

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SÃO CARLOS
CENTRO DE CIÊNCIAS EXATAS E DE TECNOLOGIA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ESTRUTURAS E CONSTRUÇÃO CIVIL

**SISTEMATIZAÇÃO DO CÁLCULO E VERIFICAÇÃO DE SISTEMAS
ESTRUTURAIS DE GALPÕES PRÉ-FABRICADOS DE CONCRETO**

CAMILA RODRIGUES

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Estruturas e Construção Civil na Universidade Federal de São Carlos como parte dos requisitos para a obtenção do título de Mestre em Estruturas e Construção Civil.

Área de Concentração: Sistemas Construtivos.

Orientador: Prof. Dr. Roberto Chust Carvalho

SÃO CARLOS

2012

**Ficha catalográfica elaborada pelo DePT da
Biblioteca Comunitária da UFSCar**

R696sc Rodrigues, Camila.
Sistematização do cálculo e verificação de sistemas estruturais de galpões pré-fabricados de concreto / Camila Rodrigues. -- São Carlos : UFSCar, 2012.
197 f.

Dissertação (Mestrado) -- Universidade Federal de São Carlos, 2012.

1. Construção civil. 2. Galpão. 3. Concreto pré-fabricado.
I. Título.

CDD: 690 (20^a)



UNIVERSIDADE FEDERAL DE SÃO CARLOS
CENTRO DE CIÊNCIAS EXATAS E DE TECNOLOGIA
Programa de Pós-Graduação em Construção Civil
Rod. Washington Luís, Km 235
13565-905 – São Carlos – SP
Fone: (16) 3351-8261 Fax (16) 3351-8262
e-mail: ppgciv@ufscar.br site: www.ppgciv.ufscar.br

**SISTEMATIZAÇÃO DO CÁLCULO E VERIFICAÇÃO DE SISTEMAS ESTRUTURAIS DE GALPÕES
PRÉ-FABRICADOS DE CONCRETO**

CAMILA RODRIGUES

Dissertação de Mestrado defendida e aprovada em quatorze de agosto de 2012.

Banca Examinadora constituída pelos membros:

Prof. Dr. Roberto Chust Carvalho
Departamento de Engenharia Civil/PPGECiv/UFSCar
Orientador

Prof. Dr. Marcelo de Araújo Ferreira
Departamento de Engenharia Civil/PPGECiv/UFSCar
Examinador interno

Prof. Dr. José Samuel Giongo
Departamento de Engenharia de Estruturas/EESC/USP
Examinador Externo

Aos meus pais, meu
reconhecimento eterno.

AGRADECIMENTOS

A Deus, por ter me dado a oportunidade de realizar este trabalho e vencer mais uma etapa de minha vida.

Aos meus pais, José e Nilza, que com carinho, me deram as condições e a oportunidade de continuar meus estudos.

Ao meu irmão, Tales, por me incentivar nos momentos difíceis e ser meu exemplo de vida no qual me espelho para continuar a caminhada.

Ao meu orientador e amigo, Roberto Chust Carvalho, pela disposição, interesse e incentivos demonstrados durante a elaboração deste trabalho.

Aos professores Marcelo de Araújo Ferreira e Fernando de Almeida pelas preciosas sugestões no meu exame de qualificação.

Aos professores Marcelo de Araújo Ferreira e José Samuel Giongo por terem participado do exame final, contribuindo com o aperfeiçoamento do trabalho.

A Universidade Federal de São Carlos, em especial aos docentes do DECIV, pelos ensinamentos transmitidos, tanto na graduação como na pós-graduação.

A Ruy Bentes Engenharia de Estruturas e a Iga Engenharia e Consultoria por terem me apoiado durante o mestrado, em especial ao Eng^o. M.Sc. Ruy Franco Bentes.

Aos meus amigos que me incentivaram e me apoiaram durante todo o período de mestrado, em especial a Vanessa Lima, pela amizade desde os tempos da graduação, pelos conselhos e ajuda para a elaboração da dissertação

A todos aqueles não mencionados aqui, mas que de algum modo contribuíram para a conclusão deste trabalho, o meu eterno agradecimento.

RESUMO

RODRIGUES, C. **Sistematização do cálculo e verificação de sistemas estruturais de galpões pré-fabricados de concreto.** 197p. Dissertação (Mestrado em Construção Civil) – Universidade Federal de São Carlos. São Carlos, 2012

Este trabalho trata da sistematização do cálculo e verificação de um tipo de sistema estrutural pré-fabricado em concreto com bastante uso no Brasil: os galpões com coberturas leves. Procura-se ao longo do trabalho mostrar os principais sistemas estruturais deste tipo de edificação usados no Brasil. Descreve-se também os elementos componentes destes sistemas com informações técnicas de projeto. Depois é feita uma análise detalhada das considerações das ações nos mesmos e como calcular os esforços solicitantes e deslocamentos. Com todos os dados anteriores levantados é mostrado como é feito o dimensionamento da armadura da viga de cobertura e como devem ser feitas as verificações para que as normas Brasileiras pertinentes possam ser atendidas. Finalmente, é feito um exemplo de maneira que o leitor possa consolidar todos os conceitos envolvidos no texto anterior. Mostra-se o cálculo e verificações e comenta-se as possibilidades de melhoria em alguns sistemas e detalhamento. Por fim são colocados os pontos que ainda podem ser estudados para melhorar o projeto e o conhecimento do funcionamento de galpões pré-fabricados de concreto.

Palavras chaves: Galpões, Concreto Pré-Moldado, Cálculo.

ABSTRACT

RODRIGUES, C. **Systematization of the calculation and verification of structural systems for sheds precast concrete**. 197p. Dissertation (Master's degree in Civil Engineering) - University of Sao Carlos. Sao Carlos, 2012

This research is the systematization of the calculation and verification of a type of a very typical structural system of precast concrete in Brazil: the sheds. Through this research it is showed the main structural systems for this type of construction currently in use in Brazil. It also describes the component elements of these systems detailing the design techniques. Following it is a detailed the considerations of the actions over them and how to calculate the strain and displacement. With all previous data collected it is shown how the design is made with reinforcement of the roof's beam and how to guarantee that it meets with the relevant Brazilian standards. In the sequence, examples are made so that the reader can consolidate all the concepts involved in the previous sections. It shows the calculation and verification and finally points out the possibilities of improvement in some systems, detailing it. Finally, it highlights the points can still be studied to improve the design and the knowledge of sheds precast concrete.

Keywords: Sheds, Precast Concrete, Calculation.

LISTA DE FIGURAS

FIGURA 1.1- ESQUEMA TÍPICO DE UMA ESTRUTURA DE GALPÃO COMPOSTA DE PILARES, TRAVES, VIGAS E TERÇAS. _____	21
FIGURA 1.2- ESQUEMA TÍPICO DE UMA ESTRUTURA DE GALPÃO COM MEZANINO. _____	21
FIGURA 2.1- EXECUÇÃO DE UM PÓRTICO DE CONCRETO ARMADO MOLDADO NO LOCAL. _____	28
FIGURA 2.2- ESTRUTURA DE PÓRTICO FEITA COM ELEMENTOS PRÉ-MOLDADOS. ESQUEMA ESTRUTURAL PODE INDICAR QUE A LIGAÇÃO ENTRE A VIGA TEM ROTAÇÃO TOTALMENTE LIVRE OU PARCIALMENTE IMPEDIDA. _____	28
FIGURA 2.3- PÓRTICOS MOLDADOS NO LOCAL E PRÉ-FABRICADOS COM LIGAÇÃO SEMI-RÍGIDA E RÓTULA E RESPECTIVOS DIAGRAMAS DE MOMENTO FLETOR. _____	29
FIGURA 2.4- PRIMEIRO TIPO DE LIGAÇÃO ESTUDADO POR MIOTTO. _____	30
FIGURA 2.5- SEGUNDO TIPO DE LIGAÇÃO ESTUDADO POR MIOTTO. _____	30
FIGURA 2.6- REGIÕES DE APLICAÇÃO DA CARGA COM EXCENTRICIDADES E_x E E_y . _____	34
FIGURA 3.1- GALPÕES PRÉ-MOLDADOS DE CONCRETO ARMADO E ESQUEMA ESTRUTURAL EMPREGADO. _____	37
FIGURA 3.2- ESQUEMAS CONSTRUTIVOS COM ELEMENTOS DE EIXO RETO. _____	37
FIGURA 3.3- EXEMPLO DE SISTEMAS ESTRUTURAIS COM ELEMENTOS DE EIXO RETO. _____	38
FIGURA 3.4- ESQUEMAS CONSTRUTIVOS COM ELEMENTOS COMPOSTOS POR TRECHO DE EIXO RETO. _____	39
FIGURA 3.5- TRELIÇA DE FORMATO TRIANGULAR, FABRICADA EM DUAS PARTES. _____	41
FIGURA 3.6- EXEMPLO DE SISTEMA ESTRUTURAL DE PAREDE PORTANTE. _____	42
FIGURA 3.7- EXEMPLOS DE FORMAS BÁSICAS APRESENTADAS NAS TABELA 3.1 A TABELA 3.3. _____	43
FIGURA 3.8- GALPÃO COM TRAVE HORIZONTAL E PILARETES PARA A COLOCAÇÃO DE TERÇAS E VIGA CALHA LATERAL. _____	44
FIGURA 3.9: ESQUEMA ESTRUTURAL DO GALPÃO COM TRAVE HORIZONTAL. _____	44
FIGURA 3.10: SEÇÕES DE ELEMENTOS USADOS PARA GALPÕES DO TIPO TRAVE HORIZONTAL _____	44
FIGURA 3.11- TELHAS EMPREGADAS EM GALPÕES DE CONCRETO. _____	45
FIGURA 3.12- TERÇA PROTENDIDA SEÇÃO “I”. _____	46
FIGURA 3.13- TERÇA PROTENDIDA SEÇÃO “T”. _____	47
FIGURA 3.14: POSIÇÃO DA TERÇA EM RELAÇÃO À DIREÇÃO VERTICAL. _____	47
FIGURA 3.15- SEÇÕES DE VIGAS CALHAS. _____	48
FIGURA 3.16- SEÇÕES DE VIGA DE COBERTURA DO TIPO “I”. _____	49

FIGURA 3.17- SEÇÃO DE VIGA DE TRAVAMENTO RETANGULAR _____	50
FIGURA 3.18- DETALHE DA VIGA “I” DE PONTE ROLANTE _____	51
FIGURA 3.19- FECHAMENTOS LATERAIS EMPREGADOS EM GALPÕES CONCRETO. _____	53
FIGURA 4.1- GALPÃO COM PONTE ROLANTE. _____	57
FIGURA 4.2- PERFIL DA VELOCIDADE MÉDIA DO VENTO (KM/H) DE ACORDO COM A RUGOSIDADE DO TERRENO SEGUNDO DAVENPORT _____	60
FIGURA 4.3- DIMENSÕES DE UM TURBILHÃO EM RELAÇÃO A UMA EDIFICAÇÃO. _____	62
FIGURA 4.4- GRÁFICO DAS ISOPLETAS DA VELOCIDADE BÁSICA DO VENTO, EM M/S NO TERRITÓRIO BRASILEIRO. _____	64
FIGURA 4.5- GRÁFICO DAS ISOPLETAS DA VELOCIDADE BÁSICA DO VENTO, EM M/S PARA O ESTADO DE SÃO PAULO. _____	65
FIGURA 4.6- FATOR TOPOGRÁFICO EM TALUDES E MORROS _____	67
FIGURA 4.7- TEOREMA DA CONSERVAÇÃO DA MASSA. _____	74
FIGURA 4.8- LINHAS DO FLUXO PARA EDIFICAÇÃO COM TELHADO DE DUAS ÁGUAS. _____	74
FIGURA 4.9- APLICAÇÃO DO TEOREMA DE BERNOULLI. _____	76
FIGURA 4.10- DISTRIBUIÇÃO ESQUEMÁTICA DOS VALORES DE C_{PE} E C_E . _____	79
FIGURA 4.11- PÓRTICO TÍPICO DE GALPÃO DE CONCRETO COM A AÇÃO DO VENTO. _____	80
FIGURA 4.12- ABERTURA A BARLAVENTO E A SOTAVENTO: INFLUÊNCIA NA DETERMINAÇÃO DOS VALORES DOS COEFICIENTES DE PRESSÃO INTERNA C_{PI} . _____	84
FIGURA 6.1- MODELO DE PÓRTICO TRIDIMENSIONAL DE ESTRUTURA DE GALPÕES. _____	92
FIGURA 6.2 – PÓRTICO DE UMA ESTRUTURA SOB CARREGAMENTO HORIZONTAL (VENTO) E AS AÇÕES VERTICAIS. _____	93
FIGURA 6.3 - PÓRTICO PLANO E PILAR RETANGULAR COM RIGIDEZ EQUIVALENTE. _____	94
FIGURA 6.4- EXEMPLO DE PÓRTICO COM TRAVE INCLINADA E TIRANTE. _____	94
FIGURA 6.5- DETALHE DA LIGAÇÃO PILAR X TRAVE DE GALPÕES PRÉ-MOLDADOS DE CONCRETO ARMADO. _____	95
FIGURA 6.6- DIFERENÇA NOS DIAGRAMAS DE MOMENTO FLETOR DO PÓRTICO COM LIGAÇÃO RÍGIDA E SEMI-RÍGIDA. _____	95
FIGURA 6.7- ESQUEMA DA ESTRUTURA DA TERÇA (ELEMENTOS BIAPOIADOS) SEÇÕES TRANSVERSAIS DE TERÇAS PROTENDIDAS: A DA ESQUERDA INCLINADA DE 84° , A DA DIREITA COM EIXO PRINCIPAL NA VERTICAL. _____	97
FIGURA 6.8- ESQUEMA ESTRUTURAL DA LATERAL DO GALPÃO COM A FORMAÇÃO DE PÓRTICOS COM OS PILARES E VIGAS LATERAIS CONECTADOS, EM GERAL, POR CHUMBADORES. _____	98

FIGURA 6.9- ESQUEMA PARA A CONSIDERAÇÃO DA DEFORMAÇÃO DE SEGUNDA ORDEM DE UMA HASTE. IMAGINA-SE DIVERSAS ETAPAS E CADA ETAPA TEM-SE A DEFORMAÇÃO PROVOCADA PELOS MOMENTOS GERADOS PELA DEFORMAÇÃO DA ETAPA ANTERIOR. NO CASO ESTÃO MOSTRADOS 4 ETAPAS.	99
FIGURA 6.10- ESTRUTURA SUBMETIDA À AÇÃO DE CARGA VERTICAL E ÀS AÇÕES LATERAIS DE VENTO (V) E OS CORRESPONDENTES EFEITOS DE SEGUNDA ORDEM.	104
FIGURA 6.11- LIMITES PARA DESLOCAMENTOS GLOBAIS CONFORME A (ABNT) NBR 9062:2006.	110
FIGURA 7.1- DEFORMAÇÃO DA SEÇÃO APÓS PROTENSÃO.	114
FIGURA 7.2- DEFORMAÇÃO DA SEÇÃO APÓS PESO PRÓPRIO.	114
FIGURA 7.3- DEFORMAÇÃO DA SEÇÃO APÓS PESO PRÓPRIO E PROTENSÃO.	114
FIGURA 7.4- SEÇÃO TRANSVERSAL NOS ESTADOS LIMITES DE DESCOMPRESSÃO E LIMITE ULTIMO.	115
FIGURA 7.5- VIGA DE SEÇÃO RETANGULAR E DIAGRAMAS DE DEFORMAÇÕES E TENSÕES NA SEÇÃO SOLICITADA PELO MOMENTO DE CÁLCULO M_D .	117
FIGURA 7.6- PONTOS PARA ANÁLISE DAS TENSÕES PRINCIPAIS DE UMA VIGA, SIMPLEMENTE APOIADA SOB CARREGAMENTO UNIFORME.	120
FIGURA 7.7- CÁLCULO DAS TENSÕES PRINCIPAIS NOS PONTOS 1 E 2 USANDO O CÍRCULO DE MOHR	120
FIGURA 8.1- PÓRTICO UTILIZADO NO EXEMPLO.	126
FIGURA 8.2 – DADOS GEOMÉTRICOS NO PROGRAMA VISUAL VENTOS.	128
FIGURA 8.3- MAPA DAS ISOPLETAS.	129
FIGURA 8.4- CÁLCULO DO FATOR TOPOGRÁFICO (S_1).	130
FIGURA 8.5- CÁLCULO FATOR DE RUGOSIDADE (S_2).	131
FIGURA 8.6- CÁLCULO DO FATOR ESTATÍSTICO (S_3).	132
FIGURA 8.7- COEFICIENTE DE PRESSÃO EXTERNA NAS PAREDES.	133
FIGURA 8.8- COEFICIENTE DE PRESSÃO EXTERNA NO TELHADO.	134
FIGURA 8.9- COEFICIENTE DE PRESSÃO INTERNA.	135
FIGURA 8.10- COMBINAÇÃO ENTRE OS COEFICIENTES DE PRESSÃO.	136
FIGURA 8.11- AÇÃO DEVIDA AO VENTO NAS PAREDES E NO TELHADO DO PÓRTICO.	137
FIGURA 8.12- CARREGAMENTO DE PESO PRÓPRIO (PP).	138
FIGURA 8.13- SOBRECARGA ACIDENTAL (SC).	139
FIGURA 8.14- AÇÃO DA PONTE ROLANTE (PR).	139
FIGURA 8.15- PÓRTICO PARA CÁLCULO DO DESLOCAMENTO DEVIDO A FORÇA HORIZONTAL.	140

FIGURA 8.16 – PÓRTICO DESLOCADO.	140
FIGURA 8.17- PONTOS ONDE FORAM ANALISADOS OS DESLOCAMENTOS PELO PROCESSO P Δ .	142
FIGURA 8.18- SEÇÃO TRANSVERSAL DA VIGA DE COBERTURA.	147
FIGURA 8.19- ESQUEMA PARA O CÁLCULO DA FORÇA F _T DE TRAÇÃO NA SEÇÃO TRANSVERSAL.	165
FIGURA 8.20- VARIAÇÃO LINEAR DO EFEITO DA PROTENSÃO NA VIGA PRÉ-MOLDADA.	170
FIGURA 8.21- PONTOS DE VERIFICAÇÃO DOS DESLOCAMENTOS.	177
FIGURA B.1- VARIAÇÃO $\beta_s(t)$.	191
FIGURA C.1- VARIAÇÃO $\varepsilon_{ccf}(t)$.	194
FIGURA C.2- VARIAÇÃO $\beta_f(t)$.	196

LISTA DE TABELAS

TABELA 3.1- FORMAS BÁSICAS DOS SISTEMAS ESTRUTURAIS COM ELEMENTOS DE EIXO RETO.	36
TABELA 3.2- FORMAS BÁSICAS DOS SISTEMAS ESTRUTURAIS COM ELEMENTOS COMPOSTOS POR TRECHOS DE EIXO RETO.	39
TABELA 3.3- FORMAS BÁSICAS DOS SISTEMAS ESTRUTURAIS COM ELEMENTOS DE EIXO CURVO.	40
TABELA 4.1- ESCALA DE BEAUFOR: VELOCIDADE DO VENTO E SEUS EFEITOS.	59
TABELA 4.2- PARÂMETROS PARA DEFINIR S_2 .	70
TABELA 4.3- VALORES DO FATOR S_2 .	71
TABELA 4.4- VALORES MÍNIMOS PARA O FATOR ESTATÍSTICO S_3 .	72
TABELA 4.5- VALORES DE S_3 PARA DIFERENTES PERÍODOS DE RETORNO E PROBABILIDADES.	73
TABELA 4.6- COEFICIENTE DE FORMA EXTERNO PARA PAREDES DE EDIFICAÇÕES DE PLANTA RETANGULAR.	81
TABELA 4.7- COEFICIENTE DE FORMA EXTERNO PARA TELHADOS COM DUAS ÁGUAS, SIMÉTRICOS, EM EDIFICAÇÃO DE PLANTA RETANGULAR.	82
TABELA 4.8- VALORES DE C_{PI} (SOBREPRESSÃO) EM FUNÇÃO DA RELAÇÃO A_{AD}/A_{AS} .	85
TABELA 4.9: VALORES DE C_{PI} (SUCÇÃO) EM FUNÇÃO DA RELAÇÃO A_{AD}/A_{ASE} .	86
TABELA 5.1- VALORES DOS FATORES DE REDUÇÃO.	90
TABELA 6.1- LIMITES PARA DESLOCAMENTOS.	108
TABELA 6.2- LIMITES DE DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS GLOBAIS.	109
TABELA 6.3- DESLOCAMENTOS LIMITES RECOMENDADOS.	110
TABELA 7.1: TENSÃO NO AÇO Σ_{SD} (MPa).	116
TABELA 8.1- DESLOCAMENTOS E RIGIDEZ EQUIVALENTE.	141
TABELA 8.2- PARÂMETRO A	141
TABELA 8.3- RESULTADO DO PROCESSO $P\Delta$ – ETAPA INICIAL	143
TABELA 8.4- RESULTADO DO PROCESSO $P\Delta$ – ITERAÇÃO 1	144
TABELA 8.5- RESULTADO DO PROCESSO $P\Delta$ – ITERAÇÃO 2	145
TABELA 8.6- RESULTADO DO PROCESSO $P\Delta$ – ITERAÇÃO 3	146
TABELA 8.7- SEQUÊNCIA DE INTERVALOS ENTRE AS ETAPAS, AÇÕES ATUANTES E PERDAS CONSIDERADAS.	147
TABELA 8.8- CARGAS E MOMENTOS MÁXIMOS.	148
TABELA 8.9- CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS.	148

TABELA 8.10- COEFICIENTE DE FLUÊNCIA EM CADA FASE _____	155
TABELA 8.11- COEFICIENTE DE RETRAÇÃO. _____	156
TABELA 8.12- VALORES DOS MOMENTOS FLETORES EM VAZIO PARA DÉCIMO DE VÃO. _____	163
TABELA 8.13- VALORES DAS TENSÕES DA BORDA INFERIOR E SUPERIOR EM DÉCIMO DE VÃO.	163
TABELA 8.14- TENSÃO NO AÇO Σ_{SD} (MPA) _____	167
TABELA 8.15- RESULTADO FINAL DA FLECHA NO TEMPO INFINITO. _____	176
TABELA 8.16- VALORES LIMITES DOS DESLOCAMENTOS. _____	176
TABELA 8.17- VALORES DOS DESLOCAMENTOS ENCONTRADOS. _____	177
TABELA B.1- VALORES NUMÉRICOS USUAIS PARA A DETERMINAÇÃO DA FLUÊNCIA E DA RETRAÇÃO. _____	190
TABELA B.2- VALORES DA FLUÊNCIA E DA RETRAÇÃO EM FUNÇÃO DA VELOCIDADE DE ENDURECIMENTO DO CONCRETO. _____	192
TABELA D.1- VALORES PARA CÁLCULO DA ARMADURALONGITUDINAL DE SEÇÕES RETANGULARES. _____	197

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	21
1.1 OBJETIVO	23
1.2 JUSTIFICATIVA	23
1.3 METODOLOGIA	24
1.4 APRESENTAÇÃO DA DISSERTAÇÃO	24
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	27
3. TIPOLOGIA DE GALPÕES PRÉ-MOLDADOS DE CONCRETO	35
3.1 SISTEMAS ESTRUTURAIS DOS GALPÕES	35
3.1.1 Sistemas estruturais com elementos de eixo reto	36
3.1.2 Sistemas estruturais com elementos composto por trecho de eixo reto ou curvo	38
3.1.3 Sistemas estruturais com elementos com abertura entre os banzos	41
3.1.4 Sistemas estruturais de parede portante	42
3.2 ELEMENTOS QUE COMPÕEM OS GALPÕES	43
3.2.1 Elementos de cobertura	45
3.2.1.1 Telhas	45
3.2.1.2 Terças	46
3.2.1.3 Vigas calhas	48
3.2.2 Vigas	49
3.2.3 Pilares	51
3.2.4 Fechamentos laterais e frontais	52
4. AÇÕES A CONSIDERAR NA ESTRUTURA	55
4.1 AÇÕES PERMANENTES	55
4.2 AÇÕES VARIÁVEIS	56
4.2.1 Ações de pontes rolantes e de montagem na cobertura	56
4.2.2 Ação do vento	58
4.2.2.1 Definições	58
4.2.2.2 Efeito do vento	58

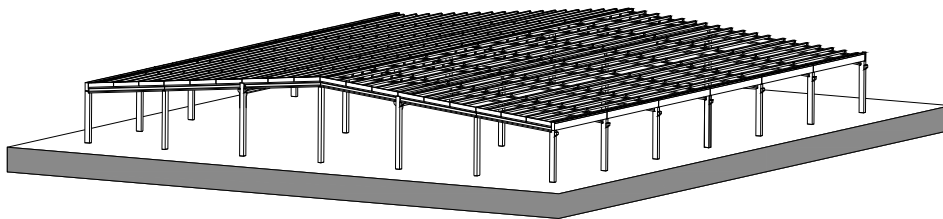
4.2.2.3	O efeito do vento nas edificações _____	59
4.2.2.4	Determinação da velocidade do vento _____	62
4.2.2.4.1	Determinação da velocidade básica do vento _____	63
4.2.2.4.2	Determinação da velocidade característica do vento _____	66
4.2.2.5	Ação do vento e seus coeficientes _____	73
4.2.2.5.1	Teorema da conservação de massa _____	73
4.2.2.5.2	Teorema de Bernoulli _____	75
4.2.2.5.3	Pressão de obstrução _____	75
4.2.2.5.4	Coefficiente de pressão externa _____	77
4.2.2.5.5	Coefficiente de forma _____	78
4.2.2.5.6	Coefficiente de pressão interna _____	83
5.	ESTADOS LIMITES _____	87
5.1	ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS (ELU) _____	87
5.2	ESTADOS LIMITES DE SERVIÇO (ELS) _____	88
5.2.1	Combinações de serviço _____	89
6.	CÁLCULO DOS ESFORÇOS SOLICITANTES E VERIFICAÇÕES _____	91
6.1	MODELO PARA O CÁLCULO DOS ESFORÇOS SOLICITANTES _____	91
6.2	ANÁLISES ESTRUTURAIS _____	99
6.2.1	Tipos de análise estrutural _____	100
6.2.1.1	Análise linear _____	100
6.2.1.2	Análise linear com redistribuição _____	101
6.2.1.3	Análise plástica _____	101
6.2.1.4	Análise não-linear _____	102
6.2.1.4.1	Não-linearidade física _____	102
6.2.1.4.2	Não-linearidade geométrica _____	103
6.3	VERIFICAÇÃO DOS DESLOCAMENTOS _____	107
7.	DIMENSIONAMENTO DAS ARMADURAS LONGITUDINAL E TRANVERSAL DE ELEMENTOS FLETIDOS EM CONCRETO PROTENDIDO _____	111
7.1	CÁLCULO DA ARMADURA LONGITUDINAL _____	111
7.1.1	Tensão na armadura ativa _____	113
7.1.2	Cálculo da armadura longitudinal em vigas com flexão simples _____	116

7.1.2.1 Equacionamento	117
7.2 CÁLCULO DA ARMADURA TRANSVERSAL	119
7.2.1 Inclinação da diagonal de compressão	119
7.2.2 Verificação da compressão diagonal nas bielas de concreto	121
7.2.3 Cálculo da armadura transversal	122
8. EXEMPLO DE PROJETO	125
8.1 DESCRIÇÃO DA ESTRUTURA EXEMPLO	125
8.2 CÁLCULO DAS AÇÕES ATUANTES NO PÓRTICO EXEMPLO	127
8.2.1 Forças devidas ao vento	127
8.2.2 Peso próprio (PP)	137
8.2.3 Sobrecarga acidental (SC)	138
8.2.4 Ponte rolante (PR)	139
8.3 CÁLCULO DO PARÂMETRO α	140
8.4 ANÁLISE DO EFEITO DE SEGUNDA ORDEM: PROCESSO P-Δ	141
8.5 VERIFICAÇÃO DO ELS-DEF	146
9. CONSIDERAÇÕES FINAIS	178
REFERÊNCIAS	181
ANEXO A – Catálogo de ponte rolante	187
ANEXO B – Cálculo da perda de protensão por retração	189
ANEXO C – Cálculo da perda de protensão por fluência	193
ANEXO D – Cálculo da armadura longitudinal de seções retangulares	197

1. INTRODUÇÃO

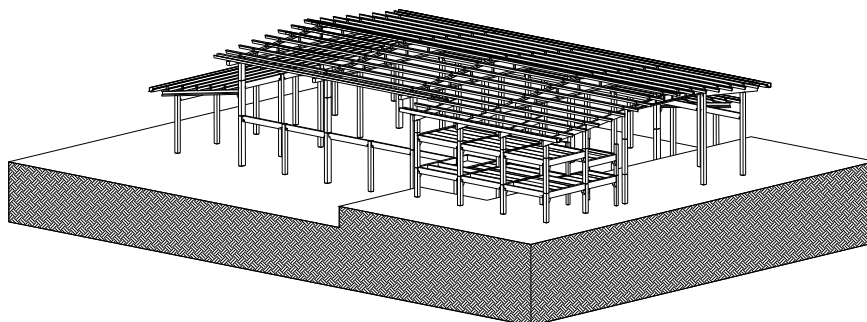
Inicialmente é preciso dizer que se considera aqui como galpões apenas as edificações em que a estrutura é constituída de pórticos que segundo alguns autores como EL DEBS (2000), podem ser classificados como estrutura de edifício de um pavimento. Usualmente as edificações de galpões são desprovidas de pavimentos, como pode ser visto na Figura 1.1, ou quando os mesmos existem, não ocupam toda a área da edificação, conforme ilustrado na Figura 1.2. Esta ausência de pavimento (laje) caracteriza o tipo da estrutura que acaba dependendo dos pilares e vigas formando um pórtico para garantir a estabilidade global. Assim, os galpões são bastante empregados para obras industriais, surgindo desta finalidade outra classificação: aqueles que possuem ponte rolante e os que não possuem. Os primeiros costumam ter pilares com ação vertical de grande intensidade, já no segundo tipo a flexão decorrente da ação lateral do vento pode ser mais significativa que a compressão causada pelas as ações verticais.

Figura 1.1- Esquema típico de uma estrutura de galpão composta de pilares, traves, vigas e terças.



(FONTE: Iga Engenharia e Consultoria 2009)

Figura 1.2- Esquema típico de uma estrutura de galpão com mezanino.



(FONTE: Iga Engenharia e Consultoria 2009)

Camila Rodrigues (2012)

Nas obras mais recentes de pré-fabricados não se menciona especificamente este tipo de edificação, como, por exemplo, em ELLIOTT (2002) em que a classificação deste tipo de elemento seria a de estrutura em forma de “esqueleto”. A edição mais recente de MELLO (2004, p.12) cita que galpões é uma das cinco linhas de atuação do pré-fabricado no Brasil, conceituando galpões como sendo:

Estruturas em que predominam os grandes vãos livre, para ocupação interna. Normalmente são estruturas sem pavimentos intermediários, protegidos por coberturas com telhas com suportes metálicos ou de concreto. Do ponto de vista técnico, este tipo de edificação, tem como principal característica estrutural pilares sujeitos a grandes esforços de momentos fletores e baixa carga vertical.

Nenhuma das duas obras citadas discorre sobre o cálculo deste tipo de sistema estrutural, ora identificam elementos (telha, vigas, lajes, pilares etc.) ora identificam a edificação (com pavimentos) para realizar procedimentos de análise. Apenas EL DEBS (2000) faz indicações de sistemas estruturais (chamados por ele de um pavimento) de galpões.

Desta forma fica claro que uma das principais ações a ser estudada neste tipo de estrutura é a ação de vento. Nas estruturas do tipo galpão esta ação (vento) pode ser a mais importante que outras e não deve ser relegada a um plano secundário, mesmo para os galpões de pequena altura.

Conhecida a ação do vento é preciso verificar que esforços solicitantes são gerados na estruturas considerando as diversas combinações e até se alguns elementos, por exemplo, tirantes deixam de funcionar em algumas situações de ação. Os textos existentes sobre o assunto referem-se, em geral, a estruturas metálicas. No caso do concreto pré-fabricado, que é o estudado neste trabalho, há necessidade de se considerar, por exemplo, se o efeito da fissuração do concreto pode influenciar os esforços e as ligações, que se comportam, em geral, de forma diferente que as existentes em estruturas metálicas e em estruturas de concreto moldado no local. Também, como é visto na breve revisão a questão da ligação entre elementos deve ser considerada, pois pode haver rotação relativa entre eles, e já há alguns estudos que consideram as ligações semi-rígidas entre pilar e trave dos galpões como em MIOTTO (2002) que estudou dois tipos de ligações viga-pilar de estruturas de concreto pré-moldado

Antes da determinação das ações é preciso antever qual o sistema de pórtico é mais adequado para a estrutura em questão: com ou sem tirante; com trave inclinada ou horizontal, com rotula central na trave, com fundações rígidas à flexão etc.

Estudos de estabilidade global e deformação sob a ação de vento e carga vertical considerando a não linearidade geométrica e física ainda não estão disponíveis em

programas comerciais dificultando a realização das mesmas. No caso da estabilidade global também não há indicações claras de procedimento pelas normas especialmente a de concreto (Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT)) NBR 6118:2007 e (ABNT) NBR 9062:2006. Este assunto é, portanto objeto de pelo menos um estudo exploratório.

1.1 OBJETIVO

Sistematizar os cálculos e verificações necessários para calcular e detalhar sistemas estruturais em galpões de concreto pré-fabricado de forma que resultem em estruturas seguras, estáveis, funcionais e duráveis.

Como objetivo secundário deseja-se fornecer um texto que proponha discussões e soluções aos problemas relacionados com as principais etapas da análise estrutural, de maneira que possa ser reproduzido e aplicado em estruturas semelhantes.

1.2 JUSTIFICATIVA

Pode-se dizer que os galpões de concreto estão cada vez mais sendo usados e representam parcela importante do mercado da construção industrializada. No entanto, a literatura sobre a sistemática de cálculo e tipologia de elementos, principalmente em língua portuguesa é bastante escassa. Em breve revisão feita em livros e artigos, pouco material específico foi encontrado. Assim, fica clara a pertinência de se procurar organizar o material existente e através dos fundamentos da análise de estrutura e da técnica do cálculo de concreto, além das normas estruturais, criar procedimentos de projeto deste tipo de estrutura.

No projeto de estruturas pré-moldadas todas as vigas são calculadas para se considerar as fases de execução, de montagem e de uso. Assim o projeto deste tipo de elemento é bem diferente daquele realizado em estruturas moldadas no local em que só interessa praticamente a situação final.

Outra diferença entre estruturas pré-moldadas e estruturas realizadas pelo método tradicional (moldado no local, monolítico), com relação ao comportamento estrutural, é a presença de ligações entre os elementos.

O estudo das ligações é muito importante porque está intimamente relacionado com o comportamento da estrutura, sendo responsável pela transmissão e redistribuição dos esforços na mesma.

Como questão pessoal a autora trabalhou em duas empresas de projeto nas quais grande parte, talvez a maior, dos projetos se referiam a este tipo de estrutura e percebeu a grande dificuldade que existe para as considerações de critérios de projeto, verificação, dimensionamento e mesmo detalhamento pela ausência de bibliografia específica. Desta forma, a idéia é que o estudo desenvolvido neste mestrado seja aplicado ao cotidiano de projeto da autora.

1.3 METODOLOGIA

Para atingir o objetivo desejado são pesquisadas e reunidas informações sobre o tema, estudadas as teorias relacionadas e feito análises racionais e dedutivas. Através da solução de exemplos práticos espera-se consolidarem-se os conhecimentos necessários para um entendimento mais claro do assunto e facilitando a sua aplicação.

1.4 APRESENTAÇÃO DA DISSERTAÇÃO

Esta dissertação está dividida em nove capítulos, conforme são ilustrados a seguir:

Capítulo 1 – Introdução: Relata sobre alguns tipos de galpão e sua finalidade, os objetivos da dissertação, justificativas para escolha do tema e metodologia aplicada no trabalho.

Capítulo 2 – Revisão Bibliográfica: Apresenta explicações e teorias da análise e dimensionamento já estudadas por outros autores, assim como as normas vigentes sobre o assunto.

Capítulo 3 – Tipologia de Galpões Pré-Moldados de Concreto: Apresenta um estudo a respeito das tipologias de galpões de concreto pré-moldado, onde procurou-se pesquisar nos livros específicos da área os sistemas estruturais adotados e na internet procurou-se pesquisar as peças pré-fabricadas comumente utilizadas nestas edificações.

Capítulo 4 – Ações a Considerar na Estrutura: É feito um estudo a respeito de todas as ações presentes na estrutura citadas nas normas específicas, de modo especial a ação do vento, que é uma das mais importantes em galpões.

Capítulo 5 – Estados Limites: Apresenta as verificações que devem ser feitas para esse tipo de estrutura tanto no Estado Limite de Serviço (ELS) e no Estado Limite Ultimo (ELU) com seus respectivos coeficientes para cada combinação.

Capítulo 6 – Cálculo dos Esforços Solicitantes e Verificações: Apresenta as considerações para cálculo dos esforços solicitantes e para análise estrutural.

Capítulo 7 – Dimensionamento da Armadura Longitudinal e Transversal de Elementos Fletidos em Concreto Protendido: Relata as principais etapas para o dimensionamento da armadura longitudinal utilizando o sistema de protensão com aderência inicial e utiliza-se o efeito da protensão para determinar a armadura transversal.

Capítulo 8 – Exemplo Numérico: Apresenta um exemplo numérico de um galpão, exemplificando algumas teorias apresentadas ao longo da dissertação.

Capítulo 9 – Considerações Finais e Sugestões para Trabalhos Futuros: Mostra algumas considerações importantes na confecção de um estudo relacionado a análise e dimensionamento de galpões e sugestões interessantes a serem desenvolvidas em trabalhos futuros.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

A (ABNT) NBR 6123:1988 - Forças devidas ao vento em edificações, além da formulação e critério para o cálculo de ações de vento têm em seu interior uma série de tabelas obtidas em túnel de vento para serem aplicadas às estruturas mais usuais.

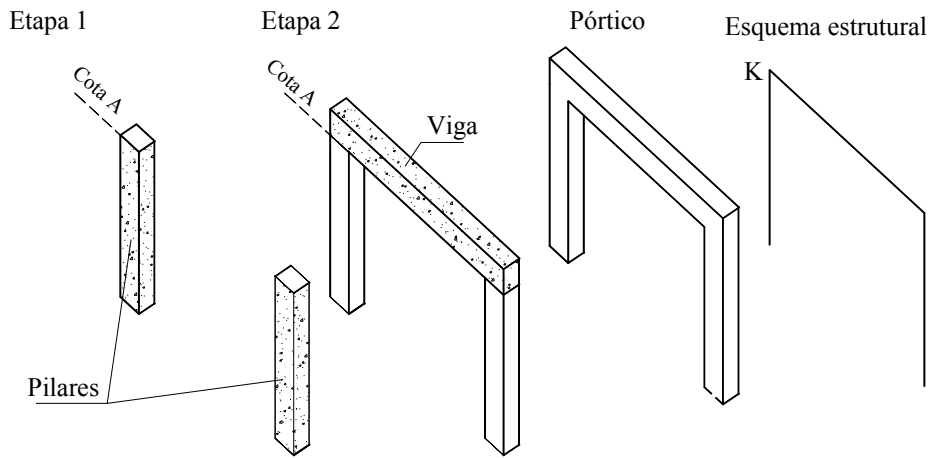
A utilização de estruturas pré-moldadas de concreto vem aumentando cada vez mais no Brasil, MOTA (2005) apresenta aspectos importantes relativos à concepção estrutural, as verificações das fases transitória dos elementos isolados, das etapas de montagem da estrutura e suas ligações, e ainda a verificação da estabilidade global da estrutura pronta.

Considera-se como monolitismo a propriedade decorrente da capacidade que um concreto novo tem de aderir a um mais antigo e armado adequadamente transferir os esforços (tomados certos cuidados antes e na execução da segunda concretagem). A estrutura executada, como mostrada na Figura 2.1, funciona como se tivesse sido feita de uma única vez, ou seja, monolítica. Desta forma em torno do ponto K as deformações são compatíveis. Assim, na seção da face do pilar e a imediatamente a sua direita (já na viga) tem-se a mesma rotação. O mesmo não ocorre com as pré-moldadas em que normalmente a ligação entre viga e pilar terá uma situação intermediária entre a permissão de rotação relativa no nó com o impedimento total.

Na etapa 1 constrói-se os pilares concretando-se até o nível A. Na segunda etapa concreta-se a viga obtendo-se o pórtico definitivo. Finalmente no esquema estrutural na região próxima ao ponto A as seções tem comportamento similar.

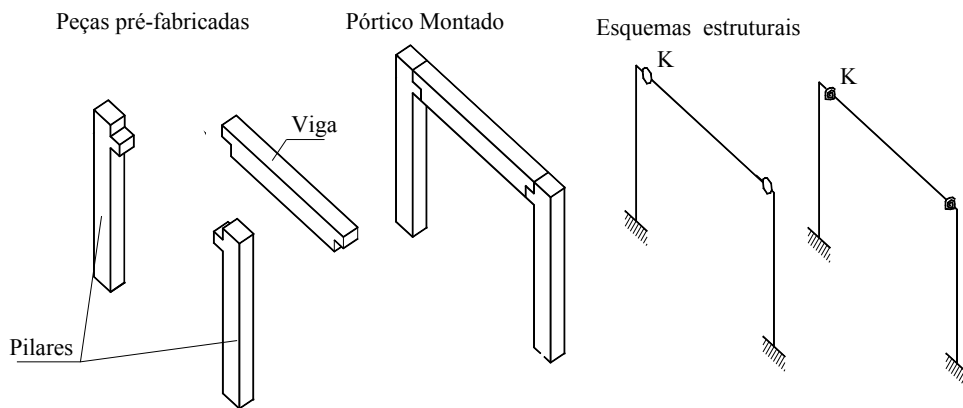
Assim nas estruturas pré-moldadas, mesmo em concreto armado, como a indicada na Figura 2.2 diferentemente do caso anterior pode haver um giro relativo entre o pilar e a viga. Este giro pode ser qualquer se a ligação for feita para que haja uma rótula (primeiro esquema estrutural indicado na Figura 2.2) ou pode ser uma ligação semi-rígida à flexão impedindo parcialmente a rotação (segundo esquema estrutural indicado na Figura 2.2).

Figura 2.1- Execução de um pórtico de concreto armado moldado no local.



(FONTE: Mota, 2005)

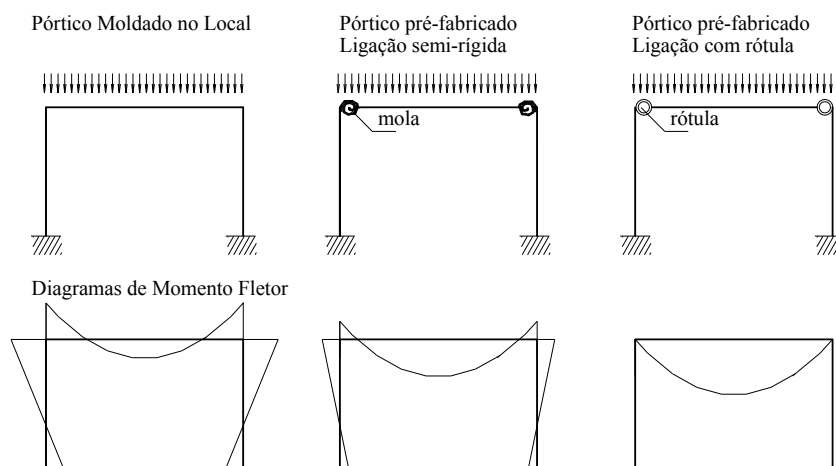
Figura 2.2- Estrutura de pórtico feita com elementos pré-moldados. Esquema estrutural pode indicar que a ligação entre a viga tem rotação totalmente livre ou parcialmente impedida.



(FONTE: Mota, 2005)

Na Figura 2.3 são mostrados os esquemas estruturais da solução de um pórtico moldado no local e outro pré-moldado com o uso de rótula e com ligação semi-rígida.

Figura 2.3- Pórticos moldados no local e pré-fabricados com ligação semi-rígida e rótula e respectivos diagramas de momento fletor.



(FONTE: Ferreira, et al. 2002)

Na verdade o uso da pré-moldagem conduz a uma maior racionalização, ou seja, a aproximação do serviço artesanal das edificações normais para o serviço fabril em que as etapas de trabalho se repetem, e podem ser usados equipamentos e máquinas propícias para a execução do trabalho. Com o uso das vigas pré-moldadas é possível, portanto aumentar a velocidade de trabalho e permitir que na montagem ocorra, já em funcionamento, um sistema de contraventamento. Explicando melhor: assim que se termina a concretagem dos pilares pode-se iniciar a montagem das vigas e lajes (que podem neste caso também ser constituídas de pré-lajes) faz-se as ligações viga-pilar e finalmente concretiza-se a capa que completa a laje e estabelece a ligação de pórtico (vigas e pilares). Assim praticamente se evita escoramento e todo o procedimento é bastante repetitivo, com o uso de um número reduzido de trabalhadores e com o emprego apenas de equipamentos.

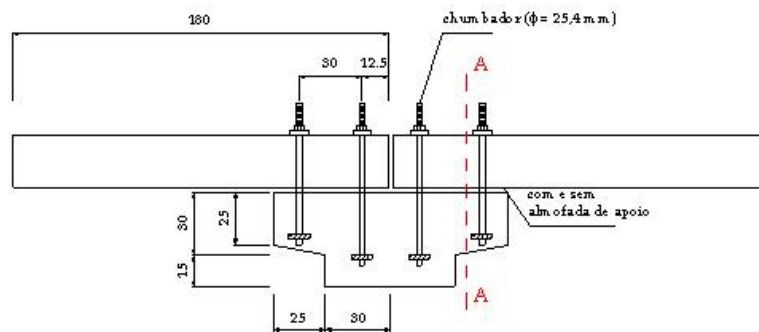
Em construções em que se precisa ter uma grande velocidade de execução, diminuir o uso de fôrmas e evitar o uso de escoramentos e ainda melhorar as condições de trabalho e segurança, o sistema do emprego de vigas pré-fabricadas é adequado e pode ser competitivo em preço quando comparado com outras soluções. Permite ainda, se for o caso, o uso da pré-tração que leva a uma maior economia de armadura assim como uma maior resistência a fissuração das vigas melhorando seu trabalho em serviço.

No Brasil não existe uma ampla disponibilidade de dados sobre estruturas pré-moldadas de concreto, mas seu estudo vem se intensificando. FERREIRA (1993) em sua dissertação de mestrado desenvolveu analiticamente expressões para a determinação da deformabilidade de alguns tipos de ligações pré-moldadas. MIOTTO (2002) estudou dois

Camila Rodrigues (2012)

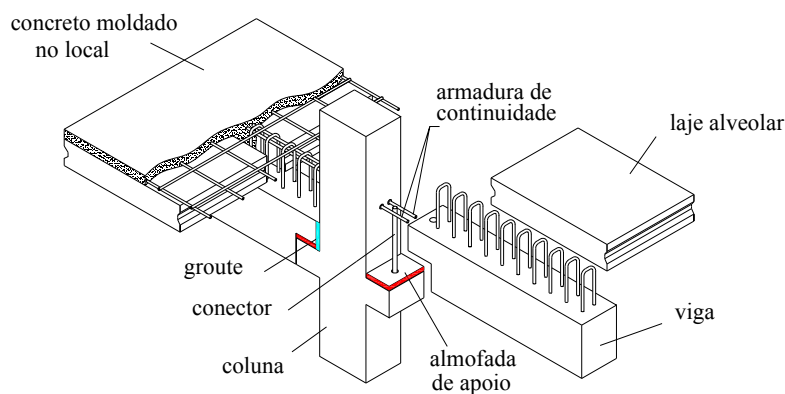
tipos de ligações viga-pilar de estruturas de concreto pré-moldado. A primeira ligação é muito utilizada em galpões industriais, com sistema estrutural de pórticos para telhado com duas águas (ver Figura 2.4) e a segunda utilizada em estruturas de edifícios com múltiplos pavimentos (ver Figura 2.5).

Figura 2.4- Primeiro tipo de ligação estudado por MIOTTO.



(FONTE: Miotto, 2002)

Figura 2.5- Segundo tipo de ligação estudado por MIOTTO.



(FONTE: Miotto, 2002)

SILVA et al. (2005) estudaram o dimensionamento e análise de um galpão para fins agroindustriais. O objetivo era sistematizar e automatizar os procedimentos de cálculo de um galpão constituído com cobertura de duas águas, composto por sucessivos pórticos planos. O pórtico-tipo era constituído de vigas e pilares de alma cheia, sendo os pilares rotulados nas fundações. Para análise estrutural do pórtico utilizou-se o programa computacional *SAP-2000* e para o dimensionamento dos elementos estruturais, rotinas de cálculo foram estabelecidas e automatizadas em um programa de computador desenvolvido em linguagem *DELPHI*. Os resultados obtidos são ainda parciais, pois o programa desenvolvido para o dimensionamento

ainda apresenta limitações, porém já é um grande avanço para o estudo de galpões pré-moldados voltados para uso agro-industrial.

FERREIRA et al., (2002) apresenta um modelo teórico para projeto de ligações viga-pilar resistentes à flexão, no qual a resistência e a rigidez à flexão da ligação são consideradas simultaneamente no cálculo. O comportamento semi-rígido da ligação é obtido através de cálculo analítico, onde o detalhamento da ligação pode ser modificado para se obter a rigidez desejada, além do cálculo da resistência. Embora os estudos de FERREIRA e seu grupo estejam voltados a edificações com pisos, as ligações em questão podem ser usadas em pórticos com traves horizontais.

As ligações são regiões que se comportam de maneira complexa, onde ocorrem concentrações de tensões, e merecem, portanto, uma atenção especial de pesquisadores e projetistas. As ligações, de uma maneira geral, não se comportam exatamente da forma que são consideradas na análise estrutural, pois estas são idealizadas de modo a permitir ou impedir totalmente os deslocamentos relativos entre os elementos, o que não acontece na realidade. O que ocorre é que as ligações apresentam certa deformação quando solicitadas, sendo denominadas *semi-rígidas*. Desta forma a análise estrutural pode apresentar imprecisões, dependendo de cada caso.

Complementando o estudo teórico, foram realizados ensaios físicos de dois modelos de ligações viga-viga sobre cabeça de pilar, onde a armadura negativa é inserida em concretagem no local sobre a viga pré-moldada. Os valores teóricos foram comparados com os resultados experimentais, onde as ligações apresentaram fatores de rigidez entre 0,75 a 0,83, comparados com valores analíticos entre 0,74 a 0,76. Já os momentos reduzidos nas ligações variaram entre 83% a 90% da resistência nominal negativa na extremidade da viga, enquanto os valores analíticos correspondentes variaram entre 81% a 83%.

CATOIA (2006) mostra como pode ser feito o projeto de viga pré-moldada com protensão inicial considerando as ligações com os pilares com comportamento semi-rígido. Considerou-se na análise o efeito da deformabilidade das ligações na redistribuição dos esforços e deslocamentos. Dessa forma foi escolhida uma ligação viga-pilar típica com resistência à flexão, contendo armadura negativa de continuidade na borda superior da extremidade da viga. A ligação semi-rígida é conseguida através da armadura negativa de continuidade passante no pilar. A avaliação do efeito das ligações na extremidade de uma viga pré-moldada em concreto protendido com protensão inicial é realizada através de processo de cálculo desenvolvido pelos autores.

Com estes resultados foi possível avaliar a redistribuição dos momentos negativos em função das rotações nas ligações viga-pilar. Tais resultados experimentais são importantes para ajustar os modelos teóricos e procedimentos de projeto aplicáveis às vigas pré-moldadas protendidas com a consideração do efeito das ligações semi-rígidas.

Com os resultados obtidos considerando o ELS, pode-se observar que a porcentagem resultou em um valor inferior ao adotado, ou seja, a armadura negativa utilizada poderia ter uma área inferior a calculada, uma vez que apenas 70% do momento de engastamento é mobilizado na ligação.

Através dos resultados obtidos, pode-se notar que no ELS a ligação apresenta um fator de restrição e conseqüentemente uma porcentagem de engastamento superior quando comparado ao ELU, podendo observar a diminuição da rigidez da viga e da ligação.

Além disso, CATOIA (2006) observou que quando se considera o efeito da deformação da ligação sobre o comportamento da viga é possível a obtenção de diferentes taxas de armadura, momentos fletores e flechas comparando com a viga sem a consideração deste efeito.

AMARAL (2007) estudou o comportamento semi-rígido de um tipo de ligação viga-pilar muito usada nas estruturas pré-fabricadas de concreto, com chumbadores, tendo em vista que esta tem um comportamento muito específico e intermediário aos comportamentos tradicionais considerados: rotulados ou totalmente rígido. Para isto foi desenvolvido um trabalho experimental com ensaio em escala real do pórtico. Conclui-se que esse tipo de ligação de viga-pilar com chumbadores apresentam uma flexibilidade significativamente maior que a calculada teoricamente e que foi observada em experimentos com protótipos desse tipo de ligação, como em SOARES (1998) e MIOTTO (2002).

Foi observado que o modo de ruptura do pórtico está intimamente ligado ao comportamento das ligações viga-viga que comumente é considerada como rotulada.

KATAOKA (2007) em sua dissertação de mestrado estudou a continuidade em ligações laje-viga-pilar em estruturas pré-moldadas, com a realização de uma investigação experimental quanto a contribuição da parcela de armadura passante ao lado do pilar na capa da laje tanto para a resistência quanto para a rigidez à flexão (sua relação momento-rotação) efetiva da ligação laje-viga-pilar, considerando diferentes detalhamentos para as armaduras de continuidade passantes no pilar (na região de preenchimento da viga entre lajes e na capa da laje) e para as armaduras de costura.

Foram realizados ensaios para a caracterização das ligações, com modelos cruciformes com vigas em balanço, onde foram medidos tanto a relação momento-rotação

relativa viga-pilar quanto à relação momento-curvatura na zona de distúrbio na extremidade da viga. Nesses ensaios foram avaliadas a segurança, a rigidez e a ductilidade da ligação, assim como a eficiência da continuidade das ligações laje-viga-pilar para diferentes detalhamentos correntes e para as armaduras de continuidade passantes no pilar e as armaduras de costura, com vistas em fornecer informações práticas de projeto.

Segundo FERREIRA (1999) as ligações apresentam-se como regiões de descontinuidade que podem ou não mobilizar deslocamentos e esforços decorrentes dos elementos por elas ligados, fazendo com que haja uma redistribuição desses esforços ao longo da estrutura, interferindo no comportamento da mesma. As ligações viga-pilar que são projetadas para transmitir os momentos fletores devem apresentar resistência, rigidez e ductilidade. Tais ligações podem levar a significativa economia em certas situações, como por exemplo, as seções dos pilares no pórtico estrutural podem ser reduzidas aumentando a rigidez das ligações viga-pilar.

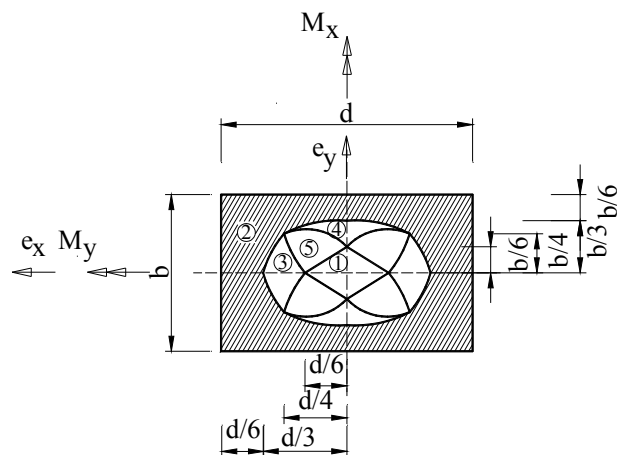
Em geral, as ligações resistentes à flexão são utilizadas com os seguintes propósitos:

- Estabilizar e aumentar a rigidez em pórticos pré-moldados;
- Diminuir a altura dos elementos resistentes à flexão;
- Distribuir momentos de segunda ordem para as vigas e lajes, e conseqüentemente reduzir os momentos no pilar;
- Aumentar a resistência ao colapso progressivo.

É comum para pórticos com apenas dois pilares, o uso de fundação que impeça a rotação dos mesmos. O problema é que ação vertical sendo de pequena intensidade conduz geralmente a uma tração em uma das estacas no caso de fundação profunda.

Quando se considera uma sapata como fundação é comum supor que a rotação do pilar no contato com a mesma seja impedida (engastamento). Desta forma o cálculo da tensão no solo é feito considerando flexão normal ou oblíqua cujas expressões para determinação de tensões podem ser vistas em MONTROYA (1991) ou as encontradas em MANNHEIN (1977), válidas para diversas regiões da sapata, conforme pode ser visto na Figura 2.6.

Figura 2.6- Regiões de aplicação da carga com excentricidades e_x e e_y .



(FONTE: Mannhein, 1977)

Cabe destacar que o gráfico da figura acima acaba por fornecer o critério do tamanho da sapata no que diz respeito da região sem tensão que corresponde a situação 2 do gráfico, ou seja $e \leq d/3$ (d é a dimensão da sapata)

3. TIPOLOGIA DE GALPÕES PRÉ-MOLDADOS DE CONCRETO

De acordo com MORENO JÚNIOR (1992), galpões são edificações térreas com grandes dimensões em planta e destinadas a usos múltiplos: industrial, comercial ou agrícola. O fato de ser uma edificação térrea, com uma função bem específica, permite a padronização de alguns elementos e facilita, desta forma, a modulação dos mesmos. Isso justifica a grande utilização de tais edificações em grande escala na indústria de pré-moldados do Brasil.

De acordo com SOARES (1998), no Brasil os galpões de elementos pré-fabricados de concreto, com sistema estrutural de pórticos para telhado de duas águas, têm sido amplamente aplicados, apresentando muito boa funcionalidade e competitividade econômica.

3.1 SISTEMAS ESTRUTURAIS DOS GALPÕES


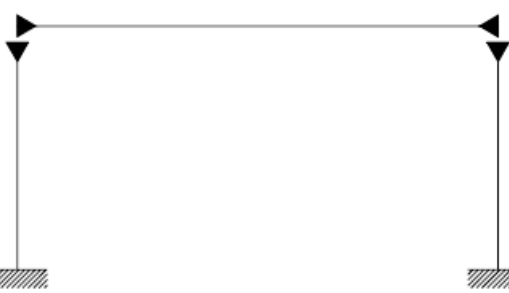
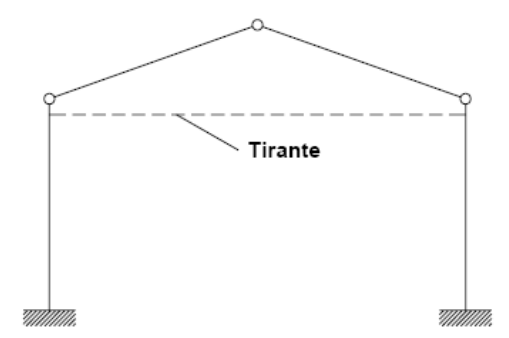
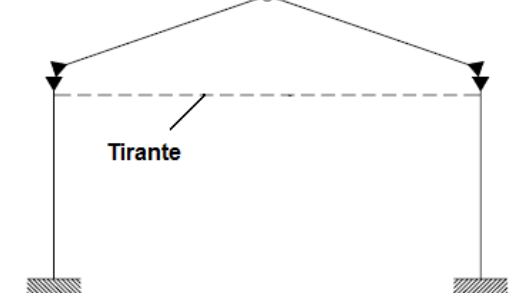
Há uma quantidade muito grande de tipos de galpões que podem ser projetados em pré-moldados de concreto armado e protendido. Também há a possibilidade de alternativas híbridas, como, por exemplo, pilares de concreto pré-moldado e cobertura metálica ou de madeira.

Quanto aos sistemas estruturais em concreto pré-moldado para galpões os mesmos podem ser divididos em: sistemas estruturais de esqueleto com elementos de eixo retos, com elementos compostos por trechos de eixo reto ou curvo, com elementos com abertura entre banzos e sistemas estruturais de parede portante.

3.1.1 Sistemas estruturais com elementos de eixo reto

Pelo fato de os elementos de eixo reto apresentarem facilidades na fase de produção do galpão, eles são considerados, em princípio, mais adequados para pré-fabricados. Porém, esse tipo de sistema estrutural é pouco favorável em relação à distribuição dos esforços solicitantes. A seguir, são ilustrados na Tabela 3.1, retirada de EL DEBS (2000) os sistemas estruturais usualmente empregados.

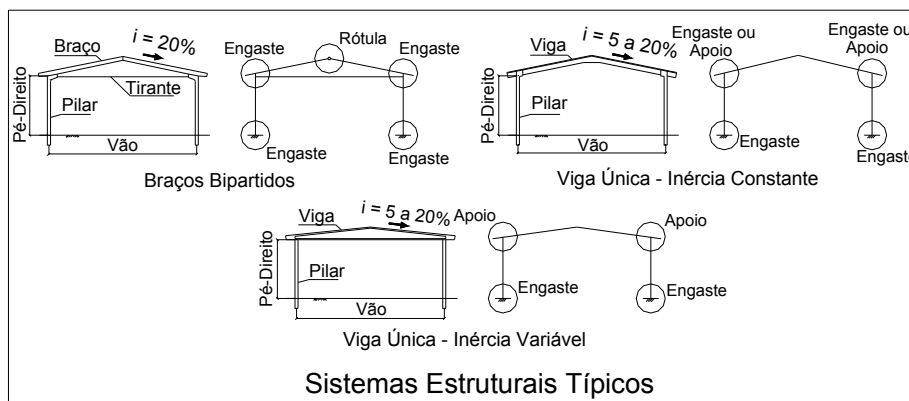
Tabela 3.1- Formas básicas dos sistemas estruturais com elementos de eixo reto.

Classificação	Forma Básica	Características
a) Pilares engastados na fundação e viga articulada nos pilares		Devido à facilidade na montagem e nas ligações, é uma das formas mais utilizadas no mercado. A estabilidade global é garantida pelos pilares engastados na fundação.
b) Pilares engastados na fundação e viga engastada nos pilares		Forma básica utilizada quando os momentos fletores nos pilares atingem números significativos. Tal modelo é utilizado quando os pilares são altos ou quando há ou não presença de pontes rolantes. A estabilidade global é garantida pela ligação viga-pilar se comportar como engaste.
c) Pilares engastados na fundação e dois elementos de cobertura articulados		Forma utilizada em construções pré-moldadas leve, onde a cobertura é inclinada e há presença de tirante no topo dos pilares. Para garantir a estabilidade global adota-se, normalmente, contraventamento na direção perpendicular aos pórticos.
d) Com ligação rígida entre os pilares e os dois elementos de cobertura		É menos empregada que a alternativa c, devido a ligação engastada entre pilar e elemento de cobertura. Os pilares podem ser engastados ou articulados na fundação. A estabilidade global é garantida da mesma maneira que a emprega na situação c.

(FONTE: El Debs, 2000)

ISAIA (2002) apresenta três tipos mais simples de tipologia de galpões como indica a Figura 3.1.

Figura 3.1- Galpões pré-moldados de concreto armado e esquema estrutural empregado.

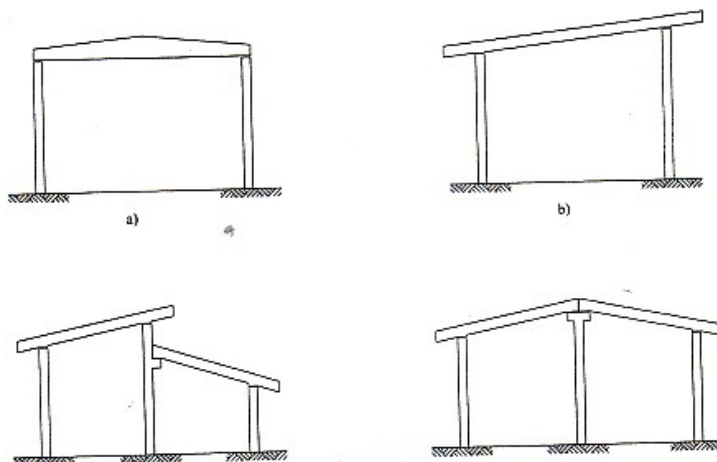


(FONTE: Isaia, 2002)

Desta forma os três tipos são o do pórtico com uma rotula (Figura 3.1 canto superior a esquerda), o pórtico com dois pilares e uma viga inclinada com ligação rígida (Figura 3.1 canto superior a direita) e finalmente o pórtico com dois pilares e uma viga inclinada com ligação rotulada.

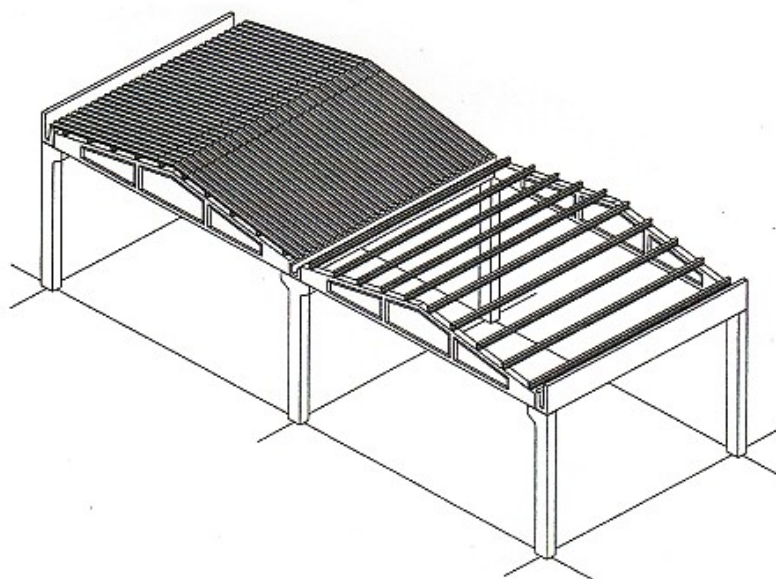
Na Figura 3.2 e na Figura 3.3, ambas também retiradas de EL DEBS (2000), pode ser observado esquemas construtivos derivados das formas básicas, como, vigas em balanço, viga inclinada em relação a horizontal, vãos com alturas diferentes e galpões com sistema estrutural com elementos de eixo reto, respectivamente.

Figura 3.2- Esquemas construtivos com elementos de eixo reto.



(FONTE: El Debs, 2000)

Camila Rodrigues (2012)

Figura 3.3- Exemplo de sistemas estruturais com elementos de eixo reto.

(FONTE: El Debs, 2000)

3.1.2 Sistemas estruturais com elementos composto por trecho de eixo reto ou curvo

No caso dos sistemas estruturais com elementos compostos por trechos de eixo reto ou curvo, em forma de arco, resulta em melhor distribuição de esforços solicitantes. Porém, há a dificuldade de execução, transporte e montagem.

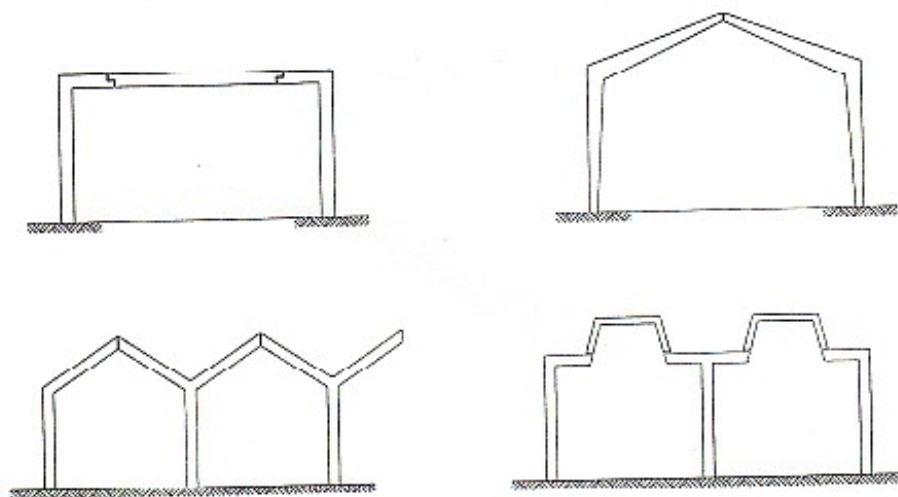
Esses tipos de sistemas estruturais mais usados e esquemas construtivos derivados da forma básica podem ser visto na Tabela 3.2 e na Figura 3.4, respectivamente.

Tabela 3.2- Formas básicas dos sistemas estruturais com elementos compostos por trechos de eixo reto.

Classificação	Forma Básica	Características
a) Com elementos engastados na fundação e duas articulações na trave		<p>Forma cujas articulações são dispostas próximas a região de momento fletor nulo. É conhecido como sistema lambda. O tirante é usado para que a estrutura empregada seja mais leve.</p>
b) Com elementos em forma de “U”		<p>Moldagem dos elementos deste sistema é feita no local e na posição horizontal devido as limitações de fabricação, montagem e transporte. Além da forma U, os elementos podem ser na forma de TT quando se quiser balanços.</p>
c) Com elementos em forma de “L” ou “T”		<p>Forma ideal para galpões altos e estreitos de um só vão.</p>

(FONTE: El Debs, 2000)

Figura 3.4- Esquemas construtivos com elementos compostos por trecho de eixo reto.



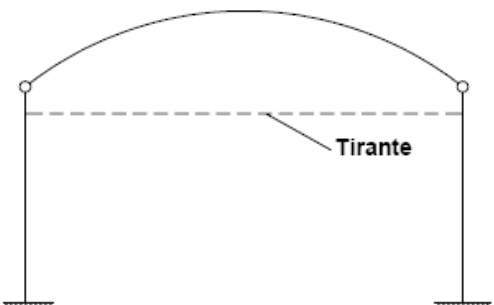
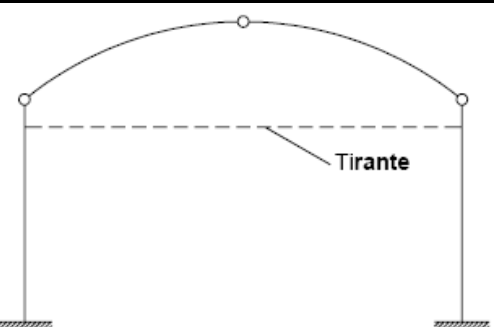
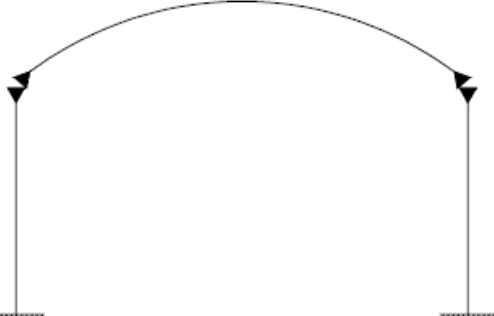
(FONTE: El Debs, 2000)

Camila Rodrigues (2012)

Por sua vez, o emprego de elementos com eixo curvo, formando arcos, refere-se apenas à cobertura. A forma de arco possibilita redução da flexão, ocasionando uma significativa redução do consumo de materiais e, assim, do peso dos elementos.

A forma básica dos elementos estruturais com elementos de eixo curvo é ilustrada na Tabela 3.3, retirada de EL DEBS (2000).

Tabela 3.3- Formas básicas dos sistemas estruturais com elementos de eixo curvo.

Classificação	Forma Básica	Características
<p>a) Com um elemento articulado nos pilares</p>		<p>O emprego de elementos na cobertura pode resultar na diminuição de até 50% no peso da estrutura.</p>
<p>b) Com dois elementos articulados nos pilares e entre si</p>		<p>O uso do tirante neste caso e no caso a é obrigatório. São ideais para vãos acima de 30 metros.</p>
<p>c) Com um elemento engastado nos pilares</p>		<p>Tal sistema, apesar de ser uma alternativa, não é muito utilizado pelo fato da necessidade de execução de uma ligação viga-pilar rígida.</p>

(FONTE: El Debs, 2000)

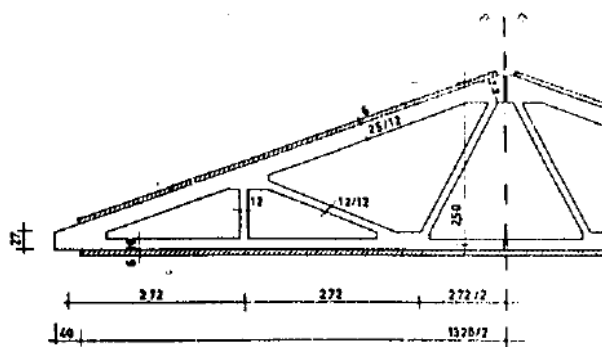
3.1.3 Sistemas estruturais com elementos com abertura entre os banzos

Os sistemas estruturais com elementos com abertura entre os banzos correspondem a alternativas da forma de elementos que podem ser em treliça, vigas Vierendel ou vigas armadas. A característica principal destas formas de elementos é a redução do consumo de materiais, e conseqüentemente, do peso dos elementos.

Segundo MORENO JUNIOR (1992), a difusão da utilização dos elementos treliçados justifica-se pelas suas propriedades como elemento pré-moldado. As vigas em treliça podem servir para vencer grandes vãos ou suportar grandes cargas e serem de 2 a 3 vezes mais leves que aquelas em que se adota seção de alma cheia para os mesmos fins. Tal característica incide numa economia significativa tanto de material como no processo construtivo.

A Figura 3.5, mostra um exemplo de treliça triangular que pode vencer vão de até 30 metros quando executadas em um única peça, para o caso de maiores vãos a mesma pode ser subdividida em peças menores.

Figura 3.5- Treliça de formato triangular, fabricada em duas partes.



[MEDIDAS EM CM]

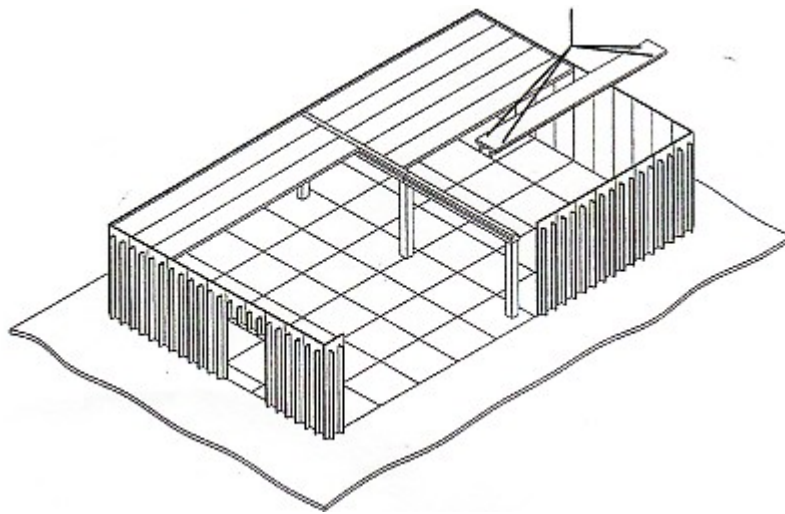
(FONTE: Moreno Junior, 1992)

Tal sistema estrutural não é muito encontrado no Brasil pela dificuldade em executar tais peças, além disso, não é recomendado para concreto pré-fabricado uma vez que as peças nem sempre são iguais e as fôrmas não podem ser reaproveitadas.

3.1.4 Sistemas estruturais de parede portante

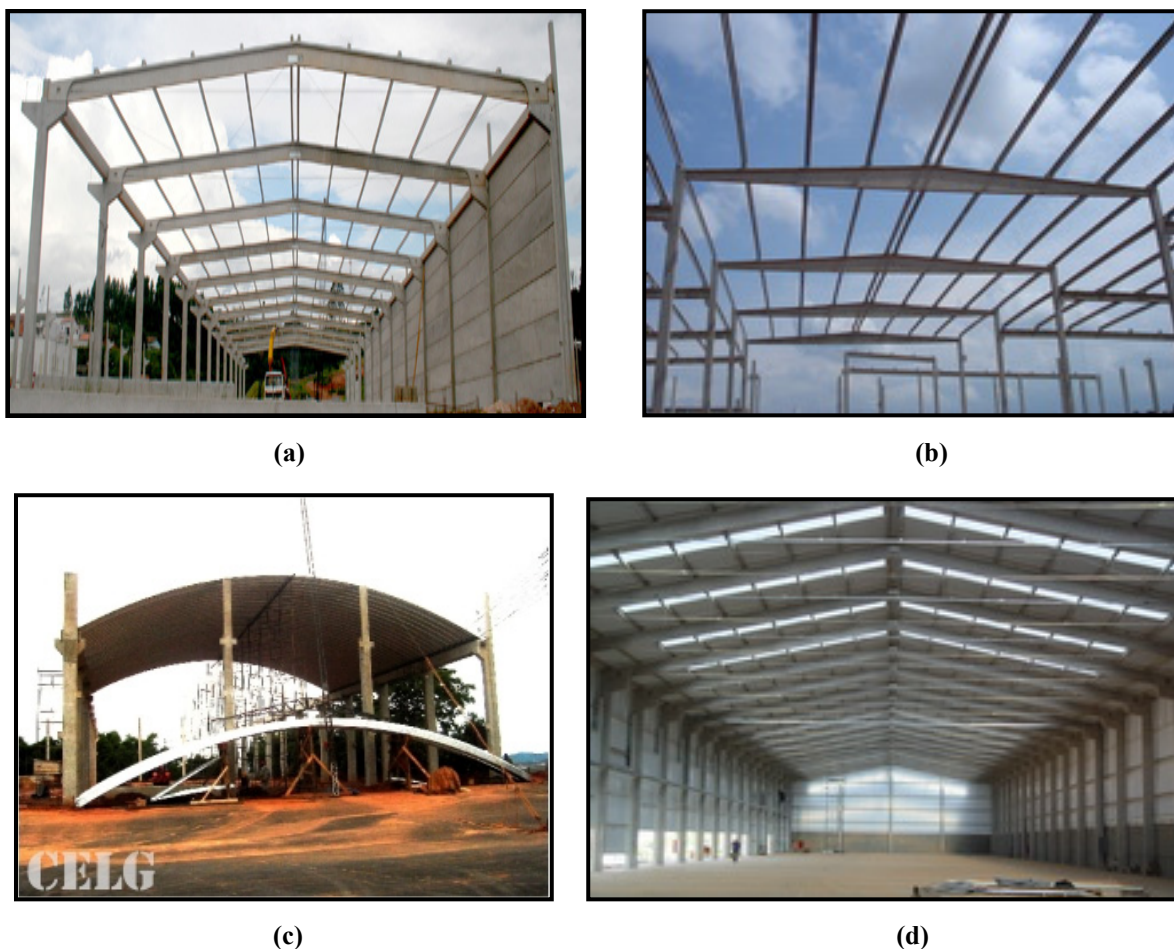
Nos sistemas estruturais de parede portante, as mesmas além de proporcionar o fechamento de galpões servem também como apoio para a cobertura. Normalmente, apenas as paredes externas têm essa função. Logo, quando se tem galpões com grandes dimensões em planta, a parte interna é composta por sistema de esqueleto, conforme pode ser observado na Figura 3.6.

Figura 3.6- Exemplo de sistema estrutural de parede portante.



(FONTE: El Debs, 2000)

A seguir, na Figura 3.7 são ilustrados alguns exemplos das formas básicas apresentadas anteriormente.

Figura 3.7- Exemplos de formas básicas apresentadas nas Tabela 3.1 a Tabela 3.3.

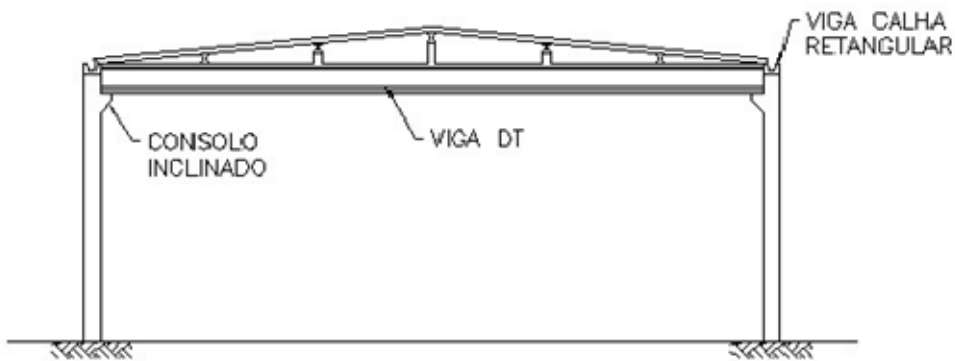
(FONTE: (a) www.galleon.com.br; (b) e (d) www.leonardi.com.br; (c) www.mold.com.br).

3.2 ELEMENTOS QUE COMPÕEM OS GALPÕES

Os elementos estruturais que compõem os galpões de concreto são os pilares, vigas e terças. Em relação a seções transversais das vigas e terças existem muitos formatos e as mesmas podem ser ainda protendidas ou simplesmente armadas. São apresentados agora os elementos presentes nos galpões pré-moldados.

SILVA et al. (2005) apresentam em seu trabalho uma tipologia bastante empregada em galpões ditos leves como o apresentado na Figura 3.8.

Figura 3.8- Galpão com trave horizontal e pilaretes para a colocação de terças e viga calha lateral.



(FONTE: Silva et al.,2005)

A Figura 3.9, a seguir, ilustra esquema estrutural do galpão com trave horizontal mostrado na Figura 3.8.

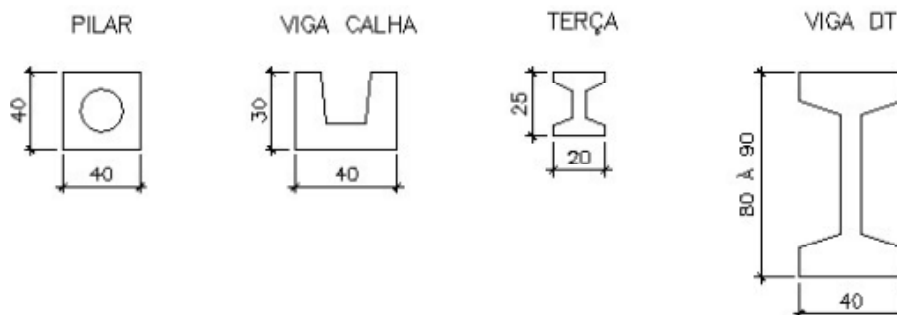
Figura 3.9: Esquema estrutural do galpão com trave horizontal.



(FONTE: Silva et al.,2005)

A seguir, a Figura 3.10 de SILVA et al. (2005) mostra as seções de pilares, vigas calhas, terças e vigas duplo “T” usados para galpões do tipo trave horizontal.

Figura 3.10: Seções de elementos usados para galpões do tipo trave horizontal



(FONTE: Silva et al.,2005)

3.2.1 Elementos de cobertura

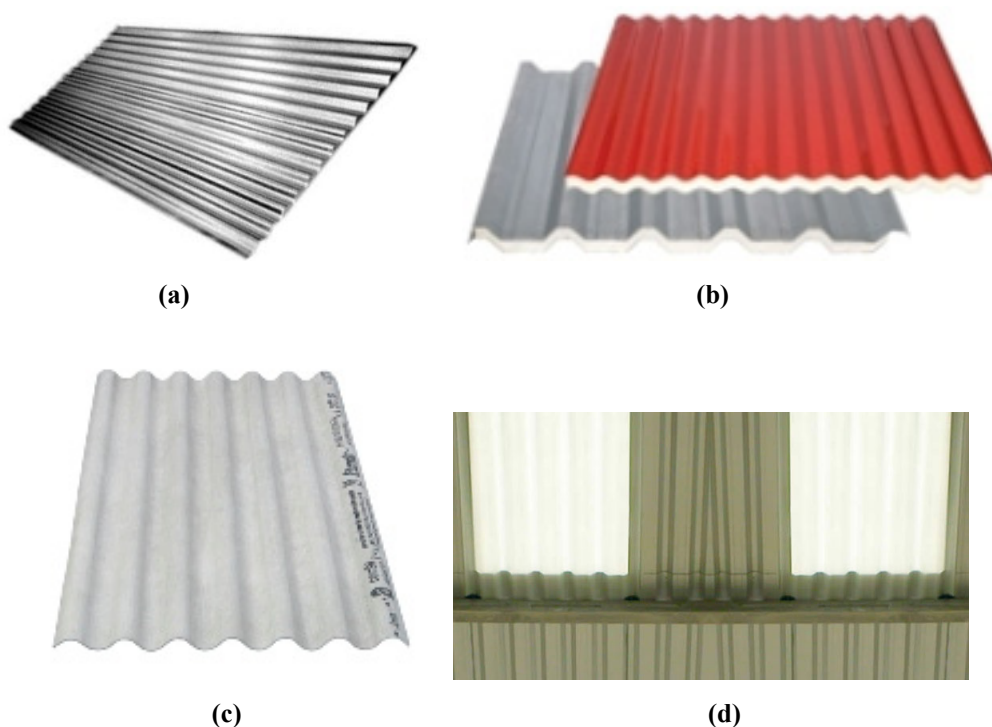
Os elementos de cobertura (telhas, calhas e terças) variam principalmente em função do tipo de telha empregada e do espaçamento adotado entre pórtico. A seguir são exemplificados esses elementos.

3.2.1.1 Telhas

As telhas usualmente empregadas nos galpões de concreto são as telhas metálicas de aço vagalume, as termo-acústicas constituídas por telhas metálicas e material isolante, as de fibrocimento e as translúcidas formadas por fibras de vidro.

A Figura 3.11, a seguir, ilustra os tipos de telhas citados acima.

Figura 3.11- Telhas empregadas em galpões de concreto.



(FONTE: (a) www.cobimasa.com.br; (b) e (c) www.etsnit.com.br; (d) www.nalcofix.com.br).

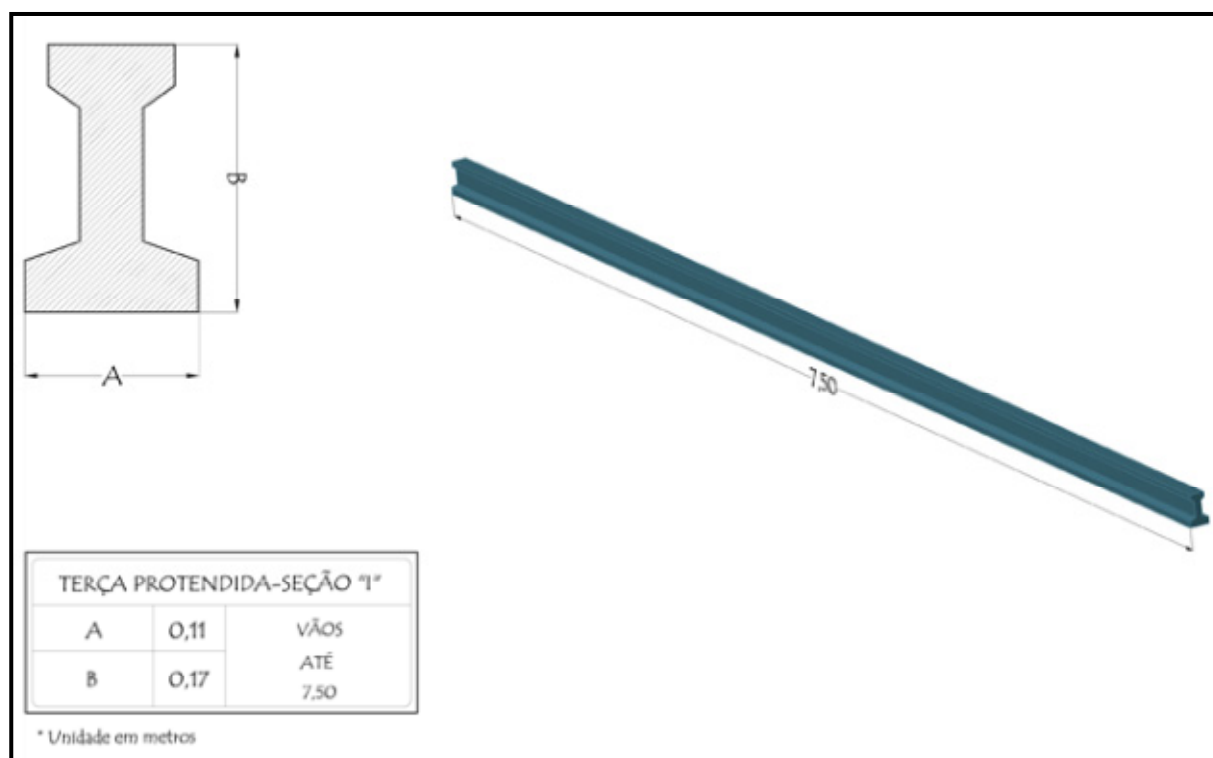
3.2.1.2 Terças

As terças são os elementos que suportam os peso das telhas e forros bem como as ações variáveis, ou seja, peso de pessoas durante manutenção e peso da água de chuva. As mesmas se apoiam nas vigas do pórtico através de calços e proporcionam travamento na direção longitudinal da estrutura.

Quando feitas em concreto pré-fabricado podem possuir duas seções transversais: a “T” ou a “I”, sendo as primeiras as mais utilizadas pela maioria das empresas de concreto pré-fabricado.

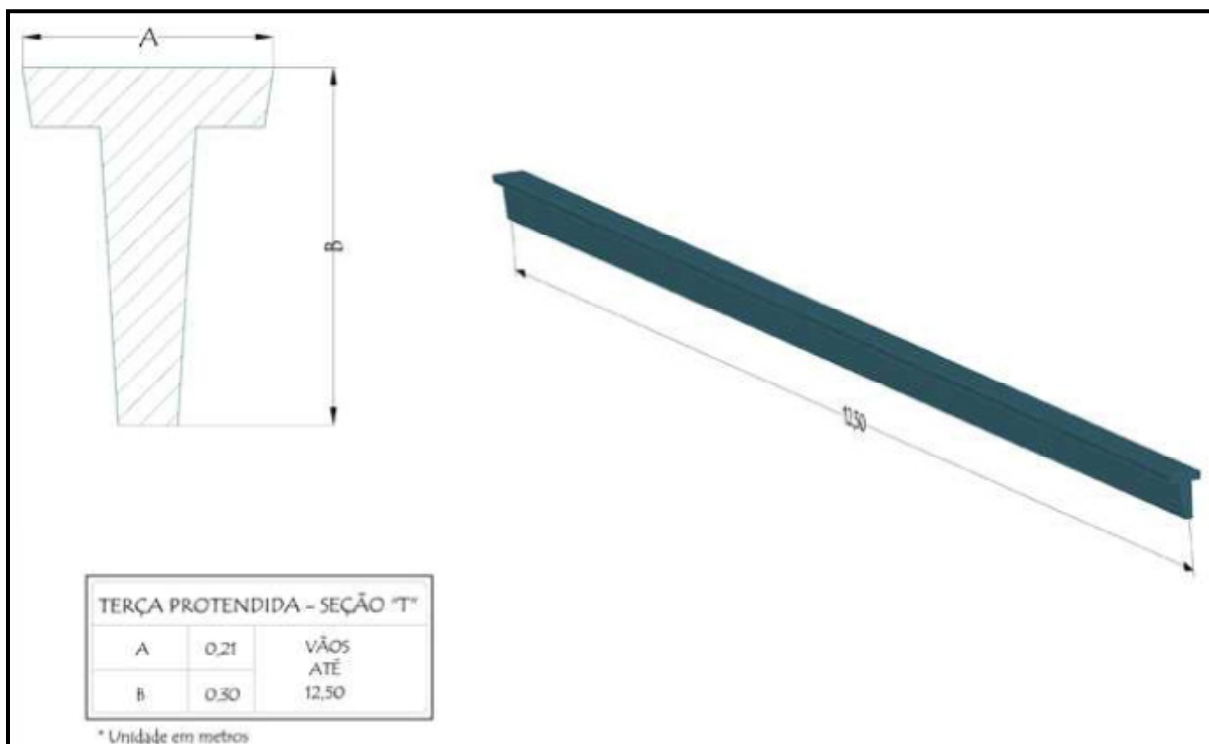
A seguir, na Figura 3.12 e na Figura 3.13, são ilustradas algumas variedades nas seções de terças.

Figura 3.12- Terça protendida seção “I”.



(FONTE: www.matrapremoldados.com.br)

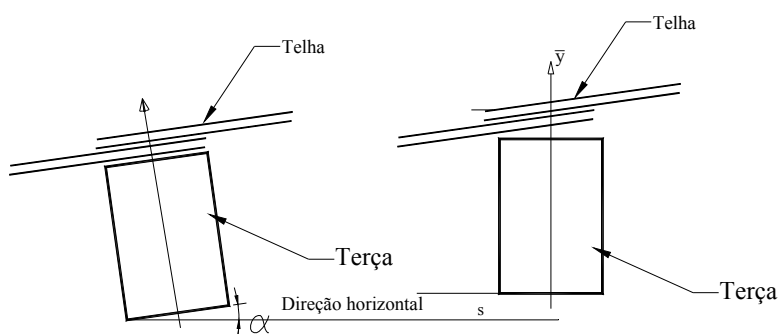
Figura 3.13- Terça protendida seção “T”.



(FONTE: www.matrapremoldados.com.br)

Para se evitar a flexão oblíqua é comum usar-se as terças posicionadas na direção vertical (situação a direita da Figura 3.14) ao invés da situação mais adequada para o posicionamento da telha (situação a esquerda da Figura 3.14).

Figura 3.14: Posição da terça em relação à direção vertical.

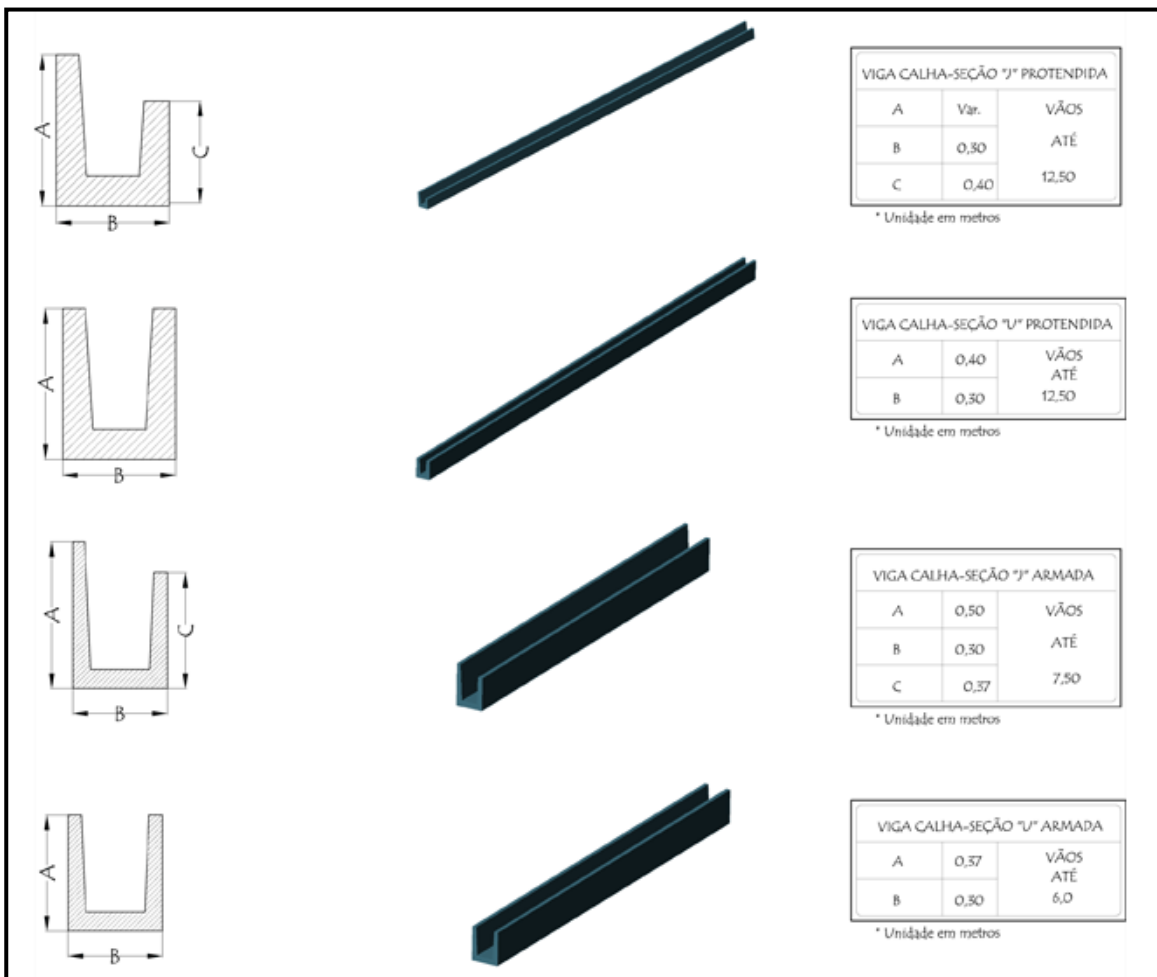


(FONTE: Produção da própria autora)

3.2.1.3 Vigas calhas

As vigas calha servem além do escoamento da água pluvial, como travamento na direção perpendicular aos pórticos de um galpão e ainda como apoio de telha de cobertura. Podem ser armadas (seção transversal U ou J) ou protendidas (seção U). A viga calha seção U pode apresentar altura variável de acordo com o fabricante, porém as mais comuns são as de 40, 50 e 60 centímetros. As vigas calha de seção J podem apresentar alturas de 125 e 150 centímetros de altura, porém isso pode variar como no caso das calhas I, de acordo com cada fabricante. A Figura 3.15 mostra algumas variedades de seções de vigas calha.

Figura 3.15- Seções de vigas calhas.



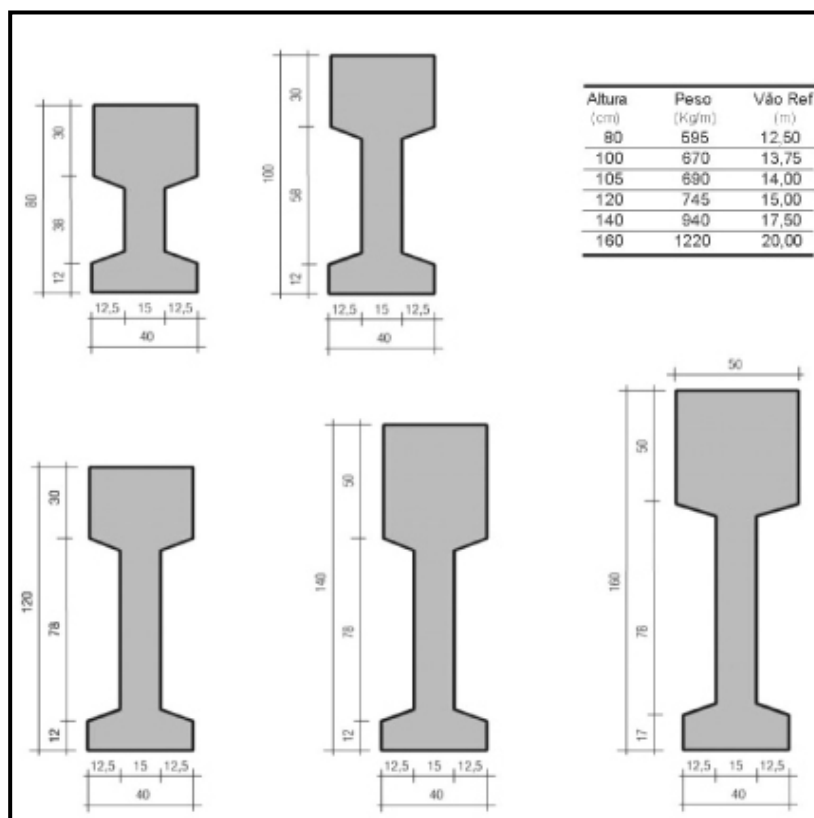
(FONTE: www.matrapremoldados.com.br)

3.2.2 Vigas

Segundo as definições da (ABNT) NBR 6118:2007 as vigas são elementos lineares, ou seja, elementos cujo comprimento longitudinal supera pelo menos três vezes a seção transversal o que permite que sejam classificadas como elementos de barra. Pode-se dizer ainda que nas vigas a flexão é preponderante. As vigas podem possuir variadas seções transversais, como retangular, “T”, “I” etc. Tais elementos são aplicados em diferentes partes de uma edificação, tais como: fundação (vigas baldrame), mezaninos, apoio de pontes rolante, cobertura de galpões industriais e em pavimentos de edifícios.

As vigas de cobertura, que podem ser horizontais ou inclinadas, servem para sustentar a cobertura e transmitir as ações para os pilares dos galpões formando o pórtico principal do galpão juntamente com os pilares e tirantes no caso do pórtico atirantado. A seção mais utilizada para as vigas de cobertura é a do tipo “I”. A Figura 3.16, a seguir, mostra algumas seções de viga “I”.

Figura 3.16- Seções de viga de cobertura do tipo “I”.

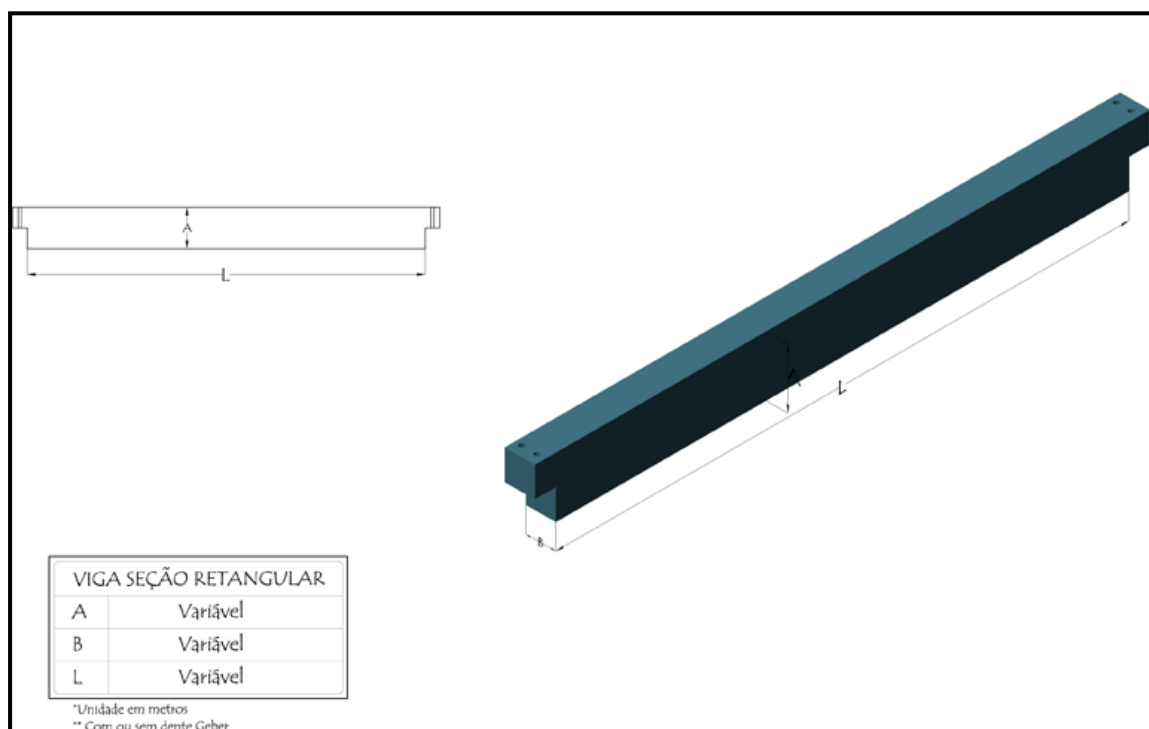


(FONTE: www.lax.ind.br)

Camila Rodrigues (2012)

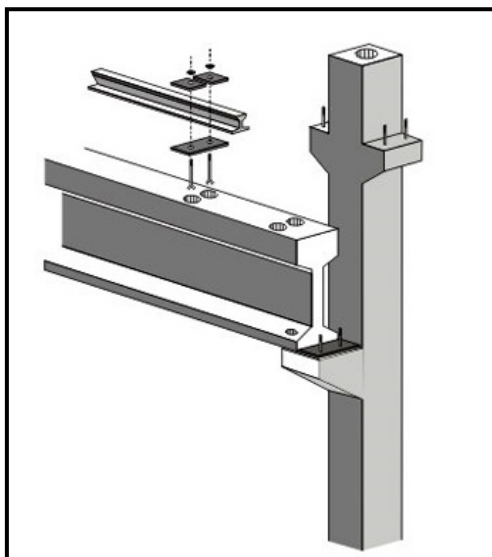
As vigas podem ter função apenas de travamento, ou seja, recebem o carregamento dos fechamentos laterais e frontais e, além disso, auxiliam no travamento dos pilares. A seção mais utilizada para esse tipo de viga são as retangulares como pode ser visto na Figura 3.17, a seguir.

Figura 3.17- Seção de viga de travamento retangular



(FONTE: www.matrapremoldados.com.br)

Ainda, podemos ter vigas de rolamento. Estas recebem os carregamentos devido à ação da ponte rolante existente na estrutura e as distribuem para os pilares do pórtico principal. As mesmas podem ser feitas de concreto armado, com seções “T”, “I” ou retangular, ou protendido, com seções “I” ou retangular. Na Figura 3.18 pode ser visto o detalhe da fixação do trilho da ponte rolante na viga de seção “I”.

Figura 3.18- Detalhe da viga “I” de ponte rolante

(FONTE: www.cibe.com.br/)

3.2.3 Pilares

Pilares são elementos estruturais geralmente verticais, pois em alguns casos podem ser inclinados, que recebem predominantemente ações de compressão. Estes podem, portanto, estar submetidos à compressão composta normal ou oblíqua. São elementos de grande importância estrutural, pois recebem cargas das vigas e/ou lajes e as conduzem para a fundação.

Em galpões pré-moldados de concreto os pilares estão submetidos a grandes momentos fletores que muitas vezes superam os esforços de compressão. Isso porque, tais elementos recebem uma ação de vento muito grande e não há vigas de travamento nem pavimentos intermediários para distribuir melhor tal ação. Por este motivo, os pilares de edificações deste gênero possuem seus diagramas de momento semelhantes ao de uma viga em balanço quando engastados na base e articulados no topo. Desta forma, os pilares são dimensionados como vigas.

Os pilares podem possuir seção transversal quadrada ou retangular. Pode-se classificar os pilares de acordo com sua aplicação nos galpões como:

Pilar de fechamento: São aqueles localizados nas fachadas da estrutura de galpões, a fim de proporcionar vãos menores de fechamento. Devem ser dimensionados para

Camila Rodrigues (2012)

receber as ações de vento provenientes a 0° , tendo na maioria das vezes, seções maiores que os demais pilares do galpão.

Pilares de pórtico: São os pilares principais dos galpões, aqueles que sustentam as vigas de cobertura responsáveis por transmitir aos mesmos as cargas provenientes da cobertura (telhas e terças). Por serem pilares travados, devido às vigas de cobertura, tais pilares podem apresentar ações de menores intensidades do que aqueles de fechamento e por isso podem apresentar seções mais esbeltas.

Pilares de ponte rolante: São pilares pré-dimensionados para receber vigas que sustentam as pontes rolantes, os pilares deste tipo podem receber tanto vigas de ponte rolante como vigas de cobertura.

3.2.4 Fechamentos laterais e frontais

Os fechamentos laterais e frontais dos galpões de concreto, por suas vezes, podem ser constituídos por alvenaria (blocos de concreto ou cerâmico), telhas metálicas e painéis de concreto, como pode ser visto na Figura 3.19. Em muitos galpões é comum o emprego, simultaneamente, de alvenaria e de telhas metálicas, sendo a alvenaria construída na base da edificação até aproximadamente dois metros de altura, e as telhas metálicas na altura restante.

Figura 3.19- Fechamentos laterais empregados em galpões concreto.



(a)



(b)



(c)



(d)

(FONTE: (a) www.mold.com.br; (b) www.projepar.com.br; (c) www.leonardi.com.br; (d) www.lax.ind.br).

4. AÇÕES A CONSIDERAR NA ESTRUTURA

Segundo a (ABNT) NBR 8681:2003, ações são causas que provocam esforços solicitantes e deformações nas estruturas. Na prática, as forças e as deformações impostas pelas ações são consideradas como se fossem as próprias ações. 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.

4.1 AÇÕES PERMANENTES

De acordo com a (ABNT) NBR 8681:2003 as ações permanentes 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 devem ser consideradas com os valores representativos mais desfavoráveis para a segurança, e são divididas em diretas e indiretas. As primeiras são constituídas pelos pesos próprios dos elementos da construção, incluindo-se o peso próprio da estrutura e de todos os elementos construtivos permanentes, os pesos dos equipamentos fixos e os empuxos devidos ao peso próprio de terras não removíveis e de outras ações permanentes sobre elas aplicadas. Já as ações permanentes indiretas são constituídas pelas deformações impostas por retração e fluência do concreto, deslocamentos de apoio, imperfeições geométricas (globais e locais) e protensão

4.2 AÇÕES VARIÁVEIS

A (ABNT) NBR 8681:2003 define ação variável como sendo as cargas acidentais das construções, bem como efeitos, tais como cargas verticais de uso da construção (pessoas, mobiliários, veículos etc.), forças longitudinais de frenagem ou aceleração, de impacto lateral, centrífugas, cargas móveis considerando o impacto vertical, os efeitos do vento, das variações uniformes e não uniformes de temperatura, do atrito nos aparelhos de apoio e, em geral, as pressões hidrostáticas e hidrodinâmicas.

De acordo com a probabilidade de ocorrência durante a vida da construção, as ações variáveis são classificadas em ações variáveis normais e especiais. As ações normais são as ações variáveis com probabilidade de ocorrência suficientemente grande para que sejam obrigatoriamente consideradas no projeto das estruturas de um dado tipo de construção. Por sua vez, as ações especiais são as ações sísmicas ou cargas acidentais de natureza ou de intensidade especiais. As combinações de ações em que comparecem ações especiais devem ser especificamente definidas para as situações especiais consideradas.

Dentro as ações variáveis, podem ser mencionadas as ações de pontes rolantes, a ação do vento e peso do homem na cobertura.

4.2.1 Ações de pontes rolantes e de montagem na cobertura

No caso das pontes rolantes, a capacidade da mesma deve ser especificada em projeto, de acordo com a necessidade do usuário. Logo, através de catálogos fornecidos por fabricantes, têm-se os carregamentos oriundos das pontes rolantes. No ANEXO A encontra-se uma tabela fornecida por um fabricante de pontes rolantes. Cuidado adicional neste caso diz respeito as manobras a serem efetuadas pelas pontes rolantes, por exemplo, pode haver dispositivos que impedem a locomoção longitudinal da ponte com a carga máxima próxima aos pilares ou não. Tais informações quando não fornecidas devem ser exigidas ao fabricante. Deve-se prestar atenção também que a ação proveniente da ponte rolante é dinâmica, logo, deve-se considerar coeficientes dinâmicos na carga vertical e mesmo ações de frenagem ou aceleração quando for o caso.

A Figura 4.1, ilustra um galpão com ponte rolante.

Figura 4.1- Galpão com ponte rolante.



(FONTE: www.galleon.com.br)

Por sua vez, a sobrecarga considerada na cobertura é uma carga uniformemente distribuída atuando sobre a projeção horizontal do telhado, para fazer face ao acúmulo de pó ou outros materiais a que o galpão fica sujeito. Seu valor é função da finalidade e da área em que a estrutura for construída, podendo atingir valores de 10 kN/m^2 ou mais. De acordo com o item B.5.1 do Anexo B, da (ABNT) NBR 8800:2008, nas coberturas comuns (telhados), na ausência de especificação mais rigorosa, deve ser prevista uma sobrecarga mínima de $0,25 \text{ kN/m}^2$, em projeção horizontal. Admite-se que essa sobrecarga englobe as cargas decorrentes de instalações elétricas e hidráulicas, de isolamento térmico e acústico e de pequenas peças eventualmente fixadas na cobertura, até um limite superior de $0,05 \text{ kN/m}^2$.

É importante salientar que estas ações de elementos a serem fixados devem estar bem especificados nos desenhos de forma e contrato do projeto para evitar possíveis instalações posteriores fixadas na estrutura e que não foram consideradas no cálculo.

4.2.2 Ação do vento

O cálculo da ação do vento em uma estrutura não é tão simples como, por exemplo, o cálculo dos efeitos das ações verticais. Há necessidade de se estabelecer em primeiro o lugar onde se executará a construção, pois o efeito do vento depende de fenômenos climatológicos próprios de cada região do país, envolve compilação estatística e muitas vezes estudos em escala reduzida em túneis de vento do local onde a obra será implantada.

4.2.2.1 Definições

Defini-se vento como sendo o deslocamento de massas de ar decorrentes das diferenças de temperatura e principalmente de pressões na atmosfera, ou ainda, como sendo um fluxo de ar médio sobreposto a flutuações de fluxo, denominado rajadas (ou turbulências). Estas apresentam um valor de velocidade do ar superior à média, e são as responsáveis pelas “forças” que irão atuar nas edificações.

4.2.2.2 Efeito do vento

O estudo de maior interesse para a engenharia de estrutura são os ventos fortes (rajadas) cuja velocidade depende de fatores como a rugosidade do terreno e dos obstáculos naturais e artificiais.

Essa velocidade não é fácil de ser estimada, portanto uma forma encontrada foi à utilização da escala de Beaufort, que classifica a velocidade do vento em graus crescente, em função dos efeitos causados. A seguir na Tabela 4.1, encontram-se os valores da escala de Beaufort, à qual acrescentou-se uma coluna com velocidade, em km/h, próxima à que fornece a média de cada intervalo, com o intuito de facilitar a memorização de alguns valores que o leitor julgar interessantes.

Tabela 4.1- Escala de Beaufort: velocidade do vento e seus efeitos.

Grau	Velocidade do vento		Descrição do vento	Efeitos devido ao vento
	Intervalo (m/s)	Média aprox. (km/h)		
0	0,0 - 0,5	1	calmaria	
1	0,5 - 1,7	4	aura, sopro	A fumaça sobe praticamente na vertical
2	1,7 - 3,3	8	brisa leve	Sente-se o vento nas faces
3	3,3 - 5,2	15	brisa fresca	Movem-se as folhas das arvores
4	5,2 - 7,4	20	brisa moderada	Movem-se pequenos ramos. O vento estende as bandeiras
5	7,4 - 9,8	30	brisa viva	Movem-se ramos maiores
6	9,8 - 12,4	40	brisa forte	Movem-se arbustos
7	12,4 - 15,2	50	ventania fraca	Flexionam-se os galhos fortes. O vento é ouvido em edifícios
8	15,2 - 18,2	60	ventania moderada	Difícil caminhar, galhos quebram-se, o tronco das árvores oscilam
9	18,2 - 21,5	70	ventania	Objetos leves são deslocados, partem-se arbustos e galhos grossos. Avarias em chaminés
10	21,5 - 25,5	80	ventania forte	Arvores são arrancadas, quebram-se os postes telegráficos
11	25,5 - 29,0	95	ventania destrutiva	Avarias severas
12	29,0 e mais	105	furacão	Avarias desastrosas, calamidades

(FONTE: Pitta, 1988)

4.2.2.3 O efeito do vento nas edificações

A ação do vento em edificações depende necessariamente dos aspectos meteorológicos e aerodinâmicos.

Assim, torna-se necessário, por serem os efeitos meteorológicos praticamente aleatórios, medir a velocidade do vento em diversas regiões ao longo de um período de tempo, aplicando em seguida, teorias estatísticas.

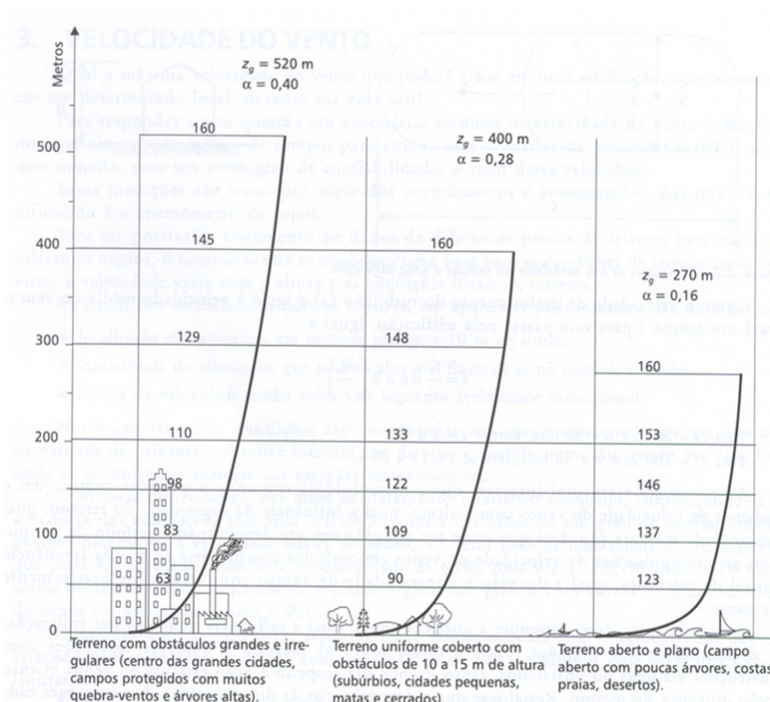
Por sua vez, para os aspectos dinâmicos é preciso correlacionar as velocidades padrões e medidas de forma definida (como será visto adiante) com a atuação do vento, ou velocidade característica, na edificação estudada. Essa velocidade é obtida em referência a valores medidos próximos da região em que se construirá a edificação. Assim, de um modo geral, a velocidade do vento em uma edificação será analisada em função:

- do local da edificação;
- do tipo do terreno;
- da altura da edificação;
- da rugosidade do terreno;
- da finalidade da edificação.

Logo, a variação da velocidade do vento passa a ser o aspecto mais importante a ser observado. Davenport propôs uma variação exponencial para perfis da velocidade média para três tipos de terreno.

- região com grandes obstruções – centro de grandes cidades;
- regiões com obstruções uniformes com obstáculo com altura média igual a 10 m; Subúrbios de grandes cidades e cidades pequenas;
- região com pouco obstáculo – campo aberto, fazendas.

Figura 4.2- Perfil da velocidade média do vento (km/h) de acordo com a rugosidade do terreno segundo Davenport



(FONTE: Pitta, 1988)
 Camila Rodrigues (2012)

Analisando a Figura 4.2, observa-se a existência de uma velocidade limite designada velocidade gradiente. Essa é associada a uma altura, denominada altura gradiente, onde não ocorrerão mais alterações significativas da velocidade. É importante salientar que para edificações, esta altura é suficientemente elevada e varia em função da rugosidade do terreno.

A velocidade do ar que atinge as edificações é devida ao caráter localizado do vento e aos efeitos de rajadas, logo num dado instante a velocidade pode ser expressa pela equação (4.1).

$$V_{(t)} = V_{m(t)} + \Delta V_{(t)} \quad (4.1)$$

Onde:

$V_{(t)}$: Velocidade num dado instante;

$V_{m(t)}$: Velocidade média do fluxo de ar neste instante;

$\Delta V_{(t)}$: É a variação da velocidade média (o efeito de rajada ou turbulência).

A duração da rajada deve ser suficiente para abranger todo o campo aerodinâmico no entorno da construção. Quanto mais veloz a rajada, menor seu tempo de atuação e menor seu turbilhão correspondente.

Segundo a (ABNT) NBR 6123:1988 os valores de intervalo de tempo das rajadas para efeito de cálculo da velocidade do vento são de 3, 5 e 10s. Essas rajadas por sua vez definem três classes de edificações (A, B e C) em função das dimensões frontais de incidência do vento.

A dimensão dos turbilhões, cujo formato se assemelha com uma cápsula, é um dos critérios para se determinar a duração mínima da rajada. Um turbilhão de comprimento C possui diâmetro da seção transversal da ordem de um terço a metade de seu comprimento. Como a correlação da velocidade em sua periférica é fraca, é necessário que naquela dimensão seja da ordem de três vezes a altura (H) ou largura da edificação para que o turbilhão seja efetivo, o que pode ser observado na Figura 4.3.

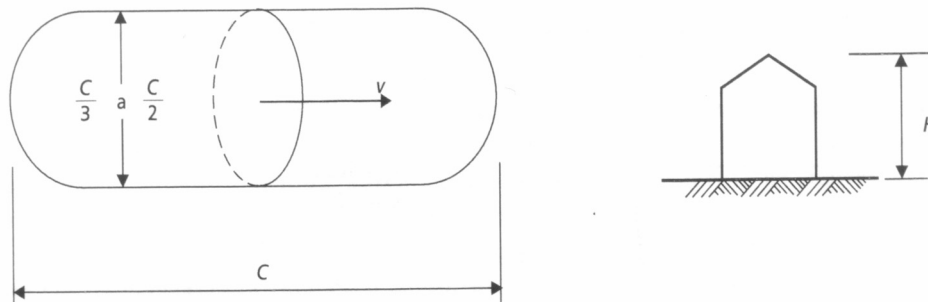
Assim tem-se a equação (4.2).

$$3H = \frac{C}{3} \text{ a } \frac{C}{2} \quad (4.2)$$

Logo,

$$C = 6 \text{ a } 9 (H) \quad (4.3)$$

Figura 4.3- Dimensões de um turbilhão em relação a uma edificação.



(FONTE: Gonçalves, 2004)

Por oposição, a análise de uma edificação com relação à forma que esta possui define outro aspecto importante na análise do vento, o aspecto aerodinâmico.

A aerodinâmica deve responder a questões como: qual a influencia da forma das edificações na determinação das pressões locais e totais sobre a mesma e quais as interações com construções vizinhas ou obstáculos, tanto no que diz respeito à ação estática do vento, quanto à ação dinâmica do mesmo, o qual não será objeto de estudo.

4.2.2.4 Determinação da velocidade do vento

A primeira consideração a ser feita em relação a esse assunto é que regiões diferentes da Terra estão sujeitas a diferentes velocidades do vento. Outro aspecto relevante é que, a mesma, para uma dada região, é obtida por meio de medições (anemômetros ou anemógrafos), porém, não deve ser esquecido que os resultados destas medições não poderão ser adotados como referência inicial sem as devidas considerações de sua variabilidade ao longo do tempo.

Como a vida útil de uma edificação é de 50 anos, a velocidade máxima do vento é determinada dentro desse período, o que permitirá obter informações sobre a velocidade em vários locais e como considerar estaticamente estas informações. Todavia,

pode-se definir duas velocidades para o vento. Uma é a velocidade básica que diz respeito a localidade em que se pretende construir a edificação, por exemplo, São Carlos - SP, que possui uma velocidade básica de vento de 40 m/s enquanto Campinas, esta passa a ser 45 m/s aproximadamente. A outra é a velocidade característica que leva em conta como pode ser considerada a velocidade básica na edificação que se está calculando analisando o seu entorno, finalidade e forma da edificação. Nos próximos itens serão amplamente discutidos estes dois conceitos.

4.2.2.4.1 Determinação da velocidade básica do vento

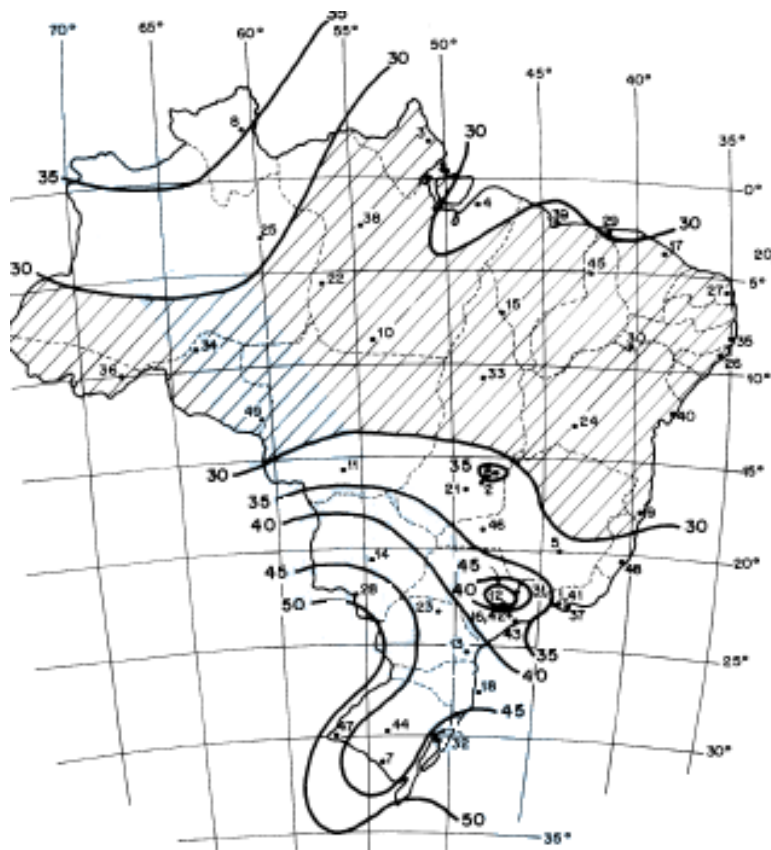
A velocidade básica do vento, V_o , está diretamente associada as condições em que são efetuadas as medidas da mesma para o vento natural. Os equipamentos destinados à leitura (anemômetros ou anemógrafos) são padronizados, assim como as condições de instalação do mesmo. Estas condições são as seguintes:

- Localização dos anemômetros ou anemógrafos em terrenos planos sem obstrução;
- Posicionados a 10 metros de altura;
- Inexistência de obstrução que possam interferir diretamente na velocidade do vento.

Normalmente estas condições são encontradas nos aeroportos.

A (ABNT) NBR 6123:1988 coloca a disposição do usuário valores de velocidades básicas na forma de isopletras conforme ilustra a Figura 4.4.

Figura 4.4- Gráfico das isopletas da velocidade básica do vento, em m/s no território brasileiro.

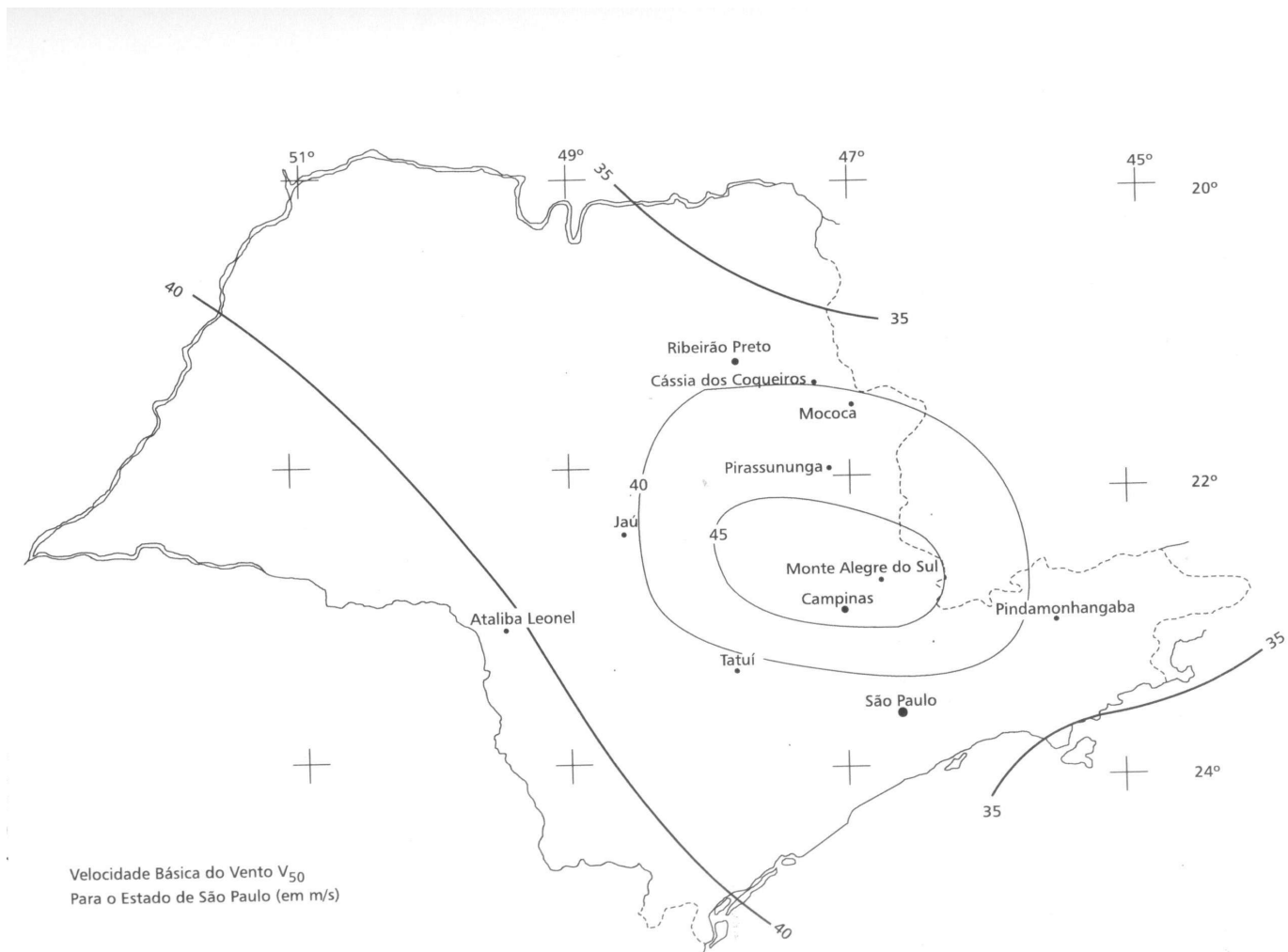


(FONTE: (ABNT) NBR 6123: 1988)

A área hachurada na figura acima se deve à falta de dados confiáveis e ao pequeno tempo relativo de aquisição destes em muitas estações de área tão grande, bem como ao entendimento de que a menor velocidade básica a ser utilizada, a favor da segurança, deveria ser de 30 m/s.

Encontra-se a seguir, na Figura 4.5 o gráfico das isopletas para o Estado de São Paulo, cuja finalidade é facilitar leituras.

Figura 4.5- Gráfico das isopletas da velocidade básica do vento, em m/s para o estado de São Paulo.



(FONTE: Gonçalves, 2004)

Camila Rodrigues (2012)

4.2.2.4.2 *Determinação da velocidade característica do vento*

A velocidade característica do vento é determinada pelo fato da velocidade básica do vento ser apenas um padrão de referencia, e dificilmente se tem uma edificação em que se pode aplicar diretamente esta.

Essa velocidade é aquela que atuará nas edificações correspondente a uma localidade que possui certa velocidade básica e depende, como já mencionado em 4.2.2.3, dos seguintes fatores:

- a) topografia do local: condições particulares podem alterar consideravelmente a velocidade de vento, ex: edificação sobre uma aclave;
- b) Rugosidade do terreno: a presença ou não de obstáculos, sua altura e disposição altera a velocidade do vento;
- c) Altura da edificação;
- d) Dimensão da edificação: o tempo de rajada será proporcional às dimensões da edificação;
- e) Tipo de ocupação e risco de vida: devem ser estabelecidos critérios que possam considerar o risco de vida, caso haja ruína da edificação.

A velocidade característica é dada pela expressão (4.4) a seguir, conforme a (ABNT) NBR 6123:1988.

$$V_K = V_0 \times S_1 \times S_2 \times S_3 \quad (4.4)$$

Com:

V_0 - velocidade básica do vento local;

S_1 - fator topográfico;

S_2 – pondera a rugosidade do terreno, as dimensões da edificação e a altura sobre o terreno;

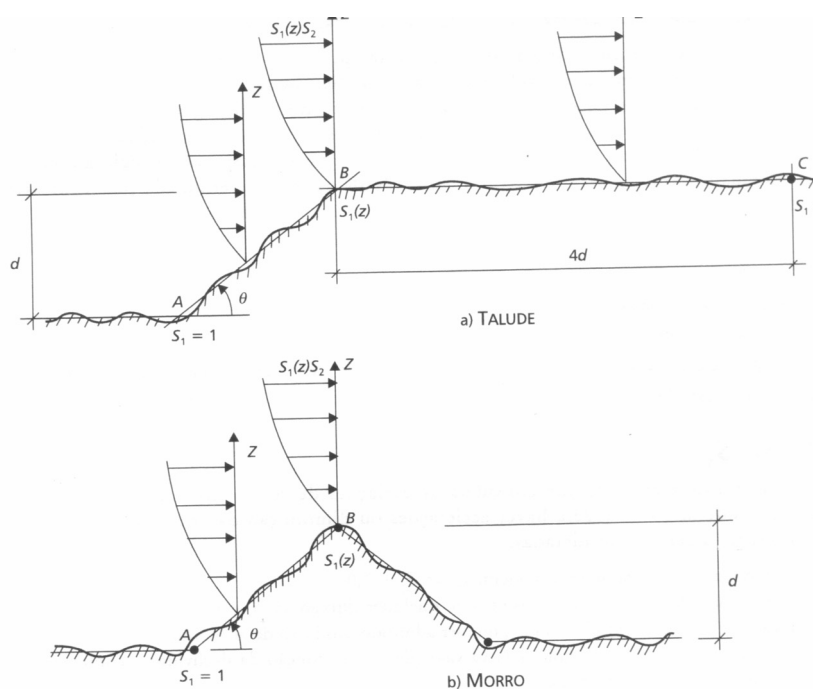
S_3 - fator estatístico.

O **fator topográfico** – S_1 leva em consideração as variações do relevo do terreno ao redor da edificação, analisando se poderá haver o aumento ou diminuição da velocidade básica em função da topografia do terreno.

A (ABNT) NBR 6123:1988 considera três situações para a determinação do fator topográfico. São elas:

- a) Terrenos planos ou fracamente acidentado $\Rightarrow S_1 = 1,0$
- b) Vales profundos, protegidos de ventos de todas as direções $\Rightarrow S_2 = 0,9$
- c) Taludes e morros: a correção da velocidade básica realizada a partir do ângulo de inclinação do talude ou do morro. A Figura 4.6 mostra os valores prescritos.

Figura 4.6- Fator topográfico em taludes e morros



(FONTE: (ABNT) NBR 6123: 1988)

No ponto A (morro) e nos pontos A e C (taludes) $\Rightarrow S_1 = 1,0$

No ponto B (S_1 é uma função de $S_1(z)$, em que z é a altura da edificação) vale as equações (4.5), (4.6) e (4.7), a seguir, para a determinação de S_1 :

$$\theta \leq 3^\circ \rightarrow S_1(z) = 1,0 \tag{4.5}$$

$$6^\circ \leq \theta \leq 17^\circ \rightarrow S_1(z) = 1,0 + \left(2,5 - \frac{z}{d}\right) \text{tg}\theta \quad (\theta - 3^\circ \geq 1) \tag{4.6}$$

$$\theta \geq 45^\circ \rightarrow S_1(z) = 1,0 + \left(2,5 - \frac{z}{d}\right) \times 0,31 \geq 1 \tag{4.7}$$

Obs.: interpolar linearmente para $3^\circ < \theta < 6^\circ$ e $17^\circ < \theta < 45^\circ$.

Onde:

$z \Rightarrow$ altura média a partir da superfície do terreno no ponto considerado;

$d \Rightarrow$ diferença de nível entre a base e o topo do talude ou morro;

$\theta \Rightarrow$ inclinação média do talude ou encosta do morro.

Para se obter uma ordem de grandeza, seguem-se alguns valores para certas relações:

para $z \geq d \Rightarrow S_1 = 1,0$

para $z = d$ e $\theta = 6^\circ \Rightarrow S_1 = 1,08$

$\theta = 17^\circ \Rightarrow S_1 = 1,37$

$\theta = 45^\circ \Rightarrow S_1 = 1,47$

O fator de rugosidade do terreno e dimensões da edificação - S_2 considera o efeito combinado da rugosidade do terreno, da variação da velocidade do vento com a altura acima do terreno e das dimensões da edificação ou parte dela.

A (ABNT) NBR 6123:1988 classifica a rugosidade do terreno em cinco categorias de terreno, de I a V, descrita a seguir.

CATEGORIA I: superfícies lisas de grandes dimensões, com mais de 5 km de extensão, medida na direção e sentido do vento incidente. Como exemplo:

- mar calmo;
- lagos e rios;
- pântanos sem vegetação.

CATEGORIA II: Terrenos abertos em nível, ou aproximadamente em nível, com poucos obstáculos isolados, tais como árvores e edificações baixas. A cota média do topo dos obstáculos é considerada igual ou inferior a 1 metro. Como exemplos:

- zonas costeiras planas;
- pântanos com vegetação rala;
- campos de aviação;
- pradarias e charnecas;
- fazendas sem sebes ou muros.

CATEGORIA III: Terrenos planos ou ondulados com obstáculos, tais como sebes e muros, poucos quebra-ventos de árvores, edificações baixas e esparsas. A cota média do topo dos obstáculos é considerada igual a 3 metros. Como exemplo:

- granjas e casa de campo, com exceção das partes com matos;
- fazendas com sebes e/ou muros;
- subúrbios localizados a considerável distancia do centro, com casas baixas e esparsas.

CATEGORIA IV: Terrenos cobertos por obstáculos numerosos, pouco espaçados, localizados em zona florestal, industrial ou urbanizada. A cota média do topo dos obstáculos é considerada igual a 10 metros. Como exemplo:

- zonas de parque e bosques com muitas árvores;
- cidades pequenas e seus arredores;
- subúrbios densamente construídos de grandes cidades;
- áreas industriais plena ou parcialmente desenvolvidas.

CATEGORIA V: Terrenos cobertos por obstáculos numerosos, grandes, altos e pouco espaçados. A cota média do topo dos obstáculos é considerada igual ou superior a 25 metros. Como exemplo:

- florestas com árvores altas, de copas isoladas;
- centro de grandes cidades;
- complexos industriais bem desenvolvidos.

As dimensões da edificação estão relacionadas diretamente com a rajada, como mostrado no item 4.2.2.3 (ver Figura 4.3) que deverá envolver toda a edificação. Quanto maior a edificação, maior deverá ser a rajada que a envolverá, e por consequência menor será a velocidade média.

A (ABNT) NBR 6123:1988 define três classes de edificações, A, B e C, partes de edificações e seus elementos, com intervalos de tempo para cálculo da velocidade média de 3, 5 e 10 segundos, respectivamente:

CLASSE A: Todas as unidades de vedação, seus elementos de fixação e peças individuais de estrutura sem vedação. Toda edificação na qual a maior dimensão horizontal ou vertical não exceda 20 metros;

CLASSE B: Toda edificação ou parte da edificação para a qual a maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal esteja entre 20 e 50 metros;

CLASSE C: Toda edificação ou parte da edificação para a qual a maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal exceda 50 metros.

Obs.: entende-se por superfície frontal, a superfície de incidência do vento.

A altura sobre o terreno de uma edificação apresenta certas particularidades que devem ser observadas. Para a análise da estrutura, sua altura pode ser subdividida usando-se o fator S_2 para a determinação da velocidade característica que atua em cada parte. Este fator corresponde ao topo dessa parte para telhados e construções correntes.

O fator S_2 é obtido pela expressão (4.8):

$$S_2 = b \times F_t \times \left(\frac{z}{10}\right)^p \quad (4.8)$$

Sendo:

$z \Rightarrow$ altura acima do terreno (limitado à altura gradiente);

$F_r \Rightarrow$ fator de rajada correspondente à categoria II, classe B;

$b \Rightarrow$ parâmetro de correlação da classe da edificação;

$p \Rightarrow$ parâmetro meteorológico.

Os parâmetros F_r , b e p adotados pela (ABNT) NBR 6123:1988 que permitem determinar S_2 para as cinco categorias estão apresentados na Tabela 4.2

Tabela 4.2- Parâmetros para definir S_2 .

Parâmetros Meteorológicos para o Fator 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
		p	0,085	0,09	0,10
III	350	b	0,94	0,94	0,93
		p	0,10	0,105	0,115
IV	420	b	0,86	0,85	0,84
		p	0,12	0,125	0,135
V	500	b	0,74	0,73	0,71
		p	0,15	0,16	0,175

(FONTE: (ABNT) NBR 6123: 1988)

Por suas vezes, os valores de S_2 para diversas categorias de rugosidade do terreno e classes de dimensões das edificações são apresentados na Tabela 4.3. Para valores de z (metro) intermediários aqueles apresentados na Tabela 4.3 pode-se usar interpolação linear.

Tabela 4.3- Valores do fator S₂

Valores do Fator S ₂ : em função da Categoria da Classe e da cota z(m)															
z (m)	Categoria														
	I			II			III			IV			V		
	Classes			Classes			Classes			Classes			Classes		
	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	C
≤5	1,06	1,04	1,01	0,94	0,92	0,89	0,88	0,86	0,82	0,79	0,76	0,73	0,74	0,72	0,67
10	1,10	1,09	1,06	1,00	0,98	0,95	0,94	0,92	0,88	0,86	0,83	0,80	0,74	0,72	0,67
15	1,13	1,12	1,09	1,04	1,02	0,99	0,98	0,96	0,93	0,90	0,88	0,84	0,79	0,76	0,72
20	1,15	1,14	1,12	1,06	1,04	1,02	1,01	0,99	0,96	0,93	0,91	0,88	0,82	0,80	0,76
30	1,17	1,17	1,15	1,10	1,08	1,06	1,05	1,03	1,00	0,98	0,96	0,93	0,87	0,85	0,82
40	1,20	1,19	1,17	1,13	1,11	1,09	1,08	1,06	1,04	1,01	0,99	0,96	0,91	0,89	0,86
50	1,21	1,21	1,19	1,15	1,13	1,12	1,10	1,09	1,06	1,04	1,02	0,99	0,94	0,93	0,89
60	1,22	1,22	1,21	1,60	1,15	1,14	1,12	1,11	1,09	1,07	1,04	1,02	0,97	0,95	0,92
80	1,25	1,24	1,23	1,19	1,18	1,17	1,16	1,14	1,12	1,10	1,08	1,06	1,01	1,00	0,97
100	1,26	1,26	1,25	1,22	1,21	1,20	1,18	1,17	1,15	1,13	1,11	1,09	1,05	1,03	1,01
120	1,28	1,28	1,27	1,24	1,23	1,22	1,20	1,20	1,18	1,16	1,14	1,12	1,07	1,06	1,04
140	1,29	1,29	1,28	1,25	1,24	1,24	1,22	1,22	1,20	1,18	1,16	1,14	1,10	1,09	1,07
160	1,30	1,30	1,29	1,27	1,26	1,25	1,24	1,23	1,22	1,20	1,18	1,16	1,12	1,11	1,10
180	1,31	1,31	1,31	1,28	1,27	1,27	1,26	1,25	1,23	1,22	1,20	1,18	1,14	1,14	1,12
200	1,32	1,32	1,32	1,29	1,28	1,28	1,27	1,26	1,25	1,23	1,21	1,20	1,16	1,16	1,14
250	1,34	1,34	1,33	1,31	1,31	1,31	1,30	1,29	1,28	1,27	1,25	1,23	1,20	1,20	1,18
300	-	-	-	1,34	1,33	1,33	1,32	1,32	1,31	1,29	1,27	1,26	1,23	1,23	1,22
350	-	-	-	-	-	-	1,34	1,34	1,33	1,32	1,30	1,29	1,26	1,26	1,26
400	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,34	1,32	1,32	1,29	1,29	1,29
420	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,35	1,35	1,33	1,30	1,30	1,30
450	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,32	1,32	1,32
500	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,34	1,34	1,34

(FONTE: (ABNT) NBR 6123: 1988)

Note-se que para a categoria II, classe A e altura sobre o terreno igual a 10 metros, tem-se $S_2 = 1,00$, pois estas são as condições para a apropriação de dados na determinação da velocidade básica do vento.

O **fator estatístico** – S_3 é baseado em conceitos estatísticos, e considera o grau de segurança requerido e a vida útil da estrutura. A (ABNT) NBR 6123:1988 estabelece como vida útil da edificação o período de 50 anos e, a probabilidade de que a velocidade básica de vento seja igualada ou excedida neste período é de 63%. A Tabela 4.4 apresenta os valores do fator S_3 indicados pela norma Brasileira.

Tabela 4.4- Valores mínimos para o fator estatístico S_3 .

Grupo	Descrição do tipo de ocupação	Valor de 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: (ABNT) NBR 6123: 1988)

Para outros níveis de probabilidade e período de ocorrência, a determinação do fator S_3 , pode ser feita pela equação (4.9):

$$S_3 = 0,54 \times \left[-\frac{\ln(1-P_m)}{m} \right]^{-0,157} \quad (4.9)$$

Onde:

$m \Rightarrow$ período de ocorrência;

$P_m \Rightarrow$ nível de probabilidade.

A Tabela 4.5 apresenta alguns valores do fator S_3 para determinados períodos de retorno e várias probabilidades de ocorrência do vento.

Tabela 4.5- Valores de S_3 para diferentes períodos de retorno e probabilidades.

Valores de m	Valores de S_3 , em função de P_m e m					
	$P_m = 0,10$	$P_m = 0,20$	$P_m = 0,50$	$P_m = 0,63$	$P_m = 0,75$	$P_m = 0,90$
2	0,86	0,76	0,64	0,60	0,57	0,53
10	1,10	0,98	0,82	0,78	0,74	0,68
25	1,27	1,13	0,95	0,90	0,85	0,79
50	1,42	1,26	1,06	1,00	0,95	0,88
100	1,58	1,41	1,18	1,11	1,06	0,98
200	1,77	1,57	1,31	1,24	1,18	1,09

(FONTE: (ABNT) NBR 6123: 1988)

4.2.2.5 Ação do vento e seus coeficientes

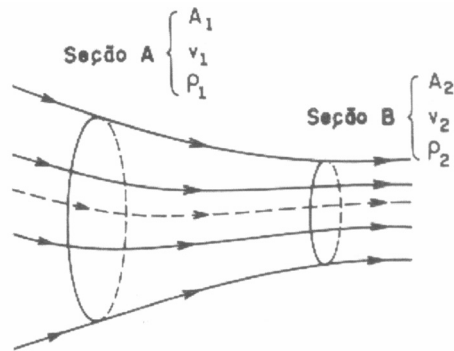
Uma fundamentação teórica se faz necessária para um bom entendimento dos efeitos do vento em edificações.

O fluxo de ar no entorno de uma edificação, o vento pode ser considerado um fluido incompressível até a velocidade da ordem de 300 km/h, o que abrange todos os casos de análise da edificação, sob a ótica da engenharia estrutural.

4.2.2.5.1 Teorema da conservação de massa

Pode-se dizer que, de maneira simplificada, que o volume que passa em qualquer seção de tubo de corrente é constante para um fluido incompressível e em regime de escoamento permanente. A Figura 4.7 demonstra o contorno de um tubo de corrente de um fluido.

Figura 4.7- Teorema da conservação da massa.



(FONTE: Gonçalves, 2004)

Sendo:

$A \Rightarrow$ área da superfície;

$v \Rightarrow$ velocidade média do fluido;

$\rho \Rightarrow$ massa específica do fluido

Em regimes permanentes, considerando-se o volume limitado pelo tubo de corrente e pelas seções S_1 e S_2 em um intervalo de tempo dt , tem-se:

— Massa de fluido que entra: $\rho_1 (A_1 v_1 dt)$;

— Massa de fluido que sai: $\rho_2 (A_2 v_2 dt)$;

— em regime: $\rho_1 (A_1 v_1 dt) = \rho_2 (A_2 v_2 dt)$ (4.10);

— se o fluido for incompressível $\Rightarrow \rho_1 = \rho_2 = \rho$, tem-se:

$$A_1 V_1 = A_2 V_2 \quad (4.11).$$

Através da expressão (4.11) conclui-se que, se a velocidade do fluido aumenta, as linhas de fluxo se aproximam, e se a velocidade diminui, as linhas se afastam.

A Figura 4.8 ilustra esquematicamente as linhas de fluxo em uma edificação com cobertura de duas águas.

Figura 4.8- Linhas do fluxo para edificação com telhado de duas águas.



(FONTE: Gonçalves, 2004)

Camila Rodrigues (2012)

4.2.2.5.2 Teorema de Bernoulli

O teorema de Bernoulli, também conhecido como teorema da conservação da energia, para um fluido em regime de escoamento permanente, sem viscosidade, irrotacional e incompressível, é dado pela equação (4.12):

$$\frac{1}{2}\rho V^2 + P + \rho g z = \text{constante} \quad (4.12)$$

Onde:

$P \Rightarrow$ pressão estática;

$\rho \Rightarrow$ massa específica do fluido;

$g \Rightarrow$ aceleração da gravidade;

$z \Rightarrow$ cota de referência;

$V \Rightarrow$ velocidade do fluido.

Através da Figura 4.7 pode-se reescrever a equação (4.12) na seguinte forma:

$$\frac{1}{2}\rho V_1^2 + P_1 + \rho g_1 z_1 = \frac{1}{2}\rho V_2^2 + P_2 + \rho g_2 z_2 \quad (4.13)$$

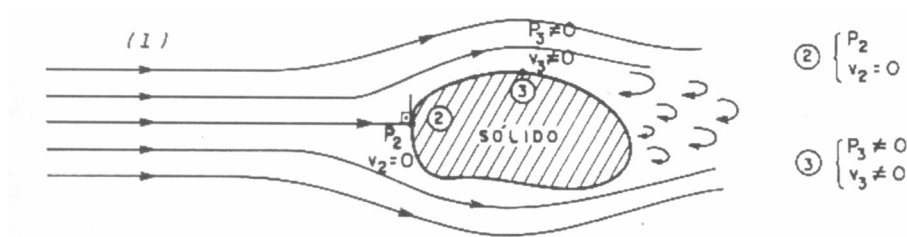
Desprezando-se a pressão piezométrica da equação (4.13), no caso de vento nas edificações, visto que a soma da pressão dinâmica com a pressão estática será constante, tem-se a equação (4.14).

$$\frac{1}{2}\rho V_1^2 + P_1 = \frac{1}{2}\rho V_2^2 + P_2 \quad (4.14)$$

4.2.2.5.3 Pressão de obstrução

A parcela referente à pressão estática P_1 , da equação (4.14), pode ser interpretada através da Figura 4.9 abaixo, que mostra uma dada situação.

Figura 4.9- Aplicação do Teorema de Bernoulli.



(FONTE: Gonçalves, 2004)

As condições de pressão nos pontos (1) e (2) em que $V_2 = 0$ (velocidade do fluido no ponto 2 da Figura 4.9), considerando a equação (4.14), tem-se::

$$\frac{1}{2}\rho V_1^2 + P_1 = \frac{1}{2}\rho(0)^2 + P_2 \rightarrow \frac{1}{2}\rho V_1^2 + P_1 = P_2$$

Logo, isolando a parcela referente à pressão estática, obtêm-se:

$$P_2 - P_1 = \frac{1}{2}\rho V_1^2 \rightarrow \Delta P = \frac{1}{2}\rho V_1^2 = q \tag{4.15}$$

Pode-se observar através da equação (4.15) que a pressão de obstrução é numericamente igual à pressão dinâmica no fluxo em local não perturbado pelo obstáculo.

Assim, sabendo-se que a velocidade V_1 nada mais é do que a velocidade característica do vento para uma edificação, V_k , a pressão de obstrução é dada pela equação (4.16) a seguir:

$$q = \frac{1}{2}\rho V_k^2 \tag{4.16}$$

Em condições normais de pressão (1atm) e temperatura ($t = 15^\circ\text{C}$), a massa específica do ar é igual a $1,2253 \text{ kg/m}^3$. Logo, a pressão de obstrução pode ser reescrita da seguinte forma:

$$q = \frac{1}{2} \times 1,2253 V_1^2 \rightarrow q = 0,613 V_k^2 \tag{4.17}$$

Para V_k em m/s e q em N/m^2 .

4.2.2.5.4 Coeficiente de pressão externa

Pelo fato da velocidade devido ao vento variar com o tempo, toda a ação devido ao mesmo é considerada dinâmica e, por razões práticas, pode-se dividi-la em uma componente constante e uma flutuação. Porém, pode-se considerar o efeito devido ao vento como sendo estático quando o período médio de separação da componente de flutuação é maior ou igual a cem vezes o período de vibração da estrutura, e esta condição se verifica para a maioria dos casos de análise da edificação.

Para a determinação do coeficiente de pressão externa (c_{pe}), aplica-se o Teorema de Bernoulli entre os pontos 1 (velocidade característica) e o ponto 3 (onde existe pressão dinâmica), ambos já ilustrados na Figura 4.9.

Para os pontos em questão e permanecendo válida a hipótese de parcela da pressão piezométrica nula, tem-se:

$$\frac{1}{2}\rho V_1^2 + P_1 = \frac{1}{2}\rho V_3^2 + P_3 \quad (4.18)$$

Rearranjando a equação (4.18) obtém-se:

$$P_3 - P_1 = \frac{1}{2}\rho V_1^2 - \frac{1}{2}\rho V_3^2 = \frac{1}{2}\rho(V_1^2 - V_3^2) \quad (4.19)$$

Considerando $P_3 - P_1 = \Delta P$, que representa a diferença de pressão estática entre os pontos 1 e 3 e $V_1 = V_k$, reescreve a equação (4.19) obtendo-se:

$$\Delta P = \frac{1}{2}\rho V_k^2 \left(1 - \frac{V_3^2}{V_k^2}\right) \quad (4.20)$$

Substituindo a equação (4.16) na equação (4.20), obtém-se:

$$\Delta P = q \times \left(1 - \frac{V_3^2}{V_k^2}\right) \quad (4.21)$$

Assim, por meio da equação (4.21), define-se o coeficiente de pressão externa, c_{pe} , que é dado pela equação (4.22):

$$c_{pe} = 1 - \frac{V_3^2}{V_k^2} \quad (4.22)$$

Analisando a equação (4.22), observa-se que, se for possível medir a velocidade no ponto verificado e a velocidade característica, determina-se c_{pe} . Este coeficiente pode ser obtido para as várias formas de edificação por meio de ensaios em modelo reduzidos em túnel de vento.

4.2.2.5.5 Coeficiente de forma

Uma vez determinados os valores de c_{pe} , a força externa resultante para uma dada superfície será obtida através da equação (4.23), a seguir.

$$F_e = \int_A c_{pe} q \, dA = q \int_A c_{pe} \, dA \quad (4.23)$$

Onde:

$F_e \Rightarrow$ força externa;

$A \Rightarrow$ área da superfície.

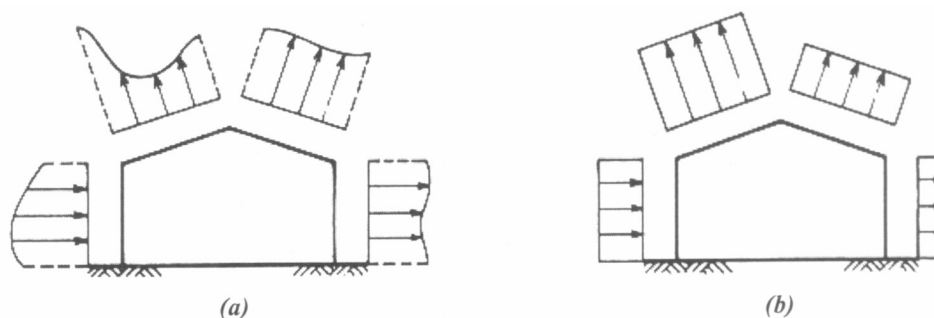
Observando a Figura 4.10 (a), nota-se que o c_{pe} é determinado “ponto a ponto” em ensaios, cuja distribuição apresenta valores elevados em algumas regiões das paredes e dos telhados, fato que tornaria sua aplicação extremamente complicada.

Logo, para fins de dimensionamento, a (ABNT) NBR 6123:1988 prescreve valores médios do coeficiente de pressão, c_{pe} , em correspondência as superfícies que compõem uma edificação, os quais passam a ser denominado coeficiente de forma externo, C_e , permitindo assim simplificar o dimensionamento.

Um esquema dos valores médios dos coeficientes de pressão externa, no caso, coeficiente de forma, para as partes que compõem uma edificação com telhado tipo duas águas pode ser visto na Figura 4.10 (b).

Figura 4.10- Distribuição esquemática dos valores de c_{pe} e C_e .

(a) valores experimentais de c_{pe} e (b) valores médios (C_e) adotados pela NBR 6123:1988.



(FONTE: Gonçalves, 2004)

Através da Figura 4.10 pode-se observar que os maiores valores de c_{pe} médio ocorrem como vento inclinado em relação à estrutura, normalmente a 45° . A justificativa para estes valores está na formação localizada de vórtices sobre o telhado e paredes.

No caso de galpões de concreto há o interesse em se determinar os esforços solicitantes, em geral, do pórtico transversal da estrutura do galpão. A força do vento sobre uma superfície de uma edificação será sempre considerada perpendicular a esta, como se vê na Figura 4.11. Também se verifica, pela mesma figura, que em cada superfície a intensidade das ações (por metro) de vento é diferente e dada pela equação (4.24):

$$F_v = (C_e - C_i) \times q_{vent} \times e \quad (4.24)$$

Com:

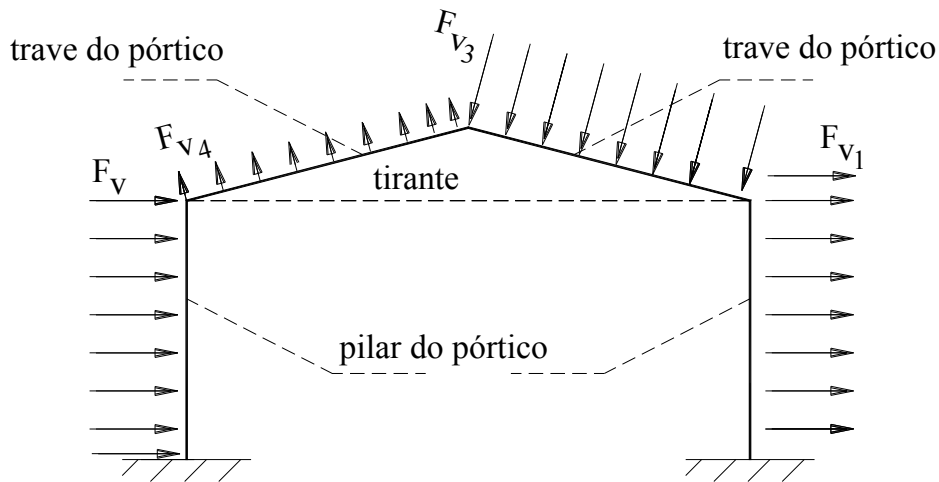
$C_e \Rightarrow$ coeficiente de forma externo da superfície dado pela (ABNT) NBR 6123:1988;

$C_i \Rightarrow$ coeficiente de forma interno da superfície dado pela (ABNT) NBR 6123:1988;

$q_{vent} \Rightarrow$ pressão de obstrução dada pela equação (4.17);

$e \Rightarrow$ espaçamento entre os pórticos transversais.

Figura 4.11- Pórtico típico de galpão de concreto com a ação do vento.



(FONTE: Produção da própria autora)

A força global do vento F_g é soma de todas as forças que atuam nas diversas partes que compõem a edificação. A componente da força global na direção do vento, força de arrasto F_a que é obtida pela equação (4.25), que no proposto trabalho não tem interesse, pois ainda que servisse para estudar a estabilidade da estrutura como um todo não representaria efetivamente as ações em cada fundação do pórtico do galpão.

$$F_a = C_a \times q_{vent} \times A_e \quad (4.25)$$

Onde:

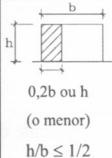
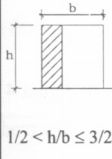
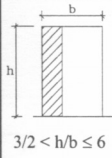
$C_a \Rightarrow$ coeficiente de arrasto;

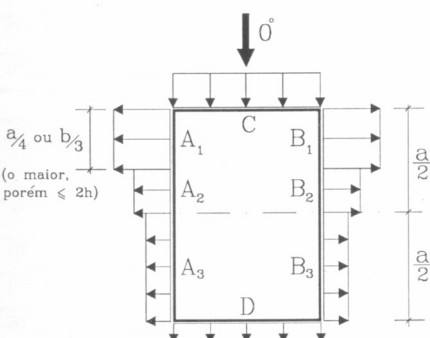
$q_{vent} \Rightarrow$ pressão de obstrução dada pela equação (4.17);

$A_e \Rightarrow$ área frontal efetiva: área da projeção ortogonal da edificação, estrutura ou elemento estrutural sobre um plano perpendicular à direção do vento (“área de sombra”).

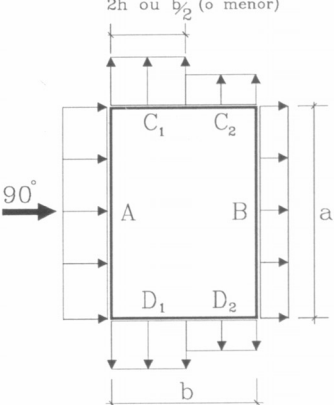
Os valores dos coeficientes de pressão e de forma, externos, para diversos tipos de edificações e para direções críticas de ventos recomendados pela (ABNT) NBR 6123:1988 são dados na Tabela 4.6 e na Tabela 4.7, respectivamente para paredes e telhados com duas águas simétricos, de edificações de planta retangular.

Tabela 4.6- Coeficiente de forma externo para paredes de edificações de planta retangular.

Relações de Interesse (h/b e a/b)		Valores de coeficientes de forma C_e								c_{pe} médio
		$\alpha = 0^\circ$				$\alpha = 90^\circ$				
		A ₁ B ₁	A ₂ B ₂	C	D	A	B	C ₁ D ₁	C ₂ D ₂	
 $0,2b$ ou h (o menor) $h/b \leq 1/2$	$1 \leq a/b \leq 3/2$	-0,8	-0,5	+0,7	-0,4	+0,7	-0,4	-0,8	-0,4	-0,9
	$2 \leq a/b \leq 4$	-0,8	-0,4	+0,7	-0,3	+0,7	-0,5	-0,9	-0,5	-1,0
 $1/2 < h/b \leq 3/2$	$1 \leq a/b \leq 3/2$	-0,9	-0,5	+0,7	-0,5	+0,7	-0,5	-0,9	-0,5	-1,1
	$2 \leq a/b \leq 4$	-0,9	-0,4	+0,7	-0,3	+0,7	-0,6	-0,9	-0,5	-1,1
 $3/2 < h/b \leq 6$	$1 \leq a/b \leq 3/2$	-1,0	-0,6	+0,8	-0,6	+0,8	-0,6	-1,0	-0,6	-1,2
	$2 \leq a/b \leq 4$	-1,0	-0,5	+0,8	-0,3	+0,8	-0,6	-1,0	-0,6	-1,2



0°



90°

(FONTE: (ABNT) NBR 6123: 1988)





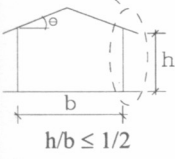
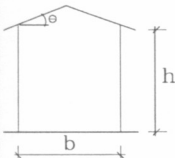
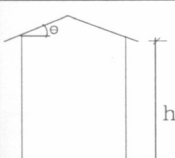
Nota 1 – Para relação a/b entre 3/2 e 2, interpolar linearmente.

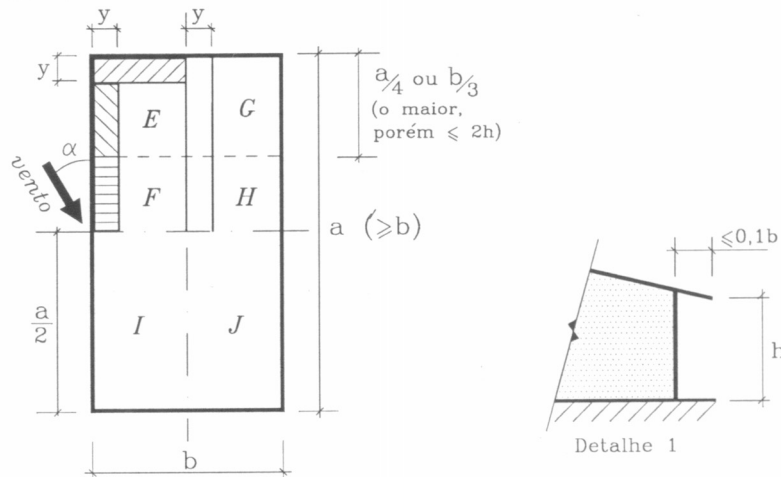
Nota 2 – Para vento a 0° , nas paredes **A₃** e **B₃** o coeficiente de forma C_e tem os seguintes valores:

- a) Para $a/b = 1$, adotar valores de C_e iguais aos das partes **A₂** e **B₂**;
- b) Para $a/b \geq 2$, adotar $C_e = 0,2$;
- c) Para $1 < a/b < 2$, interpolar linearmente.

Nota 3 – Para cada uma das duas incidências do vento (0° ou 90°), o coeficiente de pressão médio externo, c_{pe} médio, é aplicado à parte de barlavento das paredes paralelas ao vento, em uma distancia igual a $0,2b$ ou h , considerando-se o menor desses valores.

Tabela 4.7- Coeficiente de forma externo para telhados com duas águas, simétricos, em edificação de planta retangular.

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



(FONTE: (ABNT) NBR 6123: 1988)

Nota 1 – O coeficiente de forma C_e na face inferior do beiral é igual ao da parede correspondente.

Nota 2 – Nas zonas em torno de paredes de edificações salientes ao telhado (chaminés, reservatórios, torres, etc) deve ser considerado um coeficiente de forma $C_e = -1,2$, até uma distância igual a metade da dimensão da diagonal da saliência vista em planta.

Nota 3 – Para a cobertura de lanternins considerar c_{pe} médio = -2,0.

Nota 4 – Para vento a 0° , nas partes **I** e **J** o coeficiente de forma C_e tem os seguintes valores:

- a) Para $a/b = 1$, adotar valores de C_e iguais aos das partes **F** e **H**.
- b) Para $a/b \geq 2$, adotar $C_e = 0,2$.
- c) Para $1 < a/b < 2$, interpolar linearmente.

4.2.2.5.6 Coeficiente de pressão interna

O coeficiente de pressão interna está diretamente relacionado ao fato da edificação ter abertura, por onde o vento possa circular.

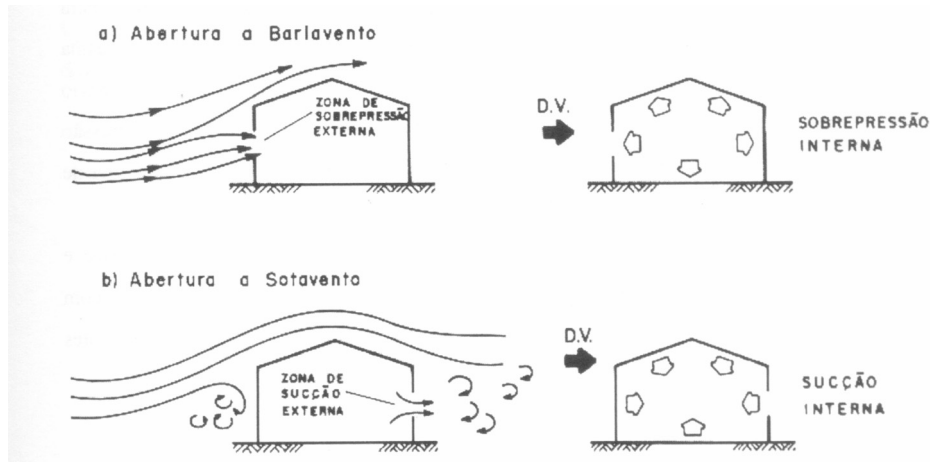
Através do teorema de Bernoulli pode-se concluir que o coeficiente de pressão externa é decorrente principalmente das características aerodinâmicas da edificação, ou seja, externamente, nas paredes e telhados podem-se ocorrer efeitos de sobrepressões e sucção.

Assim, o coeficiente de pressão interna é obtido a partir dos valores de sobrepressão e sucção externa que atuam nas várias aberturas da edificação.

O efeito de aberturas a barlavento, região onde incide o vento, e a sotavento, região oposta àquela de onde incide o vento, ambas em relação à edificação, pode ser observada na Figura 4.12. Logo para o primeiro caso, tem-se sobrepressões internas, e para o segundo caso, sucções internas.

O coeficiente de pressão interna será obtido em função das dimensões, localização das aberturas e da direção do vento. As condições de abertura, ou seja, a permeabilidade de cada face da edificação é que permitirá obter os valores do coeficiente de pressão interna.

Figura 4.12- Abertura a barlavento e a sotavento: influência na determinação dos valores dos coeficientes de pressão interna c_{pi} .



(FONTE: Gonçalves, 2004)

O conceito de permeabilidade está relacionado à presença de aberturas, como portas, janelas, portões, frestas no próprio assentamento de telhas, não devendo descartar aberturas decorrentes de danos em elementos da cobertura, paredes, vidros etc.

O estudo teórico e experimental permitiu-se concluir que a pressão interna está diretamente associada à vazão do fluido na região da abertura que é dada pela equação (4.26).

$$Q = K \times A \times \rho \times v \quad (4.26)$$

Sendo:

$Q \Rightarrow$ vazão volumétrica na abertura;

$A \Rightarrow$ área da abertura considerada;

$\rho \Rightarrow$ massa específica do ar;

$v \Rightarrow$ velocidade do ar na abertura considerada.

A velocidade do ar pode ser obtida através da equação (4.27):

$$v = \sqrt{\frac{2|\Delta P_e - \Delta P_i|}{\rho}} \quad (4.27)$$

Do ponto de vista prático é difícil calcular o coeficiente de pressão interna por esse procedimento. Portanto, a (ABNT) NBR 6123:1988, apresenta uma série de situações de abertura e permeabilidade para facilitar este cálculo.

De acordo com a (ABNT) NBR 6123:1988 são considerados impermeáveis os seguintes elementos construtivos e vedações: lajes e cortinas de concreto, paredes de alvenaria, de pedra, de tijolo, de blocos de concreto e afins, sem portas, janelas ou quaisquer outras aberturas. Os demais elementos construtivos e vedações são considerados permeáveis. A permeabilidade deve-se à presença de aberturas, tais como juntas entre painéis de vedação e entre telhas, frestas em portas e janelas, lanternins etc.

O índice de permeabilidade de uma parte da edificação é definido pela relação entre a área das aberturas e a área total desta parte. Executando-se o caso de abertura dominante, que é uma abertura cuja área é igual ou superior à área total das outras aberturas que constituem a permeabilidade considerada sobre toda a superfície externa da edificação, o índice de permeabilidade de nenhuma parede ou água de cobertura pode ultrapassar 30 %.

O sinal positivo (+) de c_{pi} corresponde a situação de sobrepessão interna e por sua vez, o sinal negativo (-) de c_{pi} corresponde a situação de sucção interna.

No caso de edificações com paredes internas permeáveis, a pressão interna pode ser considerada uniforme, devendo ser adotados os seguintes valores para o coeficiente de pressão interna c_{pi} :

- a) duas faces opostas igualmente permeáveis e as demais impermeáveis:
 - vento perpendicular a uma face permeável: $c_{pi} = +0,2$;
 - vento perpendicular a uma face impermeável: $c_{pi} = -0,3$;
- b) quatro faces opostas igualmente permeáveis:
 - $c_{pi} = -0,3$ ou 0 (considerar o valor mais nocivo);
- c) abertura dominante em uma face e as demais com igual permeabilidade:
 - abertura dominante na face de barlavento: deve ser levada em conta a relação entre a área da abertura dominante (A_{ad}) e a área total das aberturas submetidas a sucções (A_{as}) nas outras faces. A Tabela 4.8 fornece os valores de c_{pi} (sobrepessão) em função da relação A_{ad}/A_{as} .

Tabela 4.8- Valores de c_{pi} (sobrepessão) em função da relação A_{ad}/A_{as} .

A_{ad}/A_{as}	c_{pi}
1,0	+ 0,1
1,5	+ 0,3
2,0	+ 0,5
3,0	+ 0,6
$\geq 6,0$	+ 0,8

(FONTE: (ABNT) NBR 6123: 1988)

Observação: Interpolares linearmente para valores intermediários.

- abertura dominante na face de sotavento: deve-se adotar o valor do coeficiente de forma externo, C_e , correspondente a essa face (ver Tabela 4.6);
- abertura dominante não situada em zona de alta sucção externa: deve-se adotar o valor do coeficiente de forma externo, C_e , correspondente ao local da abertura nesta face (ver Tabela 4.6);
- abertura dominante situada em zona de alta sucção externa: deve ser levada em conta a relação entre a área da abertura dominante (A_{ad}) e a área total das aberturas submetidas a sucções externas (A_{ase}) nas outras faces. A Tabela 4.9 fornece os valores de c_{pi} (sucção) em função da relação A_{ad}/A_{ase} .

Tabela 4.9: Valores de c_{pi} (sucção) em função da relação A_{ad}/A_{ase} .

A_{ad}/A_{ase}	c_{pi}
0,25	- 0,4
0,50	- 0,5
0,75	- 0,6
1,0	- 0,7
1,5	- 0,8
$\geq 3,0$	- 0,9

(FONTE: (ABNT) NBR 6123: 1988)

Observação: Interpolares linearmente para valores intermediários.

A determinação dos coeficientes de pressão interna deve ser feita de maneira a reproduzir, o mais fielmente possível, as condições gerais e as possibilidades de abertura numa edificação.

Para o cálculo do vento foi utilizado um programa livre desenvolvido na Universidade de Passo Fundo pelo Professor Zacarias M. Chamberlain Pravia. O objetivo principal do programa Visual Ventos é determinar as Forças Devidas ao Vento em edifícios de planta retangular e cobertura duas águas de acordo com as prescrições da (ABNT) NBR 6123:1988. Os dados de entrada do programa são as características geométricas da edificação e as características do terreno, além disso deve-se fornecer o tamanho das aberturas para o cálculo da velocidade e coeficientes de pressão externa e interna, tal como é descrito na (ABNT) NBR 6123:1988 e detalhado anteriormente.

5. ESTADOS LIMITES

No método de cálculo dos estados limites, a segurança da estrutura é verificada determinando-se as solicitações de cálculo comparando-as com as solicitações resistentes. Admite-se que a estrutura seja segura quando as solicitações de cálculo forem no máximo, iguais aos valores que podem ser suportados pela estrutura, no estado limite considerado.

Uma estrutura atinge um estado limite quando apresenta desempenho inadequado à finalidade da construção. Logo, para o cálculo das estruturas de concreto é necessário considerar-se os estados limites últimos e o de serviço. A seguir, os mesmos são definidos.

5.1 ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS (ELU)

De acordo com a (ABNT) NBR 6118:2007, os estados limites últimos (ELU) são aqueles relacionados ao colapso ou a qualquer outra forma de ruína estrutural que determine 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.

De uma maneira geral a perda de equilíbrio como corpo rígido dificilmente precisa ser realizadas, pois as verificações participantes do dimensionamento das fundações

acabam fazendo com que estas estejam satisfeitas. As verificações e dimensionamentos de esgotamento (item b) são normalmente realizados após o cálculo dos esforços solicitantes dos elementos e seguem a teoria do concreto armado e protendido. A verificação para os efeitos de segunda ordem da estrutura como um todo (item c) é sem dúvida em parte, hoje, mais difícil de ser realizada pois não existem processos muito simples para fazê-lo. Aparentemente a melhor maneira neste caso é usar o processo $P-\Delta$. Muitas vezes a própria verificação do estado limite de deformação excessiva em serviço (próximo item) pode servir como referência à estabilidade global. As verificações dinâmicas em geral não são feitas e só se justificam quando há pontes rolantes de grande velocidade na movimentação. Nestes casos é preciso usar programas específicos para verificar se a estrutura tem seus modos de oscilação natural próximos da máquina. No caso de colapsos progressivos não há especificações, por enquanto, nas normas nacionais atuais que prevejam tal situação dependo, portanto de novas pesquisas para que possa considerar estes efeitos.

5.2 ESTADOS LIMITES DE SERVIÇO (ELS)

Por suas vezes, os estados limites de serviço (ELS), de acordo com a (ABNT) NBR 6118:2007, são aqueles 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): estado em que se inicia a formação de fissuras;

b) de abertura das fissuras (ELS-W): estado em que as fissuras se apresentam com aberturas iguais aos valores máximos especificados na (ABNT) NBR 6118:2007;

c) de deformações excessivas (ELS-DEF): estado em que as deformações atingem os limites estabelecidos para utilização da estrutura, afetando também a estrutura sob o aspecto estético. O ELS-DEF é um condicionante para a escolha das seções usadas nas estruturas dos galpões, à medida que essas estruturas devem obedecer a certos limites de deslocamentos;

d) de descompressão (ELS-D): verificação usual no caso de concreto protendido, é o estado no qual em um ou mais pontos da seção transversal a tensão normal é nula, não havendo tração no restante da seção. Essa verificação é difícil e ser atendida

e) de compressão excessiva (ELS-CE): como no caso anterior, usual no caso do concreto protendido na ocasião da aplicação da protensão, é o estado em que as tensões de compressão atingem seu limite convencional estabelecido;

f) de vibrações excessivas (ELS-VE): estado em que as vibrações, devido à ações de pontes rolantes, por exemplo, atingem os limites estabelecidos para utilização normal da construção.

5.2.1 Combinações de serviço

Para a verificação do ELS-DEF, no caso do galpão, e do ELS-F, no caso dos elementos de concreto pré-moldado que constituem o galpão, como terças e vigas, devem ser utilizadas combinações freqüentes de serviço (CF), nas quais a ação variável principal é considerada com seu valor freqüente e todas as demais ações variáveis são tomadas com seus valores quase permanentes. Como alguns elementos são bem específicos, as combinações a serem utilizadas nos elementos nem sempre são as mesmas que as consideradas para o galpão como um todo.

A expressão (5.1) corresponde à equação para as combinações freqüentes.

$$F_{d,ser} = \sum F_{gi,k} + \Psi_1 \cdot F_{q1,k} + \sum \Psi_{2j} F_{qj,k} \quad (5.1)$$

Para a verificação do ELS-DEF, no caso dos elementos de concreto pré-moldados 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.

A expressão (5.2) corresponde à equação para as combinações quase permanentes.

$$F_{d,ser} = \sum F_{gi,k} + \sum \Psi_{2j} F_{qj,k} \quad (5.2)$$

Onde:

- $F_{d,ser}$ – valor de cálculo das ações para combinação de serviço;
- $F_{gi,k}$ – representa os valores característicos das ações permanentes;
- Ψ_1 – fator de redução para as combinações freqüentes;
- $F_{q1,k}$ – representa o valor característico da ação variável principal;
- Ψ_2 – fator de redução para as combinações quase permanentes;
- $F_{qj,k}$ – representa o valor característico das ações variáveis secundárias.

De acordo com a (ABNT) NBR 8681:2003, para os coeficientes de ponderação, devem ser utilizados os valores indicados na Tabela 5.1. Entretanto, essa Norma não fornece valor para coeficientes de ponderação para a ação da ponte rolante. Existem apenas coeficientes para verificação de flechas em vigas de rolamento de ponte rolante. De acordo com SANTOS (2010) resolveu-se, portanto, adotar para Ψ_1 o valor de 0,65, presente na (ABNT) NBR 8800:1986, e para Ψ_2 , 0,30.

Tabela 5.1- 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	0,30	0
Vigas de rolamento de pontes rolantes	0,65	0,30

(FONTE: NBR 8681:2003)

6. CÁLCULO DOS ESFORÇOS SOLICITANTES E VERIFICAÇÕES

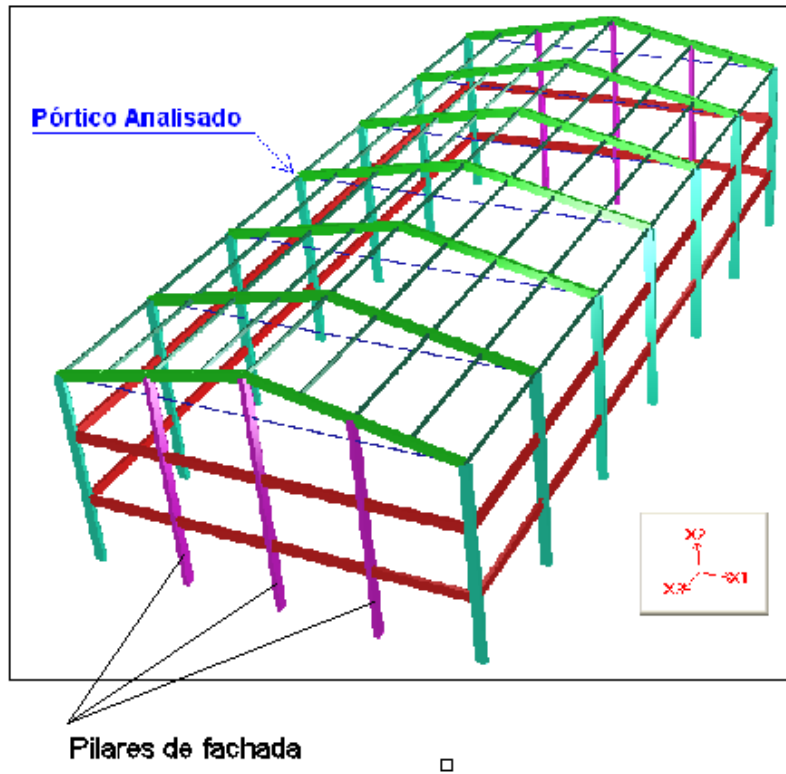
Solicitação é qualquer esforço solicitante (momento fletor, força normal, força cortante) ou conjunto de esforços decorrentes das ações e aplicados a uma ou mais seções de um elemento da estrutura.

De acordo com a (ABNT) NBR 6118:2007, as solicitações de cálculo são obtidas, para a combinação de ações considerada, de acordo com a análise estrutural e para cada estado limite a ser considerado, ou seja, as ações são majoradas, para então serem determinadas as solicitações.

6.1 MODELO PARA O CÁLCULO DOS ESFORÇOS SOLICITANTES

Para se determinar os esforços e deslocamentos nas estruturas de galpões, as discutidas neste trabalho, pode-se considerar inicialmente o modelo de um pórtico tridimensional. Uma estrutura composta de barras com 6 graus de liberdade em cada nó. Um exemplo deste tipo de modelo está indicado na Figura 6.1 a seguir.

Figura 6.1- Modelo de pórtico tridimensional de estrutura de galpões.

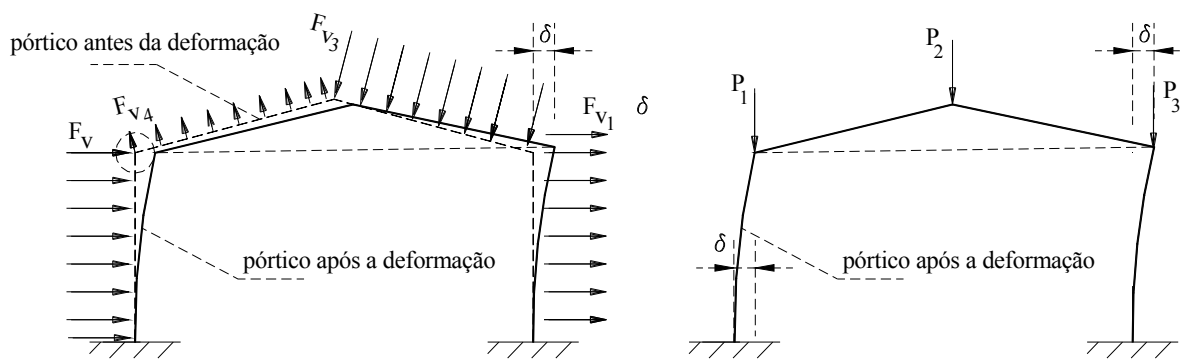


(FONTE: Santos et al, 2009).

As estruturas de concreto armado são imaginadas, normalmente, formadas de elementos prismáticos, ou seja, elementos com uma dimensão bem maior que as outras duas e a seção transversal constante. A grande maioria dos programas computacionais, portanto considera apenas os eixos dos elementos e para considerar a inércia é preciso, normalmente discretizar cada barra em diversos trechos, cada um deles com uma altura média.

No caso de galpões, como não há laje, deve-se considerar que cada conjunto de pilares, elementos geralmente verticais, e vigas, em geral horizontais, que são denominados de pórtico atuam isoladamente para resistir a ação lateral do vento, como pode ser observado na Figura 6.2, inclusive com a deformação da estrutura.

Figura 6.2 – Pórtico de uma estrutura sob carregamento horizontal (vento) e as ações verticais.



(FONTE: Produção da própria autora)

Na maioria das vezes, nos galpões, não há necessidade de se fazer uma análise tridimensional, basta considerar os pórticos planos de forma isolada, como o da Figura 6.2 e considerar a ação do vento atuando por áreas de superfície de influência conforme mostra RAYMUNDO (2012). O interessante é definir para um pórtico qual o pilar que teria a mesma rigidez. Isto é feito considerando, por exemplo, uma força horizontal igual a F , que pode ser visto na Figura 6.3, e calculando o deslocamento de seu topo considerando, por exemplo, igual ao deslocamento do pórtico $\delta_{\text{pórtico}}$.

Após obter o valor deste deslocamento deve-se considerar um pilar engastado na base e livre na outra extremidade, com a mesma altura e submetido à mesma força horizontal de F e tendo um deslocamento $\delta_{\text{pilar}} = \delta_{\text{pórtico}}$.

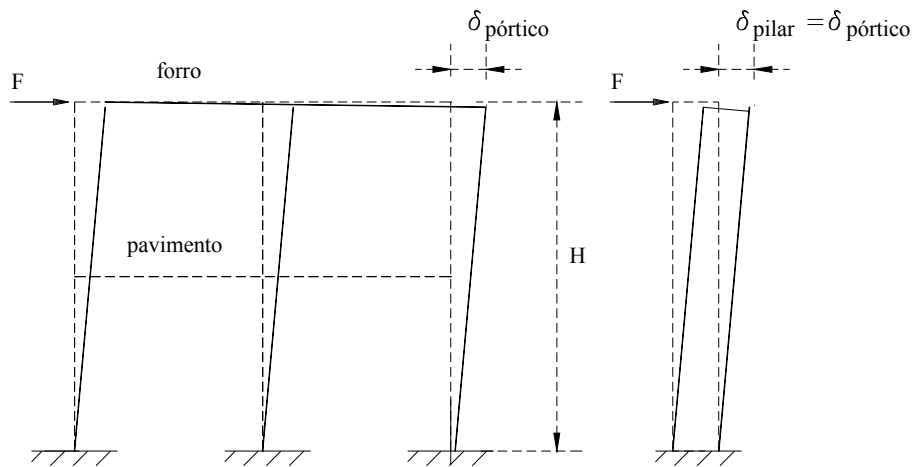
Como a flecha do pilar no topo é dada pela equação (6.1):

$$\delta_{\text{pilar}} = \frac{F \cdot H^3}{3 \cdot E \cdot I} \quad (6.1)$$

Igualando as duas deformações chega-se à expressão da rigidez equivalente do pórtico, vista na equação (6.2) a seguir:

$$E \cdot I = \frac{F \cdot H^3}{3 \cdot \delta_{\text{pórtico}}} \quad (6.2)$$

Figura 6.3 - Pórtico plano e pilar retangular com rigidez equivalente.

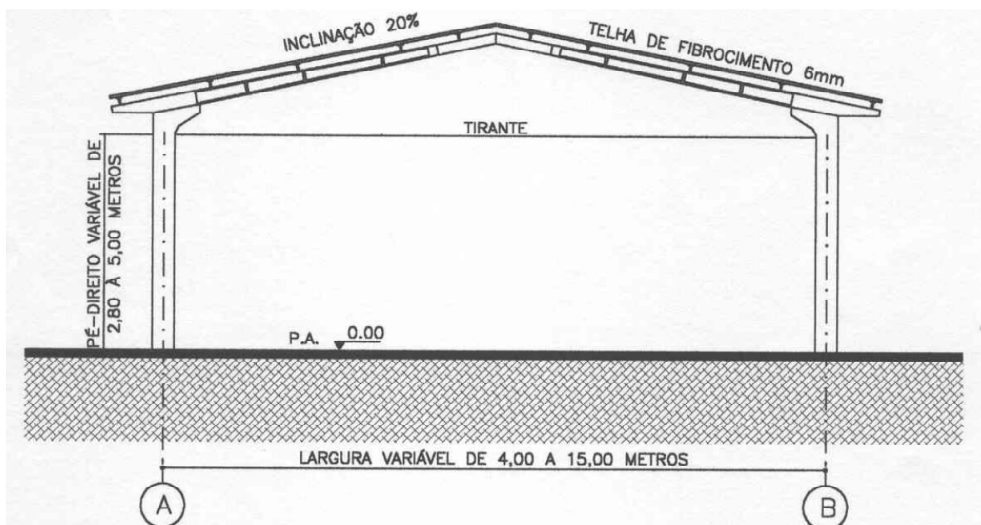


(FONTE: Carvalho, 2009)

O cálculo da deformação δ horizontal é importante para verificar estados limite de serviço e também próxima ao colapso, pois pode provocar efeitos de segunda ordem. Assim, a partir do cálculo da deformação lateral dos pórticos é possível estabelecer se o pilar do pórtico terá efeitos de segunda ordem global.

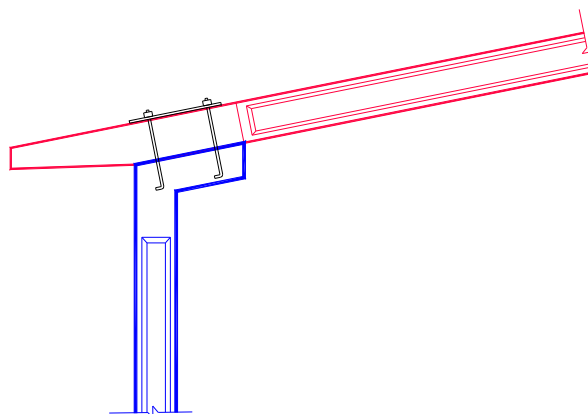
Uma vez definida a geometria dos elementos do pórtico de concreto não é difícil determinar os esforços solicitantes nas diversas seções. A maior dificuldade está na consideração das ligações entre os elementos. Na Figura 6.4 e na Figura 6.5 pode-se ver um pórtico com trave inclinada e tirante e a ligação típica entre pilar e trave, respectivamente.

Figura 6.4- Exemplo de pórtico com trave inclinada e tirante.



(FONTE: Silva, 2005)

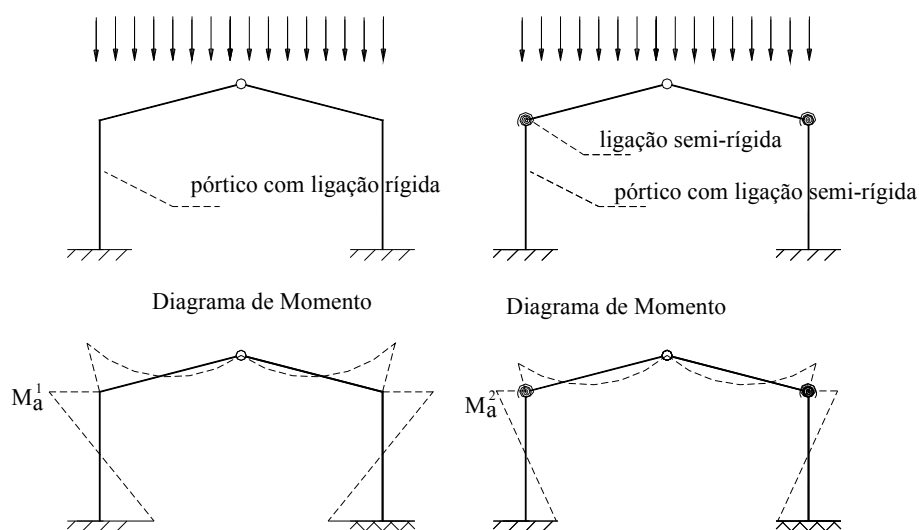
Figura 6.5- Detalhe da ligação pilar x trave de galpões pré-moldados de concreto armado.



(FONTE: Produção da própria autora)

Assim, na Figura 6.6 pode-se ver a diferença de comportamento de um galpão de duas águas com ligação contínua (moldado no local) e outro pré-fabricado de ligação semi-rígida.

Figura 6.6- Diferença nos diagramas de momento fletor do pórtico com ligação rígida e semi-rígida.



(FONTE: Ferreira, 1993)

A consideração do movimento relativo entre a trave do pórtico e o pilar faz com que haja diferença na distribuição de momentos no pórtico (em módulo $M_a^2 \leq M_a^1$) e claro também na deformação do pórtico. Assim, é comum considerar como uma mola a ligação entre os dois elementos com rigidez (ou deformabilidade) equivalente a da ligação.

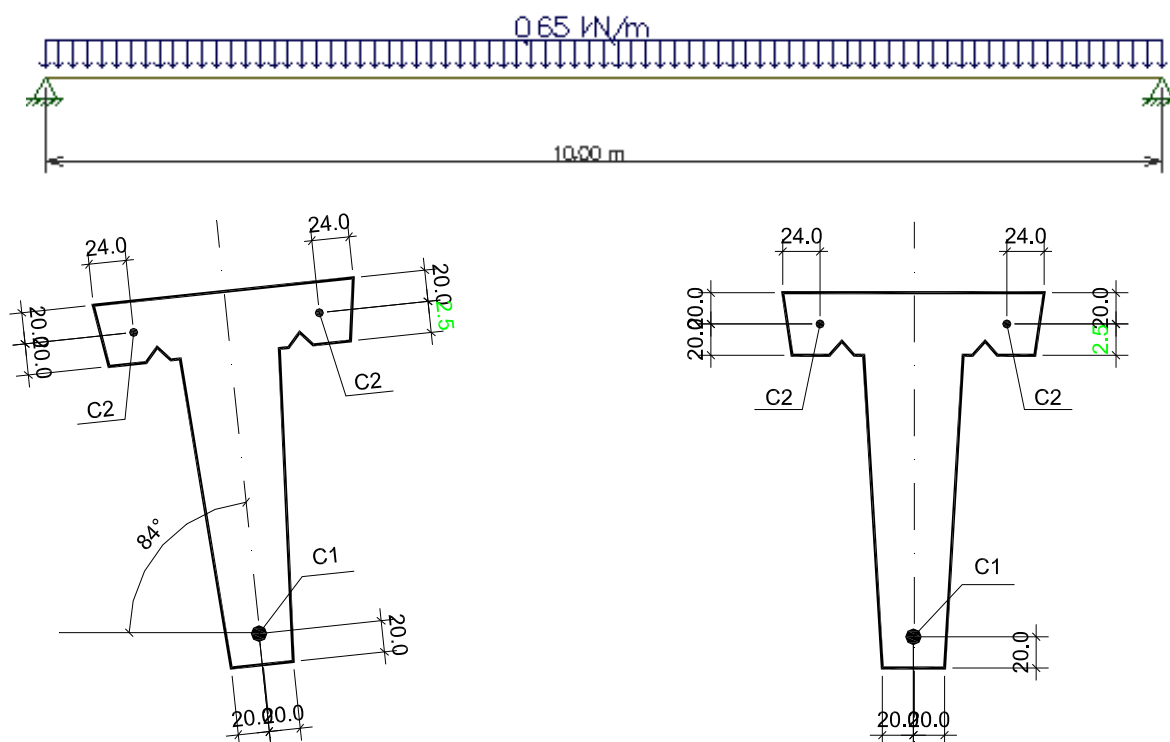
Ainda sobre a questão de como calcular os esforços BEZERRA e TEXEIRA (2005) realizaram trabalho cujo objetivo era estudar o comportamento das estruturas que compõem os galpões de concreto pré-moldado, em serviço. Especificamente, o mesmo tem por objetivo determinar a alteração da inércia da seção transversal de vigas com seção T submetidas à força normal de compressão com grande excentricidade e avaliar o efeito da fissuração do concreto na redistribuição de esforços solicitantes na estrutura.

A conclusão é que, feita a análise linear de um pórtico pré-moldado típico, com tirante metálico exposto o momento negativo na ligação viga-pilar, apresentou redução de 30%, e o momento positivo apresentou acréscimo de 20%, com relação aos resultados obtidos na análise da estrutura não fissurada. Como consequência, observou-se acréscimos de deslocamentos, porém de valor pequeno, da ordem de 15% do valor obtido com o pórtico não fissurado. O procedimento utilizado apresentou resultados coerentes e acredita-se que possa ser utilizado em situações reais devido à sua simplicidade. A análise efetuada mostrou que esse sistema estrutural apresenta redistribuição significativa de esforços em serviço, devendo esse aspecto ser considerado em projeto.

Até aqui considerou-se o modelo da estrutura que envolvem o pilar e a trave no sentido transversal. É preciso ainda analisar as terças e o conjunto vigas e pilares na direção longitudinal da edificação.

No caso das terças as mesmas são consideradas bi apoiadas e recebem as ações das telhas, do vento e acidentais de montagem. O esquema estrutural das mesmas está indicado na Figura 6.7. Na mesma figura estão indicadas as duas posições da seção transversal: inclinada e na vertical. Como as ações gravitacionais são verticais e a de vento perpendicular às telhas sempre existirá flexão oblíqua para uma das solicitações em questão e flexão normal para outra. No caso da flexão oblíqua é necessário calcular os esforços solicitantes (momento fletor e cortante) segundo os eixos principais da seção, assim como o deslocamento dos diversos pontos para depois fazer a composição vetorial do esforço solicitante final. No segundo caso o cálculo é mais simples e há apenas flexão normal.

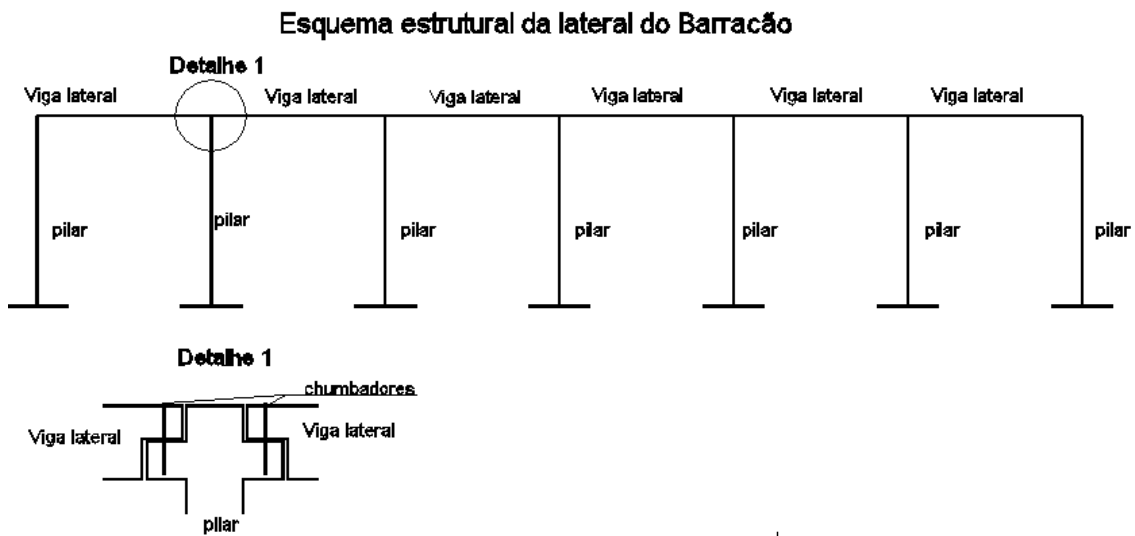
Figura 6.7- Esquema da estrutura da terça (elementos biapoiados) seções transversais de terças protendidas: a da esquerda inclinada de 84° , a da direita com eixo principal na vertical.



(FONTE: Camillo, 2010)

Para a direção longitudinal do galpão é preciso verificar como se comportam os pilares conectados às vigas laterais. Podem ser considerados pórticos longitudinais como o esquematizado na Figura 6.8. Se a ligação viga lateral e pilar for como o esquematizado no detalhe 1 da Figura 6.8 considera-se que o nó é rotulado. Nesta direção (longitudinal do galpão) quando há ponte rolante é preciso investigar com cuidado a ação da frenagem e aceleração das mesmas que se compõem com o vento agindo na direção longitudinal do galpão.

Figura 6.8- Esquema estrutural da lateral do galpão com a formação de pórticos com os pilares e vigas laterais conectados , em geral, por chumbadores.

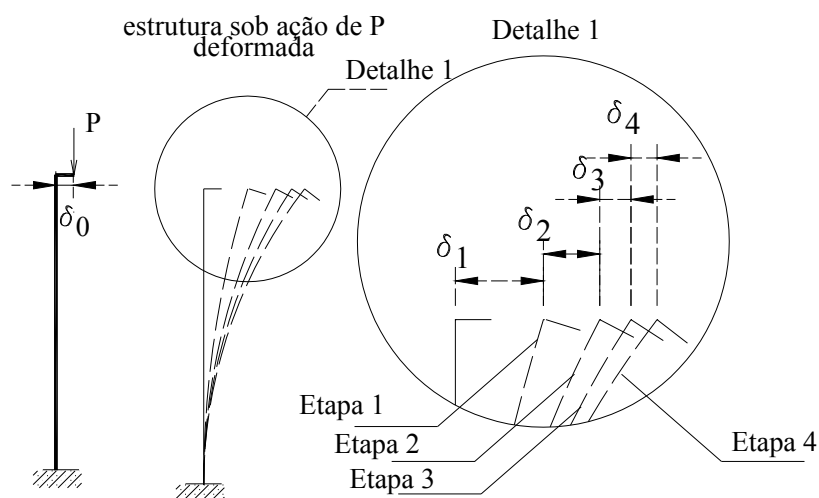


(FONTE: Camillo, 2010)

Por fim, os pilares ditos de fachada (ver Figura 6.1) devem ser considerados com elementos fletidos (sob ação do vento) engastados na base e soltos na extremidade vertical. O melhor que pode ser feito em algumas situações é fazer com que o contraventamento horizontal faça com que a extremidade superior do pilar não se desloque.

Embora não exista especificação clara de como verificar a estabilidade global para este tipo de estrutura na (ABNT) NBR 6118:2007 parece que sem dúvida é importante fazer a interação entre as ações laterais (ventos em geral) e as verticais (peso próprio sobrecargas e ação móvel de ponte rolante) e estudar através de um processo geral ou incremental os efeitos de segunda ordem. Na Figura 6.9 mostra-se um pilar submetido a uma ação vertical excêntrica (que pode corresponder a uma ação vertical e outra lateral equivalente) em que se considera a deformação da mesma (por etapas) para o cálculo dos esforços internos. Se nesta análise é considerada a não linearidade do material tem-se a análise não linear geométrica e física.

Figura 6.9- Esquema para a consideração da deformação de segunda ordem de uma haste. Imagina-se diversas etapas e cada etapa tem-se a deformação provocada pelos momentos gerados pela deformação da etapa anterior. No caso estão mostrados 4 etapas.



(FONTE: Carvalho, 2009)

Para estruturas reticulares de mais de quatro pavimentos a (ABNT) NBR 6118:2007 permite a definição se o efeito de segunda ordem global é importante através do coeficiente γ_z . Neste caso (galpões) aparentemente só pode ser usado o parâmetro de instabilidade α que pode ser inadequado para a situação. Trata-se, portanto de um assunto ainda em aberto visto que a maioria dos programas computacionais não contemplam este tipo de estrutura e os demais não fazem análise de segunda ordem.

6.2 ANÁLISES ESTRUTURAIS

De acordo com a (ABNT) NBR 6118:2007 o objetivo da análise estrutural é determinar os efeitos das ações em uma estrutura, com a finalidade de efetuar verificações de estados limites últimos e de serviço. A análise estrutural permite estabelecer as distribuições de esforços solicitantes, tensões, deformações e deslocamentos, em uma parte ou em toda a estrutura.

É necessário, portanto, que a análise realizada seja feita com um modelo estrutural o mais realista possível, para que permita, desta maneira representar corretamente o comportamento da estrutura e o caminho que as ações percorreram até chegar as fundações.

SANTOS et al. (2009) realizaram um estudo a respeito da consideração dos efeitos de 2ª ordem nos galpões pré-moldados de concreto com pórticos atirantados. Foram utilizados sete modelos diferentes de pórticos, variando-se dimensões e carregamento. Três fatores foram observados nas análises: vão, tipo de ligação viga-pilar e tipo de carregamento.

Os resultados obtidos, segundo SANTOS et al. (2009), mostraram que quanto maior o vão mais estável se torna a estrutura, além disso, as estruturas de vigas com seção T de altura constante mostraram-se menos susceptíveis aos esforços solicitantes de segunda ordem, quando comparadas às de vigas com seção I, mesmo as seções dos pilares mantendo-se iguais.

Com relação às combinações, é interessante registrar que aquelas sem vento apresentaram resultados mais adversos quanto aos efeitos de segunda ordem, o que permitiu deduzir que a ação variável de ponte rolante é a mais desfavorável quanto à estabilidade global. O procedimento utilizado apresentou resultados coerentes e indicou que, para os casos analisados, a instabilidade global deve ser considerada no projeto estrutural de galpões.

6.2.1 Tipos de análise estrutural

Para situação de projeto existem alguns tipos principais de análise estrutural que se diferem pelo comportamento adotado para os materiais constituintes da estrutura, e também, por mudança de geometria. Em todos os modelos de análise estrutural explicados a seguir, admite-se que os deslocamentos são pequenos.

6.2.1.1 Análise linear

Na análise linear admite-se, segundo a (ABNT) NBR 6118:2007, que o comportamento dos materiais seja elástico-linear. Em análises globais as características geométricas podem ser determinadas pela seção bruta de concreto dos elementos estruturais. O módulo de elasticidade, em princípio, deve ser o secante (E_{cs}) que deve ser calculado segundo a equação (6.3)

$$E_{cs} = 0,85 \times 5600 \sqrt{f_{ck}} \quad (6.3)$$

Onde:

E_{cs} = Módulo de elasticidade secante;

f_{ck} = Resistência característica do concreto à compressão.

Ainda segundo a mesma norma, para o concreto, o coeficiente de Poisson, ν , pode ser tomado como 0,2, e o módulo de elasticidade transversal G_c , como 0,4 E_{cs} .

Os resultados de uma análise linear são, normalmente, empregados para a verificação de ELS. Tal análise pode ser utilizada para verificações de ELU, contanto que a ductilidade dos elementos estruturais seja garantida.

6.2.1.2 Análise linear com redistribuição

Segundo a (ABNT) NBR 6118:2007, os efeitos das ações, em tal análise, são redistribuídos na estrutura, para as combinações de carregamento do ELU. Nesse caso as condições de equilíbrio e de ductilidade devem ser obrigatoriamente satisfeitas. Todos os esforços solicitantes são recalculados para garantir o equilíbrio de cada elemento e da estrutura como um todo. As verificações de combinações de carregamentos de ELS ou de fadiga podem ser baseadas na análise linear sem redistribuição. De uma maneira geral é desejável que não haja redistribuição de esforços solicitantes em serviço.

6.2.1.3 Análise plástica

A (ABNT) NBR 6118:2007 cita ainda que quando as não linearidades puderem ser consideradas a análise estrutural é considerada plástica, admitindo-se materiais de comportamento rígido-plástico perfeito ou elasto-plástico perfeito.

A análise plástica de estruturas reticuladas não pode ser considerada quando se consideram os efeitos de segunda ordem global e quando não houver ductilidade para que as configurações adotadas sejam atingidas

6.2.1.4 Analise não-linear

Na análise não-linear é considerado o comportamento não-linear dos materiais. Para que tal análise seja feita de maneira correta toda a geometria da estrutura e também a armadura precisam ser conhecidas, justamente pelo fato de que o comportamento depende de como tal estrutura, no caso, os galpões, foi armada.

Condições de equilíbrio, de compatibilidade e de ductilidade devem ser necessariamente satisfeitas. Análises não-lineares podem ser adotadas tanto para verificações de ELU como para verificações de ELS.

De acordo com SANTOS (2010) é comum a subdivisão da não-linearidade em não linearidade física (NLF) na qual se considera o comportamento não-linear entre tensões e deformações dos materiais e a não linearidade geométrica (NLG) que se refere à relação não-linear entre deformações e deslocamentos e o equilíbrio na posição deformada.

6.2.1.4.1 Não-linearidade física

A (ABNT) NBR 6118:2007 descreve as considerações aproximadas da não-linearidade física, porém o mesmo cita que tais aproximações só podem ser feitas para edificações de no mínimo quatro pavimentos.

De acordo com SANTOS (2010) a NLF pode ser feita de maneira rigorosa sob a forma de análise matricial. Este processo demanda grande tempo de processamento e geralmente é utilizado em situações mais complexas. Uma maneira menos precisa, entretanto mais simples, é introduzir na análise linear um coeficiente redutor da inércia bruta da seção transversal dos elementos estruturais. Em seus estudos o autor chegou a um coeficiente

reductor de inércia igual a 0,5, tanto para vigas como para pilares dos pórticos que compõem o galpão.

6.2.1.4.2 Não-linearidade geométrica

Segundo MARIN (2009) a não-linearidade geométrica da estrutura ocorre porque a relação entre esforços solicitantes e deslocamentos não é linear. Ela ganha maior importância quando os deslocamentos excessivos podem comprometer a estabilidade da estrutura.

Logo, SANTOS (2010) revela que dependendo das alterações ocorridas na geometria pode ocorrer acréscimo significativo dos esforços solicitantes, levando até mesmo a instabilidade da estrutura. Quando o comportamento não-linear ocasionar a perda da estabilidade, o uso de uma análise linear (análise de 1ª ordem) gera resultados contra a segurança.

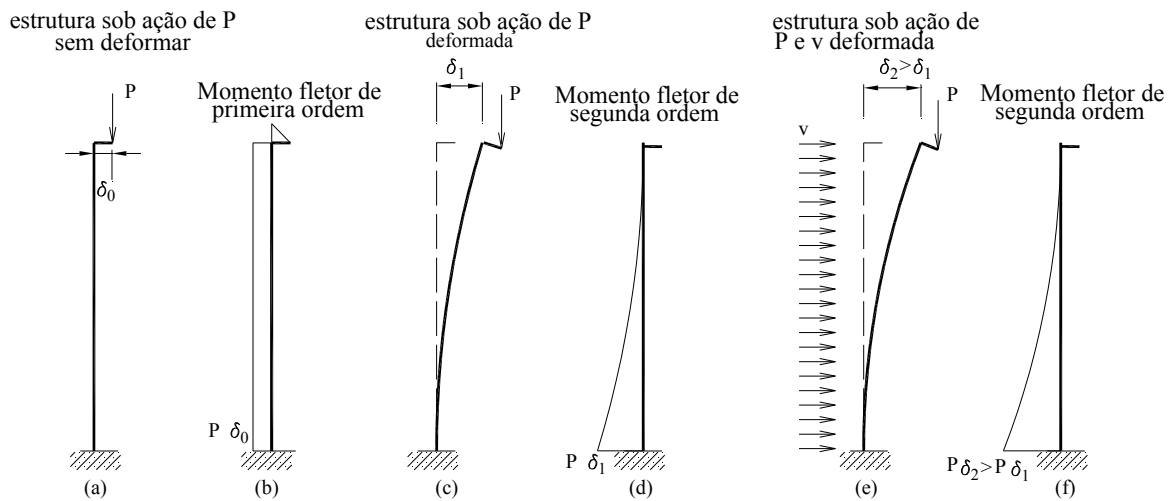
Ao se iniciar um estudo sobre estabilidade global de edifícios, primeiramente deve-se fazer uma breve definição a respeito de como se caracterizam os efeitos de primeira e segunda ordem.

A Figura 6.10 mostra o que ocorre com uma estrutura, no caso uma haste reta, vertical, engastada na base e solta no topo sujeita a uma força vertical no topo excêntrica de δ_0 . A Figura 6.10b mostra o diagrama de momento fletor não se considerando a deformação da haste. Esse momento, chamado de primeira ordem apresenta no trecho vertical o mesmo valor para todas as seções, $M = P \times \delta_0$. Porém, ao considerar a estrutura se deformando, surge, devido a própria deformação da estrutura, um estado de deformação, como pode ser visto na Figura 6.10c, que origina os momentos fletores chamados de segunda ordem, cujo diagrama pode ser observado na Figura 6.10d.

Por sua vez, considerando a mesma haste submetida também à uma ação lateral de vento, representado por um carregamento uniforme de intensidade v , situação da Figura 6.10e, resultam os momentos fletores de segunda ordem representado na Figura 6.10f. Logo, percebe-se que os efeitos de segunda ordem, são, em geral, maiores quando se consideram ações laterais atuando em uma estrutura. Se a estrutura em questão possuir grande rigidez os

valores tanto de δ_1 e δ_2 são pequenos, resultando assim, em momentos de segunda ordem desprezíveis para efeito de cálculo.

Figura 6.10- Estrutura submetida à ação de carga vertical e às ações laterais de vento (v) e os correspondentes efeitos de segunda ordem.



(FONTE: Carvalho, 2009)

Considera o momento fletor de segunda ordem pequeno e desprezível quando o mesmo não supera o valor de 10% do momento fletor de primeira ordem. Ressalta-se que tanto no caso do exemplo em questão como também em estruturas usuais os esforços solicitantes de primeira ordem devido ao vento devem ser considerados, mesmos nas situações em que forem de pequena intensidade.

Para efeito de simplificação do cálculo costuma-se definir estruturas de nós fixos e nós móveis. As estruturas de nós fixos são aquelas que os deslocamentos horizontais dos nós são pequenos, e, por decorrência, os efeitos globais de segunda ordem são desprezíveis (inferiores a 10% dos respectivos esforços solicitantes de primeira ordem). Nessas estruturas, basta considerar os efeitos locais de segunda ordem. Já as estruturas de nós móveis são aquelas onde os deslocamentos horizontais não são pequenos e, por essa razão, os efeitos globais de segunda ordem são importantes (superiores a 10% dos respectivos esforços de primeira ordem). Nessas estruturas devem ser obrigatoriamente considerados tanto os esforços de segunda ordem globais como os locais.

A (ABNT) NBR 6118:2007 cita que para algumas estruturas de galpão é dispensada a consideração dos efeitos de segunda ordem, por serem pequenas as forças normais. Entretanto, de acordo com SANTOS (2010), essa quantificação de pequenas forças

normais é muito vaga, necessitando de melhor caracterização. Logo essa isenção não se aplica a todas as edificações de galpão, uma vez que essas estruturas podem estar submetidas a elevadas ações de vento, ou elevadas ações de pontes rolantes.

O conceito de nós fixos ou de nós moveis, pode ser também aplicado às subestruturas de contraventamento, que devido a sua grande rigidez a ações horizontais, resistirem a maior parte dos esforços solicitantes decorrente dessas ações.

O texto da (ABNT) NBR 6118:2007 apresenta as condições para a dispensa da consideração dos esforços globais de segunda ordem, sem a necessidade de calculo rigoroso. Defini-se dois processos aproximados: o do parâmetro α e o do coeficiente γ_z .

O parâmetro α determina se a estrutura é de nós fixos ou de nós moveis, ou seja, diz se os efeitos de segunda ordem são significativos. Por sua vez, o parâmetro γ_z , além de classificar a estrutura quanto a sua deslocabilidade, permite, para as estruturas de nós moveis, que se obtenham os esforços solicitantes de segunda ordem, majorando os de primeira ordem. Porém, esse ultimo parâmetro, de acordo com a (ABNT) NBR 6118:2007, somente é válido para estruturas reticuladas de no mínimo quatro andares, assim, o mesmo, não pode ser aplicado aos galpões.

Outra forma de avaliação dos efeitos de segunda ordem é através do processo P- Δ . Esse processo analisa a estrutura na sua configuração deformada, independente da estrutura ser deslocável ou não.

- **Parâmetro α**

De acordo com CARVALHO & PINEHIRO (2009), uma estrutura pode ser considerada como sendo de nós fixos se seu parâmetro de instabilidade α , segundo a equação (6.4), for menor que o valor α_1 definido a seguir:

$$\alpha = H_{tot} \times \sqrt{\frac{N_k}{E_c \times I_c}} \quad (6.4)$$

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

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

Onde:

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

H_{tot} = altura total da estrutura;

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

$E_c.I_c$ = somatório das rigidezes de todos os pilares na direção considerada. No caso de pórticos permite-se considerar produto de rigidez $E_c.I_c$ de um pilar equivalente de seção constante.

- **Processo P-Δ**

Segundo ANDOLFATO & CAMACHO apud CAMILLO (2010) o efeito P-Δ refere-se especificamente ao efeito da não-linearidade geométrica de uma grande força de compressão ou tração sobre o comportamento da flexão transversal e da cortante.

Após a atuação dos carregamentos horizontais e verticais, a estrutura se desloca horizontalmente, como pode ser visto na Figura 6.10. Fazendo a somatório dos momentos em relação à base, tem-se:

$$\sum M = F \times H + \sum P_i \times \Delta_i \quad (6.5)$$

Onde:

F- força horizontal;

H- altura da estrutura;

P_i – forças verticais;

Δ_i – deslocamentos.

No processo P-Δ o momento adicional $\sum P_i \times \Delta_i$ pode ser substituído por um binário de mesmo efeito, composto por forças horizontais de valor $(P_i \times \Delta_i)/H$. Portanto, substitui-se o efeito de segunda ordem por um 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. Assim, verifica-se a tolerância no deslocamento foi atingida. Em caso afirmativo, 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 repetido até que a tolerância seja alcançada.

Devido às sucessões de etapas, o processo é considerado iterativo. A resultante das forças horizontais não se altera, pois em cada etapa do carregamento é aplicado um binário, ou seja, forças de igual intensidade e de sentidos contrários.

De acordo com SANTOS (2010), o critério de interrupção é dado por:

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

Com:

ε – tolerância admitida;

Δ_i^r - deslocamento da etapa r;

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

6.3 VERIFICAÇÃO DOS DESLOCAMENTOS

Para a verificação dos ELS-DEF, devem ser analisados, além das combinações de ações a serem empregadas, as características geométricas das seções, os efeitos da fissuração e da fluência do concreto e as flechas limites, estas diretamente relacionadas à destinação ou tipo de elemento estrutural.

A (ABNT) NBR 6118:2007 estabelece limites para a verificação do ELS-DEF, que são classificados em quatro grupos básicos:

- Aceitabilidade sensorial. O limite é caracterizado por vibrações indesejáveis;
- Efeitos específicos. Os deslocamentos podem impedir a utilização adequada da construção;
- Efeitos em elementos não estruturais. Os deslocamentos estruturais podem ocasionar o mau funcionamento de elementos ligados à estrutura;
- Efeitos em elementos estruturais. Os deslocamentos podem afetar o comportamento do elemento estrutural no que diz respeito às hipóteses de cálculo adotadas.

Conforme a (ABNT) NBR 6118:2007, a verificação quanto aos efeitos em elementos estruturais são importantes quando os deslocamentos forem relevantes para os elementos considerados, com relação a seus efeitos sobre as tensões ou sobre a estabilidade da estrutura.

Nos galpões, a verificação de ELS-DEF, quanto ao efeito na estrutura, pode ser realizada a fim de garantir a estabilidade global. No entanto é recomendável que se verifique a estabilidade global conforme a metodologia apresentada anteriormente, pois, como foi visto, a estrutura pode apresentar alta deslocabilidade e, por conseqüência, estar sujeita aos efeitos globais de 2ª ordem.

A Tabela 6.1, ilustra os deslocamentos impostos pela norma.

Tabela 6.1- Limites para deslocamentos.

Tipo de efeito	Razão da limitação	Exemplo	Deslocamento a considerar	Deslocamento limite
Aceitabilidade sensorial	Visual	Deslocamentos visíveis em elementos estruturais	Total	1 / 250
	Outro	Vibrações sentidas no piso	Devido a cargas acidentais	1 / 350
Efeitos estruturais em serviço	Superfícies que devem drenar água	Coberturas e varandas	Total	1 / 250
	Pavimentos que devem permanecer planos	Ginásios e pistas de boliche	Total	1 / 350 + Contraflecha
			Ocorrido após construção do piso	1 / 600
Elementos que suportam equipamentos sensíveis	Laboratórios	Ocorrido após nivelamento do equipamento	Ver recomendação do fabricante	
Efeitos em elementos não estruturais	Paredes	Alvenaria, caixilhos e revestimentos	Após a construção da parede	1 / 500 ou 10 mm ou $\theta=0,0017$ rad
		Divisórias leves e caixilhos telescópicos	Ocorrido após a instalação da divisória	1 / 250 ou 25 mm
		Movimento lateral de edifícios	Provocado pela ação do vento para combinação freqüente ($\Psi_1=0,30$)	H / 1700 ou $H_i / 850$ entre pavimentos
		Movimentos térmicos verticais	Provocado por diferença de temperatura	1 / 400 ou 15 mm
	Forros	Movimentos térmicos horizontais	Provocado por diferença de temperatura	$H_i / 500$
		Revestimentos colados	Ocorrido após a construção do forro	1 / 350
		Revestimentos pendurados ou com juntas	Deslocamento ocorrido após construção do forro	1 / 175
Pontes rolantes	Desalinhamento dos trilhos	Deslocamento provocado pelas ações decorrentes da frenação	h / 400	
Efeitos em elementos estruturais	Afastamento em relação às hipóteses de cálculo adotadas	Se os deslocamentos forem relevantes para o elemento considerado, seus efeitos sobre as tensões ou sobre a estabilidade da estrutura devem ser considerados, incorporando-os ao modelo estrutural adotado		

(FONTE: (ABNT) NBR 6118:2007)

Nas coberturas deve-se impor o valor limite de $l/250$. Conforme a (ABNT) NBR 6118:2007, todos os valores limites de deslocamentos supõem elementos de vão l suportados em ambas as extremidades por apoios que não se movam, ou seja, vão entre os dois pilares do pórtico.

Para efeitos em elementos não estruturais, como as paredes, a Norma estabelece que os deslocamentos horizontais provocados pela ação do vento em combinação freqüente, ou seja, $\Psi_1=0,30$, devem obedecer ao valor de $H/1700$, no topo, ou $H_i/850$, entre pavimentos. Portanto os deslocamentos horizontais devem ser limitados a $H/1700$ para toda a estrutura e $H_i/850$ para os mezaninos, quando houver.

Para os efeitos em elementos não estruturais, como as pontes rolantes, provocados pelo desalinhamento dos trilhos, a Norma estabelece o valor de $h/400$, sendo h a altura considerada até o nível da ponte rolante.

Já a (ABNT) NBR 9062:2006 estabelece limites para a verificação do ELS-DEF que diferem dos apresentados pela (ABNT) NBR 6118:2007, principalmente em relação aos deslocamentos horizontais.

Para esses deslocamentos, os valores limites da (ABNT) NBR 9062:2006 encontram-se na Tabela 6.2 a seguir.

Tabela 6.2- Limites de deslocamentos horizontais globais.

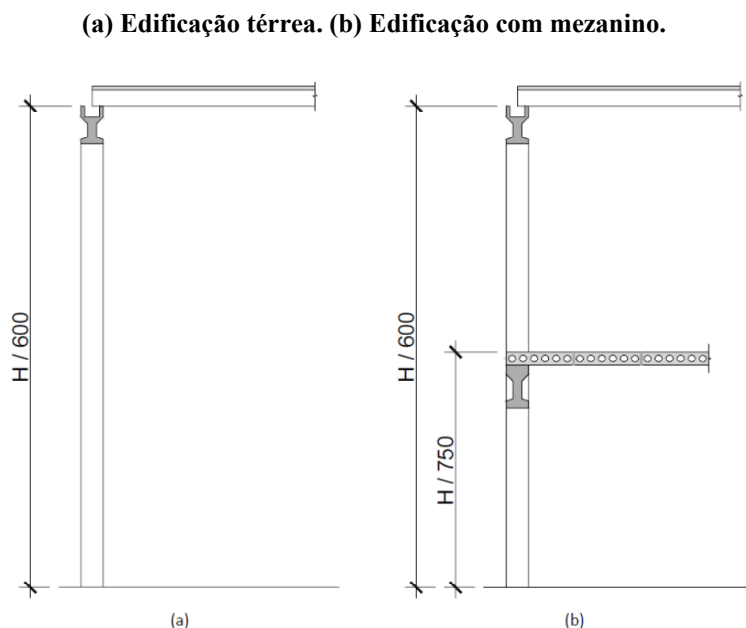
Caso	Tipo de edificação	Deslocamentos horizontais globais máximos (Combinação freqüente)
A	Edifício térreo	$H / 600$
B	Edifício com um pavimento (mezanino)	$H / 600$ ou $H_i / 750$

(FONTE: (ABNT) NBR 9062:2006)

Onde H corresponde a altura total do edifício e H_i corresponde ao desnível entre dois pisos consecutivos.

Para melhor entendimento da Tabela 6.2 optou-se por reproduzir a Figura 6.11.

Figura 6.11- Limites para deslocamentos globais conforme a (ABNT) NBR 9062:2006.



(FONTE: (ABNT) NBR 9062:2006)

Nota-se que principal diferença entre as duas normas citadas está no limite para a altura total da edificação: $H / 1700$ na (ABNT) NBR 6118:2007 e $H / 600$ na (ABNT) NBR 9062:2006. Logo, será admitido com válido, quando houver a necessidade de verificação em elementos não estruturais, os valores considerados na (ABNT) NBR 6118:2007.

No entanto de acordo com SANTOS (2010), como o galpão trata-se de um “edifício térreo”, podem-se considerar os limites indicados na NBR 9062:2006.

Ainda segundo SANTOS (2010), para o deslocamento vertical da cobertura, essa Norma estabelece $1/200$, valor diferente do relativo à (ABNT) NBR 6118:2007 ($1/250$). Portanto, considerando que não há diferença na verificação do ELS-DEF para uma estrutura de concreto pré-moldado e para uma estrutura moldada no local, optou-se por obedecer ao limite $1/250$, estipulado pela (ABNT) NBR 6118:2007.

Assim, a Tabela 6.3 ilustra os deslocamentos limites recomendados.

Tabela 6.3- Deslocamentos limites recomendados.

Deslocamento	Elemento	Limite
Vertical	Cobertura	$1 / 250$
Horizontal	Pilar	$H / 600$
	Ponte rolante	$H / 400$

(FONTE: Produção da própria autora)

Camila Rodrigues (2012)

7. DIMENSIONAMENTO DAS ARMADURAS LONGITUDINAL E TRANVERSAL DE ELEMENTOS FLETIDOS EM CONCRETO PROTENDIDO

Este capítulo apresenta os critérios de cálculo da armadura longitudinal para se garantir a segurança tanto no estado limite último quanto de serviço

Por sua vez, o estudo da armadura transversal é discutido considerando o efeito da protensão na viga pré-fabricada. A formulação apresentada segue a prescrição da norma brasileira (ABNT) NBR 6118:2007.

7.1 CÁLCULO DA ARMADURA LONGITUDINAL

Quando se calcula uma peça de concreto armado ou protendido, deve-se garantir a segurança no estado limite último assim como verificar as condições de serviço. Portanto, além das verificações no estado limite último é preciso verificar a estrutura em seu funcionamento, ou seja, em serviço ou uso.

Essas verificações correspondem aos estados limites de serviço de fissuração e deformação excessiva. Não basta uma estrutura ter segurança à ruína é preciso que funcione adequadamente e que tenha durabilidade compatível ao que foi projetada.

A fissuração excessiva de uma peça em concreto protendido pode comprometer significativamente sua durabilidade. Embora não seja a única causa, ou condição necessária, pode-se dizer que, quando de sua ocorrência, há grande risco de haver uma degradação rápida

do concreto superficial e da armadura. Outros fatores, como: porosidade do concreto, cobrimento insuficiente da armadura, presença de agentes agressivos etc., contribuem ou podem ser determinantes na durabilidade da estrutura. Examinados esses fatores, o projetista deve evitar que a peça sofra fissuração excessiva, devida à flexão, detalhando adequadamente a armadura na seção transversal e, se for o caso, aumentando a sua quantidade.

Assim, em relação à questão de fissuração, em geral, deseja-se evitar situações em que a fissuração do concreto possa causar uma diminuição na vida útil da estrutura. O uso de fator água cimento (a/c) adequado, resistência mínima do concreto e cobrimentos mínimos adequados para armadura também fazem parte das prescrições de se evitar a corrosão da armadura e, portanto a diminuição da vida útil da estrutura. Assim, a adoção de resistência mínima de concreto, cobrimento mínimo para armadura e verificação de estados de fissuração se complementam dando condição, junto com as boas técnicas de construção da estrutura, que haja garantia de uma vida útil mínima. A questão do estado limite de deformação excessivo está ligada realmente as questões de estética e funcionamento adequado.

Deformação excessiva em um piso pode ser uma questão estética para quem consegue perceber este defeito, mas pode ser no caso de piso industrial, uma impossibilidade de se montar máquinas que toleram um pequeno desnivelamento entre seus apoios. Também uma peça de telha W pode ao longo do tempo perder sua declividade de forma que acumule água. Finalmente, embora tenha se colocado como verificação dos estados limites de serviço, os estados limites podem também, no caso de concreto protendido os relativos a fissuração, serem usados como procedimentos de dimensionamento da armadura longitudinal.

Já o dimensionamento no estágio limite último de ruína em concreto protendido pouco difere do efetuado em peças de concreto armado. As hipóteses que uma seção transversal deve obedecer tanto em concreto armado quanto em protendido estão descritas na (ABNT) NBR 6118:2007.

As estruturas em concreto protendido mais que as em concreto armado apresentam uma gama de soluções em maior número para um mesmo problema. Só o fato de se poderem mesclar as armaduras passivas e ativas já conduz a pelo menos duas famílias de soluções. O controle da fissuração do concreto através da introdução de forças de compressão irá criar as diversas matrizes de soluções possíveis na família protendida com ou sem armadura passiva.

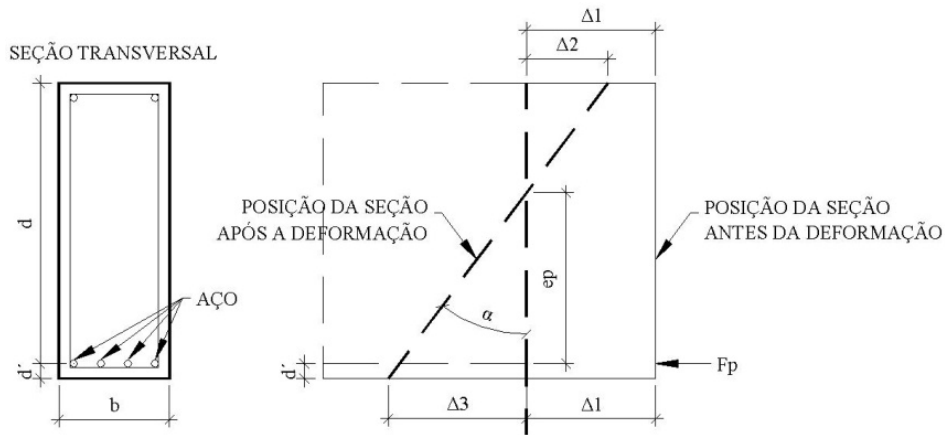
7.1.1 Tensão na armadura ativa

Para as peças fletidas em concreto protendido é sempre possível resolver o problema de estados limites de duas maneiras. A primeira pressupõe que a condição de ruína é a que conduz à maior quantidade de armadura longitudinal e, desta forma, dimensiona-se, a armadura no estágio III e verifica-se a condição de fissuração com o número de cabos já determinado. No segundo raciocínio considera-se que a condição de serviço de fissuração é a mais desfavorável e através da limitação das tensões normais na seção transversal, determina-se o número de cabos necessários em serviço verificando-se, em seguida o estado limite último.

Considerando o primeiro caso, o problema que se deve resolver é o seguinte: Dada a seção transversal, a posição do centro de gravidade da armadura de protensão (quando não conhecido será arbitrado), as características dos materiais (aço e concreto), momentos atuantes, qual deve ser a seção de armadura longitudinal de protensão que satisfaça à ruína. Considerando a força de protensão como interno, a questão pode ser tratada como de flexão simples e o efeito de protensão entra só no equilíbrio do momento fletor da seção transversal. Trata-se de um procedimento aproximado, porém adotado largamente na prática.

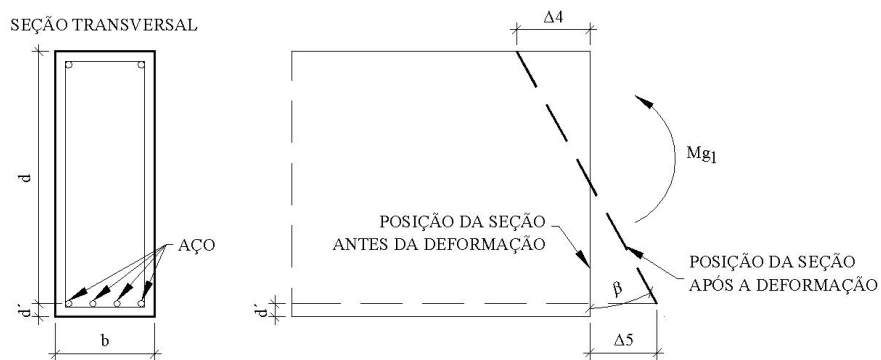
Para utilizar este procedimento é necessário conhecer o valor da tensão na armadura (σ_{pd}) na configuração do estado limite último sendo necessário fazer uma análise cuidadosa do que ocorre. Imaginando uma seção transversal retangular como a apresentada na Figura 7.1 e considerando inicialmente o efeito apenas da força de protensão F_p . Nesta situação a seção transversal sofre dois efeitos: um encurtamento $\Delta 1$ devido o efeito do normal F_p e uma rotação α , devido força de protensão atuando com uma excentricidade de e_p que causará as deformações $\Delta 2$ e $\Delta 3$ (fibra superior e junto a armadura de protensão) (Figura 7.1). Devido a ação do peso próprio (Figura 7.2) haverá uma rotação β (contrária ao efeito da protensão) causando os deslocamentos $\Delta 4$ e $\Delta 5$. Na Figura 7.3 os dois efeitos são considerados resultando nos deslocamentos $\Delta 6$ e $\Delta 7$ que corresponderão as deformações específicos ε_c e $\varepsilon_{cp,p+gl}$. Na figura em questão considerou-se que as deformações específicas são de encurtamentos, mas poderiam, por exemplo, na fibra superior ocorrer um pequeno alongamento sem que houvesse fissuração no concreto.

Figura 7.1- Deformação da seção após protensão.



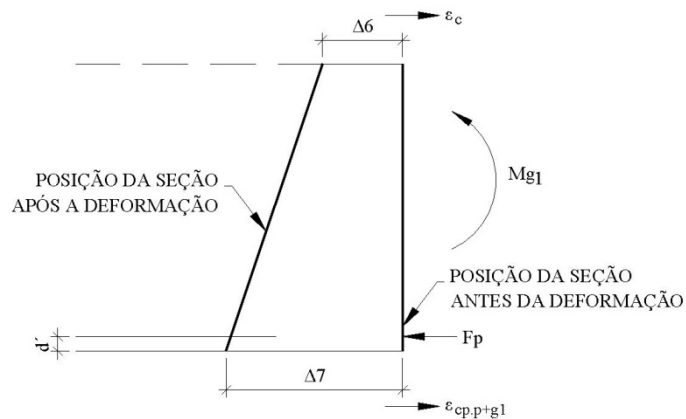
(FONTE: Inforsato, 2009)

Figura 7.2- Deformação da seção após peso próprio.



(FONTE: Inforsato, 2009)

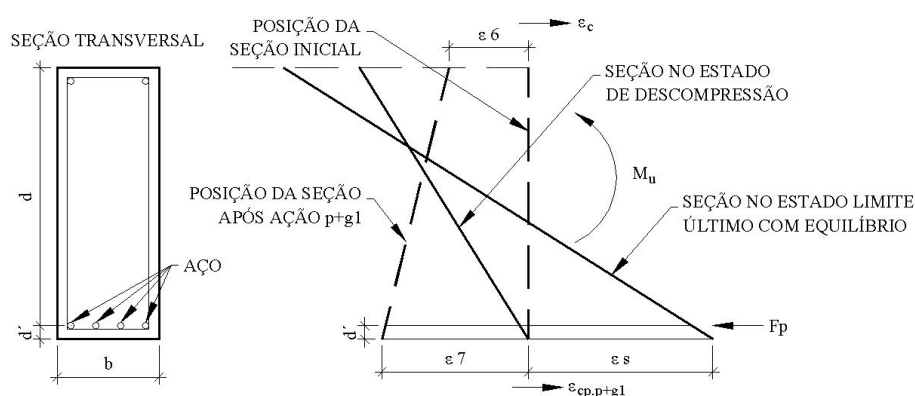
Figura 7.3- Deformação da seção após peso próprio e protensão.



(FONTE: Inforsato, 2009)

Após a execução da protensão e havendo igualdade entre deformação específica do concreto com o da armadura e considerando a atuação do momento último uma seção até encontrar uma situação de equilíbrio passará pelo o estado limite de descompressão (Figura 7.4) como sendo aquele em que um ou mais pontos a tensão no concreto é nula e no restante da seção não haverá tensão de tração.

Figura 7.4- Seção transversal nos estados limites de descompressão e limite último.



(FONTE: Inforsato, 2009)

Assim a deformação que armadura sofrerá até chegar ao equilíbrio no estado limite último será, neste caso, composta de três parcelas: a) a distensão provocado pelo macaco já descontadas todas as perdas ou não (o que for mais desfavorável), b) a movimentação do concreto (já aderente a armadura) até que a tensão na fibra inferior, próxima a armadura ativa (a menos da distância d' no mesmo nível da armadura) seja nula ε_7 e c) a deformação correspondente a ε_s necessária para haver equilíbrio.

Finalmente, pode-se dizer que a tensão na armadura de protensão depende da efetivação da protensão (pré-alongamento) ε_p , a deformação para chegar-se ao estado de descompressão $\varepsilon_7(\varepsilon_{cp,p+g1})$ e a deformação que ocorre depois desta que é designada aqui simplesmente por ε_s , que deve ser menor que 1% (evitar a deformação excessiva da armadura depois de estar em contato com o concreto ou aberturas de fissuras muito grandes).

O valor de ε_7 pode ser obtido pela expressão:

$$\varepsilon_7 = \varepsilon_{cp,p+g1} = \left(\frac{N_p}{A_c} + \frac{N_p \cdot e_p^2}{I_c} - \frac{M_{g1} \cdot e_p}{I_c} \right) \cdot \frac{1}{E_c} \quad (7.1)$$

Onde:

N_p é o força normal de protensão na seção;

M_{gl} – momento devido a ação do peso próprio na seção;

e_p – excentricidade da armadura ativa;

I_c, E_c – momentos de inércia da seção e módulo de elasticidade do concreto respectivamente.

Esta parcela de deformação será diferente se a protensão não for suficiente para mobilizar todo o peso próprio da viga, mas por ser pequena e não ter a quantidade final de cabos costuma ser desprezada nos cálculos usuais.

Para trabalhar com os aços de protensão vamos usar os resultados da publicação de CARVALHO (2012) dada na Tabela 7.1.

Cabe ainda ressaltar que a segurança à ruína deve existir mesmo na consideração mais desfavorável e, portanto, é preciso analisar a seção sob a ação do maior dos esforços atuantes e com a menor força de protensão, ou seja, após todas as perdas (no tempo “infinito”), não se esquecendo, porém, de verificar outras situações que não esta (situação em vazio, por exemplo).

Tabela 7.1: Tensão no aço σ_{sd} (MPa).

ϵ (‰)	5,25	6,794	7,438	8,167	9,000	9,962	10,00	12,50	15,00	17,5
CP175	1025	1264	1316	1344	1365	1368	1368	1378	1388	1397
CP190	1025	1314	1411	1459	1482	1486	1486	1496	1507	1517

ϵ (‰)	20,00	22,50	25,00	27,5	30,00	32,50	35,00	37,50	40,00
CP175	1407	1416	1426	1436	1445	1455	1464	14,74	1484
CP190	1527	1538	15,48	1559	1569	1579	1590	1600	1611

(FONTE: Carvalho, 2012)

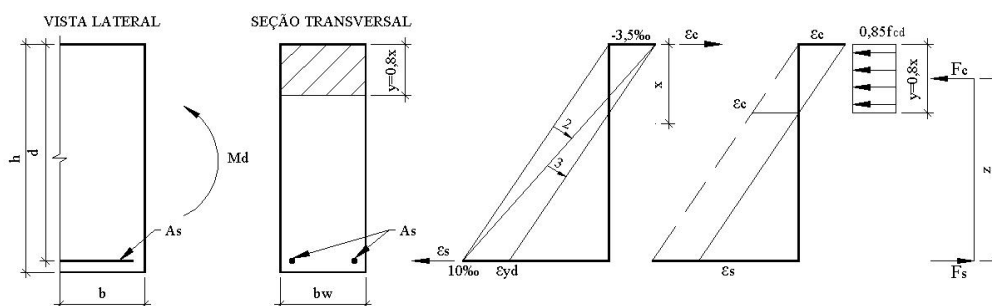
7.1.2 Cálculo da armadura longitudinal em vigas com flexão simples

O cálculo da quantidade de armadura longitudinal de armaduras passivas ou ativas, para seções transversais retangulares, conhecidos a resistência do concreto (f_{ck}), largura da seção (b_w), altura útil (d) e tipo de aço (f_{yd} e ϵ_{yd}) é feito, de maneira simples, a partir do equilíbrio das forças atuantes na seção. Será estudada inicialmente a flexão normal pura e simples, que é representada pelos domínios 2, 3, 4 e 4a.

7.1.2.1 Equacionamento

Seja o seguinte problema: conhecidos f_{ck} , b_w , d , tipo de aço (f_{yd} e ϵ_{yd}) e M_d ($M_d = 1,4 \cdot M$), determinar a área da armadura longitudinal necessária (A_s) para que uma viga de concreto armado e seção transversal retangular resista ao momento de cálculo (Figura 7.5).

Figura 7.5- Viga de seção retangular e diagramas de deformações e tensões na seção solicitada pelo momento de cálculo M_d .



(FONTE: Inforsato, 2009)

a) *Equilíbrio da seção:*

Equilíbrio das forças atuantes normais a seção transversal: como não há força normal externa, a força atuante no concreto (F_c) deve ser igual a força atuante na armadura (F_s).

$$\sum F = 0 \rightarrow F_s - F_c = 0 \rightarrow F_s = F_c \quad (7.2)$$

Equilíbrio dos momentos: o momento das forças internas em relação a qualquer ponto (no caso, em relação ao C.G. da armadura) deve ser igual ao momento externo de cálculo:

$$\sum M = M_d \rightarrow M_d = F_c \cdot z \quad (7.3)$$

De (7.2) e ((7.3).

$$M_d = F_c \cdot z \quad (7.4)$$

Camila Rodrigues (2012)

b) Posição da linha neutra (x):

Conhecendo-se a posição da linha neutra é possível saber o domínio em que a peça está trabalhando e calcular a resultante das tensões de compressão no concreto (F_c) e o braço de alavanca (z).

$$F_c = (0,85 \cdot f_{cd}) \cdot (b_w) \cdot (0,8 \cdot x)$$

$$z = d - 0,4 \cdot x \quad (\text{braço de alavanca}).$$

Colocando F_c e z na equação ((7.3), tem-se:

$$M_d = F_c \cdot z = (0,85 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot 0,8 \cdot x) \cdot (d - 0,4 \cdot x) = b_w \cdot f_{cd} \cdot 0,68 \cdot x \cdot (d - 0,4 \cdot x)$$

ou ainda,

$$M_d = (0,68 \cdot x \cdot d - 0,272 \cdot x^2) \cdot b_w \cdot f_{cd} \quad (7.5)$$

Resolvendo a equação ((7.5) obtém-se x , o qual define a posição da linha neutra, que é fundamental para a solução do problema proposto. Nota-se que a variação de x não é linear com o esforço solicitante M_d , mas segue um polinômio do segundo grau.

c) Cálculo da área necessária de armadura (A_s)

Com o valor de x determinado acima é possível encontrar A_s . A força na armadura (F_s) vem do produto da área de aço (A_s) pela tensão atuante no aço (f_s).

Da equação ((7.4) tem-se $\frac{M_d}{z} = F_s = f_s \cdot A_s$ resultando

$$A_s = \frac{M_d}{z \cdot f_{pd}} \quad (7.6)$$

O valor de f_{pd} é obtido a partir de ε_t com $\varepsilon_t = \varepsilon_p + \varepsilon_s + \varepsilon_7$, sendo o valor de ε_7 desprezado, pois este valor é pequeno para a se determiná-lo o valor é necessário conhecer a quantidade de cabos antes do dimensionamento. O valor de ε_p a ser empregado deverá ser o correspondente ao tempo infinito quando se tratar de combinação de todas as ações e no tempo zero quando se verificar o estado limite último logo após a protensão.

7.2 CÁLCULO DA ARMADURA TRANSVERSAL

O cisalhamento em peças protendidas pode ser analisado da mesma forma que em peças de concreto armado bastando considerar dois efeitos: a parcela de força normal que a protensão introduz e, quando os cabos são curvos, o efeito da força cortante oriunda da protensão. No caso da pré-tração basta considerar o efeito da força normal, pois os cabos são retos. A norma (ABNT) NBR 6118:2007 prevê que o cálculo e verificações de cisalhamento podem ser feitas com analogia com modelos de treliça considerando duas situações, modelo tipo I e o modelo tipo II. No caso do modelo I a inclinação da biela é de 45° enquanto no modelo II pode variar de 30° a 45°. Desta forma é preciso antes de tudo definir qual o modelo é mais preciso para fazer as análises de peças protendida.

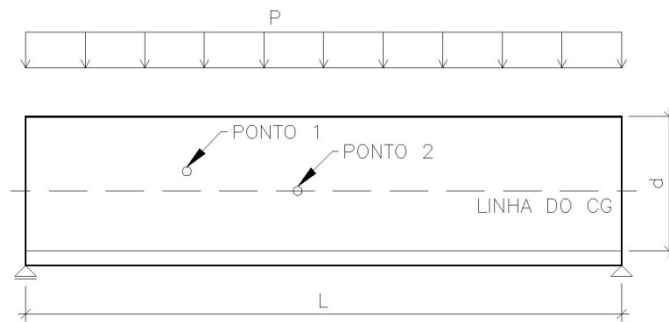
7.2.1 Inclinação da diagonal de compressão

Como mostrado em CARVALHO e FIGUEIREDO (2004) pode-se fazer uma análise da fissuração provocada por tensões normal e tangencial na alma de uma viga de concreto usando os princípios da resistência dos materiais e considerando o círculo de Mohr.

Seja uma viga fletida de concreto armado como a da Figura 7.6, pode-se calcular as tensões principais de tração e compressão (σ_1 e σ_2 respectivamente) em pontos da alma em função do momento fletor e cortante atuante na seção. Lembra-se que em vigas é comum desprezar o valor da tensão vertical (σ_y) que é considerada nula.

Imagina-se agora que se deseja obter as tensões principais em dois pontos: um na região comprimida (ponto 1), e outro na linha neutra (ponto 2).

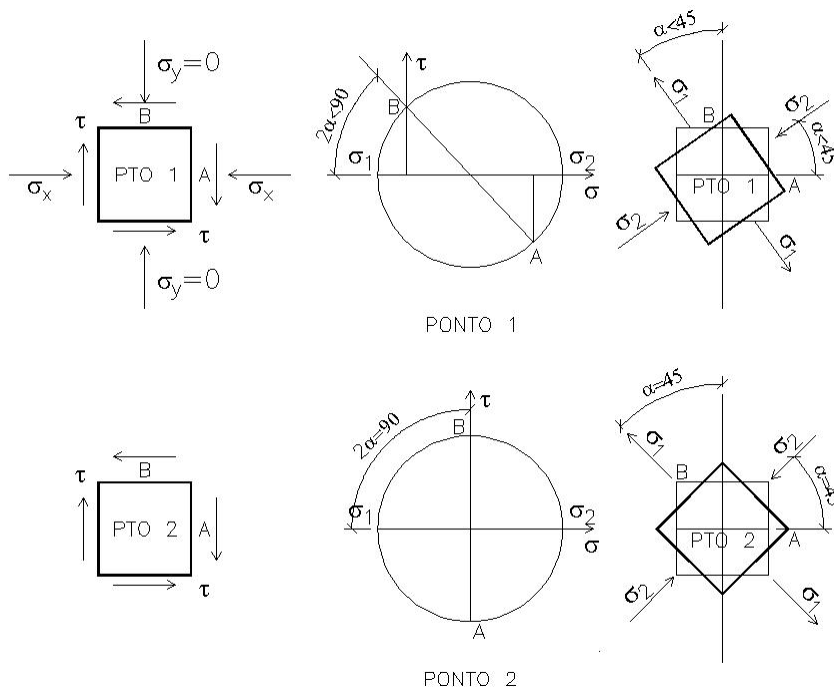
Figura 7.6- Pontos para análise das tensões principais de uma viga, simplesmente apoiada sob carregamento uniforme.



(FONTE: Carvalho, 2012)

Desses pontos consideram-se dois elementos infinitesimais, em que atuam tensões normais σ e tangenciais τ ; pelo círculo de Mohr encontram-se as tensões principais σ_1 e σ_2 e suas inclinações em relação ao eixo da viga, ver Figura 7.7.

Figura 7.7- Cálculo das tensões principais nos pontos 1 e 2 usando o círculo de Mohr (Notar que para o caso do ponto 1 a aresta A fica representada pelo ponto no círculo de Mohr com coordenadas σ e $-\tau$ para a aresta B a ordenada 0 ($\sigma_y=0$) e τ , enquanto para o ponto 2 a aresta A fica representada pelo ponto no círculo de Mohr com coordenadas $\sigma=0$ e $-\tau$ para a aresta B a ordenada 0 ($\sigma_y=0$) e τ).



(FONTE: Carvalho, 2012)

Como pode ser visto na Figura 7.7, para pontos situados no cg (pontos do tipo 2) só há tensão de cisalhamento e, portanto, a tensão principal de tração ocorrerá a 45°. Já para os pontos do tipo 1, onde há compressão (abaixo da linha neutra seria tração), a tensão principal ocorrerá com um ângulo inferior a 45°. Isto já indica que a introdução da força de protensão que causará tensões normais de compressão irá afetar a inclinação da fissura, mesmo no cg da viga. Observe-se que está aqui sendo usada a convenção, para concreto armado e protendido, em que as tensões de compressão são positivas e as de tração são negativas.

Deste raciocínio pode-se dizer que em vigas de concreto armado a fissura “potencial”, ou seja aquela em que se inicia fissuração do concreto devido a uma tração diagonal, deve ter uma inclinação de 45° e no caso de concreto protendido (o ponto analisado está solicitado a tensão de cisalhamento e compressão devido a protensão) a fissura terá inclinação menor que 45°. Desta forma neste trabalho para o cálculo da armadura transversal, mas considerando o efeito da descompressão na seção e para a verificação da biela usa-se o modelo II com ângulo da biela de 30°.

7.2.2 Verificação da compressão diagonal nas bielas de concreto

O valor limite da força cortante é dado por:

$$V_{Rd2,II} = 0,54 \times \alpha_{v2} \times f_{cd} \times b_w \times d \times \sin^2 \theta \times (\cot \alpha + \cot \theta) \quad (7.7)$$

Com:

α : inclinação da armadura transversal com o eixo longitudinal da peça (no caso de estribos verticais $\alpha=90^\circ$);

θ : inclinação da biela de concreto com o eixo longitudinal da peça (no caso em questão $\theta=30^\circ$).

$$\alpha_{v2} = \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right), \text{ sendo } f_{ck} \text{ em MPa.}$$

7.2.3 Cálculo da armadura transversal

O cálculo da armadura de uma seção pode ser feita através de:

$$V_{Sd} \leq V_{Rd3} = V_c + V_{sw} \quad (7.8)$$

Em que:

V_{Sd} - força cortante solicitante de cálculo, na seção;

$V_{Rd3} = V_c + V_{sw}$ - força cortante resistente de cálculo, relativa à ruína por tração diagonal;

V_c - parcela de força cortante absorvida por mecanismos complementares ao de treliça;

V_{sw} - parcela de força cortante resistida pela armadura transversal, de acordo com os modelos I ou II.

Na região dos apoios, os cálculos devem considerar a força cortante atuante na face dos mesmos, considerando as reduções prescritas na (ABNT) NBR 6118:2007 para cargas próximas aos apoios.

As expressões anteriores possibilitam verificar, conhecida a taxa de armadura transversal, se a força em uma seção será ou não inferior ao permitido por norma, ou ao necessário para o funcionamento com segurança. Assim, bastará considerar, nas expressões anteriores, o sinal de igualdade para determinar, por exemplo, a armadura transversal em uma determinada seção. Essas verificações podem ser escritas, também, em termos de tensões.

Para o cálculo da armadura transversal, a parcela da força cortante (V_{sw}) a ser absorvida pela armadura, a partir da equação ((7.8), pode ser escrita por:

$$V_{sw} = V_{Rd3} - V_c \quad (7.9)$$

Sendo que a força cortante resistente de cálculo V_{Rd3} dever ser no mínimo igual à força cortante solicitante de cálculo V_{Sd} ($V_{Rd3} = V_{Sd}$), e, assim,

$$V_{sw} = V_{sd} - V_c \quad (7.10)$$

Portanto, a parcela da força cortante a ser resistida por armadura transversal é a diferença entre a força cortante solicitante de cálculo e a parcela de força cortante absorvida por mecanismos complementares ao de treliça, ou seja, a parcela resistida pelo concreto íntegro entre as fissuras. O valor de V_c é obtido para diversas situações de solicitações; no caso de flexocompressão (situação da protensão), vale:

$$V_c = V_{c1} \times \left(1 + \frac{M_0}{M_{sd,máx}} \right) \leq 2 \times V_{c0} \quad (7.11)$$

Em que:

$$V_{c1} = V_{c0} \text{ quando } V_{sd} \leq V_{c0}$$

$$V_{c1} = 0 \text{ quando } V_{sd} = V_{Rd2}$$

E interpolar linearmente para os valores intermediários.

$$V_{c0} = 0,6 \times f_{ctd} \times b_w \times d \text{ onde:}$$

$$f_{ctd} = \frac{f_{ck,inf}}{\gamma_c} = \frac{0,7 \cdot f_{ct,m}}{\gamma_c} = \frac{0,7 \cdot 0,3}{1,4} \cdot f_{ck}^{2/3} = 0,15 \cdot f_{ck}^{2/3} \text{ (valor de cálculo da}$$

resistência à tração do concreto);

d – altura útil da seção, igual à distância da borda comprimida ao centro de gravidade da armadura de tração;

b_w - menor largura da seção, compreendida ao longo da altura útil d .

M_0 – momento fletor (momento de descompressão) que anula a tensão normal de compressão na borda da seção (tracionada por $M_{d,máx}$), provocado pelas forças normais de diversas origens concomitantes com V_{sd} , sendo essa tensão calculada com valores de γ_f e γ_p , iguais a 1,0 e 0,9, respectivamente; os momentos correspondentes a essa forças normais não devem ser considerados no cálculo dessa tensão, pois são considerados em M_{sd} , devem ser considerados apenas os momentos isostáticos de protensão.

$M_{sd,max}$ – é o valor do momento fletor de cálculo, no trecho em análise, que pode ser tomado como o de maior valor nos semitramo considerado (para

esse cálculo não se consideram os momentos isostáticos de protensão, apenas os hiperestáticos).

No caso de vigas com tração na borda inferior M_0 é dado por:

$$M_0 = \left(\frac{N}{A} + \frac{N \times e}{W_i} \right) \times W_i \quad (7.12)$$

A força cortante resistida pela armadura transversal em certa seção é dada por:

$$V_{sw} = \left(\frac{A_{sw}}{s} \right) \times 0,9 \times d \times f_{ywd} \times (\cot \alpha + \cot \theta) \times \text{sen} \alpha \quad (7.13)$$

Com:

s – espaçamento entre os elementos da armadura transversal A_{sw} , medido segundo o eixo longitudinal da peça;

f_{ywd} - tensão na armadura transversal passiva, limitada ao valor f_{yd} no caso de estribos e a 70% desse valor no caso de barras dobradas, não se tomando, para ambos os casos, valores superiores a 435 MPa;

α - ângulo de inclinação da armadura transversal em relação ao eixo longitudinal da peça, podendo-se tomar $45^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$.

No caso de estribos verticais, que é o usualmente empregado, a equação (7.13)

torna-se:

$$V_{sw} = \left(\frac{A_{sw}}{s} \right) \times 0,9 \times d \times f_{ywd} \times \cot \theta \quad (7.14)$$

8. EXEMPLO DE PROJETO

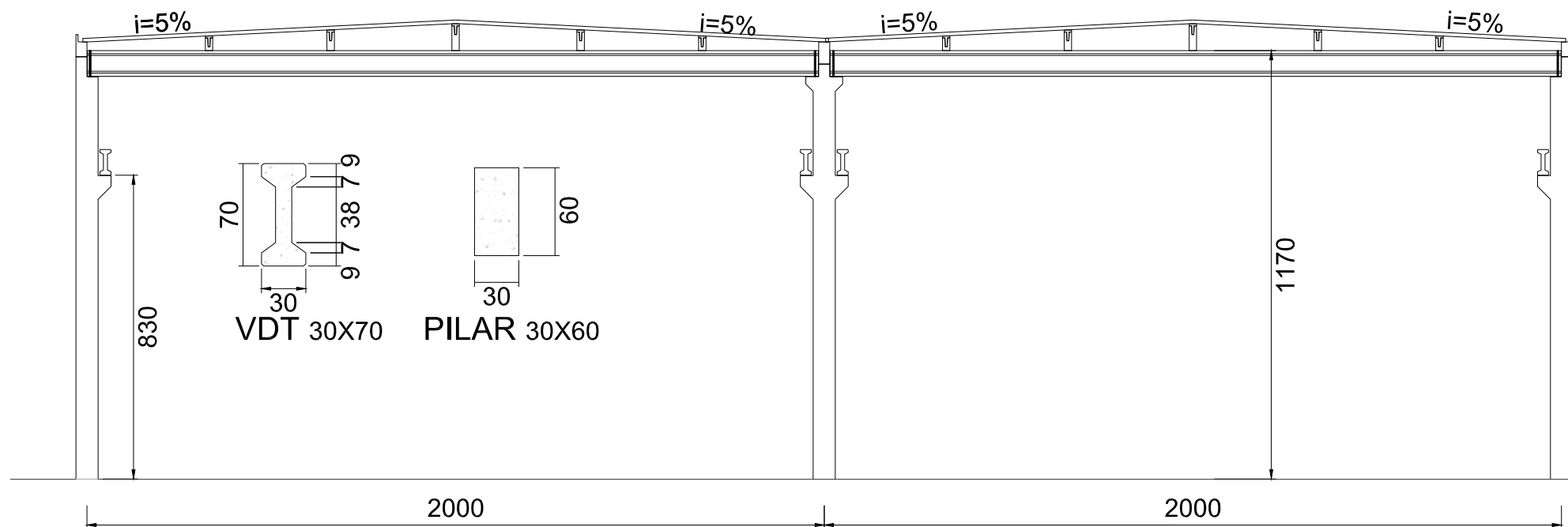
Neste capítulo é realizado um exemplo de projeto a fim de demonstrar as considerações necessárias para análise estrutural e dimensionamento de galpões pré-moldados de concreto. Primeiramente é escolhido um pórtico representante para que sejam calculadas as ações atuantes nos elementos que compõem o mesmo, e posteriormente são feitos cálculos e dimensionamento dos mesmos.

8.1 DESCRIÇÃO DA ESTRUTURA EXEMPLO

Como se pôde perceber no Capítulo 3, os sistemas estruturas compostos por elementos de eixo reto são os mais utilizados por empresas de médio e grande porte. Por tal motivo optou-se por realizar um exemplo de projeto com as características de tal sistema estrutural. O galpão que foi escolhido como objeto de estudo é composto por vigas e terças protendidas e pilares em concreto armado. Possui cobertura em duas águas, altura de aproximadamente 12 m, vão de 20,00 m sendo a distância entre pórticos de 10 m. No fechamento lateral optou-se pela utilização de alvenaria convencional e para as telhas utilizaram-se as metálicas.

A Figura 8.1, apresenta o pórtico estudado, juntamente com os dados necessários à análise estrutural.

Figura 8.1- Pórtico utilizado no exemplo.



(FONTE: Produção da própria autora)

8.2 CÁLCULO DAS AÇÕES ATUANTES NO PÓRTICO EXEMPLO

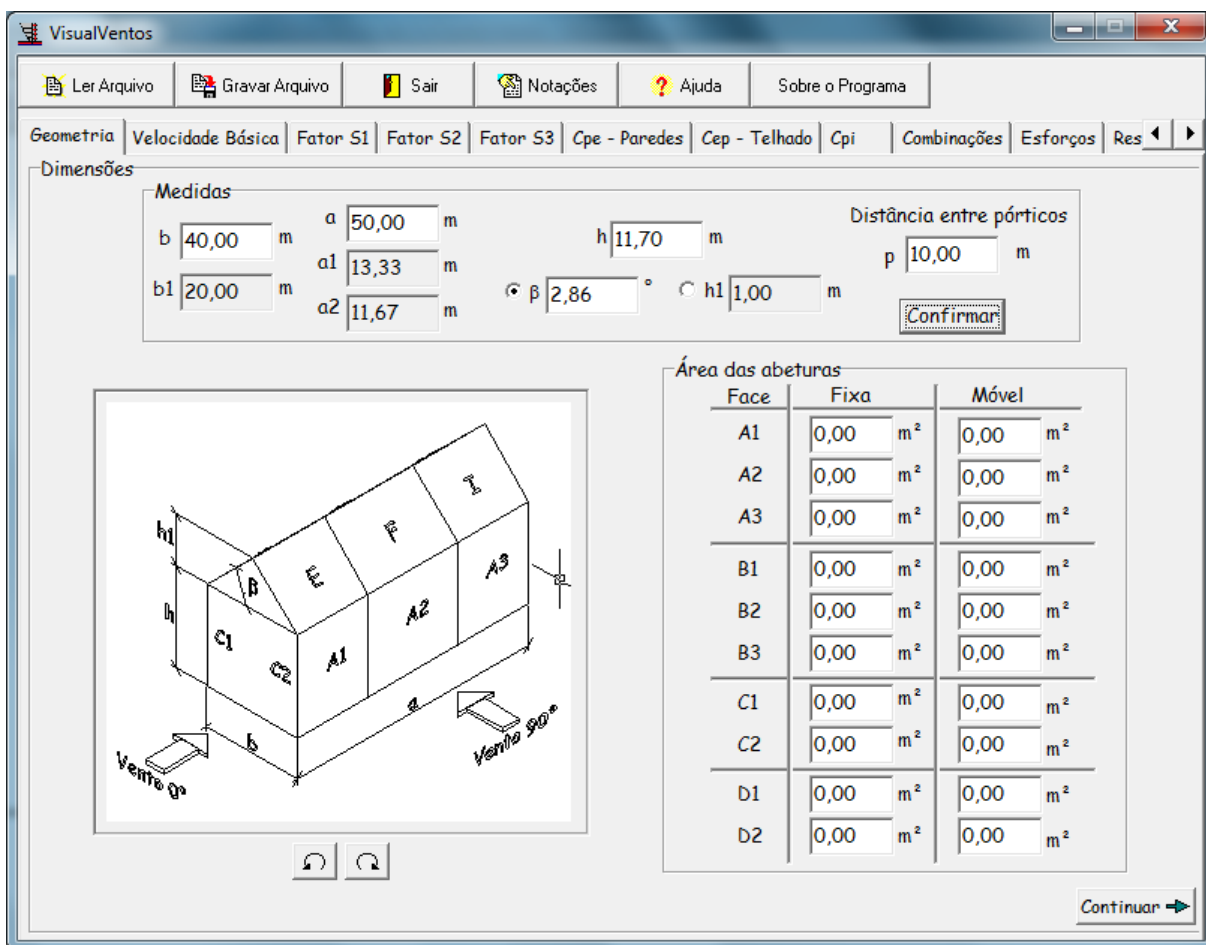
A seguir, será demonstrado o cálculo de todas as forças atuantes no pórtico central do galpão. São elas: Força devida ao vento, peso próprio dos elementos que compõem o galpão, ação de ponte rolante e sobrecarga acidental.

8.2.1 Forças devidas ao vento

Para o cálculo do vento foi utilizado um programa livre desenvolvido na Universidade de Passo Fundo pelo Professor Zacarias M. Chamberlain Pravia. O objetivo principal do programa Visual Ventos é determinar as Forças Devidas ao Vento em edifícios de planta retangular e cobertura duas águas de acordo com as prescrições da (ABNT) NBR 6123:1988. Os dados de entrada do programa são as características geométricas da edificação e as características do terreno, além disso, deve-se fornecer o tamanho das aberturas para o cálculo da velocidade e coeficientes de pressão externa e interna, tal como é descrito na (ABNT) NBR 6123:1988 e detalhado anteriormente no Capítulo 4.

Na primeira tela do programa, mostrada na Figura 8.2, são fornecidas as características geométricas.

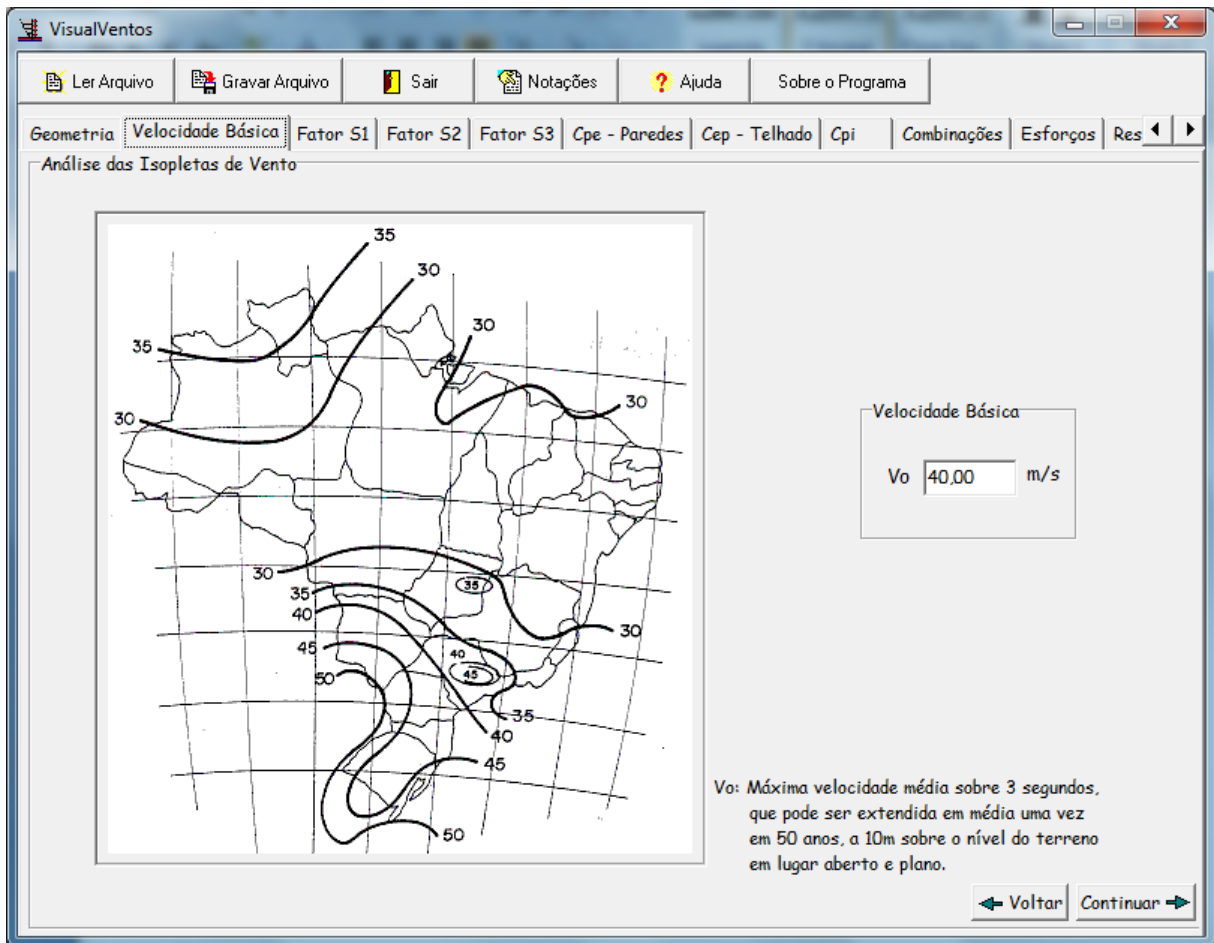
Figura 8.2 – Dados geométricos no programa Visual Ventos.



(FONTE: Visual Ventos)

A segunda tela mostrada na Figura 8.3 fornece o mapa das isopletras do Brasil onde pode-se escolher a velocidade básica da região onde a edificação está localizada. Definiu-se que a edificação localiza-se na cidade de São Carlos no estado de São Paulo onde pelo mapa das isopletras pôde-se analisar a velocidade básica do vento.

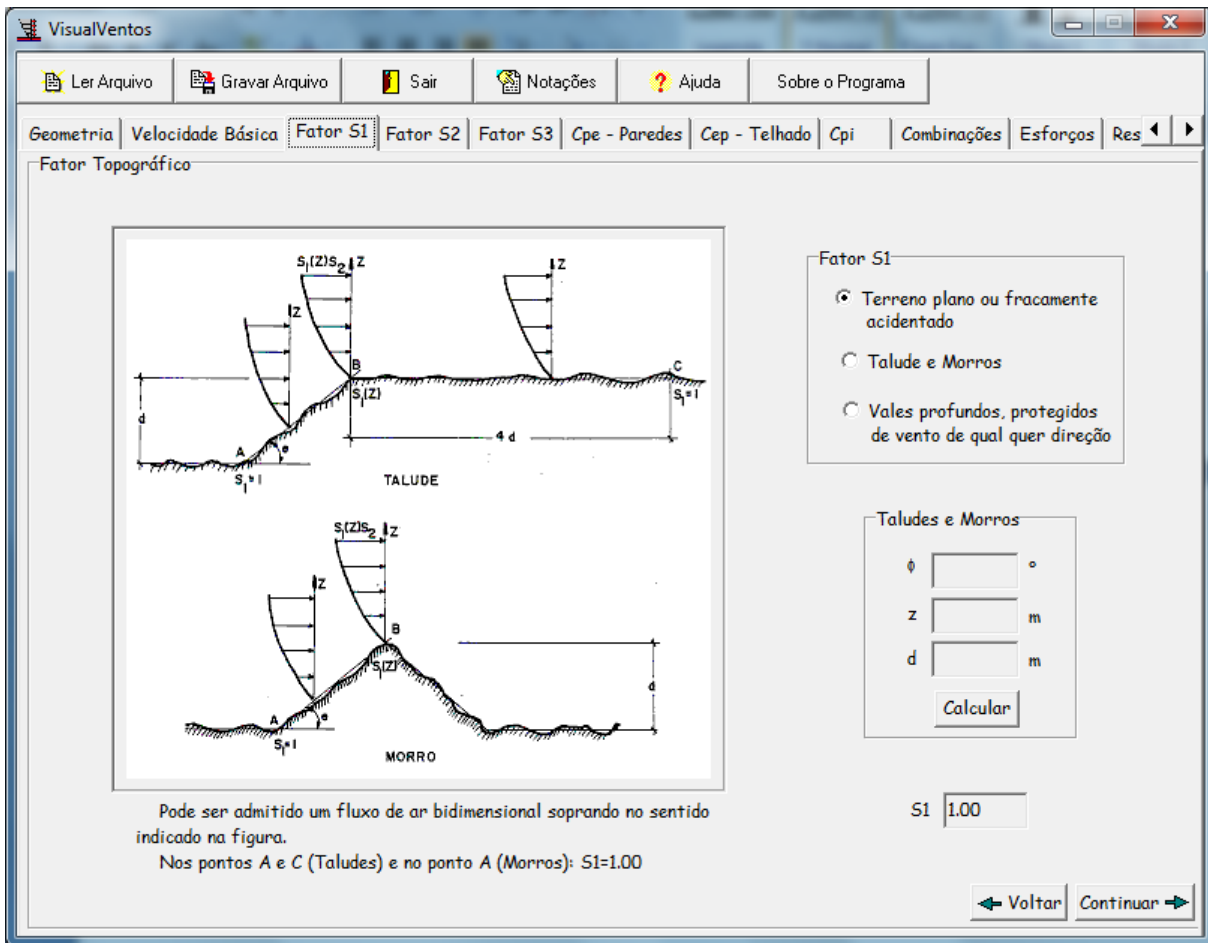
Figura 8.3- Mapa das isopletas.



(FONTE: Visual Ventos)

A Figura 8.4 representa a tela do programa onde é escolhido o fator topográfico S1 como foi decidido que o galpão se encontra em terreno plano o valor do mesmo é unitário.

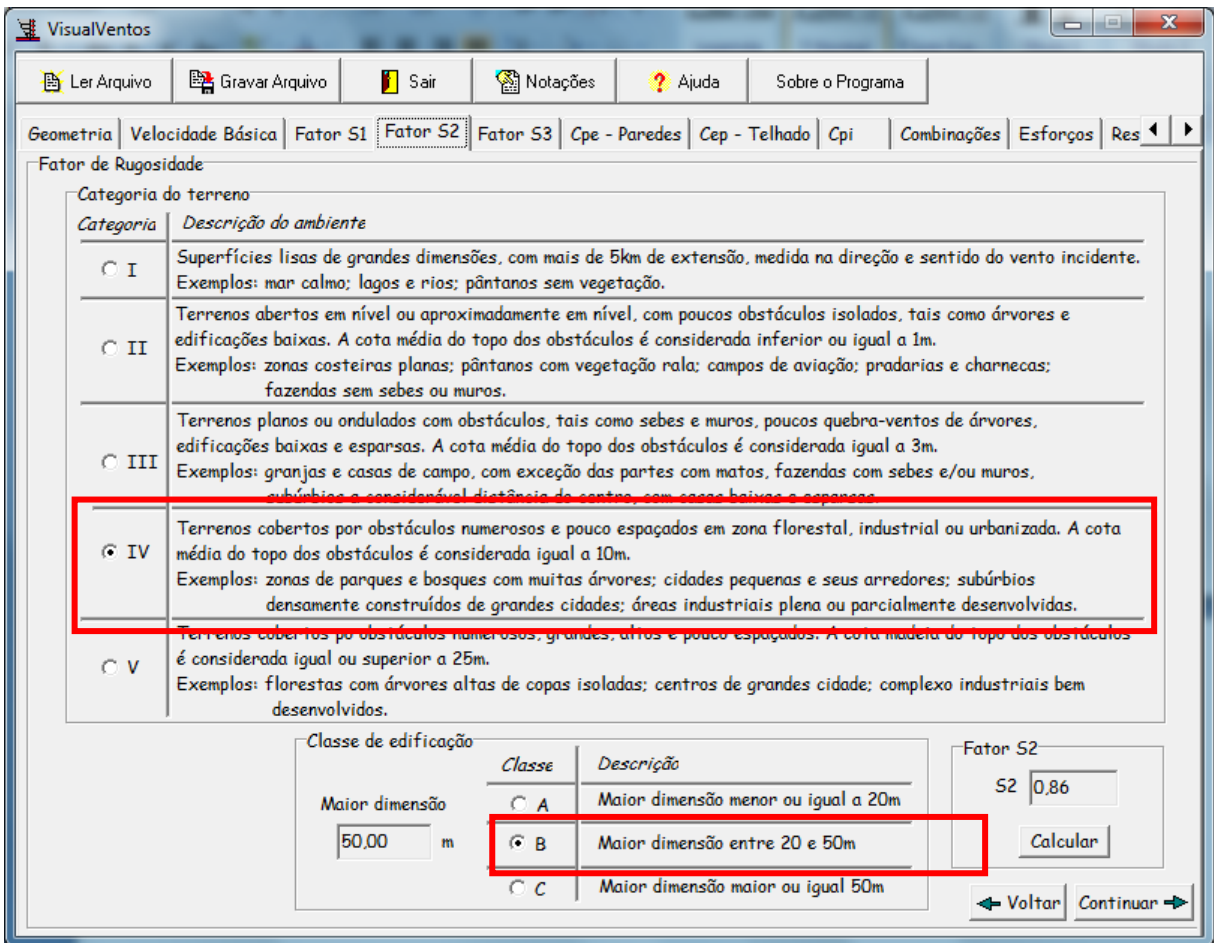
Figura 8.4- Cálculo do fator topográfico (S_1).



(FONTE: Visual Ventos)

Em seguida, é feito o cálculo do fator de rugosidade como pode ser visto na Figura 8.5. A categoria do terreno e a classe que representam o galpão estudado estão destacados.

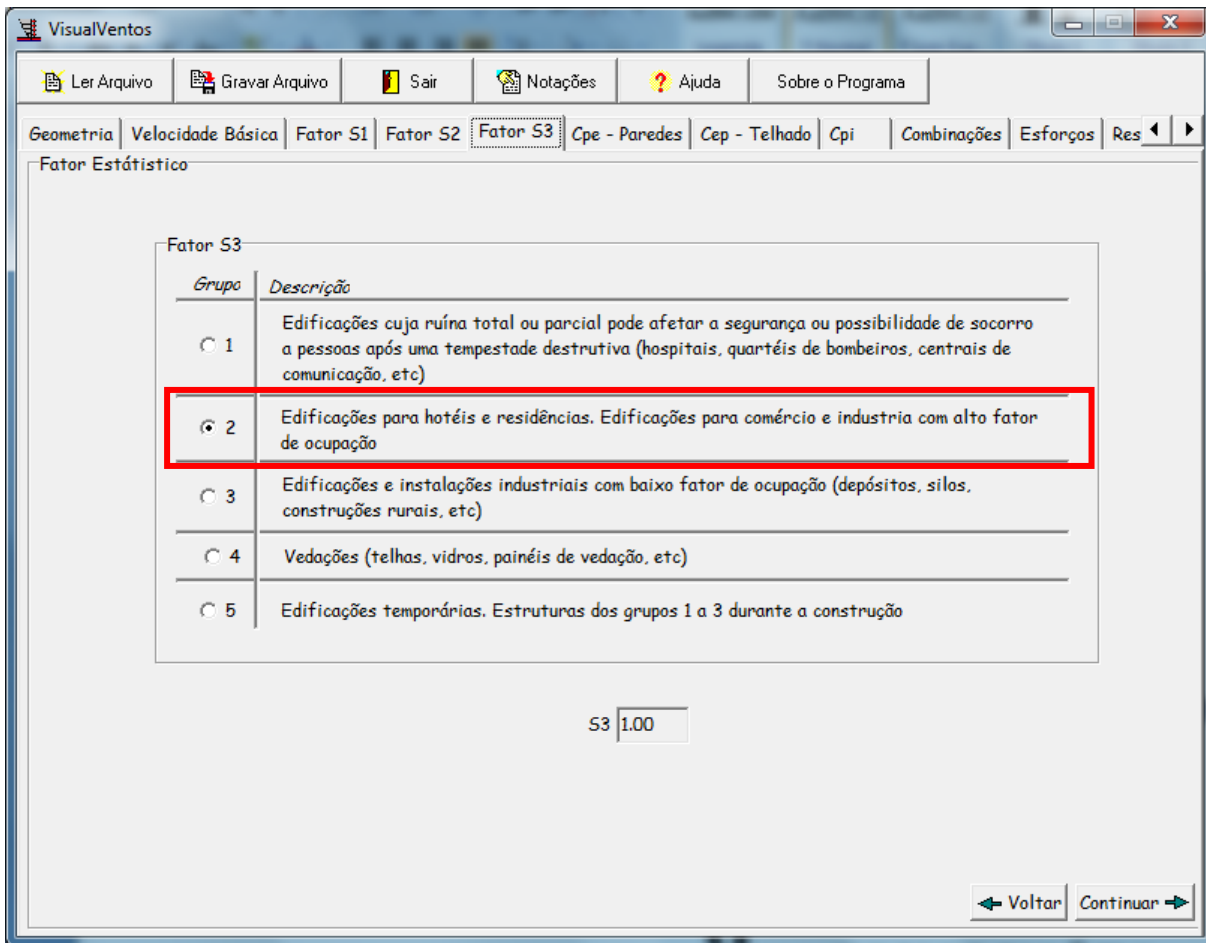
Figura 8.5- Cálculo fator de rugosidade (S_2).



(FONTE: Visual Ventos)

O fator estatístico escolhido foi para uma edificação industrial com alto fator de ocupação e o valor do mesmo pode ser verificado na Figura 8.6.

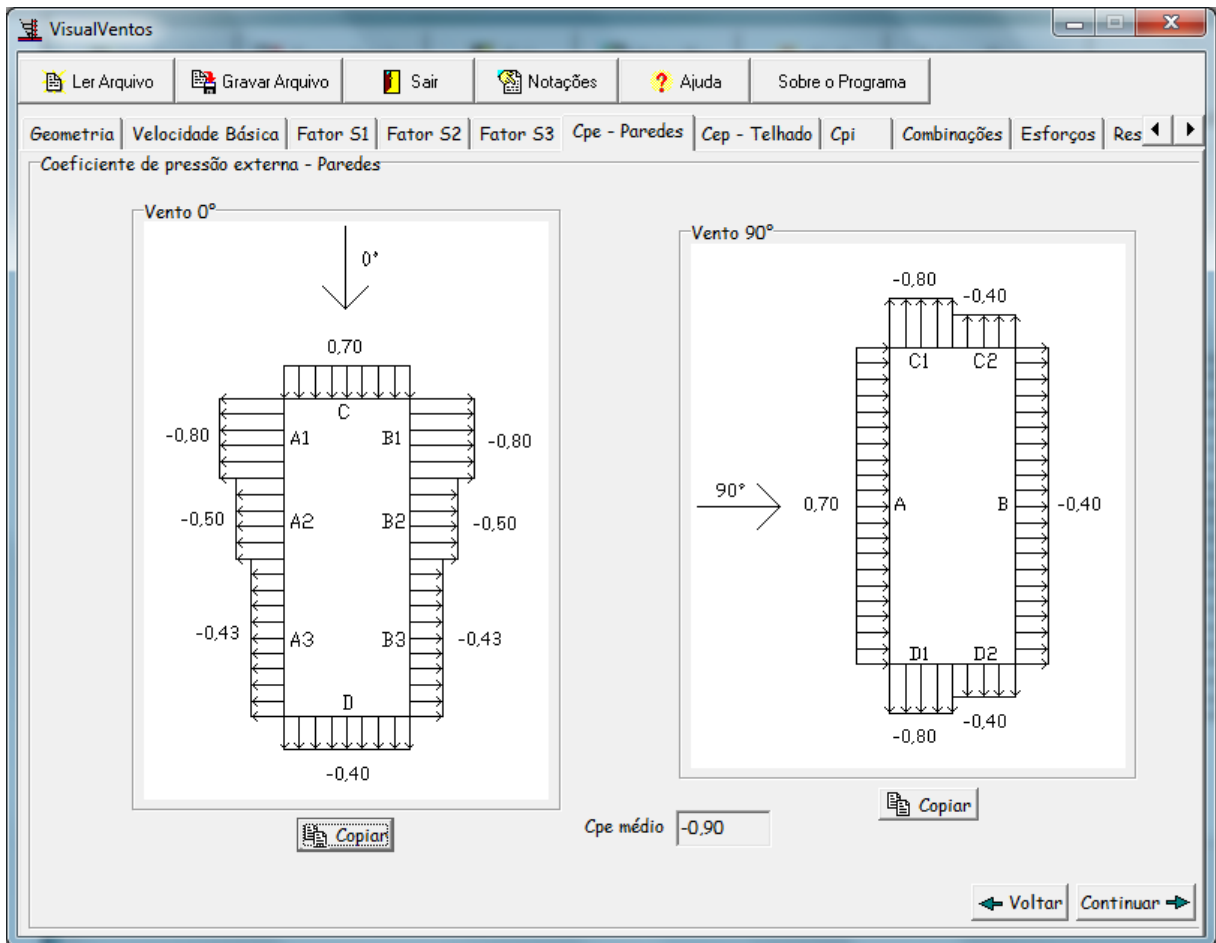
Figura 8.6- Cálculo do fator estatístico (S_3).



(FONTE: Visual Ventos)

O cálculo dos coeficientes de pressão externa nas paredes do galpão para vento incidindo a 0° e a 90° são calculados de acordo com o que foi exposto no Capítulo 3 e pode ser visto na Figura 8.7.

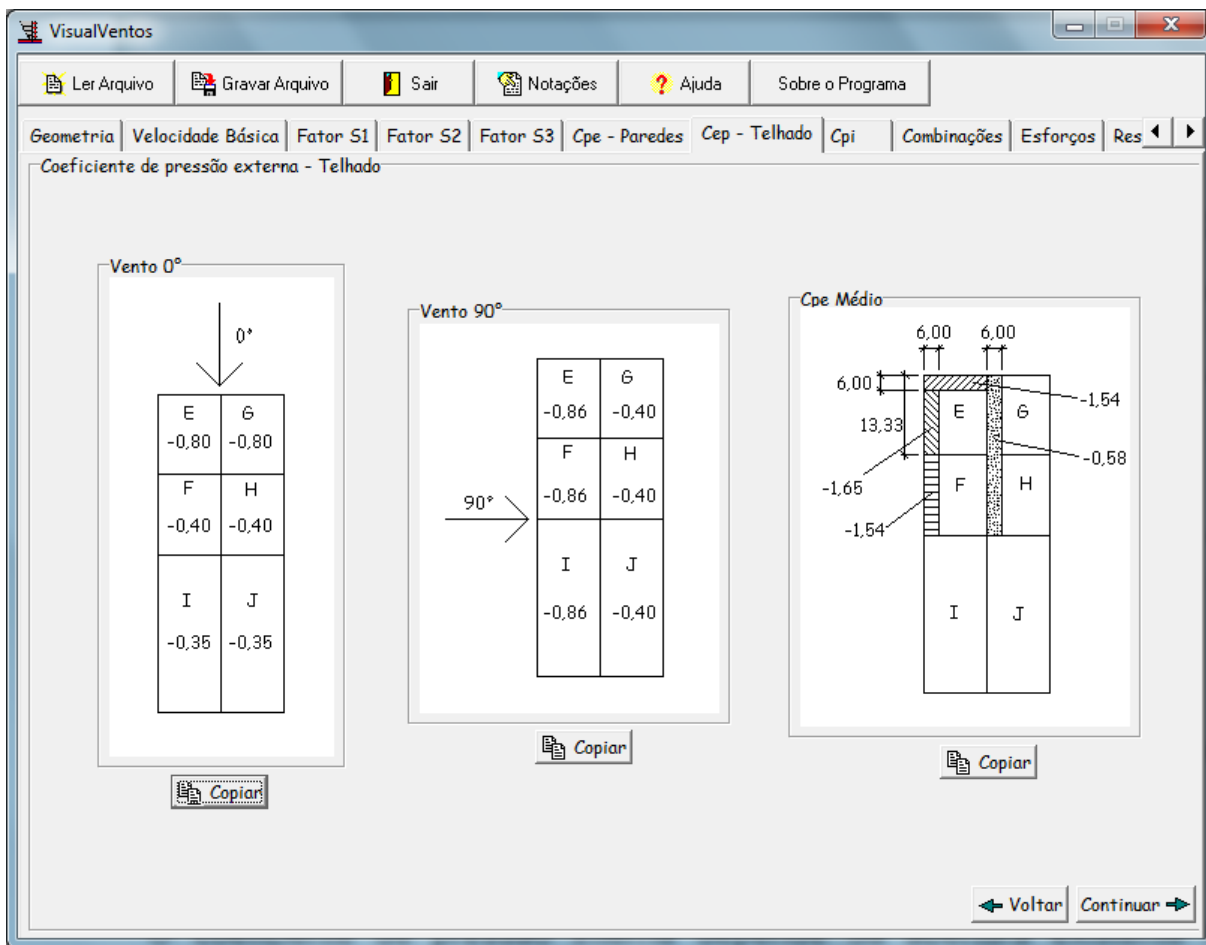
Figura 8.7- Coeficiente de pressão externa nas paredes.



(FONTE: Visual Ventos)

O coeficiente de pressão externa no telhado também é calculado automaticamente pelo programa tomando como base a (ABNT) NBR 6123:1988. Os coeficientes de pressão externa nos ventos a 0° e a 90° podem ser visualizados na Figura 8.8.

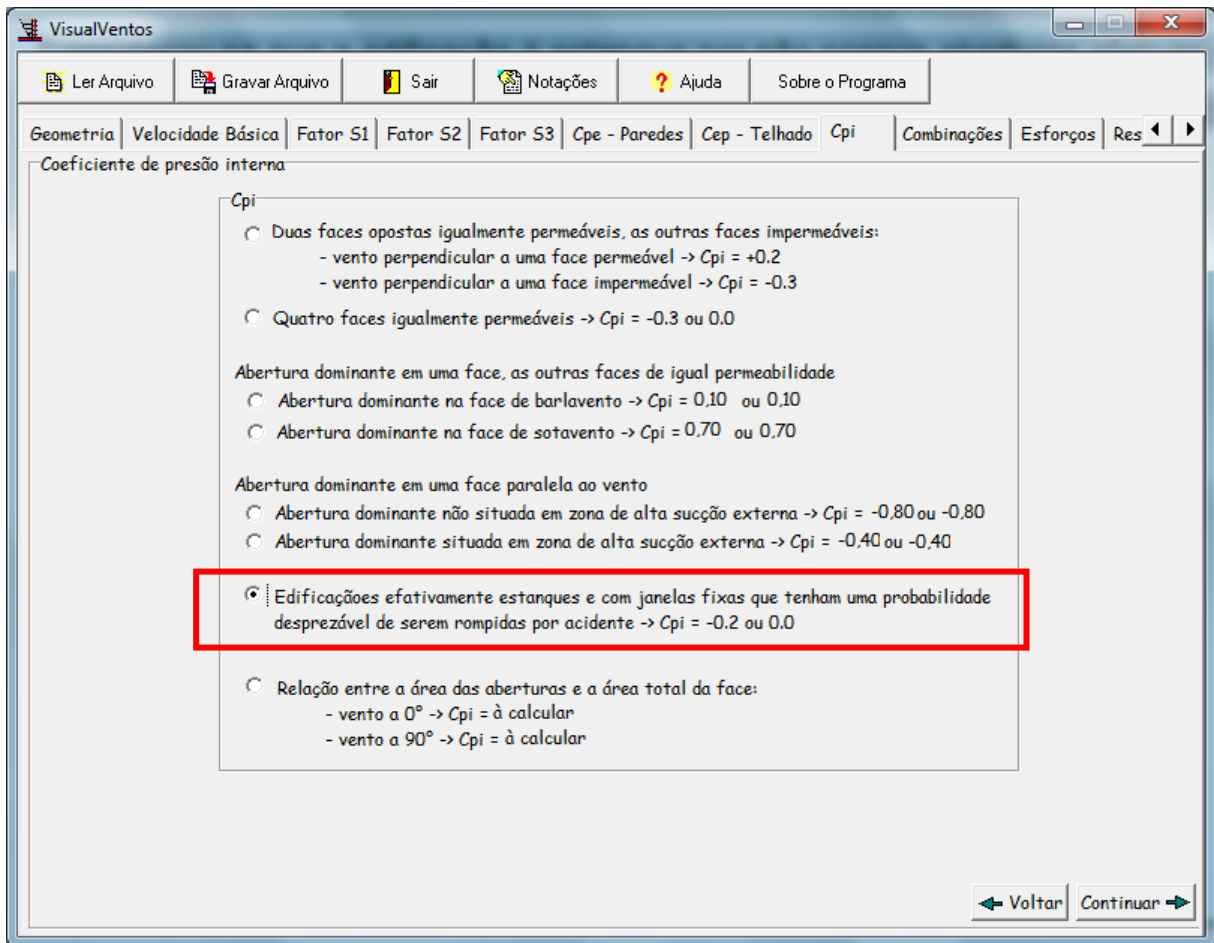
Figura 8.8- Coeficiente de pressão externa no telhado.



(FONTE: Visual Ventos)

O coeficiente de pressão interna depende da abertura existente na edificação. Considerou-se que a edificação é estanque por não possuir aberturas efetivas e nem janelas com riscos de serem rompidas. Desta maneira, podem ser determinados os coeficientes de pressão interna conforme mostrado na Figura 8.9.

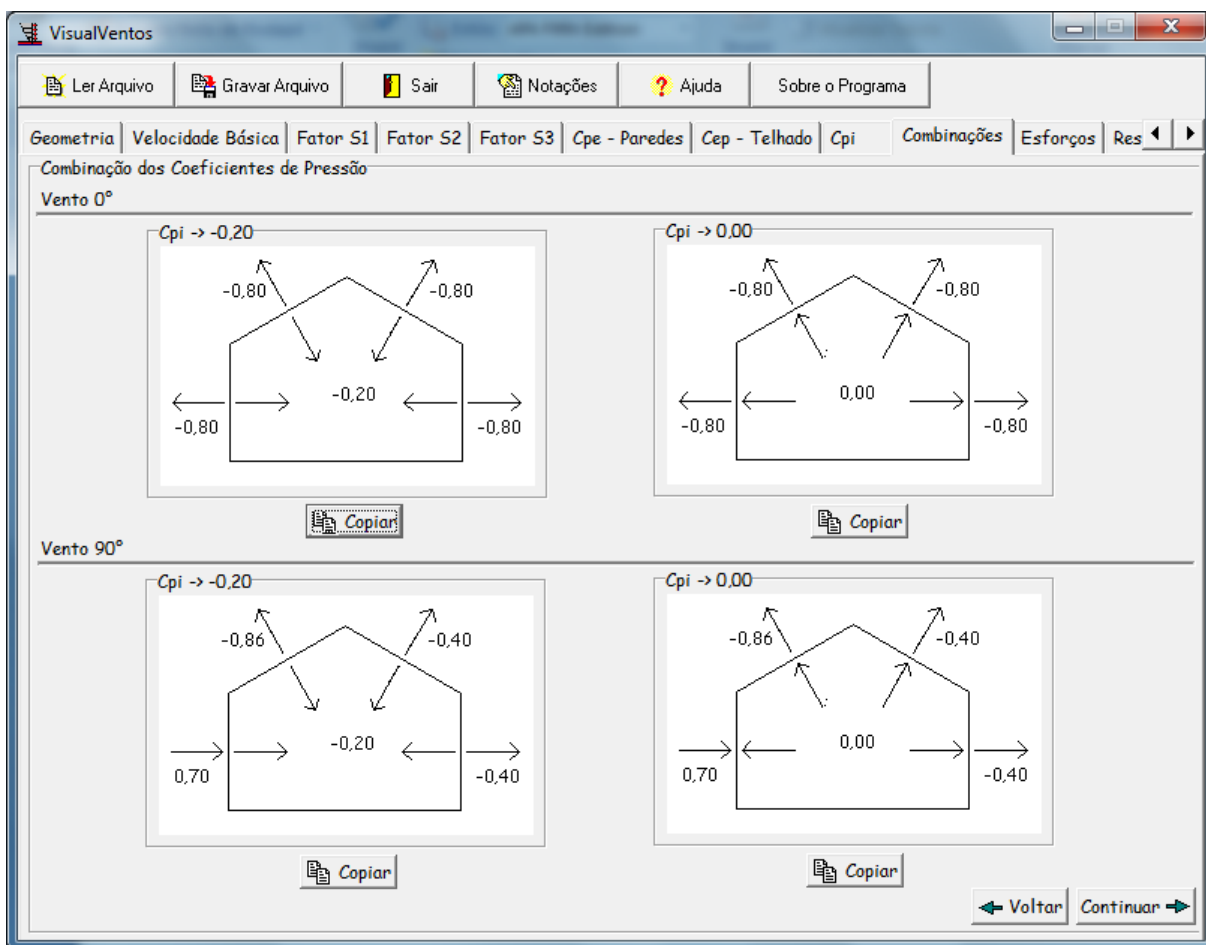
Figura 8.9- Coeficiente de pressão interna.



(FONTE: Visual Ventos)

É feita então a combinação entre os coeficientes de pressão externa e interna entre os ventos a 0° e 90° tais combinações podem ser visualizadas na Figura 8.10.

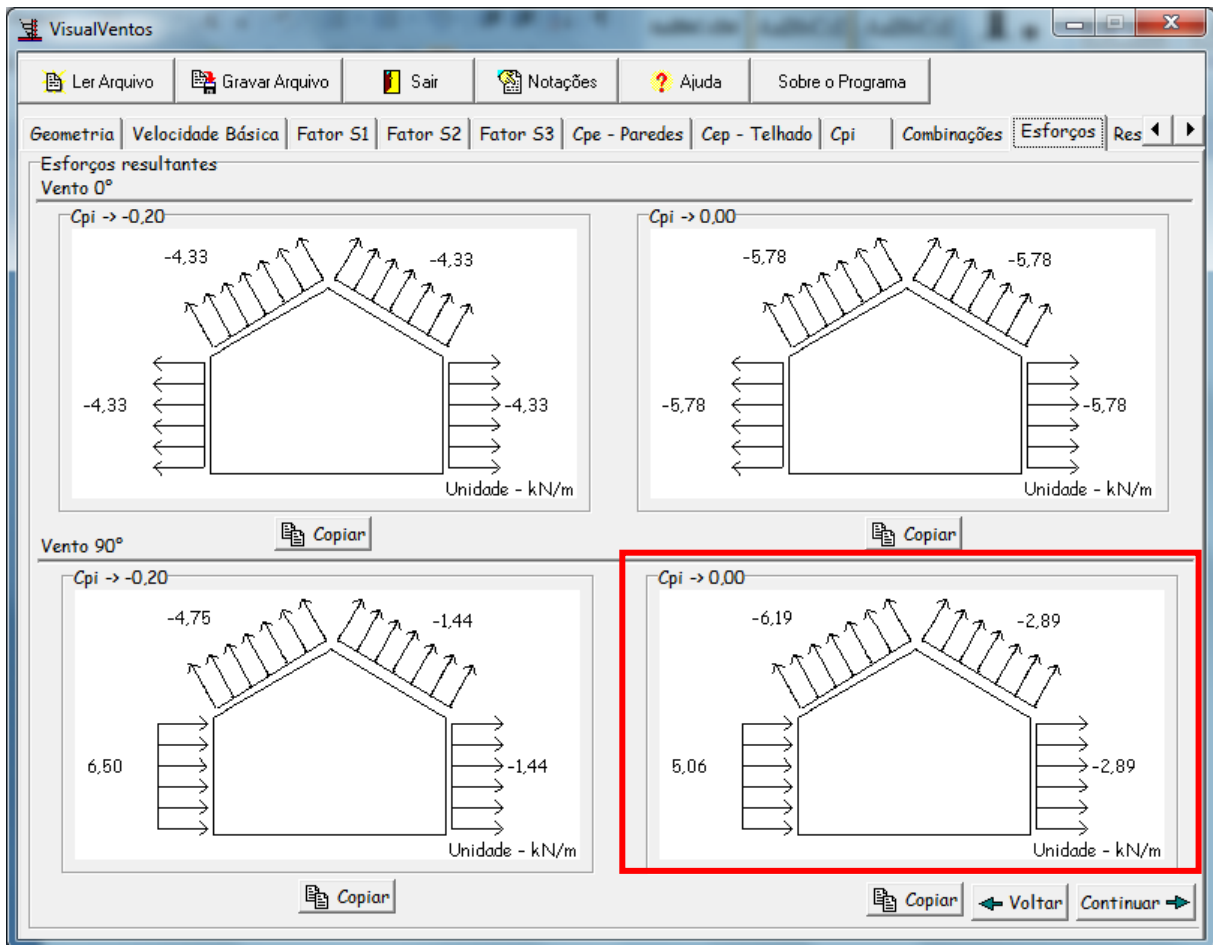
Figura 8.10- Combinação entre os coeficientes de pressão.



(FONTE: Visual Ventos)

A ação do vento é calculada de acordo com a (ABNT) NBR 6123:1988 e é expressa em kN/m, conforme mostrado na Figura 8.11. A combinação adotada para o cálculo no exemplo está destacada.

Figura 8.11 Ação devida ao vento nas paredes e no telhado do pórtico.



(FONTE: Visual Ventos)

8.2.2 Peso próprio (PP)

A seguir, na Figura 8.12 é apresentado o carregamento devido ao peso próprio, considerando os seguintes dados:

- Peso da telha metálica: 0,07 kN/m²;
- Peso das terças: 0,62 kN/m (5 terças apoiadas na viga);
- Peso da viga de cobertura: 3,10 kN/m;
- Peso do pilar: 4,5 kN/m;
- Viga de ponte rolante: 3,10 kN/m.

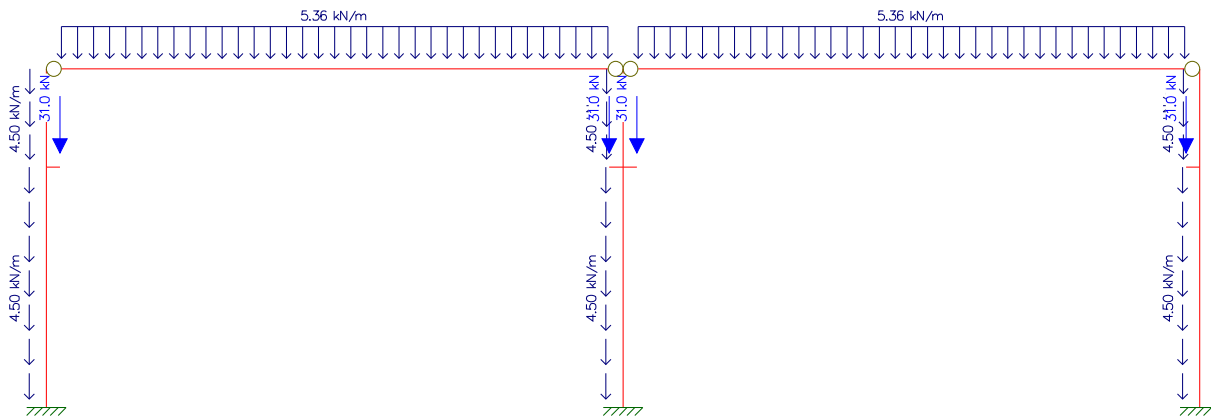
Logo, o total distribuído na viga de cobertura é:

$$g_{pp,cobertura} = 3,10 + \frac{5 \times 0,62 \times 10}{20} + 0,07 \times 10 = 5,36 \text{ kN/m}$$

Por sua vez, a carga concentrada no pilar devido ao peso próprio da viga de ponte rolante é:

$$F_{pp,PR} = 3,10 \times 10 = 31 \text{ kN}$$

Figura 8.12- Carregamento de peso próprio (PP).

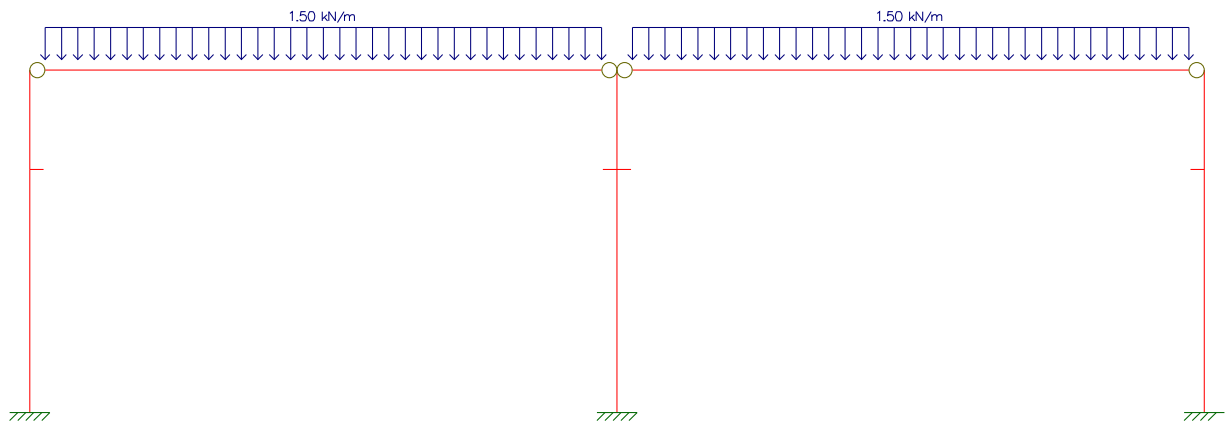


(FONTE: Ftool)

8.2.3 Sobrecarga acidental (SC)

A Figura 8.13 apresenta a sobrecarga acidental de 0,15 kN/m² distribuída na viga de cobertura. Como a distância entre os pórticos é de 10m o valor da sobrecarga é calculado de acordo com a equação abaixo.

$$q_{cobertura} = 0,15 \times 10 = 1,5 \text{ kN/m}$$

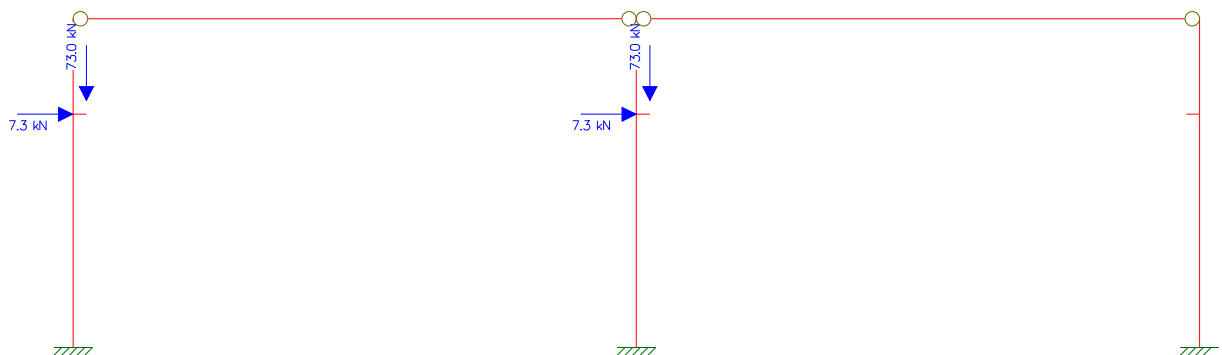
Figura 8.13- Sobrecarga acidental (SC).

(FONTE: Ftool)

8.2.4 Ponte rolante (PR)

Para a ação da ponte rolante, Figura 8.14, foram considerados os seguintes dados obtidos do catálogo do fabricante Koch, apresentado no ANEXO A.

- Capacidade da ponte: 100 kN;
- Carga vertical máxima por rodas: 73 kN;
- Carga horizontal transversal máxima: 7,3 kN;
- Carga horizontal longitudinal máxima: 10,45 kN;
- Distância entre rodas: 3,15 m;

Figura 8.14- Ação da ponte rolante (PR).

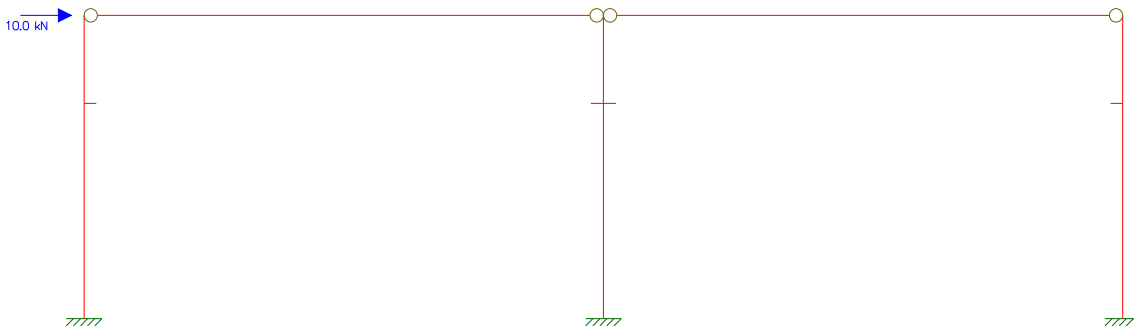
(FONTE: Ftool)

8.3 CÁLCULO DO PARÂMETRO α

Antes de se determinar os valores de α é necessário calcular a rigidez do pórtico, considerando o pilar equivalente e a equação (6.2). Foi considerada a inércia bruta da seção de concreto e módulo de elasticidade secante para f_{ck} igual a 40 MPa.

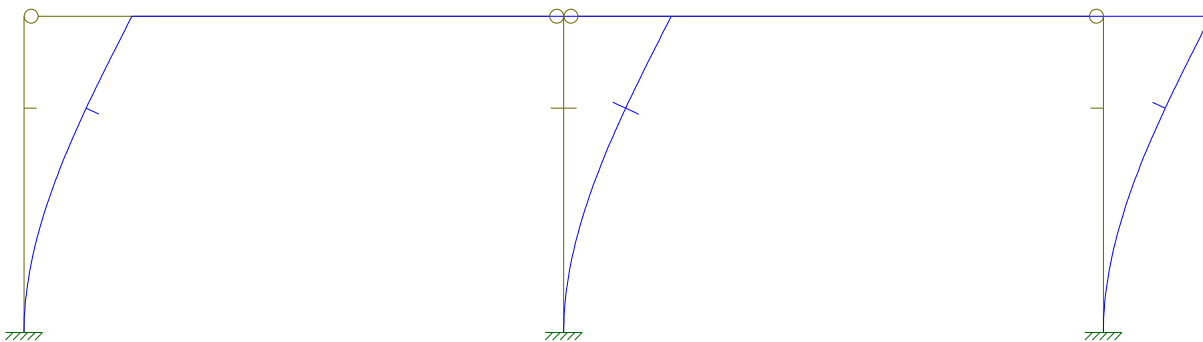
Assim, foi aplicada uma força de 10 kN no topo do pilar e determinado o deslocamento médio do pórtico, como indicado na Figura 8.15 e na Figura 8.16 a seguir.

Figura 8.15- Pórtico para cálculo do deslocamento devido a força horizontal.



(FONTE: Ftool)

Figura 8.16 – Pórtico deslocado.



(FONTE: Ftool)

A Tabela 8.1 mostra os valores dos deslocamentos e da rigidez equivalente.

Tabela 8.1- Deslocamentos e rigidez equivalente.

δ_1 (m)	δ_2 (m)	δ_3 (m)	$\delta_{\text{médio}}$ (m)	EI_{eq} (kN.m ²)
0,01098	0,01094	0,01092	0,01095	487553

(FONTE: Produção da própria autora)

Para a determinação do valor de α foram consideradas as seguintes combinações normais últimas, com valores característicos. As mesmas foram escolhidas por serem as mais desfavoráveis em relação aos deslocamentos horizontais combinados com força vertical.

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

A Tabela 8.2 apresenta os valores de α de acordo com as combinações citadas acima e através da equação (6.4).

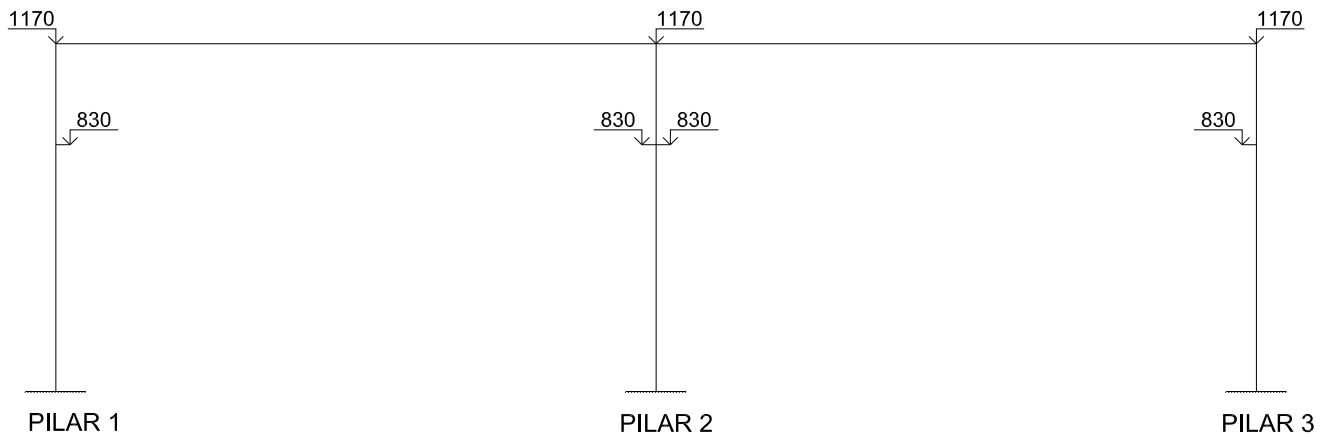
Tabela 8.2- Parâmetro α

COMBINAÇÃO	EI_{eq} (kN.m ²)	N_k (kN)	α
PP + VT _{90°}	487553	315	0,297
PP + PR + 0,6 x VT _{90°}	487553	534	0,387
PP + PR + 0,5 x SC.	487553	672	0,434

(FONTE: Produção da própria autora)

8.4 ANÁLISE DO EFEITO DE SEGUNDA ORDEM: PROCESSO P- Δ

Os pontos da estrutura que serão analisados os deslocamentos e, por consequência, as forças equivalentes $(P_i \times \Delta_i)/H$, no processo P- Δ , são no topo do pilar e no nível da ponte rolante, conforme pode ser visto na Figura 8.17

Figura 8.17- Pontos onde foram analisados os deslocamentos pelo processo P Δ .

(FONTE: Produção da própria autora)

Foram consideradas as mesmas combinações últimas, utilizadas para o parâmetro α , porém com valores de cálculo.

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

Para a consideração da não-linearidade física do concreto, adotou-se a rigidez do pórtico igual a $0,5E_{ci}I_{ci}$, ou seja, metade do produto entre o módulo de elasticidade tangente e o momento de inércia da seção bruta dos elementos e para f_{ck} igual a 40MPa.

Da Tabela 8.3 até Tabela 8.6 são apresentados os resultado das iterações para o pórtico estudado. Foram necessárias três iterações para que se atingisse uma tolerância $\varepsilon = 1,0\%$. Os valores de M_0 são os momentos nas bases dos pilares.

Tabela 8.3- Resultado do processo P Δ – Etapa inicial

Comb.	Pilar	Nível (m)	P _d (kN)	Δ_0 (cm)	M ₀ (kN.m)	P. Δ /H (kN)
1,4 PP + 1,4 VT _{90°}	1	11,7	-11,5	9,660	285,7	-0,095
		8,3	64,8	6,312		0,493
	2	11,7	23,1	9,643	171,8	0,190
		8,3	108,2	5,558		0,725
	3	11,7	34,6	9,646	248,7	0,285
		8,3	64,8	6,051		0,472
1,4 PP + 1,4 PR + 1,4 VT _{90°} 0,6	1	11,7	23,1	10,880	256,9	0,215
		8,3	167,0	6,771		1,362
	2	11,7	73,9	10,870	191,2	0,687
		8,3	210,4	6,330		1,605
	3	11,7	50,8	10,860	242,7	0,472
		8,3	64,8	6,572		0,513
1,4 PP + 1,4 PR + 1,4 SC 0,5	1	11,7	85,5	5,078	80,8	0,371
		8,3	167,0	2,952		0,594
	2	11,7	171,0	5,071	87,9	0,741
		8,3	210,4	2,988		0,757
	3	11,7	85,5	5,059	97,7	0,370
		8,3	64,8	2,958		0,231

(FONTE: Produção da própria autora)

Tabela 8.4- Resultado do processo PA – Iteração 1

Comb.	Pilar	Nível (m)	Δ_1 (cm)	Δ_1^2 (cm ²)	$\Delta_1 - \Delta_0$ (cm)	$(\Delta_1 - \Delta_0)^2$ (cm ²)	TOL (%)	M_1 (kN.m)	$\Delta M/M_0$ (%)	P. Δ /H (kN)
1,4 PP + 1,4 VT90°	1	11,7	9,958	99,162	0,298	0,089	2,983	291,8	2,14	-0,098
		8,3	6,492	42,146	0,180	0,032				0,507
	2	11,7	9,941	98,823	0,298	0,089		178,2	3,73	0,196
		8,3	5,742	32,971	0,184	0,034				0,749
	3	11,7	9,945	98,903	0,299	0,089		254,7	2,41	0,294
		8,3	6,231	38,825	0,180	0,032				0,486
1,4 PP + 1,4 PR + 1,4 VT ₀ 0,6	1	11,7	11,630	135,257	0,750	0,563	6,399	272,4	6,03	0,230
		8,3	7,223	52,172	0,452	0,204				1,453
	2	11,7	11,610	134,792	0,740	0,548		207,0	8,26	0,733
		8,3	6,785	46,036	0,455	0,207				1,720
	3	11,7	11,600	134,560	0,740	0,548		256,7	5,77	0,504
		8,3	7,009	49,126	0,437	0,191				0,547
1,4 PP + 1,4 PR + 1,4 SC 0,5	1	11,7	5,597	31,326	0,519	0,269	9,305	91,0	12,62	0,409
		8,3	3,261	10,634	0,309	0,095				0,656
	2	11,7	5,589	31,237	0,518	0,268		98,3	11,83	0,817
		8,3	3,299	10,883	0,311	0,097				0,836
	3	11,7	5,577	31,103	0,518	0,268		107,3	9,83	0,408
		8,3	3,260	10,628	0,302	0,091				0,255

(FONTE: Produção da própria autora)

Tabela 8.5- Resultado do processo $P\Delta$ – Iteração 2

Comb.	Pilar	Nível (m)	Δ_2 (cm)	Δ_2^2 (cm ²)	$\Delta_2 - \Delta_1$ (cm)	$(\Delta_2 - \Delta_1)^2$ (cm ²)	TOL (%)	M_1 (kN.m)	$\Delta M/M_0$ (%)	$P.\Delta/H$ (kN)
1,4 PP + 1,4 VT ₀ ^o	1	11,7	9,962	99,241	0,004	0,000	0,037	291,8	2,14	-0,098
		8,3	6,495	42,185	0,003	0,000				0,507
	2	11,7	9,945	98,903	0,004	0,000		178,2	3,73	0,196
		8,3	5,743	32,982	0,001	0,000				0,749
	3	11,7	9,948	98,963	0,003	0,000		254,8	2,45	0,294
		8,3	6,233	38,850	0,002	0,000				0,487
1,4 PP + 1,4 PR + 1,4 VT ₀ ^o 0,6	1	11,7	11,660	135,956	0,030	0,001	0,255	273,1	6,31	0,230
		8,3	7,241	52,432	0,018	0,000				1,457
	2	11,7	11,640	135,490	0,030	0,001		207,6	8,58	0,735
		8,3	6,803	46,281	0,018	0,000				1,725
	3	11,7	11,630	135,257	0,030	0,001		257,2	5,97	0,505
		8,3	7,025	49,351	0,016	0,000				0,548
1,4 PP + 1,4 PR + 1,4 SC 0,5	1	11,7	5,665	32,092	0,068	0,005	1,096	92,2	14,11	0,414
		8,3	3,297	10,870	0,036	0,001				0,663
	2	11,7	5,649	31,911	0,060	0,004		99,4	13,08	0,826
		8,3	3,334	11,116	0,035	0,001				0,845
	3	11,7	5,636	31,764	0,059	0,003		108,5	11,05	0,412
		8,3	3,295	10,857	0,035	0,001				0,257

(FONTE: Produção da própria autora)

Tabela 8.6- Resultado do processo PA – Iteração 3

Comb.	Pilar	Nível (m)	Δ_3 (cm)	Δ_3^2 (cm ²)	$\Delta_3 - \Delta_2$ (cm)	$(\Delta_3 - \Delta_2)^2$ (cm ²)	TOL (%)	M_1 (kN.m)	$\Delta M/M_0$ (%)	P. Δ /H (kN)	
1,4 PP + 1,4 V T_{00}°	1	11,7	-	-	-	-	-	-	-	-	
		8,3	-	-	-	-				-	
	2	11,7	-	-	-	-		-	-	-	-
		8,3	-	-	-	-					-
	3	11,7	-	-	-	-		-	-	-	-
		8,3	-	-	-	-					-
1,4 PP + 1,4 PR + 1,4 V T_{00}° 0,6	1	11,7	-	-	-	-	-	-	-	-	
		8,3	-	-	-	-				-	
	2	11,7	-	-	-	-		-	-	-	-
		8,3	-	-	-	-					-
	3	11,7	-	-	-	-		-	-	-	-
		8,3	-	-	-	-					-
1,4 PP + 1,4 PR + 1,4 SC 0,5	1	11,7	5,665	32,092	0,000	0,000	0,000	92,2	14,11	0,414	
		8,3	3,297	10,870	0,000	0,000				0,663	
	2	11,7	5,649	31,911	0,000	0,000		99,4	13,08	0,826	
		8,3	3,334	11,116	0,000	0,000				0,845	
	3	11,7	5,636	31,764	0,000	0,000		108,5	11,05	0,412	
		8,3	3,295	10,857	0,000	0,000				0,257	

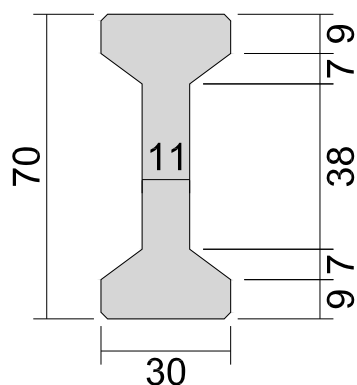
(FONTE: Produção da própria autora)

8.5 VERIFICAÇÃO DO ELS-DEF

Para se analisar o deslocamento na cobertura será necessário primeiramente dimensionar a viga de cobertura.

A Figura 8.18 mostra seção transversal da viga de cobertura adota.

Figura 8.18- Seção transversal da viga de cobertura.



(FONTE: Produção da própria autora)

Para o cálculo da viga devem ser consideradas as sequências dos intervalos entre as fases de carregamentos descritas na Tabela 8.7.

Tabela 8.7- Sequência de intervalos entre as etapas, ações atuantes e perdas consideradas.

Fase	Tempo	Ação	Perdas
1	$t_0 = 0; t = 1$ dia	p	Deformação ancoragem; Relaxação da armadura; Deformação imediata
2	$t_0 = 1; t = \infty$ dias	$p + g_1$	Retração; Fluência do concreto; Relaxação da armadura.
3	$t_0 = 15; t = \infty$ dias	$p + g_1 + g_2$	Retração; Fluência do concreto; Relaxação da armadura
4	$t_0 = 30; t = \infty$ dias	$p + g_1 + g_2 + g_3$	Retração; Fluência do concreto; Relaxação da armadura
5	$t_0 = 45; t = \infty$ dias	$p + g_1 + g_2 + g_3 + q$	Retração; Fluência do concreto; Relaxação da armadura

(FONTE: Produção da própria autora)

1- Carregamentos

A Tabela 8.8 mostra os valores das cargas e os momentos máximos atuantes na viga de acordo com os dados dos itens 8.2.2 e 8.2.3.

Tabela 8.8- Cargas e momentos máximos.

Descrição	Intensidade (kN/m)	Vão (m)	Momento (kN.m)
g ₁ – peso próprio	3,11	20	155,50
g ₂ - terças	1,55	20	77,50
g ₃ - telhas	0,70	20	35,00
q - sobrecarga	1,50	20	75,00

(FONTE: Produção da própria autora)

2- Características geométricas.

A Tabela 8.9 a seguir, mostra as características geométricas da seção, obtidas através do programa Autocad.

Tabela 8.9- Características geométricas.

Área = 0,1245 m ²
y _{cg} = 0,35 m
Inércia = 7,097x10 ⁻³ m ⁴
y _i = y _s = 0,35 m
W _i = W _s = 2,028x10 ⁻² m ³

(FONTE: Produção da própria autora)

3- Tipo de protensão.

O tipo de protensão dada na peça é escolhido de acordo com a classe de agressividade em que a mesma se encontra e pode ser vista na (ABNT) NBR 6118:2007. Para a viga em questão a classe de agressividade é do tipo CAA II, classificando a protensão, portanto, como sendo a do tipo limitada. Tal protensão deve atender em serviço o estado de formação de fissuras para a combinação frequente (ψ_1) onde a tração não deve ultrapassar o valor de $0,7f_{ct,m}$ (obtido na equação (8.1) e o estado de descompressão para a combinação quase permanente (ψ_2) onde a tensão deve ser superior ou igual a 0. Portanto, para a protensão limitada as tensões dos dois estado limite de serviço analisados devem seguir os valores abaixo.

— ELS – F: Combinação frequente (ψ_1):

$$\sigma \geq 0,7x f_{ct,m} = 0,3x0,7x \sqrt[3]{f_{ck}^2} = 0,21 \times \sqrt[3]{f_{ck}^2} \quad (8.1)$$

— ELS – D: Combinação quase permanente (ψ_2):

$$\sigma \geq 0 \quad (8.2)$$

Para as verificações de serviço têm-se os coeficientes $\psi_1=0,4$ (combinação frequente) e $\psi_2=0,3$ (combinação quase permanente).

4- Tensão inicial nos cabos.

Para a determinação da tensão inicial dos cabos, considerando a utilização do aço CP190RB, têm-se os seguintes limites de tensão, indicados na equação (8.3), a serem aplicados pelo macaco nas cordoalhas.

$$\sigma_{pi} \leq \begin{cases} 0,77 f_{ptk} = 0,77 \cdot 1900 = 1463 \text{ MPa} \\ 0,85 f_{pyk} = 0,85 \cdot 1710 = 1453 \text{ MPa} \end{cases} \quad (8.3)$$

Desta forma, a máxima tensão a ser aplicada é de 1453 MPa, ou 145,3 kN/cm².

5- Estimativa do número de cabos no tempo infinito considerando a fissuração.

Nesta etapa é feita uma estimativa do número de cabos pelo estado limite de fissuração adotando-se uma perda de 20% no tempo infinito. Portanto, o valor da tensão no tempo infinito pode ser calculado de acordo com a equação (8.4). É feita uma verificação para os dois ELS onde se obtêm um número de área de cabos estimado para cada um.

$$\sigma_{p,t=\infty} = \sigma_{p,i} \times 0,80 = 145,3 \times 0,80 = 116,24 \text{ kN/cm}^2 \quad (8.4)$$

Estado limite de formação de fissuras:

$$\sigma_i = \frac{N_p}{A} + \frac{M_p}{W_i} - \frac{M_{g1} + M_{g2} + M_{g3}}{W_i} - \frac{\psi_1 \times M_q}{W_i} \geq -f_{ctk.inf}$$

Onde:

$$f_{ctk.inf} = 0,21 \times \sqrt[3]{f_{ck}^2} = 0,21 \times \sqrt[3]{40^2} = 2,456 \text{ MPa} = 2456 \text{ kN/m}^2$$

Com $N_p = \sigma_p \times A_p$, tem-se:

$$\sigma_i = \frac{116,24 \times A_p}{0,1245} + \frac{116,24 \times 0,30 \times A_p}{2,028 \cdot 10^{-2}} - \frac{268}{2,028 \cdot 10^{-2}} - \frac{0,4 \times 75}{2,028 \cdot 10^{-2}} \geq -2456$$

$$\therefore A_p \geq 4,61 \text{ cm}^2$$

Estado limite de descompressão:

$$\sigma_i = \frac{N_p}{A} + \frac{M_p}{W_i} - \frac{M_{g1} + M_{g2} + M_{g3}}{W_i} - \frac{\psi_2 \times M_q}{W_i} \geq 0$$

$$\sigma_i = \frac{116,24 \times A_p}{0,1245} + \frac{116,24 \times 0,30 \times A_p}{2,028 \cdot 10^{-2}} - \frac{268}{2,028 \cdot 10^{-2}} - \frac{0,3 \times 75}{2,028 \cdot 10^{-2}} \geq 0$$

$$\therefore A_p \geq 5,40 \text{ cm}^2$$

Considerando cordoalha de 12,7 mm com uma seção média de 1,014 cm² tem-

se: $A_p = \frac{5,40}{1,014} = 5,33$, considera-se o próximo valor par inteiro, portanto, tem-se 6 cordoalhas

de 12,7 mm com $A_p = 6,08 \text{ cm}^2$.

6- Estimativa do número de cabos no tempo zero (verificação simplificada de ruína).

Neste item deve-se estimar se haverá ou não a necessidade de armadura ativa na parte superior da peça. Procura-se verificar a tensão na borda superior da peça, no ato da protensão, ou seja, somente com a ação M_{g1} atuando. De acordo com (ABNT) NBR 6118:2007, a tensão limite de tração neste caso não deve ser superior a $1,2 f_{ct,m}$, com f_{ckj} especificado, de 25 MPa, Como a estimativa é feita no tempo zero, deve se adotar um valor para perda inicial e , portanto, o valor adotado é de 2,5%.

Assim, a tensão inicial no tempo zero é:

$$\sigma_{p,t=0} = \sigma_{p,i} \cdot 0,975 = 145,30 \cdot 0,975 = 141,67 \text{ kN} / \text{cm}^2$$

Calcula-se então a tensão na área da armadura superior pela equação da tensão na fibra superior, como pode ser visto a seguir:

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{\sigma_{p,t=0} \times A_p}{A} - \frac{\sigma_{p,t=0} \times A_p \times e_p}{W_s} + \frac{\sigma_{p,t=0} \times A'_p}{A} + \frac{\sigma_{p,t=0} \times A'_p \times e'_p}{W_s} + \frac{M_{g1}}{W_s} \geq -1,2 \times f_{ct,m}$$

Onde:

$$1,2 f_{ct,m} = 1,2 \times 0,3 \cdot \sqrt[3]{25^2} = 3,078 \text{ MPa} = 3078 \text{ kN/m}^2.$$

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{141,67 \times 6,08}{0,1245} - \frac{141,67 \times 6,08 \times 0,30}{2,028 \cdot 10^{-2}} + \frac{141,67 \times A'_p}{0,1245} + \frac{141,67 \times A'_p \times 0,30}{2,028 \cdot 10^{-2}} + \frac{155,50}{2,028 \cdot 10^{-2}} \geq -3078$$

$$\therefore A'_p \geq -1,52 \text{ cm}^2$$

Como o valor é negativo considera-se que não há necessidade de armadura ativa superior na viga.

7- Cálculo das perdas de protensão.**Cálculo das perdas iniciais:**

$$t = 1 \text{ dia}; t_0 = 0$$

$$\sigma_p = 145,30 \text{ kN/cm}^2$$

$$M_{g1} = 155,50 \text{ kN.m}$$

Deformação por ancoragem:

Tal perda foi calculada considerando uma pista de 150 m de comprimento e uma acomodação da cunha do macaco de 0,6 cm (valores usuais nas indústrias de pré-fabricados). O cálculo da mesma pode ser visto a seguir:

$$\Delta l = \frac{\Delta \sigma_{ancor} \cdot l}{E_p}$$

$$\Delta \sigma_{ancor} = \frac{0,006 \cdot 2 \cdot 10^4}{150} = 0,80 \text{ kN/cm}^2$$

Relaxação da armadura:

Para o cálculo da perda por relaxação da armadura deve-se descontar a perda ocorrida pela ancoragem, portanto:

$$\sigma_{pi} = 145,30 - 0,80 = 144,50 \text{ kN/cm}^2$$

$$\Psi(t, t_0) = \frac{\Delta \sigma_{pr}}{\Delta \sigma_i}$$

$$\Psi(t, t_0) = \Psi_{1000} \times \left(\frac{t - t_0}{41,67} \right)^{0,15}$$

$$R = \frac{\sigma_{pi}}{f_{ptk}} = \frac{144,50}{190} = 0,76$$

Para cordoalha de baixa relaxação e com 76% da resistência à tração, indicada na (ABNT) NBR 6118:2007 calcula-se através de interpolação o valor para $\Psi_{1000} = 3,10$ em porcentagem.

$$\Psi(1,0) = 3,10 \left(\frac{1-0}{41,67} \right)^{0,15} = 1,772$$

$$\Delta\sigma_{pr} = \frac{1,772}{100} \cdot 144,50 = 2,56 \text{ kN / cm}^2$$

Perda por deformação imediata do concreto:

Como se tem o sistema de pré-tração com aderência inicial, a tensão que atua na deformação imediata do concreto nesta fase é o valor inicial (σ_p) descontadas as duas perdas calculadas anteriormente, isso porque se considera que no momento do corte dos cabos é que a tensão é transferida para a peça.

$$\sigma_{pi} = \sigma_p - (\Delta\sigma_{acora} + \Delta\sigma_{pr}) = 145,30 - (0,80 + 2,56) = 141,94 \text{ kN / cm}^2$$

$$\Delta\sigma_{cg,inf} = \alpha_p \cdot \sigma_{c,po+g,inf}$$

Considerando-se:

$$N_p = A_p \cdot \sigma_{pi,inf}$$

$$N_p = 6,08 \times 141,94 = 863,00 \text{ kN}$$

$$M_p = A_p \cdot \sigma_{pi,inf} \cdot e_p$$

$$M_p = 6,08 \cdot 141,94 \cdot 0,30 = 258,90 \text{ kNcm}$$

$$\sigma_{c,po+g,inf} = \frac{N_p}{A} + \left(\frac{M_p - M_{g1}}{I} \right) \cdot e_p$$

$$\sigma_{c,po+g,inf} = \frac{863,00}{0,1245} + \left(\frac{258,90 - 155,50}{7,097 \cdot 10^{-3}} \right) \cdot 0,30 = 11302,59 \text{ kN / m}^2$$

$$\alpha_p = \frac{E_p}{E_{ci}} = \frac{200000}{28000} = 7,14$$

$$E_{ci} = 5600x\sqrt{f_{cj}} = 5600x\sqrt{25} = 28000MPa$$

$$\Delta\sigma_{cg,inf} = \alpha_p \cdot \sigma_{c,po+g,inf} = 7,14 \cdot 1,13 = 8,07 \text{ kN/cm}^2$$

Então, a tensão final considerando as perdas da primeira fase é:

$$\sigma_{p,inf,1 dia} = \sigma_p - \Delta\sigma_{ancor} - \Delta\sigma_{pr} - \Delta\sigma_{cg,inf}$$

$$\sigma_{p,inf,1 dia} = 145,30 - 0,80 - 2,56 - 8,07 = 133,87 \text{ kN/cm}^2$$

A tensão final, considerando as perdas imediatas, é de 133,87 kN/cm² o que implica em uma perda inicial de 7,87% para os cabos na borda inferior.

Cálculo das perdas deferidas no tempo:

Para se determinar os coeficientes de fluência e retração (utilizados no cálculo das perdas por fluência e retração do concreto) conforme fórmulas apresentadas pela (ABNT) NBR 6118:2007, que se encontram no ANEXO B – Cálculo da perda de protensão por retração e ANEXO C – Cálculo da perda de protensão por fluência, é utilizada uma planilha feita por INFORSATO (2009).

As características da seção pré-moldada são:

- Cimento do tipo ARI;
- Área: 1245 cm²;
- Perímetro em contato com o ar: 219,2 cm.

A temperatura média foi tomada como 20°C, umidade relativa do ar de 70% e slump do concreto de 9 cm. O tempo infinito foi tomado com 10000 dias.

A

Tabela 8.10 indica os valores do coeficiente de fluência considerando a atuação de cada carregamento.

Tabela 8.10- Coeficiente de fluência em cada fase

Ação	t ₀	Coeficiente φ
Protensão (p)	1	3,695
PP viga (g ₁)	1	3,695
Terças (g ₂)	15	2,321
Telhas (g ₃)	30	1,939
Sobrecarga (q)	45	1,724
Perda de protensão	45	1,724

(FONTE: Produção da própria autora)

Perda por fluência do concreto:

A perda por fluência é calculada segundo a recomendação de NAWY apud INFORSATO (2009), considerando os carregamentos com suas respectivas datas de atuação (data real de carregamento).

$$\Delta\sigma_{p,c} = \alpha_p \times \varphi_{(t,t_0)} \times \sigma_{c,p0+g}, \text{ onde:}$$

$$\Delta\sigma_{p,c} = \alpha_p \times \left\{ \left[\frac{N_p}{A} + \left(\frac{+M_p - M_{g1}}{I} \right) \times e_p \right] \times \varphi_1 - \sum_{i=2}^3 \frac{M_{gi} \times e_p}{I} \times \varphi_i - \psi_2 \times \frac{M_q \times e_p}{I} \times \varphi_q \right\}$$

Sendo:

$$N_p = A_p \cdot \sigma_{pi,inf}$$

$$N_p = 6,08 \times 133,87 = 813,93kN$$

$$M_p = A_p \cdot \sigma_{pi,inf} \cdot e_p$$

$$M_p = 6,08 \cdot 133,87 \cdot 0,30 = 244,18 kNcm$$

$$\alpha_p = \frac{E_p}{E_{ci}} = \frac{2 \cdot 10^5}{5600 \times \sqrt{40}} = 5,65$$

Sendo E_p o módulo de elasticidade do aço de protensão e E_{ci} o módulo de elasticidade do concreto considerando f_{ck}.

Com isso, tem-se:

$$\Delta\sigma_{p,c} = 5,65 \times \left\{ \left[\frac{813,93}{0,1245} + \left(\frac{+ 244,18 - 155,50}{7,097 \cdot 10^{-3}} \right) \times 0,30 \right] \times 3,695 - \frac{(77,50 \times 2,321 + 35 \times 1,939) \times 0,30}{7,097 \cdot 10^{-3}} \right. \\ \left. - 0,3 \times \frac{75 \times 0,30}{7,097 \cdot 10^{-3}} \times 1,724 \right\}$$

$$\Delta\sigma_{p,c} = 5,65 \{ 38007,57 - 10472,42 - 1639,71 \} = 146309,26 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$\Delta\sigma_{p,c} = 14,63 \text{ kN} / \text{cm}^2$$

Perda por retração do concreto:

A Tabela 8.11 mostra o valor do coeficiente de retração.

Tabela 8.11- Coeficiente de retração.

Dados	
Area da seção de concreto Ac	1245 cm ²
Perímetro da seção em contato com o ar (T)	219,2 cm
Ambiente e material	
Umidade relativa do ar (U)	70 %
Temperatura média (T)	20 graus C
Espessura do concreto (slump)	9 cm
Tipo do cimento utilizado	3 ¹ CP III e IV ² CP I e II ³ CP V-ARI
Idade do concreto	
no início do período considerado (t ₀)	1
no final do período considerado (t)	10000
Resultados	
Coeficiente de fluência Φ(t,t ₀)	3,695
Retração do concreto ε _{cs} (t,t ₀)	-2,96E-04

(FONTE: Inforsato, 2009)

$$\Delta\sigma_{p,s} = \varepsilon_{cs(10000,1)} \times E_p = -2,96 \cdot 10^{-4} \times 2,0 \cdot 10^4 = -5,92 \text{ kN} / \text{cm}^2$$

Perda por relaxação da armadura:

$$\Delta\sigma_{p,r} = \sigma_{p0} \chi(t, t_0)$$

$$\chi(t_\infty, t_0) = -\ln[1 - \psi(t_\infty, t_0)]$$

Camila Rodrigues (2012)

$$\psi(t_{\infty}, t_0) = 2,50 \cdot \psi_{1000}$$

$$R = \frac{133,87}{190} = 0,70$$

Para cordoalha de baixa relaxação e com 70% da resistência à tração, indicada na (ABNT) NBR 6118:2007 determina-se o valor para $\Psi_{1000} = 2,5$ em porcentagem. Portanto, a perda por relaxação da armadura vale:

$$\psi(\infty, 1) = 2,50 \times 2,50 = 6,25$$

$$\chi(\infty, 1) = -\ln\left[1 - \frac{6,25}{100}\right] = 6,45 \cdot 10^{-2}$$

$$\Delta\sigma_{p,r} = 133,87 \times 6,45 \cdot 10^{-2} = 8,63 \text{ kN/cm}^2$$

Simultaneidade das perdas.

A consideração da simultaneidade das perdas definidas anteriormente pode ser feita de acordo com a equação (8.5), na qual o numerador representa as três perdas já calculadas

$$\Delta\sigma_p(t, t_0) = \frac{\varepsilon_{cs}(t, t_0)E_p - \alpha_p \sigma_{c,p0+g} \varphi(t, t_0) - \sigma_{cp0} \chi(t, t_0)}{\chi_p + \chi_c \alpha_p \eta \rho_p} \quad (8.5)$$

Com:

$$\chi_p = 1 + \chi(t_{\infty}, t_0)$$

$$\chi_p = 1 + 6,45 \cdot 10^{-2} = 1,06$$

$$\chi_c = 1 + 0,5 \times \varphi(t, t_0)$$

$$\chi_c = 1 + 0,5 \cdot 3,695 = 2,85$$

$$\eta = 1 + e_p^2 \frac{A_c}{I_c}$$

$$\eta = 1 + 0,30^2 \frac{0,1245}{7,097 \cdot 10^{-3}} = 2,58$$

$$\rho_p = \frac{A_p}{A_c} = \frac{6,08}{1245} = 4,88 \cdot 10^{-3}$$

Com isso tem-se:

$$\Delta\sigma_p(\infty,1) = \frac{-5,92 - 14,63 - 8,63}{1,06 + 2,85 \times 5,65 \times 2,58 \times 4,88 \cdot 10^{-3}} = -23,17 \text{ kN/cm}^2$$

Então chega-se a tensão final nos cabos consideradas todas as perdas.

$$\begin{aligned}\sigma_{p,\text{inf},(\infty)} &= \sigma_p - \Delta\sigma_{p,\text{inf}} \\ \sigma_{p,\text{inf},(\infty)} &= 133,87 - 23,17 = 110,70 \text{ kN/cm}^2\end{aligned}$$

Portanto, chega-se a uma perda de 23,81% para os cabos da borda inferior.

8- Verificação da fissuração.

Após os cálculos das perdas de protensão no tempo infinito, é possível fazer as verificações das tensões, lembrando que o tipo de protensão aplicada neste exemplo é a protensão limitada.

Deve-se lembrar de que devido ao tipo de protensão, as seguintes condições devem ser analisadas:

- Estado limite de formação de fissuras ($\Psi_1 = 0,4$);
- Estado limite de descompressão ($\Psi_2 = 0,3$).

As verificações agora devem ser feitas admitindo as perdas reais calculadas anteriormente. São avaliadas as tensões nas bordas superior e inferior da viga, considerando momento máximo e mínimo.

Considerando-se:

$$\begin{aligned}N_p &= A_p \times \sigma_{pi} \\ N_p &= 6,08 \times 110,70 = 673,06 \text{ kN} \\ M_p &= A_p \cdot \sigma_{pi} \times e_p \\ M_p &= 6,08 \times 110,70 \times 0,30 = 201,92 \text{ kNm}\end{aligned}$$

Estado limite de formação de fissuras.

Limites:

Compressão: $\sigma = 0,7 f_{ck} = 0,7 \times 40000 = 28000 \text{ kN/m}^2$.

Tração: $\sigma = 0,3 f_{ctk,\text{inf}} = 0,21 \times \sqrt[3]{40^2} = 2,456 \text{ MPa} = 2456 \text{ kN/m}^2$.

$$-2456 \text{ kN/m}^2 < \sigma < 28000 \text{ kN/m}^2$$

Borda inferior

Situação momento máximo.

$$\sigma_i = \frac{N_p}{A} + \frac{M_p}{W_i} - \frac{M_{g1} + M_{g2} + M_{g3}}{W_i} - \frac{\psi_1 \cdot M_q}{W_i}$$

$$\sigma_i = \frac{673,06}{0,1245} + \frac{201,92}{2,028 \cdot 10^{-2}} - \frac{268,00}{2,028 \cdot 10^{-2}} - \frac{0,4 \times 75}{2,028 \cdot 10^{-2}} = 668,43 \text{ kN/m}^2$$

Situação momento mínimo.

$$\sigma_i = \frac{N_p}{A} + \frac{M_p}{W_i} - \frac{M_{g1} + M_{g2} + M_{g3}}{W_i}$$

$$\sigma_i = \frac{673,06}{0,1245} + \frac{201,92}{2,028 \cdot 10^{-2}} - \frac{268,00}{2,028 \cdot 10^{-2}} = 2147,72 \text{ kN/m}^2$$

Borda superior

Situação momento máximo.

$$\sigma_i = \frac{N_p}{A} - \frac{M_p}{W_i} + \frac{M_{g1} + M_{g2} + M_{g3}}{W_i} + \frac{\psi_1 \cdot M_q}{W_i}$$

$$\sigma_i = \frac{673,06}{0,1245} - \frac{201,92}{2,028 \cdot 10^{-2}} + \frac{268,00}{2,028 \cdot 10^{-2}} + \frac{0,4 \times 75}{2,028 \cdot 10^{-2}} = 10143,78 \text{ kN/m}^2$$

Situação momento mínimo.

$$\sigma_i = \frac{N_p}{A} - \frac{M_p}{W_i} + \frac{M_{g1} + M_{g2} + M_{g3}}{W_i}$$

$$\sigma_i = \frac{673,06}{0,1245} - \frac{201,92}{2,028 \cdot 10^{-2}} + \frac{268,00}{2,028 \cdot 10^{-2}} = 8664,49 \text{ kN/m}^2$$

Estado limite de descompressão.

Limites:

Compressão: $\sigma = 0,7 f_{ck} = 0,7 \times 40000 = 28000 \text{ kN/m}^2$.

Tração: $\sigma = 0$.

$$0 \text{ kN/m}^2 < \sigma < 28000 \text{ kN/m}^2$$

Borda inferior

Situação momento máximo.

$$\sigma_i = \frac{N_p}{A} + \frac{M_p}{W_i} - \frac{M_{g1} + M_{g2} + M_{g3}}{W_i} - \frac{\psi_1 \cdot M_q}{W_i}$$

$$\sigma_i = \frac{673,06}{0,1245} + \frac{201,92}{2,028 \cdot 10^{-2}} - \frac{268,00}{2,028 \cdot 10^{-2}} - \frac{0,3 \times 75}{2,028 \cdot 10^{-2}} = 1038,25 \text{ kN/m}^2$$

Situação momento mínimo.

$$\sigma_i = \frac{N_p}{A} + \frac{M_p}{W_i} - \frac{M_{g1} + M_{g2} + M_{g3}}{W_i}$$

$$\sigma_i = \frac{673,06}{0,1245} + \frac{201,92}{2,028 \cdot 10^{-2}} - \frac{268,00}{2,028 \cdot 10^{-2}} = 2147,72 \text{ kN/m}^2$$

Borda superior

Situação momento máximo.

$$\sigma_i = \frac{N_p}{A} - \frac{M_p}{W_i} + \frac{M_{g1} + M_{g2} + M_{g3}}{W_i} + \frac{\psi_1 \cdot M_q}{W_i}$$

$$\sigma_i = \frac{673,06}{0,1245} - \frac{201,92}{2,028 \cdot 10^{-2}} + \frac{268,00}{2,028 \cdot 10^{-2}} + \frac{0,3 \times 75}{2,028 \cdot 10^{-2}} = 9773,95 \text{ kN/m}^2$$

Situação momento mínimo.

$$\sigma_i = \frac{N_p}{A} - \frac{M_p}{W_i} + \frac{M_{g1} + M_{g2} + M_{g3}}{W_i}$$

$$\sigma_i = \frac{673,06}{0,1245} - \frac{201,92}{2,028 \cdot 10^{-2}} + \frac{268,00}{2,028 \cdot 10^{-2}} = 8664,49 \text{ kN/m}^2$$

Para as perdas calculadas as tensões estão dentro dos limites estabelecidos em serviço, é necessário, entretanto calcular a armadura longitudinal no estado limite último.

9- Comprimento de transferência da armadura ativa

De acordo com (ABNT) NBR 6118:2007, para cordoalhas de três a sete fios o comprimento de ancoragem básico é obtido por:

$$\ell_{bp} = \frac{7 \times \phi \times f_{pyd}}{36 \times f_{bpd}} \quad (8.6)$$

Com f_{bpd} calculado, considerando a idade do concreto na data da aplicação da protensão para o cálculo do comprimento de transferência e aos 28 dias para o cálculo do comprimento de ancoragem.

O cálculo do comprimento necessário para transferir, por aderência, a totalidade da força de protensão ao fio, no interior da massa de concreto, deve simultaneamente considerar:

- a) Se no ato da protensão, a liberação do dispositivo de tração é gradual. Nesse caso, o comprimento de transferência deve ser calculado para cordoalhas de três a sete fios por:

$$\ell_{bpt} = 0,5 \times \ell_{bp} \times \frac{\sigma_{pi}}{f_{pyd}} \quad (8.7)$$

- b) Se no ato da protensão a liberação não é gradual. Nesse caso os valores calculados em a) devem ser multiplicados por 1,25. Substituindo a equação (8.6) na equação (8.7), tem-se:

$$\ell_{bpt} = 0,5 \cdot \frac{7 \times \phi \times f_{pyd}}{36 \times f_{bpd}} \times \frac{\sigma_{pi}}{f_{pyd}} = \frac{3,5 \times \phi \times \sigma_{pi}}{36 \times f_{bpd}}$$

Onde:

$$f_{bpd} = \eta_{p1} \times \eta_{p2} \times f_{ctd}$$

Com $\eta_1 = 1,2$ cordoalhas de três e sete fios ;

$\eta_2 = 1,0$ situação de boa aderência .

$$f_{ctd} = \frac{0,21 \times \sqrt[3]{f_{cjk}^2}}{1,4} = \frac{0,21 \times \sqrt[3]{25^2}}{1,4} = 1,2825 \text{ MPa} = 0,12825 \text{ kN} / \text{cm}^2$$

$$f_{bpd} = 1,2 \times 1 \times 0,1285 = 0,1539 \text{ kN} / \text{cm}^2$$

Lembrando que σ_{pi} no ato da protensão (após as perdas imediatas) é de 133,87 kN/cm² para as cordoalhas da borda inferior, tem-se:

$$\ell_{bpt,inf} = \frac{3,5 \times \phi \times \sigma_{pi,inf}}{36 \times f_{bpd}} = \frac{3,5 \times 1,27 \times 133,87}{36 \times 0,1539} = 107,40 \text{ cm}$$

Como em geral nas fabricas de pré-moldado não utilizam o sistema de desprotensão gradual, adota-se aqui o coeficiente de 1,25, portanto, $\ell_{bpt,inf} \approx 134 \text{ cm}$.

Em uma peça com pré-tração também é importante saber a partir de distancia da extremidade da peça pode-se considerar o força de protensão atuando em toda a seção. A este comprimento dá-se o nome de distância de regularização (ℓ_p).

$$\ell_p = \sqrt{h^2 + (0,6 \times \ell_{bpt})^2} \geq \ell_{bpt} \quad (8.8)$$

Com h, a altura da viga. Assim, tem-se:

$$\ell_{p,inf} = \sqrt{70^2 + (0,6 \times 134)^2} = 106,60 \text{ cm} < \ell_{bpt}$$

Logo, $\ell_{bpt,inf} = 134 \text{ cm}$.

10- Verificação da ruína no tempo zero (verificação simplificada).

Nos cálculos das perdas de protensão a primeira fase (1 dia) corresponde ao momento de aplicação efetiva da protensão na viga pré-moldada, portanto, esta tensão na cordoalha que é utilizada para a verificação em vazio. Em vazio é a expressão dada para quando se tem no elemento pré-moldado a atuação somente do peso próprio e da protensão.

Todo o cálculo foi feito para os esforços solicitantes máximos, ou seja, para a seção do meio do vão chamada aqui como seção S₅. Embora essa seção seja a mais desfavorável para as verificações em serviço e o estado limite ultimo, para a verificação em vazio essa seção esta contra a segurança, pois no meio do vão, o momento máximo relativo ao peso próprio alivia a tensão de tração na borda superior e simultaneamente alivia a compressão na borda inferior.

Para uma melhor análise é recomendado, nesta etapa, a verificação em seção décimo de vão, como o carregamento da protensão e do peso próprio do elemento pré-moldado. O momento em seção de décimo de vão é determinado da seguinte maneira:

$$M_s = \frac{g l x_s}{2} - \frac{g x_s^2}{2}, \text{ com } s \text{ variando de } 1 \text{ a } 5 \text{ e o carregamento } g = 3,11 \text{ kN/m.}$$

Como o comprimento de transferência, 1,34m, é menor que o primeiro décimo de vão, o momento nesse ponto também foi calculado.

Assim obteve os resultados apresentados na Tabela 8.12 a seguir.

Tabela 8.12- Valores dos momentos fletores em vazio para décimo de vão.

Seção	S _{1,34}	S ₁	S ₂	S ₃	S ₄	S ₅
Ms (kN.m)	38,88	55,98	99,52	130,62	149,28	155,50

(FONTE: Produção da própria autora)

$$N_p = A_p \times \sigma_{pi,inf}$$

$$N_p = 6,08 \times 133,87 = 813,93 \text{ kN}$$

$$M_p = A_p \times \sigma_{pi,inf} \times e_p$$

$$M_p = 6,08 \times 133,87 \times 0,30 = 244,18 \text{ kNm}$$

Borda inferior

$$\sigma_i = \frac{N_p}{A} + \frac{M_p}{W_i} - \frac{M_s}{W_i}$$

Borda superior

$$\sigma_s = \frac{N_p}{A} - \frac{M_p}{W_s} + \frac{M_s}{W_s}$$

A Tabela 8.13 apresenta os valores das tensões na borda inferior e superior variando o momento em décimo de vão apresentados na Tabela 8.12.

Tabela 8.13- Valores das tensões da borda inferior e superior em décimo de vão.

Seção	S _{1,34}	S ₁	S ₂	S ₃	S ₄	S ₅
σ_i (kN/cm²)	16660,77	15817,67	13670,73	12137,20	11217,08	10910,37
σ_s (kN/cm²)	-3585,59	-2742,49	-595,55	937,98	1858,10	2164,81

(FONTE: Produção da própria autora)

Os limites para este instante é:

$$\text{Compressão: } \sigma = 0,7 f_{ckj} = 0,7 \times 25000 = 17500 \text{ kN/m}^2.$$

$$\text{Tração: } \sigma = 1,2 \times f_{ct,m} = 1,2 \times 0,3 \times \sqrt[3]{25^2} = 3,078 \text{ MPa} = 3078 \text{ kN/m}^2.$$

$$-3078 \text{ kN/m}^2 < \sigma < 17500 \text{ kN/m}^2$$

As tensões na borda inferior na seção $S_{1,34}$ está acima do limite admissível. Para a borda inferior é necessário o isolamento de alguns cabos, diminuindo assim a tensão de tração da borda superior e consequentemente o alívio de compressão na borda inferior. Para se determinar o comprimento deste isolamento é calculado o momento mínimo necessário para que a tensão de tração fique menor que o permitido.

$$\sigma_s = \frac{N_p}{A} - \frac{M_p}{W_s} + \frac{M_s}{W_s} \geq 1,20 \cdot f_{ct,m}$$

$$\sigma_s = \frac{813,93}{0,1245} - \frac{244,18}{2,028 \cdot 10^{-2}} + \frac{M_{\min}}{2,028^{-2}} \geq -3078 \text{ kN/m}^2$$

$$M_{\min} = 49,18 \text{ kN.m}$$

Com o valor do momento mínimo é possível determinar o comprimento necessário requerido.

$$M_{\min} = \frac{g l x_s}{2} - \frac{g x_s^2}{2}$$

$$49,18 = \frac{3,11 \times 20 x_s}{2} - \frac{3,11 x_s^2}{2}$$

A raiz da equação do segundo grau de interesse é $x_1 = 1,73 \text{ m}$ que é a distância requerida. Como a distância requerida é maior que o comprimento de transferência (1,34 m), isto implica da necessidade de isolar-se aproximadamente 0,40 m (comprimento requerido menos o comprimento de transferência). Calculado o valor do comprimento do isolamento é necessário determinar a quantidade de cabos a serem isolados, que pode ser feito com o limite de tração da borda superior.

$$N_p = \sigma_{pi,inf} \times A_p$$

$$N_p = 133,87 \times A_p \text{ kN}$$

$$M_p = \sigma_{pi,inf} \times A_p \times e_p$$

$$M_p = 133,87 \times A_p \times 0,30 = 40,16 \times A_p \text{ kN.m}$$

Borda superior

$$\sigma_{s,s} = \frac{N_p}{A} - \frac{M_p}{W_s} + \frac{M_{s,1}}{W_s} \geq -3078 \text{ kN} / \text{m}^2$$

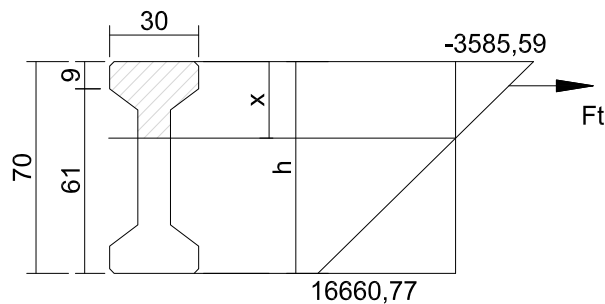
$$\sigma_{s,s} = \frac{133,87 \times A_p}{0,1245} - \frac{40,16 \times A_p}{2,028 \cdot 10^{-2}} + \frac{38,88}{2,028 \cdot 10^{-2}} \geq -3078 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$A_p \leq 5,52 \text{ cm}^2$$

Para se evitar excentricidade de protensão nos isolamentos dos cabos é conveniente que os cabos sejam isolados de dois a dois, com isso isola-se duas cordoalhas da borda inferior com o comprimento de 0,40 m.

Agora, porém é preciso calcular a armadura passiva que ira controlar a fissuração na borda superior. A seção mais desfavorável para essa situação esta entre a seção S_{1,34} e S₁, a favor da segurança o dimensionamento é feito para a seção S_{1,34}.

Figura 8.19- Esquema para o cálculo da força Ft de tração na seção transversal.



(FONTE: Produção da própria autora)

$$\frac{x}{h} = \frac{\sigma_s}{\sigma_s + \sigma_i} \rightarrow x = \frac{3585,59}{3585,59 + 16660,77} \times 0,70 = 0,124 \text{ m}$$

Logo,

$$F_t = \sigma_s \times b \times \frac{x}{2} = 3585,59 \times 0,30 \times \frac{0,124}{2} = 66,69 \text{ kN}$$

A norma (ABNT) NBR 6118:2007 estabelece que a tensão da armadura neste caso seja de 25 kN/cm².

$$A'_s = \frac{F_t}{25} = \frac{66,69}{25} = 2,67 \text{ cm}^2, \text{ adota-se } 4\phi 10 \text{ mm } (A_s = 3,2 \text{ cm}^2)$$

11- Estado limite último (Cálculo de A_p no tempo infinito).

Considerando os coeficientes de 1,30 para os elementos pré-fabricados, tem-se:

$$M_d = 1,3 \times (M_{g1} + M_{g2}) + 1,4 \times (M_{g3} + M_q)$$

$$M_d = 1,3 \times (155,50 + 77,50) + 1,4 \times (35 + 75) = 456,90 \text{ kN.m}$$

Supondo que a linha neutra esta passando na mesa (seção retangular), de acordo com CARVALHO e FIGUEIREDO (2004) determinou-se o valor do KMD da seguinte maneira:

$$KMD = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{456,90}{0,30 \times 0,65^2 \times \frac{40000}{1,4}} = 0,126$$

Adotando o valor para $KMD = 0,130$, de acordo com a Tabela D.1 do anexo D obtém-se $kx = 0,2086$; $kz = 0,9166$; $\varepsilon_s = 10\text{‰}$.

Através da seguinte relação determina-se se a linha neutra (x) realmente está somente atuando na mesa:

$$x = kx \cdot d = 0,2086 \times 0,65 = 0,136\text{m} = 13,6\text{cm} > h_f = 12,5 \text{ cm}$$

Portanto, a hipótese adotada não é válida, ou seja, a linha neutra esta fora da mesa tratando-se de seção “T”.

- Cálculo do momento resistido pelas abas (M_1).

$$M_1 = 0,85 \times f_{cd} \times h_f \times (b_f - b_w) \times \left(d - \frac{h_f}{2}\right)$$

$$M_1 = 0,85 \times \frac{40000}{1,4} \times 0,125 \times (0,30 - 0,11) \times \left(0,65 - \frac{0,125}{2}\right) = 338,86 \text{ kN.m}$$

- Cálculo do momento resistido pela alma (M_2).

$$M_2 = M_d - M_1 = 456,90 - 338,86 = 118,04 \text{ kN.m}$$

$$KMD = \frac{118,04}{0,11 \times 0,65^2 \times \frac{40000}{1,4}} = 0,089$$

Adotando o valor para $KMD = 0,090$, de acordo com a Tabela D.1 do anexo D obtém-se $kx = 0,1403$; $kz = 0,9439$ $\varepsilon_s = 10\%$.

Com a tensão no cabo no tempo infinito de $\sigma_{p,inf} = 110,70 \text{ kN/cm}^2 = 1107 \text{ MPa}$ determina-se o pré-alongamento da armadura ativa de acordo com a Tabela 8.14.

Tabela 8.14- Tensão no aço σ_{sd} (MPa)

$\varepsilon(\text{‰})$	5,25	6,794	7,438	8,167	9,000	9,962	10,00	12,50	15,00	17,5
CP175	1025	1264	1316	1344	1365	1368	1368	1378	1388	1397
CP190	1025	1314	1411	1459	1482	1486	1486	1496	1507	1517

$\varepsilon(\text{‰})$	20,00	22,50	25,00	27,5	30,00	32,50	35,00	37,50	40,00
CP175	1407	1416	1426	1436	1445	1455	1464	14,74	1484
CP190	1527	1538	15,48	1559	1569	1579	1590	1600	1611

(FONTE: Carvalho, 2012)

Procedendo-se a uma interpolação linear entre os valores de tensão de 1025 MPa e 1314 MPa para o aço CP190, tem-se que $\varepsilon_p = 5,69\%$.

Com isso tem-se

$$\varepsilon_p = \varepsilon_s + \varepsilon_p = 10 + 5,69 = 15,69\%$$

Com ε_p na mesma Tabela 8.14 tem-se $\sigma_{sd} = 1509,76 \text{ MPa} = 150,98 \text{ kN/cm}^2$.

Calcula-se, então a armadura de protensão necessária para o ELU.

$$A_p = \frac{338,86}{\left(0,65 - \frac{0,125}{2}\right) \times 150,98} + \frac{118,04}{0,9439 \times 0,65 \times 150,98} = 5,09 \text{ cm}^2$$

Como para a verificação no estado limite de descompressão e fissuração já havia sido necessária uma armadura de $6,08 \text{ cm}^2$, a verificação para o ELU está atendida uma vez que o valor encontrado é menor que $6,08 \text{ cm}^2$. Sendo assim, encerra-se o dimensionamento da armadura longitudinal atendendo todas as verificações recomendadas.

12- Armadura transversal.

A protensão longitudinal introduz nas peças de concreto tensões de compressão que contribuem na redução das tensões principais de tração (que ficam mais inclinadas com

relação ao eixo de peça), de modo que as fissuras de cisalhamento configuram-se com menor inclinação do que em caso de viga de concreto armado.

Aplica-se o modelo de cálculo II para determinação da armadura transversal que de acordo com a (ABNT) NBR 6118:2007, é admitido que as diagonais de compressão tenham inclinação θ diferente de 45° em relação ao eixo do elemento estrutural, podendo ser admitido valor no intervalo $30^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$.

Cálculo V_{sd}

De acordo com as recomendações da (ABNT) NBR 6118:2007, para o cálculo da armadura transversal no trecho junto ao apoio, no caso de apoio direto (carga e reação em faces opostas, comprimindo-as), a força cortante oriunda de carga distribuída pode ser considerada no trecho entre o apoio e a seção situada a distancia de $d/2$ da face de apoio, constante e igual a desta seção, ou seja, neste caso, a 32,5 cm da face.

Para o cálculo das ações atuantes são considerados os carregamentos apresentados na Tabela 8.8.

$$V_{(x)} = \gamma_f \times \left(\frac{g \times l}{2} - g \times x \right)$$

$$V_1 = 1,3 \times \left[\frac{(3,11 + 1,55) \times 20}{2} - (3,11 + 1,55) \times 0,325 \right] = 58,61 \text{ kN}$$

$$V_2 = 1,4 \times \left[\frac{(0,70 + 1,50) \times 20}{2} - (0,70 + 1,50) \times 0,325 \right] = 29,80 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = V_1 + V_2 = 58,61 + 29,80 = 88,41 \text{ kN}$$

Verificação da ruptura da biela de concreto ($\theta = 30^\circ$)

$$V_{Rd2} = 0,54 \times \alpha_{v2} \times f_{cd} \times b_w \times d \times \text{sen}^2 \theta \times (\cot \alpha + \cot \theta)$$

$$V_{Rd2} = 0,54 \times 0,84 \times \frac{40000}{1,4} \times 0,11 \times 0,65 \times \text{sen}^2 30 \times (\cot 90 + \cot 30) = 401,25 \text{ kN}$$

$$\text{Com: } \alpha_{v2} = \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) = \left(1 - \frac{40}{250} \right) = 0,84$$

Portanto, $V_{sd} \leq V_{Rd2}$, e não há perigo de ruptura do concreto das bielas.

Cálculo de V_c

Para o cálculo da armadura transversal (em forma de estribos) considera-se que a seção resistente seja a da viga pré-fabricada (considerando a alma de 11 cm, com isso a seção considerada é retangular de 11x70 cm). Assim tem-se:

$$V_c = V_{c1} \times \left(1 + \frac{M_0}{M_{sd,máx}} \right) \leq 2 \times V_{c0} \quad (8.9)$$

Com:

$$V_{c0} = 0,6 \times f_{ctd} \times b_w \times d = 0,6 \times 1754 \times 0,11 \times 0,65 = 75,25 \text{ kN}$$

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk,inf}}{\gamma_c} = \frac{0,7 \cdot 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3}}{1,4} = 0,15 \cdot \sqrt[3]{40^2} = 1,754 \text{ MPa} = 1754 \text{ kN / m}^2$$

$$V_{c1} = V_{c0} \Rightarrow V_{sd} \leq V_{c0}$$

$$V_{c1} = 0 \Rightarrow V_{sd} = V_{Rd2}$$

O valor de V_{c1} se calcula interpolando os seguintes valores:

V_{c0}	75,25 kN	75,25
V_{sd}	88,41 kN	V_{c1}
V_{Rd2}	401,25 kN	0

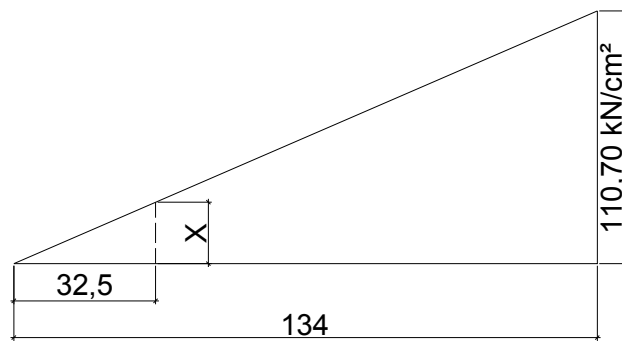
Assim, tem-se $V_{c1} = 72,21 \text{ kN}$.

Considerando o efeito da protensão tem-se:

$$M_0 = \gamma_p \times \left(\frac{N_{p\infty}}{A} + \frac{\overbrace{N_{p\infty} \cdot e_p}^{M_p}}{W_i} \right) \times W_i$$

Como demonstrando no item anterior a protensão necessita de um comprimento de 134 cm para transferir a totalidade da força de protensão na peça pré-fabricada, de acordo com a norma esse efeito varia linearmente, com isso através da Figura 8.20 pode-se calcular o valor da tensão na seção em análise ($x = 32,5 \text{ cm}$).

Figura 8.20- Variação linear do efeito da protensão na viga pré-moldada.



(FONTE: Produção da própria autora)

$$\frac{x}{32,5} = \frac{110,70}{134} \rightarrow x = 26,85 \text{ kN} / \text{cm}^2$$

Considerando que foram isolados 2 cabos, tem-se:

$$N_p = \sigma_{p=\infty, \text{inf}} \times A_p$$

$$N_p = 26,85 \times 4,06 = 109,01 \text{ kN}$$

$$M_p = A_p \times \sigma_{p=\infty, \text{inf}} \times e$$

$$M_p = 4,06 \times 26,85 \times 0,30 = 32,70 \text{ kNm}$$

$$M_0 = 0,9 \times \left(\frac{109,01}{0,1245} + \frac{32,70}{2,028 \cdot 10^{-2}} \right) \times 2,028 \cdot 10^{-2} = 45,41 \text{ kNm}$$

Cálculo de $M_{sd, \text{máx}}$ na seção em análise:

$$M_{(x)} = \frac{g \cdot l \cdot x}{2} - \frac{g \cdot x^2}{2}$$

$$M_1 = 1,3 \cdot \left(\frac{4,66 \times 20 \times 0,325}{2} - \frac{4,66 \times 0,325^2}{2} \right) = 19,37 \text{ kN.m}$$

$$M_2 = 1,3 \cdot \left(\frac{2,20 \times 20 \times 0,325}{2} - \frac{2,20 \times 0,325^2}{2} \right) = 9,85 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd, \text{máx}} = M_1 + M_2 = 19,37 + 9,85 = 29,22 \text{ kNm}$$

Da equação $V_c = V_{c1} \times \left(1 + \frac{M_0}{M_{sd, \text{máx}}} \right) \leq 2 \times V_{c0}$ (8.9), tem-se

$$V_c = 72,21 \times \left(1 + \frac{45,41}{29,22} \right) = 184,43 \text{ kN}$$

Como $V_c > 2 \times V_{c0}$, admite $V_c = 2 \times 75,25 = 150,50 \text{ kN}$

Para o cálculo da armadura transversal, a parcela da força cortante (V_{sw}) a ser absorvida pela armadura, pode ser escrita por:

$$V_{sw} = V_{sd} - V_c$$

$$V_{sw} = 88,41 - 150,50 = -62,09 \text{ kN}$$

O sinal negativo significa que apenas o concreto é suficiente para resistir as tensões de tração oriundas do cisalhamento e, portanto, a armadura transversal será apenas construtiva, obedecendo aos valores mínimos indicados pela norma.

Armadura transversal mínima

Para garantir ductilidade à ruína por cisalhamento a armadura transversal deve ser suficiente para suportar a força de tração resistida pelo concreto na alma, antes da formação de fissuras de cisalhamento.

Segundo a (ABNT) NBR 6118:2007, a armadura transversal mínima deve ser constituída por estribos, com taxa geométrica:

$$\rho_{sw} = \frac{A_{sw}}{b_w \times s \times \text{sen} \alpha} \geq 0,2 \times \frac{f_{ct,m}}{f_{ywk}}, \text{ ou seja,}$$

$$A_{sw} \geq 0,2 \times \frac{f_{ct,m}}{f_{ywk}} \times b_w \times s \times \text{sen} \alpha, \text{ com:}$$

$$f_{ct,m} = 0,3 \times \sqrt[3]{f_{ck}^2} = 0,30 \times \sqrt[3]{40^2} = 3,509 \text{ MPa}$$

$$A_{sw} \geq 0,2 \times \frac{3,509}{500} \times 11 \times 100 \cdot \text{sen} 90 = 1,54 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Considerando-se estribos com 2 ramos de 6,3 mm, o espaçamento s é dado por:

$$s = \frac{A_{s\phi}}{A_{sw}} = \frac{2 \times 0,32}{1,54} = 0,42 \text{ m} = 42 \text{ cm}$$

O espaçamento máximo entre estribos, na direção longitudinal da viga deve ser suficiente para a passagem do vibrador, garantindo um bom adensamento. Para que não

ocorra ruína por cisalhamento nas seções entre os estribos, o espaçamento máximo deve atender as seguintes condições:

$$s_{m\acute{a}x} \leq \begin{cases} 0,6 \times d \leq 300mm \rightarrow V_{sd} \leq 0,67 \times V_{Rd2} \\ 0,3 \times d \leq 200mm \rightarrow V_{sd} > 0,67 \times V_{Rd2} \end{cases}$$

Sendo assim, tem-se:

$$\frac{V_{sd}}{V_{Rd2}} = \frac{88,41}{401,25} = 0,22 < 0,67$$

$$\therefore s_{m\acute{a}x} \leq \begin{cases} 0,6 \times 65 = 39cm \\ 30cm \end{cases} \rightarrow s_{m\acute{a}x} = 30cm$$

Adota-se ϕ 6,3mm a cada 30 cm.

13- Estimativa de flecha.

Para a estimativa das flechas deve-se determinar o momento de fissuração da peça para duas situações: a primeira é com a ação do peso próprio e a protensão, após ocorrida as perdas imediatas; a segunda é no tempo infinito, onde já decorreram todas as perdas devido a protensão.

Momento de fissuração após as perdas imediatas.

$$M_r = \left(\alpha \times f_{ct} + \frac{N_p}{A} \right) \times W_i + M_p ; \text{ onde:}$$

$\alpha = 1,2$ para seção T ou duplo T e $1,5$ para seção retangular;

f_{ct} = é a resistência a tração do concreto, no caso de determinação do momento

de fissuração para o estado limite de deformação excessiva $f_{ct} = f_{ct,m}$.

$$N_p = A_p \cdot \sigma_{pi} + A$$

$$N_p = 6,08 \times 133,87 = 813,93 \text{ kN}$$

$$M_p = A_p \cdot \sigma_{pi} \cdot e_p$$

$$M_p = 6,08 \times 133,87 \cdot 0,30 = 244,18 \text{ kN.m}$$

$$f_{ct,m} = 0,3 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2} = 0,3 \cdot \sqrt[3]{25^2} = 2,565 \text{ MPa} = 2565 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$M_r = \left(1,2 \times 2565 + \frac{813,93}{0,1245} \right) \times 2,028 \cdot 10^{-2} + 244,18 = 439,53 \text{ kN.m}$$

Como se tem $M_{g1} = 155,50 \text{ kN.m}$, menor que o momento de fissuração, a peça não fissura.

Momento de fissuração no tempo infinito.

$$N_p = A_p \cdot \sigma_{pi}$$

$$N_p = 6,08 \times 110,70 = 673,06 \text{ kN}$$

$$M_p = A_p \cdot \sigma_{pi} \cdot e_p$$

$$M_p = 6,08 \times 110,70 \times 0,30 = 201,92 \text{ kN.m}$$

$$f_{ct,m} = 0,3 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2} = 0,3 \cdot \sqrt[3]{40^2} = 3,509 \text{ MPa} = 3509 \text{ kN / m}^2$$

$$M_r = \left(1,2 \times 3509 + \frac{673,06}{0,1245} \right) \times 2,028 \cdot 10^{-2} + 201,92 = 396,95 \text{ kN.m}$$

No tempo infinito o momento atuante para verificação de deformação excessiva é dado para a combinação quase permanente, como os valores dos momentos dados na Tabela 8.8, tem-se:

$$M_{g1+g2+g3+\psi_2q} = 155,50 + 77,50 + 35 + 0,3 \times 75 = 290,50 \text{ kN.m}$$

Pode-se notar então que, novamente, o momento fletor é menor que o momento de fissuração.

Desta maneira, as flechas serão calculadas a partir da flecha imediata e da consideração da fluência do concreto.

- flecha devido peso próprio (g_1)

$$a_{g1} = \frac{5 \times g \times l^4}{384 \times E_c \times I} = \frac{5 \times 3,11 \times 20^4}{384 \times 23,8 \cdot 10^6 \times 7,097 \cdot 10^{-3}} = 3,84 \cdot 10^{-2} \text{ m} = 3,84 \text{ cm}$$

Onde:

$$E_c = 0,85 \cdot 5600 \cdot \sqrt{f_{cj}} = 0,85 \cdot 5600 \cdot \sqrt{25} = 23800 \text{ MPa}$$

- flecha devido peso da terça (g_2)

$$a_{g_2} = \frac{5 \times g \times l^4}{384 \times E_c \times I} = \frac{5 \times 1,55 \times 20^4}{384 \times 29,02 \cdot 10^6 \times 7,097 \cdot 10^{-3}} = 1,57 \cdot 10^{-2} \text{ m} = 1,57 \text{ cm}$$

Para $t=15$ dias o concreto tem resistência de $\beta_1 \cdot f_{ck}$.

$$\beta_1 = \exp\left\{s \times \left[1 - \left(\frac{28}{t}\right)^{1/2}\right]\right\} = \exp\left\{0,20 \times \left[1 - \left(\frac{28}{15}\right)^{1/2}\right]\right\} = 0,929$$

com $s = 0,20$ para concreto de cimento CPV-ARI.

$$\text{Assim, } E_c = 0,85 \times 5600 \cdot \sqrt{\beta_1 f_{ck}} = 0,85 \times 5600 \cdot \sqrt{0,929 \times 40} = 29016 \text{ MPa}$$

- flecha devido peso da telha (g_3)

$$a_{g_3} = \frac{5 \times g \times l^4}{384 \times E_c \times I} = \frac{5 \times 0,7 \times 20^4}{384 \times 30,1 \cdot 10^6 \times 7,097 \cdot 10^{-3}} = 6,83 \cdot 10^{-3} \text{ m} = 0,683 \text{ cm}$$

Onde:

$$E_c = 0,85 \cdot 5600 \cdot \sqrt{f_{ck}} = 0,85 \cdot 5600 \cdot \sqrt{40} = 30104 \text{ MPa}$$

- flecha devido peso da sobrecarga (q)

$$a_q = \frac{5 \times \psi_2 \times q \times l^4}{384 \times E_c \times I} = \frac{5 \times 0,3 \times 1,5 \times 20^4}{384 \times 30,1 \cdot 10^6 \times 7,097 \cdot 10^{-3}} = 4,39 \cdot 10^{-3} \text{ m} = 0,439 \text{ cm}$$

Onde:

$$E_c = 0,85 \cdot 5600 \cdot \sqrt{f_{ck}} = 0,85 \cdot 5600 \cdot \sqrt{40} = 30104 \text{ MPa}$$

- contra-flecha devido à protensão

Após 24 horas da fabricação da viga, a protensão foi aplicada com os cortes dos cabos e inicia-se também uma perda de protensão, com isso analisa-se a contra flecha e a sua diminuição da seguinte forma.

A tensão inicial do cabo considerando as perda iniciais é:

$$\sigma_{pi} = 133,87 \text{ MPa}$$

Com isso tem-se:

$$N_p = A_p \times \sigma_{pf}$$

$$N_p = 6,08 \times 133,87 = 813,93 \text{ kN}$$

$$M_p = A_p \times \sigma_{pi,inf} \times e_p$$

$$M_p = 6,08 \times 133,87 \times 0,30 = 244,18 \text{ kNm}$$

$$a_p = \frac{M_p \times l^2}{8 \cdot E_c \cdot I} = \frac{244,18 \times 20^2}{8 \times 29,02 \cdot 10^6 \times 7,097 \cdot 10^{-3}} = 5,93 \cdot 10^{-2} \text{ m} = 5,93 \text{ cm}$$

- flecha devida à perda de protensão

$$M_{p,t=\infty} - M_{p,t=0} = \Delta M_p$$

$$\Delta a_p = \frac{\Delta M_p \cdot l^2}{8 \cdot E_c \cdot I}$$

Com a tensão no tempo infinito no cabo de protensão de $\sigma_{pi} = 110,70 \text{ MPa}$, tem-se:

$$N_p = A_p \cdot \sigma_{pi}$$

$$N_p = 6,08 \times 110,70 = 673,06 \text{ kN}$$

$$M_p = A_p \cdot \sigma_{pi} \cdot e_p$$

$$M_p = 6,08 \times 110,70 \times 0,30 = 201,92 \text{ kN.m}$$

$$\Delta a_p = \frac{\Delta M_p \times l^2}{8 \times E_c \times I} = \frac{(244,18 - 201,92) \times 20^2}{8 \times 30,1 \cdot 10^6 \times 7,097 \cdot 10^{-3}} = 9,89 \cdot 10^{-3} \text{ m} = 0,989 \text{ cm}$$

Desta maneira, foram definidas todas as flechas imediatas referentes a cada processo de carregamento da viga questão. Como não há fissuração no elemento, além da flecha imediata, deve-se considerar também a fluência do concreto. Esta já foi calculada e

determinada para cada etapa de carregamento no item destinado ao cálculo das perdas. Desta maneira, será realizada a montagem de uma tabela (Tabela 8.15) considerando os valores de flecha imediata, coeficientes de fluência e valores de flecha final para o elemento.

Tabela 8.15- Resultado final da flecha no tempo infinito.

Ação	Flecha imediata (cm)	Coef. $1+\phi$	Flecha t_{∞} (cm)	Soma (cm)
Protensão	-5,93	4,695	-27,84	-27,84
Peso Próprio	3,84	4,695	18,03	-9,81
Terça	1,57	3,321	5,21	-4,60
Telha	0,683	2,939	2,01	-2,59
Sobrecarga	0,439	2,724	1,20	-1,40
Perda de protensão	0,989	2,724	2,69	1,30

(FONTE: Produção da própria autora)

Com limite de $l/250 = 2000/250 = 8 \text{ cm}$

Para os demais deslocamentos no pórtico serão analisados segundo as seguintes combinações frequentes:

- COMB 7: PP + 0,3 x VT90°;
- COMB 8: PP + 0,65 x PR;
- COMB 9: PP + 0,3 x VT90° + 0,3 x PR;
- COMB 10: PP + 0,4 x SC + 0,3 x PR
- COMB 11: PP + 0,65 x PR + 0,3 x SC;

A Tabela 8.16 mostra os valores máximos para os deslocamentos permitidos para o galpão analisado.

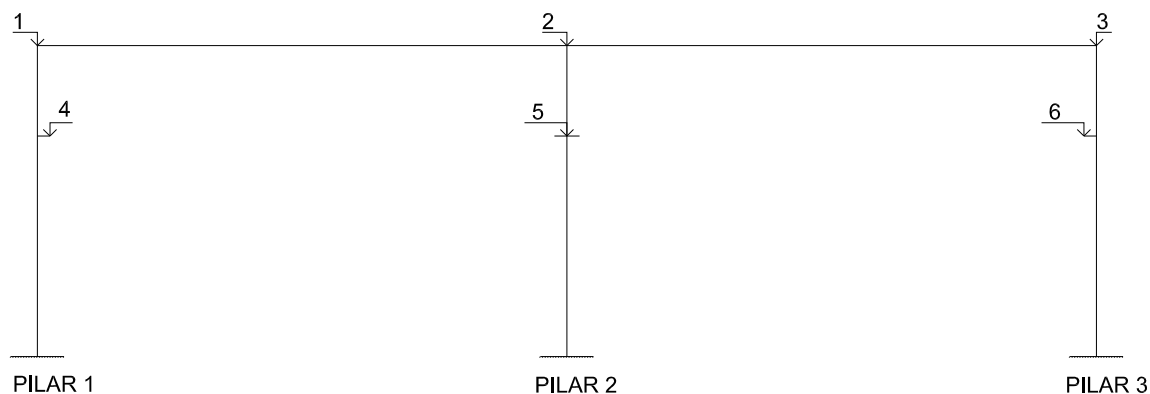
Tabela 8.16- Valores limites dos deslocamentos.

Elemento	Limite	H (cm)	Valores (cm)
Pilar	H/600	1170	1,95
Ponte Rolante	H/400	830	2,08

(FONTE: Produção da própria autora)

A seguir, a Figura 8.21, mostra os pontos analisados. Os pontos 1, 2 e 3 correspondem ao topo dos pilares, e os pontos 4, 5 e 6 são os pontos na altura da ponte rolantes. Em todos os pontos serão analisados os deslocamentos horizontais.

Figura 8.21- Pontos de verificação dos deslocamentos.



(FONTE: Produção da própria autora)

A Tabela 8.17 ilustra os valores dos deslocamentos encontrados para o galpão estudado.

Tabela 8.17- Valores dos deslocamentos encontrados.

Comb.	Deslocamentos (cm)					
	1 H	2 H	3 H	4 H	5 H	6 H
7	2,075	2,071	2,070	1,335	1,194	1,320
8	2,350	2,345	2,335	1,355	1,381	1,378
9	3,159	3,153	3,150	1,947	1,831	1,942
10	1,091	1,088	1,084	0,631	0,641	0,655
11	2,348	2,344	2,338	1,354	1,381	1,377

(FONTE: Produção da própria autora)

9. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Constatou-se no exemplo estudado que o sistema estrutural escolhido não é o melhor no que diz respeito à absorção e distribuição do efeito do vento, uma vez que as ligações viga-pilar foram consideradas como sendo articuladas. Julga-se, portanto, que seria ideal uma ligação ali atuando como semi-rígida (alteração do método construtivo), para que a viga I de cobertura ajudasse na estabilidade do galpão, ou seja, não depender exclusivamente do engaste dos pilares na fundação. Porém, uma vantagem em relação ao sistema considerado é sua facilidade de montagem comparado aos pórticos atirantados.

No caso a viga I de cobertura, o uso da protensão ajuda na velocidade de execução da mesma além de introduzir um contra flecha de 25 cm, como pode ser observado na Tabela 8.15 (considerando a perda de protensão). Como pode ser observado na mesma tabela se não fosse considerado a protensão, os carregamentos ocasionaria uma flecha na viga de aproximadamente de 26 cm.

A protensão mostra que a viga I, mesmo tendo uma largura de alma pequena foi necessário apenas o uso da armadura transversal mínima principalmente por causa do efeito de descompressão.

Para a análise da estabilidade da estrutura foi utilizado o parâmetro α e o processo $P\Delta$. Usando para o cálculo do $P\Delta$ um fator redutor de inércia de 0,5 EI para vigas e pilares. Esse fator redutor poderia ser desconsiderado na viga, pois os cálculos mostram que o momento de fissuração na mesma não é ultrapassado.

Sobre o parâmetro α (Tabela 8.2), nota-se que apenas para combinação COMB1 (PP + VT_{90°}) o valor de α é menor que $\alpha_{lim} = 0,3$. Isso classifica a estrutura como sendo de nós móveis, situação que é necessário verificar o equilíbrio na configuração deformada, ou seja, é imprescindível a consideração dos efeitos globais de segunda ordem.

Nota-se também que a combinação mais favorável é a COMB1, pois a sucção que o ocorre na cobertura, devido a ação do vento, alivia os efeitos de segunda ordem, uma vez que diminui o valor das forças verticais da combinação. Por sua vez, a combinação COMB 3 (PP + PR + 0,5 x SC), onde a ponte rolante é tomada como ação variável principal e não inclui a ação do vento, é a mais desfavorável.

O processo $P\Delta$, cujos resultados encontram-se nas Tabela 8.3 a Tabela 8.6, permite concluir que para as combinações COMB4 ($1,4 \times PP + 1,4 \times VT_{90^\circ}$) e COMB5 ($1,4 \times PP + 1,4 \times PR + 1,4 \times VT_{90^\circ} \times 0,6$) os resultados convergiram com apenas 2 iterações e para a combinação COMB6 ($1,4 \times PP + 1,4 \times PR + 1,4 \times SC \times 0,5$) foi necessário 3 iterações. Os valores dos acréscimos do momento fletor para as combinações COMB4 e COMB5 ficaram abaixo dos 10%. Entretanto, para COMB6 houve um acréscimo de momento fletor acima dos 10%.

Nota-se na Tabela 8.6 um acréscimo de 14,11% no momento fletor para o pilar 1 na combinação COMB6. Na análise de primeira ordem o valor do momento fletor é de 80,8 kN.m, e passa para 92,2 kN.m ao final do processo $P\Delta$. Entretanto, esses valores são inferiores aos das combinações COMB4 e COMB5, nas quais os momentos fletores são 291,8 kN.m e 273,1 kN.m, respectivamente. Portanto, a combinação COMB6 não utilizada para cálculo.

Vale ressaltar que foram adotadas as combinações desfavoráveis para as estruturas analisadas, mas que em projetos reais todas as combinações possíveis devem ser consideradas, de forma a tornar o projeto mais seguro.

No exemplo apresentado verificou-se que tanto as ações do vento como as de ponte rolante podem provocar significativos esforços de 2ª ordem. Concluiu-se também que a ação da ponte rolante é mais desfavorável, uma vez que a ação do vento gera sucção na cobertura da edificação, e isso alivia a força vertical da estrutura, na combinação com o peso próprio.

Desta forma, fica clara a importância da verificação da estabilidade global dos galpões, pois a não consideração dos efeitos de segunda ordem levaria a um dimensionamento contra a segurança.

Em relação a verificação no estado limite de serviço de deformação excessiva observa-se que, devido ao uso da protensão, os deslocamentos verticais nas vigas I de cobertura foram atendidos. Os deslocamentos no nível da ponte rolante, pontos 4, 5 e 6, também foram atendidos os deslocamentos limites para todas as combinações. Porém os deslocamentos no topo dos pilares, pontos 1, 2 e 3, estão acima dos limites recomendados em todas as combinações exceto na combinação COMB10 ($PP + 0,4 \times SC + 0,3 \times PR$), em que a ação da ponte rolante entra como ação variável secundária.

Algumas soluções podem ser adotadas para que a estrutura estudada possa ser utilizada. A primeira é aumentar a seção do pilar, de forma que a estrutura seja menos deslocável. Outra é reduzir os espaçamentos entre os pórticos, de forma que reduzam os

valores das ações, reduzindo os deslocamentos. Uma terceira solução é diminuir a carga de içamento da ponte rolante.

Uma maneira de determinar a seção de pilar que atenderia o limite de deslocamento recomendado é fazer a razão entre a inércia e o deslocamento, como pode ser visto a seguir.

A seção do pilar atual é de 30x60 com inércia igual a $5,4 \times 10^5 \text{ cm}^4$. O pior deslocamento δ obtido é de 3,159 cm (valor retirado da Tabela 8.17). Sendo o limite de deslocamento recomendado 1,95 cm, a razão entre inércia e deslocamento inversamente proporcional e mantendo a largura do pilar de 30 cm, tem-se:

$$\frac{I_{30 \times 60}}{I} = \frac{\delta_{limite}}{\delta_{I_{30 \times 60}}}$$

Ou seja,

$$\frac{5,4 \times 10^5}{I} = \frac{1,95}{3,159} \rightarrow I = 8,75 \times 10^5$$

Logo,

$$I = \frac{b \times h^3}{12}$$

$$8,75 \times 10^5 = \frac{30 \times h^3}{12} \rightarrow h = 70,5$$

Desta forma, para atender o limite recomendado de deslocamento, o pilar da estrutura deveria ter seção de 30x75.

Algumas possibilidades para trabalhos futuros, com o intuito de se melhorar o projeto estrutural dos galpões, são apresentados a seguir:

- Analisar qual é melhor sistema estrutural utilizado para galpões de concreto pré-moldado, avaliando tanto a sua estabilidade como o fator econômico e facilidade de execução;
- Dimensionamento e detalhamento de todos os elementos estruturais que compõem o galpão de concreto pré-moldado e das ligações viga-pilar;

REFERÊNCIAS

AMARAL, M. S. **Análise experimental de pórticos pré-fabricado de concreto, em escala real, com ligação viga-pilar com chumbadores.** 2007. 114f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Departamento de Engenharia Civil – Universidade de Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2007.

ANDOLFATO, R. P.; CAMACHO, J. S. **Processo de análise da estabilidade global de edifícios – Estudo Comparativo.** Revista Internacional Construlink. vol. 2. n. 7. Nov. 2004. Disponível em: <<http://www.fec.unicamp.br>>

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 8681: Ações e segurança nas estruturas – Procedimentos.** Rio de Janeiro, 2003. 36 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 6123: Forças devidas ao vento em edificações.** Rio de Janeiro, 1988. 66p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 8800: Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios.** Rio de Janeiro, 2008. 237 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 9062: Projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado.** Rio de Janeiro, 2006. 59p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto - Procedimento.** Rio de Janeiro, 2007. 221p.

BEZERRA L. A. C.; TEIXEIRA P. W. G. N. **Análise estrutural de um pórtico pré-moldado com tirante considerando-se a fissuração do concreto.** In Encontro Nacional de Pesquisa-Projeto-Produção em Concreto Pré-Moldado, 1.,2005, São Carlos. Anais...São Carlos

CAMILLO C. A. **Análise Estrutural e Dimensionamento de Galpões Usuais de Pré-moldados de Concreto.** 2010. 145p. Trabalho de Conclusão de Curso – Departamento de Engenharia Civil – Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, 2010.

CARVALHO, R. C. **Estruturas em concreto protendido**. 1.ed. São Paulo: PINI, 2012. 431p.

CARVALHO, R. C.; FIGUEIREDO FILHO, J. R. **Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado (Segundo a NBR 6118:2003)**. 2 ed. São Carlos, SP: EdUFSCar, 2004. 374p

CARVALHO R. C.; PINHEIRO, L. M. **Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado**. 1. ed. São Paulo: PINI, 2009. Vol. 2. 589p.

CIBE PRÉ-MOLDADOS. Publicação Eletrônica. Disponível em <<http://www.cibe.com.br>>. Acesso em jul. 2011.

COBIMASSA COBERTURAS AUTOPORTANTES. Publicação eletrônica. Disponível em <<http://www.cobimasa.com.br>>. Acesso em jul. 2011

EL DEBS, M. K.. **Concreto Pré-Moldado: Fundamentos e Aplicações**. 1ed. São Carlos: Escola de Engenharia de São Carlos - Universidade de São Paulo, 2000. 441p.

ELLIOTT, K. S. **Precast Concrete Structures**. 1. ed. Oxford: Butterworth-Heinemann, 2005. 375p.

ETERNIT S.A. Publicação Eletrônica. Disponível em <<http://www.etermit.com.br> >. Acesso em mai. 2011.

FERREIRA, M. A. **Estudo de deformabilidades de ligações para análise linear em pórticos planos de elementos pré-moldados de concreto**. 1993. 183f. Dissertação (Mestrado em Estruturas de Concreto) – Departamento de Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia de São Carlos – Universidade de São Paulo, São Carlos, 1993.

FERREIRA, M. A.; EL DEBS, M. K.; ELLIOTT, K. S. **Modelo teórico para projeto de ligações semi-rígidas em estruturas de concreto pré-moldado**. In: CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO, 44., 2002, Belo Horizonte. **Anais...** p.1-16.

GALLEON ESTRUTURAS PRRICADAS. Publicação Eletrônica. Disponível em <<http://www.galleon.com.br>>. Acesso jul. 2011.

GONÇALVES, R. M.; MALITE, M.; SALES, J. J.; NETO, J. M.. **Ação do vento nas edificações: teoria e exemplos**. 1ed. São Carlos: Escola de Engenharia de São Carlos - Universidade de São Paulo, 2004. 124p.

INFORSATO, T. B. **Considerações sobre o projeto, cálculo e detalhamento de vigas pré-fabricadas protendidas com aderência inicial em pavimentos de edificações**. 2009. 234f. Dissertação (Mestrado em construção civil) – Departamento de Engenharia Civil - Universidade Federal de São Carlos. São Carlos, 2009.

ISAIA F.. **Pré-fabricados de pequeno porte**, In Seminário Nacional de pré-fabricados de concreto, 1., 2002 São Paulo. Anais...São Paulo..

ISOLAIIKA TELHAS. Publicação Eletrônica. Disponível em <<http://www.isolaikatelhas.com.br>>. Acesso em jul. 2010.

LAX SISTEMAS CONSTRUTIVOS. Publicação Eletrônica. Disponível em <<http://www.lax.ind.br>>. Acesso em jul. 2011.

LEONARDI CONSTRUÇÃO INDUSTRIALIZADA LTDA. Publicação eletrônica. Disponível em <<http://www.leonardi.com.br>>. Acesso em mai. 2011.

MARTHA, L. F.; **Ftool – Two-Dimensional Frame Analysis Tool – Versão 2.12**. 2008. Programa livre educacional (TECGRAF/PUC-Rio – Grupo de Tecnologia em Computação Gráfica) - Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro – PUC RJ, Rio de Janeiro – RJ, 2008.

MATRA CONTRUTORA LTDA. Publicação eletrônica. Disponível em: <<http://www.matrapremoldados.com.br>> Acesso mai. 2011

MARIN, M. C. **Contribuição à análise da estabilidade global de estruturas em concreto pré-moldado de múltiplos pavimentos**. 2009. 213p. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Departamento de Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia de São Carlos - Universidade de São Paulo, São Carlos, 2009.

MELO, C. E. E. **Manual Munte de Projetos em Pré-Fabricados de Concreto – 2ª Edição – São Paulo: PINI, 2004. 540p.**

MIOTTO, A. M. **Ligações viga-pilar de estruturas de concreto pré-moldado: Análise com ênfase na deformabilidade ao momento fletor.** 2002. 263f. Tese (Doutorado em Estruturas de Concreto) - Departamento de Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia de São Carlos - Universidade de São Paulo, São Carlos, 2002.

MOLD ESTRUTURAS PRÉ-FABRICADAS. Publicação eletrônica. Disponível em <<http://www.mold.com.br>>. Acesso em jun. 2011.

MORENO JÚNIOR, A. L. **Aplicação do Pré-moldagem na construção de galpões em concreto: Exemplo de um galpão com cobertura em dente de serra.** 1992. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Departamento de Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia de São Carlos - Universidade de São Paulo, São Carlos, 1992. Disponível em: <<http://www.set.eesc.usp.br/public/teses>>. Acesso em: jul. 2011.

MOTA, J. E. **Projeto da estrutura pré-moldada de edifício do instituto do câncer do estado do Ceará.** In: ENCONTRO NACIONAL DE PESQUISA-PROJETO-PRODUÇÃO EM CONCRETO PRÉ-MOLDADO, 1., 2005, São Carlos. p.1-10.

NALCOFIX COMÉRCIO E REP DE COBERTURA. Publicação eletrônica. Disponível em: <<http://nalcofiz.com.br>>. Acesso jul. 2011.

NAWY, E. G. P.E. **Prestressed concrete. A Fundamental Approach** – Second edition. Editora: Prentice Hall – New Jersyl, 1996.

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

PITTA, J. A. A.. **Ações devidas ao vento em edifícios de andares múltiplos, edifícios com cobertura do tipo shed e do tipo duas águas com lanternim.** 1988. 151p. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) - Departamento de Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia de São Carlos - Universidade de São Paulo, São Carlos, 1988.

PROJEPAR ESTRUTURAS PRÉ-FABRICADAS. Publicação eletrônica. Disponível em <http://www.projepar.com.br>

RAYMUNDO, H. **Análise de pavimentos de edifícios em concreto pré-fabricado considerando o efeito diafragma**. 2012. 245f. Dissertação (Mestrado em Construção Civil) - Departamento de Engenharia Civil - Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, 2012.

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

SANTOS, A. P.; ALMEIDA FILHO, F. M.; PINHEIRO, L. M. **Galpões de concreto pré-moldado: análise considerando alteração no fechamento lateral**. In: ENCONTRO NACIONAL DE PESQUISA-PROJETO-PRODUÇÃO EM CONCRETO PRÉ-MOLDADO, 2., 2009, São Carlos. Anais...São Carlos: USP, 2009. CD-ROM.

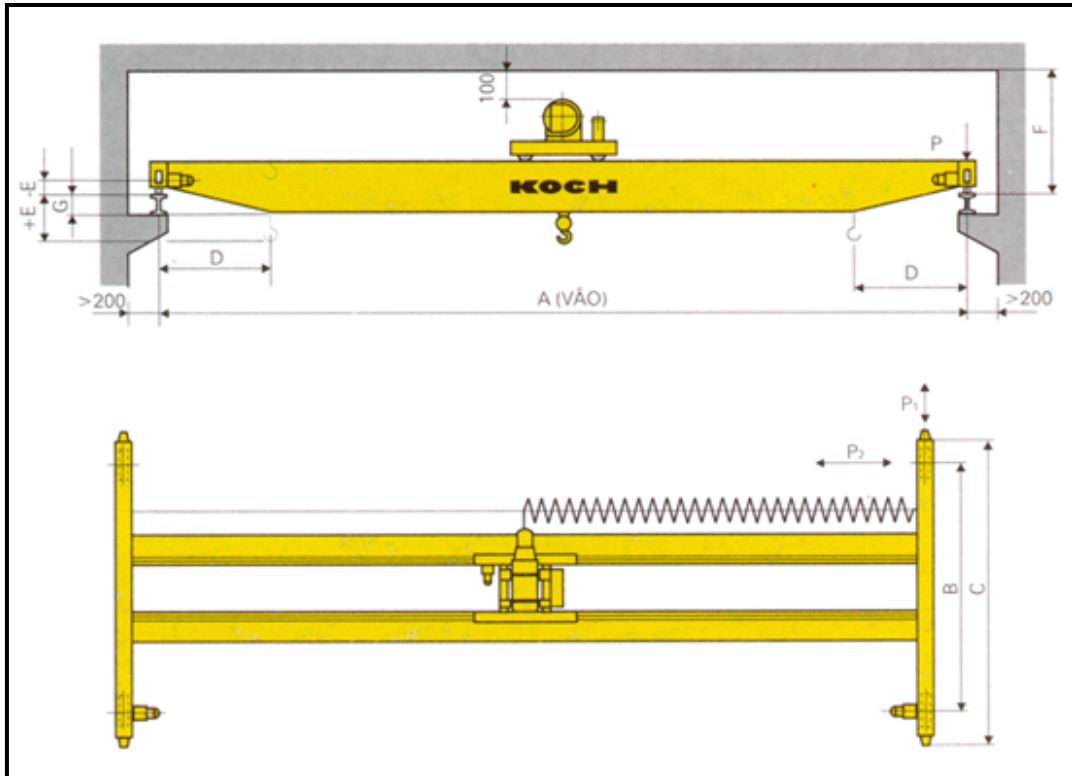
SANTOS, A. P.; ALMEIDA FILHO, F. M.; PINHEIRO, L. M. **Análise de galpões pré-moldados de concreto considerando efeitos de segunda ordem**. In: CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO, 51, 2009, Curitiba. Anais...Curitiba: Ibracon, 2009 CD-ROM.

SILVA, M.C.A.T.; ALMEIDA, P.P.N. ; Silva, T.B. **Estudo e automação de sistemas estruturais pré-moldados de concreto para fins agro-industriais** In: Encontro Nacional de Pesquisa-Projeto-Produção em Concreto Pré-Moldado. 2005. São Carlos

SOARES A. M. M.; EL DEBS, M. K; FERREIRA, M. A. **Estudo teórico-experimental da ligação viga-pilar de galpões pré-moldados de concreto**. In: CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO, 44, Anais... p.1-12.

SOUZA, A. A. G.; MONTEIRO, A. S.; MELO, J. G. S.; OLIVEIRA, D. R. C. **Análise experimental de vigas pré-moldadas engastáveis de concreto armado**. In: CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO, 48., 2006, Anais... Rio de Janeiro, p.1-13.

ANEXO A – Catálogo de ponte rolante



Capac. t	A(vão) m.	Dimensões - mm						Cargas kgf			
		B	C	D	+-E	F	+-G	Sobre Rodas		Frenagem	
								P máx.	P man.	P 1	P 2
3,2	até - 7,5	3150	3700	700	+10	1040	+50	2100	600	300	210
	7,5 - 10						+80	2300	650	330	230
	10 - 12,5						+100	2500	800	360	250
	12,5 - 15						+150	2700	950	385	270
	15 - 17,5						+200	2900	1100	415	290
	17,5 - 20						+250	3100	1250	445	310
5	até - 7,5	3150	3700	700	+10	1040	+80	3100	750	445	310
	7,5 - 10						+100	3300	800	470	330
	10 - 12,5						+150	3500	1000	500	350
	12,5 - 15						+200	3700	1100	530	370
	15 - 17,5						+300	3900	1200	560	390
	17,5 - 20						+400	4200	1500	600	420
8	até - 7,5	3150	3760	800	+20	1250	+30	4500	950	645	450
	7,5 - 10						+50	5000	1100	715	500
	10 - 12,5						+150	5200	1250	745	520
	12,5 - 15						+250	5400	1350	770	540
	15 - 17,5						+350	5700	1650	815	570
	17,5 - 20						+450	6000	1900	860	600

10	até - 7,5	3150	3760	800	+20	1250	+50	5650	1150	810	565
	7,5 - 10						+80	6050	1200	865	605
	10 - 12,5						+200	6400	1350	915	640
	12,5 - 15						+300	6650	1500	950	665
	15 - 17,5						+450	7000	1800	1000	700
	17,5 - 20						+550	7300	2100	1045	730
12,5	até - 7,5	3150	3850	900	+400	1250	+60	6700	1400	960	670
	7,5 - 10						+80	7200	1500	1030	720
	10 - 12,5						+200	7550	1600	1080	755
	12,5 - 15						+350	7900	1700	1130	790
	15 - 17,5						+450	8200	1800	1170	820
	17,5 - 20						+500	8500	2200	1215	850
15	até - 7,5	3150	3850	900	+400	1300	+80	7910	2195	1130	800
	7,5 - 10						+150	8640	2165	1235	865
	10 - 12,5						+250	9065	2135	1295	910
	12,5 - 15						+400	9495	2260	1360	950
	15 - 17,5						+550	9900	2450	1415	990
	17,5 - 20						+600	10560	2950	1510	1055
20	até - 7,5	4000	4830	1000	+300	1500	-70	9760	3095	1395	970
	7,5 - 10						+100	10535	2765	1505	1060
	10 - 12,5						+250	11120	2680	1590	1120
	12,5 - 15						+350	11615	2735	1660	1165
	15 - 17,5						+400	12275	3080	1755	1230
	17,5 - 20						+500	13045	3610	1870	1305
25	até - 7,5	4000	4830	1300	+300	1500	-50	12485	4265	1785	1250
	7,5 - 10						+150	13420	3955	1920	1345
	10 - 12,5						+300	14100	3670	2015	1410
	12,5 - 15						+400	14630	3680	2090	1465
	15 - 17,5						+50	15600	4225	2230	1560
	17,5 - 20						+600	16200	4530	2315	1620
30	até - 7,5	4000	4830	1300	+400	1700	-20	13580	4670	1940	1360
	7,5 - 10						+200	14780	4020	2110	1480
	10 - 12,5						+350	15580	3720	2225	1560
	12,5 - 15						+400	16455	3850	2350	1650
	15 - 17,5						+500	17295	4160	2470	1730
	17,5 - 20						+650	18770	5240	2680	1880
40	até - 7,5	4000	4960	1400	+400	1900	-140	17060	6500	2435	1700
	7,5 - 10						+60	18700	5500	2670	1870
	10 - 12,5						+200	19510	5000	2790	1950
	12,5 - 15						+350	20880	5100	2985	2090
	15 - 17,5						+570	22500	5790	3215	2250
	17,5 - 20						670	23300	6030	3330	2330

* Sujeito a alterações sem aviso prévio

(FONTE: <http://www.kochmetal.com.br>)

ANEXO B – Cálculo da perda de protensão por retração

O valor da retração entre os instantes t_0 e t é dado por:

$$\varepsilon_{cs}(t, t_0) = \varepsilon_{cs\infty} \times [\beta_s(t) - \beta_s(t_0)] \quad (\text{B.1})$$

Onde:

$\varepsilon_{cs\infty} = \varepsilon_{1s} \times \varepsilon_{2s}$ - valor final da retração;

ε_{1s} - coeficiente dependente da umidade relativa do ambiente e da consistência do concreto (

Tabela B.1);

ε_{2s} - coeficiente dependente da espessura fictícia da peça;

$$\varepsilon_{2s} = \frac{33 + 2 \times h_{fic}}{20,8 + 3 \times h_{fic}} \quad (\text{B.2})$$

h_{fic} - espessura fictícia em centímetros;

$$h_{fic} = \gamma \times \frac{2 \times A_c}{u_{ar}} \quad (\text{B.3})$$

$\beta_s(t)$ e $\beta_s(t_0)$ - coeficientes relativos à retração, no instante t e t_0 (Figura B.1);

t – idade fictícia do concreto no instante considerado em dias;

t_0 – idade fictícia do concreto no instante em que o efeito da retração na peça começa a ser considerado em dias;

γ - coeficiente dependente da umidade relativa do ambiente $U\%$ (

Tabela B.1), sendo $\gamma = 1 + \exp(-7,8 + 0,1U)$;

A_c - área da seção transversal da peça;

u_{ar} - parte do perímetro externo da seção transversal da peça em contato com o ar.

Tabela B.1- Valores numéricos usuais para a determinação da fluência e da retração.

Ambiente	Umidade U %	Fluência $\varphi_{1c}^{1)3)}$			Retração $10^4 \varepsilon_{1s}^{2)3)}$			$\gamma^{4)}$
		Abatimento de acordo com a ABNT NBR NM 67						
		cm						
		0 - 4	5 - 9	10 - 15	0 - 4	5 - 9	10 - 15	
Na água	-	0,6	0,8	1,0	+ 1,0	+ 1,0	+ 1,0	30,0
Em ambiente muito úmido imediatamente acima da água	90	1,0	1,3	1,6	- 1,0	- 1,3	- 1,6	5,0
Ao ar livre, em geral	70	1,5	2,0	2,5	- 2,5	- 3,2	- 4,0	1,5
Em ambiente seco	40	2,3	3,0	3,8	- 4,0	- 5,2	- 6,5	1,0

1) $\varphi_{1c} = 4,45 - 0,035U$ para abatimento no intervalo de 5 cm a 9 cm e $U \leq 90\%$.
 2) $10^4 \varepsilon_{1s} = - 6,16 - (U/484) + (U^2/ 1 590)$ para abatimentos de 5 cm a 9 cm e $U \leq 90\%$.
 3) Os valores de φ_{1c} e ε_{1s} para $U \leq 90\%$ e abatimento entre 0 cm e 4 cm são 25% menores e para abatimentos entre 10 cm e 15 cm são 25% maiores.
 4) $\gamma = 1 + \exp (- 7,8 + 0,1 U)$ para $U \leq 90 \%$.

NOTAS

1 Para efeito de cálculo, as mesmas expressões e os mesmos valores numéricos podem ser empregados no caso de tração.
 2 Para o cálculo dos valores de fluência e retração, a consistência do concreto é aquela correspondente à obtida com o mesmo traço sem a adição de superplastificantes e superfluidificantes.

(FONTE: (ABNT) NBR 6118:2007)

$$\beta_s(t) = \frac{\left(\frac{t}{100}\right)^3 + A \times \left(\frac{t}{100}\right)^2 + B \times \left(\frac{t}{100}\right)}{\left(\frac{t}{100}\right)^3 + C \times \left(\frac{t}{100}\right)^2 + D \times \left(\frac{t}{100}\right) + E} \quad \text{(B.4)}$$

$$A = 40;$$

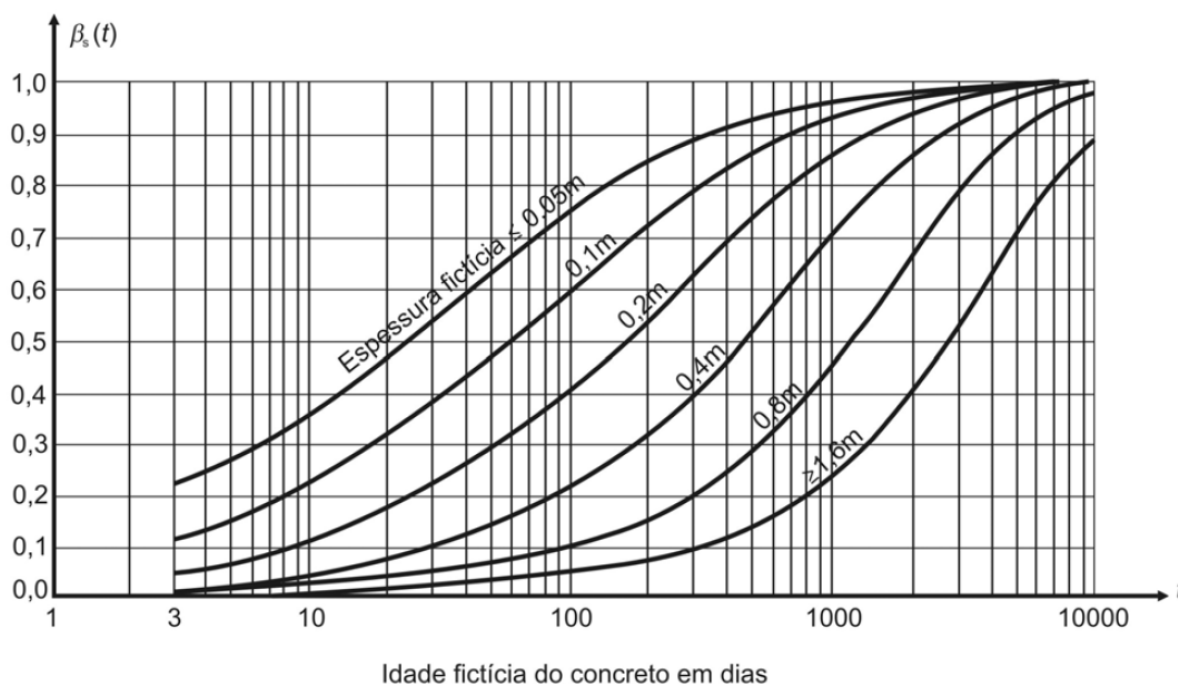
$$B = 116 \times h^3 - 282 \times h^2 + 220 \times h - 4,8;$$

$$C = 2,5 \times h^3 - 8,8 \times h + 40,7;$$

$$D = -75 \times h^3 + 585 \times h^2 + 496 \times h - 6,8$$

$$E = -196 \times h^4 - 88 \times h^3 + 584 \times h^2 - 39 \times h + 0,8$$

Figura B.1- Variação $\beta_s(t)$.



(FONTE: (ABNT) NBR 6118:2007)

A idade do concreto a considerar é a idade fictícia (α_{tef}), em dias, quando o endurecimento se faz a temperatura ambiente de 20°C e, nos demais casos, quando houver cura a vapor, a idade a considerar é dada por:

$$t = \alpha \sum_i \frac{T_i + 10}{30} \times \Delta t_{ef} i \quad (\text{B.5})$$

Onde:

t – idade fictícia, em dias;

α - coeficiente dependente da velocidade de endurecimento do cimento; na falta de dados experimentais utiliza-se os valores constantes da Tabela B.2;

T_i - temperatura média diária do ambiente, (°C);

$\Delta t_{ef} i$ - período, em dias, durante o qual a temperatura média diária do ambiente, T_i , pode ser admitida constante.

Tabela B.2- Valores da fluência e da retração em função da velocidade de endurecimento do concreto.

Cimento Portland (CP)	α	
	Fluência	Retração
De endurecimento lento (CP III e CP IV, todas as classes de resistência)	1	1
De endurecimento normal (CP I e CP II, todas as classes de resistência)	2	
De endurecimento rápido (CP V-ARI)	3	
<p>Onde:</p> <p>CP I e CP I-S - Cimento Portland comum;</p> <p>CP II-E, CP II-F e CP II-Z - Cimento Portland composto;</p> <p>CP III - Cimento Portland de alto forno;</p> <p>CP IV - Cimento Portland pozolânico;</p> <p>CP V-ARI - Cimento Portland de alta resistência inicial;</p> <p>RS - Cimento Portland resistente a sulfatos (propriedade específica de alguns dos tipos de cimento citados).</p>		

(FONTE: (ABNT) NBR 6118:2007)

ANEXO C – Cálculo da perda de protensão por fluência

A fluência (ε_{cc}) varia linearmente com a tensão aplicada e é composta de uma parte rápida e uma parte lenta. A deformação rápida (ε_{cca}) é irreversível e a lenta é composta por uma parcela reversível (ε_{ccd}) e uma irreversível (ε_{ccf}). Assim:

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{cca} + \varepsilon_{ccf} + \varepsilon_{ccd} \quad (\text{C.1})$$

Portanto tem-se a deformação total como sendo:

$$\varepsilon_{ct} = \varepsilon_c + \varepsilon_{cc} = \varepsilon_c \times (1 + \varphi) \quad (\text{C.2})$$

$$\varphi = \varphi_a + \varphi_f + \varphi_d$$

Onde:

φ_a - coeficiente de deformação rápida;

φ_f - coeficiente de deformação lenta irreversível;

φ_d - coeficiente de deformação lenta reversível.

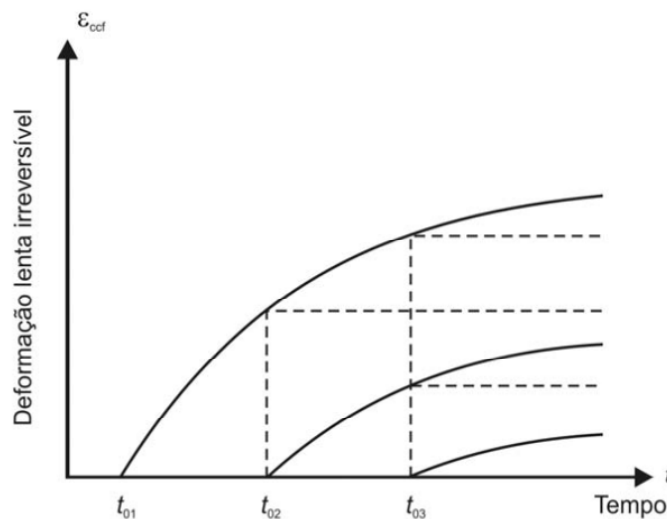
O cálculo dos efeitos da fluência, quando as tensões no concreto são as de serviço, leva em consideração as seguintes hipóteses:

- Deformação por fluência ε_{cc} varia linearmente com a tensão aplicada;
- Acréscimo de tensão aplicado em instantes distintos tem os efeitos de fluência superpostos;
- Deformação rápida produz deformações constantes ao longo do tempo, o coeficiente φ_a é função da relação entre a resistência do concreto no momento de aplicação da carga e a sua resistência final;
- Coeficiente de deformação lenta reversível φ_d depende apenas da duração do carregamento, seu valor final e seu desenvolvimento ao longo

do tempo são independentes da idade do concreto no momento da aplicação da carga;

- Coeficiente de deformação lenta irreversível φ_f depende da umidade relativa do ambiente (U), consistência do concreto no lançamento, espessura fictícia da peça h_{fic} , idade fictícia do concreto no instante t_0 da aplicação da carga e idade fictícia do concreto no instante considerado t ;
- Para o mesmo concreto, as curvas de deformação lenta irreversível em função do tempo, correspondentes a diferentes idades do concreto no momento do carregamento, são obtidas, umas em relação às outras, por deslocamento paralelo ao eixo das deformações, conforme Figura C.1.

Figura C.1- Variação $\varepsilon_{ccf}(t)$.



(FONTE: (ABNT) NBR 6118:2007)

Assim, o valor da deformação específica do concreto total é dado por:

$$\varepsilon_{cc}(t, t_0) = \varepsilon_{cca} + \varepsilon_{ccf} + \varepsilon_{ccd} = \frac{\sigma_c}{E_{c28}} \times \varphi(t, t_0) \quad (\text{C.3})$$

$$\text{Com, } E_{c28} = 5600 \times \sqrt{f_{ck}} \quad (\text{C.4})$$

O coeficiente de fluência $\varphi(t, t_0)$, válido também para a tração, é dado por:

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_a + \varphi_{f\infty} \times [\beta_f(t) - \beta_f(t_0)] + \varphi_{d\infty} \times \beta_d \quad (\text{C.5})$$

Onde:

t – idade fictícia do concreto no instante considerado, em dias;

t_0 – idade fictícia do concreto ao ser feito o carregamento, em dias;

$$\varphi_a = 0,8 \times \left(1 - \frac{f_c(t_0)}{f_c(t_\infty)} \right) \quad (\text{C.6})$$

$\frac{f_c(t_0)}{f_c(t_\infty)}$ - função de crescimento da resistência do concreto com a idade, que se

pode ser obtido usando a expressão de β_1 que correlaciona a resistência do concreto em tempo t com o valor de f_{ck} que é a resistência a 28 dias.

$$\beta_1 = \frac{f_{cj}}{f_{ck}}$$

$$\text{Com: } \beta_1 = \exp \left\{ s \times \left[1 - \frac{28}{t} \right]^{1/2} \right\} \quad (\text{C.7})$$

Onde:

t – idade efetiva do concreto, em dias.

$s = 0,38$ para concreto de cimento CPM e IV;

$s = 0,25$ para concreto de cimento CPI e II;

$s = 0,20$ para concreto de cimento CPV-ARI;

$$\text{Assim, basta aplicar Com: } \beta_1 = \exp \left\{ s \times \left[1 - \frac{28}{t} \right]^{1/2} \right\} \quad (\text{C.7}) \text{ para } t = t_0 \text{ e para}$$

$t = 10000$ (considerado infinito) para obter-se a relação $\frac{f_c(t_0)}{f_c(t_\infty)}$.

$\varphi_{f\infty} = \varphi_{1c} \div \varphi_{2c}$ - valor final do coeficiente de deformação lenta irreversível

φ_{1c} - coeficiente dependente da umidade relativa do ambiente U% e da consistência do concreto dado pela

Tabela B.1

φ_{2c} - coeficiente dependente da espessura fictícia da peça, h_{fic} em centímetros

$$\text{definida em } h_{fic} = \gamma \times \frac{2 \times A_c}{u_{ar}} \quad (\text{B.3}):$$

$$\varphi_{2c} = \frac{42 + h_{fic}}{20 + h_{fic}} \quad (\text{C.8})$$

$\beta_f(t)$ e $\beta_f(t_0)$ - coeficientes relativos à deformação lenta irreversível, função da idade do concreto (Figura B.1);

$$\beta_f(t) = \frac{(t)^2 + A \times t + B}{t^2 + C \times t + D} \quad (\text{C.9})$$

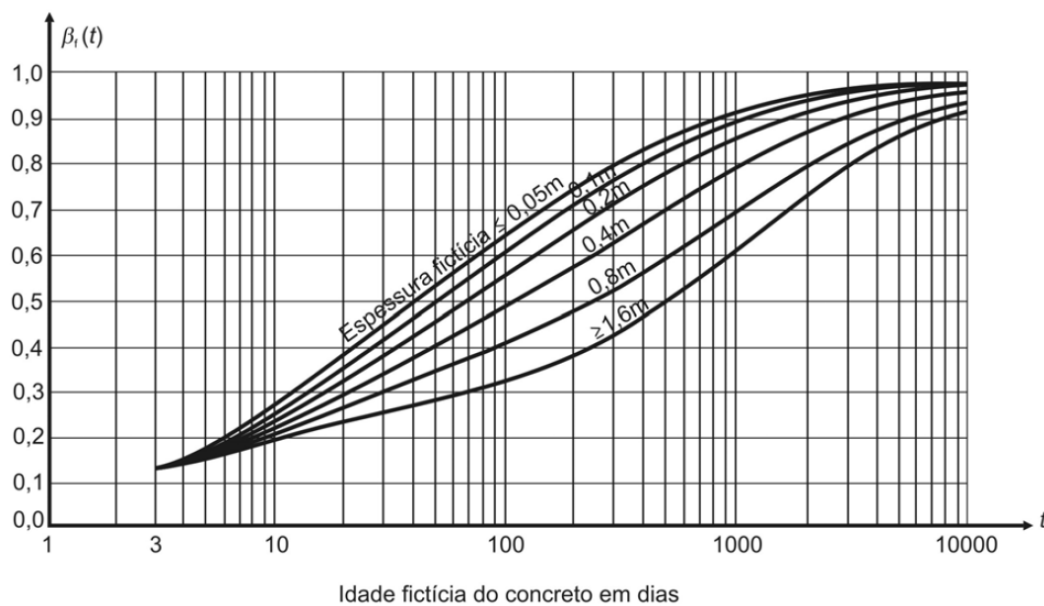
$$A = 42 \times h^3 - 350 \times h^2 + 588 \times h + 113 ;$$

$$B = 768 \times h^3 - 3060 \times h^2 + 3234 \times h - 23 ;$$

$$C = -200 \times h^3 + 13 \times h^2 + 1090 \times h + 183 ;$$

$$D = 7579 \times h^3 - 31916 \times h^2 + 35343 \times h + 1931$$

Figura C.2- Variação $\beta_f(t)$.



(FONTE: (ABNT) NBR 6118:2007)

$\varphi_{d\infty}$ - valor final do coeficiente de deformação lenta reversível, que é considerado igual a 0,4;

β_d - coeficiente relativo à deformação lenta reversível, função do tempo $(t - t_0)$ decorrido após o carregamento:

$$\beta_d(t) = \frac{t - t_0 + 20}{t - t_0 + 70} \quad (\text{C.10})$$

ANEXO D – Cálculo da armadura longitudinal de seções retangulares

A Tabela D.1 traz os valores para cálculo de armadura longitudinal de seções retangulares, apresentada em CARVALHO e FIGUEIREDO FILHO, 2004.

Tabela D.1- Valores para cálculo da armadura longitudinal de seções retangulares.

KMD	KX	KZ	EC	ES	KMD	KX	KZ	EC	ES
0,0100	0,0148	0,9941	0,1502	10,0000	0,2050	0,3506	0,8597	3,5000	6,4814
0,0200	0,0298	0,9881	0,3068	10,0000	0,2100	0,3609	0,8556	3,5000	6,1971
0,0300	0,0449	0,9820	0,4704	10,0000	0,2150	0,3714	0,8515	3,5000	5,9255
0,0400	0,0603	0,9759	0,6414	10,0000	0,2200	0,3819	0,8473	3,5000	5,6658
0,0500	0,0758	0,9697	0,8205	10,0000	0,2250	0,3925	0,8430	3,5000	5,4170
0,0550	0,0836	0,9665	0,9133	10,0000	0,2300	0,4033	0,8387	3,5000	5,1785
0,0600	0,0916	0,9634	1,0083	10,0000	0,2350	0,4143	0,8343	3,5000	4,9496
0,0650	0,0995	0,9602	1,1056	10,0000	0,2400	0,4253	0,8299	3,5000	4,7297
0,0700	0,1076	0,9570	1,2054	10,0000	0,2450	0,4365	0,8254	3,5000	4,5181
0,0750	0,1156	0,9537	1,3077	10,0000	0,2500	0,4479	0,8208	3,5000	4,3144
0,0800	0,1238	0,9505	1,4126	10,0000	0,2550	0,4594	0,8162	3,5000	4,1181
0,0850	0,1320	0,9472	1,5203	10,0000	0,2600	0,4711	0,8115	3,5000	3,9287
0,0900	0,1403	0,9439	1,6308	10,0000	0,2650	0,4830	0,8068	3,5000	3,7459
0,0950	0,1485	0,9406	1,7444	10,0000	0,2700	0,4951	0,8020	3,5000	3,5691
0,1000	0,1569	0,9372	1,8611	10,0000	0,2750	0,5074	0,7970	3,5000	3,3981
0,1050	0,1654	0,9339	1,9810	10,0000	0,2800	0,5199	0,7921	3,5000	3,2324
0,1100	0,1739	0,9305	2,1044	10,0000	0,2850	0,5326	0,7870	3,5000	3,0719
0,1150	0,1824	0,9270	2,2314	10,0000	0,2900	0,5455	0,7818	3,5000	2,9162
0,1200	0,1911	0,9236	2,3621	10,0000	0,2950	0,5586	0,7765	3,5000	2,7649
0,1250	0,1998	0,9201	2,4967	10,0000	0,3000	0,5721	0,7712	3,5000	2,6179
0,1300	0,2086	0,9166	2,6355	10,0000	0,3050	0,5858	0,7657	3,5000	2,4748
0,1350	0,2175	0,9130	2,7786	10,0000	0,3100	0,5998	0,7601	3,5000	2,3355
0,1400	0,2264	0,9094	2,9263	10,0000	0,3150	0,6141	0,7544	3,5000	2,1997
0,1450	0,2354	0,9058	3,0787	10,0000	0,3200	0,6287	0,7485	3,5000	2,0672
0,1500	0,2445	0,9022	3,2363	10,0000	0,3300	0,6590	0,7364	3,5000	1,8100
0,1550	0,2536	0,8985	3,3391	10,0000	0,3400	0,6910	0,7236	3,5000	1,5652
0,1600	0,2630	0,8948	3,5000	9,8104	0,3500	0,7249	0,7100	3,5000	1,3283
0,1650	0,2723	0,8911	3,5000	9,3531	0,3600	0,7612	0,6955	3,5000	1,0983
0,1700	0,2818	0,8873	3,5000	8,9222	0,3700	0,8003	0,6799	3,5000	0,8732
0,1750	0,2913	0,8835	3,5000	8,5154	0,3800	0,8433	0,6627	3,5000	0,6506
0,1800	0,3009	0,8796	3,5000	8,1106					
0,1850	0,3106	0,8757	3,5000	7,7662					
0,1900	0,3205	0,8718	3,5000	7,4204					
0,1950	0,3305	0,8678	3,5000	7,0919					
0,2000	0,3405	0,8638	3,5000	6,7793					

(Fonte: CARVALHO E FIGUEIREDO, 2004)