,33	49,59	
0,085	0,132	0,947	1,52	10,00	20,59	41,18	49,42	
0,090	0,140	0,944	1,63	10,00	20,52	41,04	49,24	
0,095	0,149	0,941	1,74	10,00	20,45	40,90	49,07	
0,100	0,157	0,937	1,86	10,00	20,38	40,75	48,90	
0,105	0,165	0,934	1,98	10,00	20,30	40,60	48,72	
0,110	0,174	0,930	2,10	10,00	20,23	40,46	48,54	
0,115	0,182	0,927	2,23	10,00	20,15	40,31	48,36	
0,120	0,191	0,924	2,36	10,00	20,08	40,16	48,18	
0,125	0,200	0,920	2,50	10,00	20,00	40,01	48,00	
0,130	0,209	0,917	2,64	10,00	19,93	39,85	47,82	
0,135	0,217	0,913	2,78	10,00	19,85	39,70	47,63	
0,140	0,226	0,909	2,93	10,00	19,77	39,54	47,45	
0,145	0,235	0,906	3,08	10,00	19,69	39,39	47,26	
0,150	0,244	0,902	3,24	10,00	19,61	39,23	47,07	
0,155	0,254	0,899	3,40	10,00	19,53	39,07	46,88	
0,158	0,259	0,896	3,50	10,00	19,49	38,97	46,76	
0,160	0,263	0,895	3,50	9,81	19,45	38,91	46,68	
0,165	0,272	0,891	3,50	9,35	19,37	38,74	46,49	
0,170	0,282	0,887	3,50	8,92	19,29	38,58	46,29	
0,175	0,291	0,883	3,50	8,52	19,21	38,41	46,09	
0,180	0,301	0,880	3,50	8,13	19,12	38,25	45,89	
0,185	0,311	0,876	3,50	7,77	19,04	38,08	45,69	
0,190	0,320	0,872	3,50	7,42	18,95	37,91	45,48	
0,195	0,330	0,868	3,50	7,09	18,87	37,73	45,27	
0,200	0,340	0,864	3,50	6,78	18,78	37,56	45,06	
0,205	0,351	0,860	3,50	6,48	18,69	37,38	44,85	
0,210	0,361	0,856	3,50	6,20	18,60	37,20	44,64	

DOMÍNIO 3 - CA25

DOMÍNIO 3 - CA50

TABELA DE DIMENSIONAMENTO DE SEÇÃO RETANGULAR COM DIAGRAMA RETANGULAR (CONTINUAÇÃO)										
K _{md}	K _x	K _z	e _c	e _s	K _s			DOMÍNIO		
					CA 25	CA 50	CA 60			
0,215	0,371	0,851	3,50	5,93	18,51	37,02	44,42			
0,220	0,382	0,847	3,50	5,67	18,42	36,84	44,20			
0,225	0,392	0,843	3,50	5,42	18,33	36,65	43,98			
0,230	0,403	0,839	3,50	5,18	18,23	36,47	43,75			
0,235	0,414	0,834	3,50	4,95	18,14	36,28	43,53			
0,240	0,425	0,830	3,50	4,73	18,04	36,08	43,29			
0,245	0,436	0,825	3,50	4,52	17,94	35,89	43,06			
0,246	0,439	0,824	3,50	4,48	17,92	35,85	43,01			
0,250	0,448	0,821	3,50	4,32	17,85	35,69				
0,255	0,459	0,816	3,50	4,12	17,74	35,49				
0,260	0,471	0,812	3,50	3,93	17,64	35,29				
0,265	0,483	0,807	3,50	3,75	17,54	35,08				
0,270	0,495	0,802	3,50	3,57	17,43	34,87				
0,275	0,507	0,797	3,50	3,40	17,33	34,66				
0,280	0,520	0,792	3,50	3,23	17,22	34,44				
0,285	0,532	0,787	3,50	3,07	17,11	34,22				
0,290	0,545	0,782	3,50	2,92	17,00	33,99				
0,295	0,559	0,777	3,50	2,77	16,88	33,76				
0,300	0,572	0,771	3,50	2,62	16,76	33,53				
0,305	0,586	0,766	3,50	2,48	16,65	33,29				
0,310	0,600	0,760	3,50	2,34	16,52	33,05				
0,315	0,614	0,754	3,50	2,20	16,40	32,80				
0,320	0,629	0,749	3,50	2,07	16,27	32,55				
0,325	0,644	0,743	3,50	1,94	16,14					
0,330	0,659	0,736	3,50	1,81	16,01					
0,335	0,675	0,730	3,50	1,69	15,87					
0,340	0,691	0,724	3,50	1,57	15,73					
0,345	0,708	0,717	3,50	1,45	15,59					
0,350	0,725	0,710	3,50	1,33	15,44					
0,355	0,743	0,703	3,50	1,21	15,28					
0,360	0,761	0,696	3,50	1,10	15,12					
0,362	0,769	0,692	3,50	1,05	15,05					
0,365	0,780	0,688	3,50	0,99						
0,370	0,800	0,680	3,50	0,87						
0,375	0,821	0,671	3,50	0,76						
0,380	0,843	0,663	3,50	0,65						
0,385	0,866	0,653	3,50	0,54						
0,390	0,891	0,643	3,50	0,43						
0,395	0,918	0,633	3,50	0,31						
0,400	0,947	0,621	3,50	0,20						
0,405	0,978	0,608	3,50	0,08						
0,408	1,000	0,600	3,50	0,00						

ANEXO G – Catálogo Ananda de perfis das terças metálicas

Perfil U • Simples		H	H (mm)	B	B (mm)	E (mm)	Kg (metro)
2"		50	50	1"	25	2,00	1,49
2"		50	50	1"	25	2,25	1,68
2"		50	50	1"	25	2,65	1,98
2"		50	50	1"	25	3,00	2,24
3"		75	75	1 1/2"	38 a 41	2,00	2,34
3"		75	75	1 1/2"	38 a 41	2,25	2,63
3"		75	75	1 1/2"	38 a 41	2,65	3,10
3"		75	75	1 1/2"	38 a 41	3,00	3,51
4"		100	100	2"	50	2,00	3,06
4"		100	100	2"	50	2,25	3,43
4"		100	100	2"	50	2,65	4,00
4"		100	100	2"	50	3,00	4,53
5"		127	127	2"	50	2,25	3,86
5"		127	127	2"	50	2,65	4,55
5"		127	127	2"	50	3,00	5,15
6"		150	150	2"	50	2,65	5,03
6"		150	150	2"	50	3,00	5,70
8"		200	200	2"	50	2,65	6,05
8"		200	200	2"	50	3,00	6,83

*Peso Teórico

Perfil U • Encaixe		H	H (mm)	B (mm)	E (mm)	Kg metro
3"		67	67	30	2,00	1,94
3"		67	67	30	2,25	2,18
4"		92	92	30	2,00	2,32
4"		92	92	30	2,25	2,60
4"		92	92	40	2,00	2,60
4"		92	92	40	2,25	2,92
5"		119	119	30	2,00	2,70
5"		119	119	30	2,25	3,04
5"		119	119	40	2,00	3,00
5"		119	119	40	2,25	3,43

*Peso Teórico

Perfil • Enrijecido		H	H (mm)	B (mm)	E (mm)	D (mm)	Kg metro
3"		75	75	40	2,00	15 a 17	2,75
3"		75	75	40	2,25	15 a 17	3,06
3"		75	75	40	2,65	15 a 17	3,60
4"		100	100	40	2,00	15 a 17	3,20
4"		100	100	40	2,25	15 a 17	3,55
4"		100	100	40	2,65	15 a 17	4,15
4"		100	100	50	2,00	15 a 17	3,47
4"		100	100	50	2,25	15 a 17	3,90
4"		100	100	50	2,65	15 a 17	4,53
5"		127	127	50	2,00	15 a 17	3,90
5"		127	127	50	2,25	15 a 17	4,37
5"		127	127	50	2,65	15 a 17	5,10

*Peso Teórico