UNIVERSIDADE REGIONAL DO NOROESTE DO ESTADO DO RIO GRANDE DO SUL

DEPARTAMENTO DE CIÊNCIAS EXATAS E ENGENHARIAS

Curso de Graduação em Engenharia Civil

MARLON RAFAEL STACH

ANÁLISE DO DESEMPENHO DE PÓRTICOS METÁLICOS DE ALMA CHEIA E COM BASE SIMPLESMENTE APOIADA COMPARANDO COM BASE ENGASTADA

Ijuí/RS,
2012

MARLON RAFAEL STACH

ANÁLISE DO DESEMPENHO DE PÓRTICOS METÁLICOS DE ALMA CHEIA E COM BASE SIMPLESMENTE APOIADA COMPARANDO COM BASE ENGASTADA

Trabalho de Conclusão do Curso de Graduação em Engenharia Civil apresentado como requisito parcial para obtenção do título de Engenheiro Civil

Orientador: Paulo Cesar Rodrigues

Ijuí/RS

2012

MARLON RAFAEL STACH

ANÁLISE DO DESEMPENHO DE PÓRTICOS METÁLICOS DE ALMA CHEIA E COM BASE SIMPLESMENTE APOIADA COMPARANDO COM BASE ENGASTADA

Trabalho de Conclusão de Curso defendido e aprovado em sua forma final pelo professor orientador e pelo membro da banca examinadora

Banca examinadora

_____

Prof. Paulo Cesar Rodrigues, MSc.Eng - Orientador

_____

Prof. Denizard Batista de Freitas, Esp.

Dedico este trabalho a minha família, pelo apoio em todos os momentos dessa jornada, em especial a minha esposa por tornar este sonho possível.

AGRADECIMENTOS

A Deus por ter me dado forças para vencer mais essa etapa, por dar sentido a vida e aos estudos e, sobretudo ter me protegido ate aqui.

A minha mãe Ivane Ahlert , ao meu padrasto Heinz Ahlert e a minha irmã Patrícia Ahlert pelo apoio nos momentos difíceis.

A minha filha Carolina Graeff Stach e a minha esposa Miriam Graeff Stach que sempre esteve ao meu lado me apoiando com muita compreensão, paciência e amor.

Aos meus orientadores Valdi Henrique Spohr e Paulo Cesar Rodrigues pela oportunidade oferecida, bem como pelo apoio prestado ao desenvolvimento pessoal e intelectual.

Um agradecimento também aos demais professores, colegas e amigos que direta ou indiretamente tornaram a realização deste trabalho possível.

RESUMO

Com a globalização o mercado acabou se tornando cada vez mais competitivo, fazendo com que as empresas buscassem desenvolver melhores os seus projetos e empreendimentos industriais, a fim de se tornar competitivos economicamente. Isso passou a ser um parâmetro muito importante para a construção civil e, em particular, para as empresas que fabricam estruturas metálicas. Os bons projetos atuais devem combinar três aspectos fundamentais: segurança, economia e durabilidade. Tais aspectos atestam a competitividade de um projeto. O objetivo geral desse trabalho é verificar o comportamento estrutural de pórticos metálicos fabricados com perfis de alma cheia utilizados em galpões industriais e verificar qual a influência dos engastamentos em sua estrutura. Para avaliar o desempenho de uma estrutura metálica optou-se na utilização de um pavilhão metálico com as dimensões de 6 x 20 x 60 metros com as distâncias entre pórticos variando em 6 metros, 8,5 metros e 10 metros e utilizou-se as principais linhas do vento do mapa de isopletas com velocidades do vento igual a 30, 35, 40, 45 e 50 metros/segundo. Do ponto de vista estrutural, para ventos de 30 e 35 metros/segundo, verificou-se que a estrutura que melhor apresentou eficiência estrutural, considerando estrutura e fundação, foi a que possui base apoiada e a distância de 8,5metros entre os pórticos e, acima dessa velocidade de vento, a que apresentou melhor eficiência estrutural foi o pavilhão com 6 metros de distância entre pórticos.

Palavras-chaves: Pórticos de alma cheia – galpões de uso geral – pavilhão industrial.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Perfis Laminados 22
Figura 2 – Perfis Compostos 23
Figura 3 – Perfis enformados 23
Figura 4 – Diagrama tensão-deformação 24
Figura 5 – Exemplos dos principais tipos de ligação em estrutura de aço 25
Figura 6 – Pórtico com tesoura treliçada.....29
Figura 7 – Pórtico de alma cheia com ponte rolante 29
Figura 8 – Pórtico com coluna treliçada.....30
Figura 9 – Pórtico de alma cheia sem ponte rolante.....31
Figura 10 – Pórtico de vãos múltiplos.....31
Figura 11 – Estrutura tipo *shed* 32
Figura 12 – Isopletas da velocidade básica V_o (m/s).....40
Figura 13 – Fator topográfico S1(Z) 41
Figura 14 – Base rotulada.....47
Figura 15 – Base engastada.....48
Figura 16 – Modelo estrutural.....51
Figura 17 – Gerador de pórticos.....53
Figura 18 – Novo Metal 3D 54
Figura 19 – Perfil CR 56
Figura 20 – Perfil CS.....56
Figura 21 – Carga permanente 58
Figura 22 – Sobrecarga na cobertura.....59
Figura 23 – Vento a 90 graus 59
Figura 24 – Vento a -90 graus.....60
Figura 25 – Vento V1 a 0 Graus 60
Figura 26 – Vento V2 a 0 grau.....60
Figura 27 – Vento a 180 graus 61
Figura 28 – Vento a -180 graus.....61
Figura 29 – Reações.....62
Figura 30 – Força axial p/ base engastada.....62
Figura 31 – Força axial p/ base apoiada.....62
Figura 32 – Esforço axial nas vigas 63
Figura 33 – Esforço axial nos pilares.....64
Figura 34 – Reações.....65
Figura 35 – Esforço cortante p/ base engastada 65

Figura 36 – Esforço cortante p/ base apoiada....65
Figura 37 – Esforço cortante nas vigas 66
Figura 38 – Esforço cortante nos pilares....67
Figura 39 – Reações....68
Figura 40 – Momento fletor p/ base engastada 68
Figura 41 – Momento fletor para base apoiada....68
Figura 42 – Momento fletor nas vigas 69
Figura 43 – Momento fletor nos pilares....70
Figura 44 – Momento fletor na base do pilar....71
Figura 45 – Deslocamento p/ base engastada....71
Figura 46 – Deslocamento p/ base apoiada....72
Figura 47 – Deslocamento nas vigas (pórtico 6m)....73
Figura 48 – Deslocamento nos pilares (pórtico 6m) 73
Figura 49 – Deslocamento nas vigas (pórtico 8,5m)....74
Figura 50 – Deslocamento nos (pórtico 8,5m)....74
Figura 51 – Deslocamento nas vigas (pórtico 10m)....75
Figura 52 – Deslocamento nos pilares (pórtico 10m) 75
Figura 53 – Quantidade de concreto da fundação para espaçamento de 6 metros....78
Figura 54 – Quantidade de aço da estrutura para espaçamento de 6 metros....78
Figura 55 – Quantidade de aço da fundação para espaçamento de 6 metros 79
Figura 56 – Quantidade de aço da fundação *versus* quantidade de aço da estrutura para espaçamento de 6 metros 79
Figura 57 – Quantidade de concreto da fundação para espaçamento de 8,5 metros....81
Figura 58 – Quantidade de aço da estrutura para espaçamento de 8,5 metros....81
Figura 59 – Quantidade de aço da fundação para espaçamento de 8,5 metros 82
Figura 60 – Quantidade de aço da fundação *versus* quantidade de aço da estrutura para espaçamento de 8,5 metros 82
Figura 61 – Quantidade de concreto da fundação para espaçamento de 10 metros....84
Figura 62 – Quantidade de aço da estrutura para espaçamento de 10 metros....84
Figura 63 – Quantidade de aço da fundação para espaçamento de 10 metros 85
Figura 64 – Quantidade de aço da fundação *versus* quantidade de aço da estrutura para espaçamento de 10 metros 85
Figura 65- Resultado final dos estudos 86

LISTA DE QUADROS

Quadro 1: Aço de uso frequente especificados pela ASTM para uso estrutural 20
Quadro 2: Resistência a tração do metal de solda 26
Quadro 3: Materiais usados em parafusos 28
Quadro 4: Valor dos coeficientes de ponderação das ações $\gamma_f = \gamma_{f1}\ \gamma_{f3}$ 35
Quadro 5: Valor dos coeficientes de ponderação das resistências γ_m 39
Quadro 6: Deslocamentos máximos 46
Quadro 7: Variações estudadas 52
Quadro 8: Momento fletor na base do pilar 70

LISTA DE TABELAS

Tabela 1: Fatos S2 42
Tabela 2: Valores mínimos do fator estatístico S3 43
Tabela 3: Coef. de pressão e de forma, externos, para paredes de edificações de planta retangular 44
Tabela 4: Coeficiente de pressão e de forma, externos, para telhados com duas águas, simétricos, em edificações de planta retangular 45
Tabela 5: Força Axial 63
Tabela 6: Esforço cortante 66
Tabela 7: Momento fletor Máximo 69
Tabela 8: Deslocamentos 72
Tabela 9: Consumo de material (6m espaçamento) 77
Tabela 10: Consumo de material (8,5m espaçamento) 80
Tabela 11: Consumo de material (10m espaçamento) 83

LISTA DE SIGLAS E SÍMBOLOS

f : Coeficiente de minoração da resistência do material

g : Coeficiente de ponderação das ações

ABNT : Associação Brasileira de Normas Técnicas

ELS : Estados-limites de serviço

ELU: Estados limites últimos

Fa : Força de arrasto

q : Pressão dinâmica

Rd : Resistência de cálculo

Rn : Resistência nominal do material

S1 : Fator topográfico de ação do vento

S2 : Fator que considera a influência da rugosidade do terreno, das dimensões da edificação ou parte da edificação em estudo, e de sua altura sobre o terreno, para ação de vento

S3 : Fator baseado em conceitos probabilísticos, na aplicação de ação de vento

Sd : Solicitação de cálculo

Vo : Velocidade básica do vento

Vk : Velocidade Característica do vento

Σ : somatório

Ψ: fator de redução de ações

SI : Sistema Internacional

W : módulo de resistência elástico

fy : resistência ao escoamento do aço

fu : resistência da ruptura do aço à tração

SUMÁRIO

INTRODUÇÃO 9

1 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA 15

1.1 HISTÓRICO DO AÇO 15
1.2 CONCEITOS GERAIS 16
1.3 VANTAGENS E DESVANTAGENS DAS ESTRUTURAS EM AÇO 17
1.4 CLASSIFICAÇÃO DOS AÇOS ESTRUTURAIS 18
1.5 DIAGRAMA TENSÃO E DEFORMAÇÃO PARA AÇOS DÚCTEIS 23
1.6 DISPOSITIVOS DE LIGAÇÃO 24
1.6.1 Ligações por solda 25
1.6.2 Ligação por parafuso 27
1.7 EDIFÍCIOS INDUSTRIAIS E TIPOLOGIA 28
1.8 SEGURANÇA E ESTADOS LIMITES 32
1.9 CARGAS E COMBINAÇÕES DE CARGA 33
1.9.1 Cargas permanentes diretas 33
1.9.2 Cargas permanentes indiretas 33
1.9.3 Cargas variáveis 33
1.9.4 Cargas excepcionais 34
1.10 COEFICIENTE DE PONDERAÇÃO PARA E.L.U. 34
1.11 COEFICIENTE DE PONDERAÇÃO PARA E.L.S 34
1.12 COMBINAÇÕES DE AÇÕES 35
1.12.1 Combinações últimas normais 36
1.12.2 Combinações últimas especiais 36
1.12.3 Combinações últimas excepcionais 37
1.12.4 Combinações últimas de serviço 37
1.13 RESISTÊNCIAS 38
1.14 AÇÕES VARIÁVEIS DEVIDO AO VENTO 39
1.14.1 Pressão dinâmica 40
1.14.2 Coeficiente de pressão e de forma 43
1.15 DESLOCAMENTOS DE SEGUNDA ORDEM 46
1.16 BASE DE COLUNA 47

2 METODOLOGIA 49

3 SELEÇÃO DO PROJETO 50

3.1 DETERMINAÇÃO DO MODELO ESTRUTURAL 50
3.2 DESCRITIVO DO SOFTWARE UTILIZADO 53

4 DIMENSIONAMENTO DOS MODELOS. 55

4.1 NORMAS UTILIZADAS 55
4.2 TIPOS DE AÇOS 55
4.3 DESLOCAMENTOS 57
4.4 CONTENÇÃO LATERAL DOS PILARES E VIGAS 57
4.5 CARGA PERMANENTE 57
4.6 FATORES TOPOGRÁFICOS 58
4.7 SOBRECARGA NA COBERTURA 58
4.8 AÇÃO DO VENTO NA ESTRUTURA 59
4.9 FORÇA AXIAL 61
4.10 ESFORÇO CORTANTE 64
4.11 MOMENTO FLETOR 67
4.12 DESLOCAMENTOS 71

5 CONSUMO DE AÇO PARA PÓRTICO COM 6 M DE ESPAÇAMENTO 77

6 CONSUMO DE AÇO PARA PÓRTICO COM 8,5 M DE ESPAÇAMENTO 80

7 CONSUMO DE AÇO PARA PÓRTICO COM 10 M DE ESPAÇAMENTO 83
CONCLUSÃO..... 86
0REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS 88
ANEXO "A" - (Resumo das Verificação Feitas pelo Software para Pórticos e Fundações) 90
ANEXO "B" - (Verificação Completa Feita pelo Software para Terças de Cobertura e Laterais)..... 98

INTRODUÇÃO

O tema desta pesquisa é a analise de pórticos metálicos, limitando-se à investigação, com a utilização de software de análise e dimensionamento estrutural, do comportamento estrutural de pórticos. Este trabalho busca analisar qual modelo de engastamento em pórtico apresenta melhor eficiência estrutural, considerando altura, vãos livres e carregamentos predeterminados.

O objetivo geral desse trabalho é verificar o comportamento estrutural de pórticos metálicos fabricados com perfis de alma cheia utilizados em galpões industriais, verificar qual a influência dos engastamentos em sua estrutura.

Dentre os objetivos específicos estão:

- Identificar qual a concepção estrutural melhor distribui os esforços tornando a estrutura mais econômica;
- Verificar qual a influência dos engastamentos no comportamento da estrutura frente aos deslocamentos do pórtico;
- Verificar qual a influência dos engastamentos em termos de carregamentos nas fundações.

No atual estágio de desenvolvimento da sociedade, é impossível imaginar o mundo sem o uso do aço. A produção de aço é um forte indicador do estágio de desenvolvimento econômico de um país. Seu consumo cresce proporcionalmente à construção de edifícios, execução de obras públicas, instalação de meios de comunicação e produção de equipamentos. Esses materiais já se tornaram corriqueiros no cotidiano, porém, fabricá-los exige técnica que deve ser renovada de forma cíclica, por isso, o investimento constante das siderúrgicas em pesquisa. O início e o processo de aperfeiçoamento do uso do ferro representaram grandes desafios e conquistas para a humanidade.

Segundo Ramos (2009), a globalização do mercado se tornou cada vez mais competitivo, fez com que o valor econômico dos empreendimentos industriais passasse a ser um parâmetro muito importante para a construção civil e, em particular, para as empresas que fabricam estruturas metálicas. Os projetos atuais devem combinar três aspectos fundamentais: segurança, economia e durabilidade. Esses aspectos atestam a competitividade de um projeto.

Quando se fala em construir, nos dias de hoje, em primeiro lugar o que se leva em consideração, sem dúvida é o custo da obra. Os galpões em pórticos de aço, de uso comercial ou industrial, são soluções econômicas e versáteis para uma larga faixa de vãos e uma

infinidade de aplicações, tais como: pequenas fábricas, depósitos, lojas, academias, ginásios cobertos, garagens, etc.

É importante conhecer todas as tipologias dos galpões em pórticos e suas características, de forma a empregar sempre a concepção mais econômica e adequada para cada obra.

Os galpões em pórtico de alma cheia são as mais limpas, com menor número de elementos, a fabricação facilitada, a montagem é mais rápida e a manutenção é mais simples.

Por isso, essa investigação procura entender melhor a influência dos pórticos considerados em seu dimensionamento com base engastada comparando com os dados obtidos nos pórticos dimensionados com base simplesmente apoiada.

1 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

1.1 HISTÓRICO DO AÇO

Segundo Bellei at. al (2004), evidências indicam que a primeira obtenção do ferro aconteceu aproximadamente 6 mil anos a.C, em algumas civilizações como as do Egito, Babilônia e Índia. Devido a sua raridade, o ferro era considerado um material nobre, tendo sua utilização limitada a fins militares e adornos em construções.

Também conforme Bellei (2004), as primeiras obras em aço datam de 1750, quando se descobriu a maneira de produzi-lo industrialmente, sendo que o primeiro material siderúrgico empregado na construção foi o ferro fundido. Entre 1780 e 1820 construíram pontes em arco ou treliçadas com elementos de ferro fundido trabalhando sobre compressão. A Inglaterra construiu em 1779 a primeira ponte sobre o rio Severn com a forma de arco em um vão de 30 metros. Em 1812 iniciou a fabricação em ferro no Brasil e acredita-se que a primeira obra a utilizar o ferro pudlado[1], fundido no Brasil, foi em Niterói, no estaleiro de Mauá, onde se construiu a ponte Paraíba do Sul, com cinco vãos de 30 metros, datados no ano de 1857.

Pfeil (2000), complementa que, em meados do século XIX, declinou-se o uso do ferro fundido em favor do ferro laminado que oferece maior segurança. Em 1856, o inglês Henry Bessemer inventou o forno, permitindo a fabricação, em grande escala, e, substituindo rapidamente, o ferro fundido.

Até meados do século XX, utilizou-se em construções quase que exclusivamente, o aço-carbono, com resistência à ruptura de cerca de 370 MPa. A partir de 1950 começaram a ser empregados aços de maior resistência e os aços de baixa liga, sem ou com tratamento térmico usados nos pontos de maiores tensões.

Atualmente, na construção metálica brasileira, os edifícios industriais são responsáveis por grande parte dos empreendimentos em estruturas metálicas. Nesse importante segmento, as estruturas de um só pavimento são as mais utilizadas, onde se requer soluções econômicas e versáteis para uma larga faixa de vãos e uma ampla gama de aplicações, tais como: fábricas, lojas, academias, ginásios poliesportivos, garagens, etc. Diversos sistemas estruturais devem ser empregados na composição da estrutura de edifícios de um só pavimento. Os sistemas

[1] Ferro pudlado é um produto siderúrgico obtido no estado pastoso com numerosas partículas de escoria em virtude de seu processo particular de fabricação: vazado em moldes e depois “pudlado”, quer dizer, agitado ao ar por meio de barras, para a redução do teor de carbono, com consequente formação do aço.

formados por pórticos planos transversais estabilizados longitudinalmente por contraventamentos são os mais comuns e, normalmente, levam a estrutura simples, sem interferência, de grande velocidade construtiva e econômica. Estas características levam a disseminação do uso desses sistemas para edifícios industriais de um só pavimento.

1.2 CONCEITOS GERAIS

Conforme capítulo 2 da apostila da UFPR,[2] alguns requisitos mínimos de qualidade devem ser atendidos pelas estruturas, durante sua construção e ao longo de toda sua vida útil. Esses requisitos de qualidade podem ser classificados em:

- Capacidade resistente, que consiste, basicamente, na segurança quanto à ruína, que pode ser devido à ruptura de partes da estrutura ou à própria estabilidade da estrutura como um todo. Para atendimento a essa condição, são definidos os Estados Limites Últimos. Entende-se, portanto, que verificar os Estados Limites Últimos de uma estrutura, ou de qualquer de seus elementos componentes, significa garantir a segurança quanto à ruína da mesma;
- Desempenho em serviço, que consiste na capacidade da estrutura manter-se em condições plenas de utilização, não devendo apresentar deformações ou vibrações, que comprometam, em parte ou totalmente, o uso para que foram projetadas ou deixem dúvidas com relação à sua segurança. Essa condição está atendida quando se faz a verificação dos Estados Limites de Serviço;
- Durabilidade, que consiste na capacidade da estrutura resistir às influências ambientais previstas.

Nessa última condição estão contidas tanto procedimentos de norma (espessuras e dimensões mínimas, por exemplo) como práticas de projeto (drenagem adequada) que asseguram a durabilidade dos elementos estruturais.

As condições quanto à qualidade também devem atender os seguintes requisitos:

- Arquitetônicas;
- Funcionais;
- Construtivas;
- Estruturais;

[2] Site acessado em 17/04l/2012: <www.cesec.ufpr.br/disciplinas/metalicas/Apostila/Capitulo2.pdf >

- De integração com os demais projetos (elétrico, hidráulico, ar condicionado, etc.);
- Econômicas.

As exigências relativas à capacidade resistente e ao desempenho em serviço deixam de ser satisfeitas quando são ultrapassados os chamados estados limites.

No caso de tipos especiais de estruturas, devem ser atendidas exigências particulares estabelecidas em normas nacionais. Exigências particulares podem, por exemplo, consistir em resistência a explosões, ao impacto, aos sismos ou ainda relativas à estanqueidade, ao isolamento térmico ou acústico.

1.3 VANTAGENS E DESVANTAGENS DAS ESTRUTURAS EM AÇO

Conforme apresentado no Portal Metálica[3], podemos citar as vantagens na construção em aço como sendo:

- Tempo de execução menor: A estrutura metálica é projetada para fabricação industrial e seriada dessa forma levando a um menor tempo de fabricação e montagem;
- Confiabilidade maior: O aço é um material de obtenção controlada e é um material homogêneo, com limites de escoamento e ruptura e módulo de elasticidade bem definidos;
- Menos entulho: Devido à ausência de escoramento e fôrmas;
- Maior facilidade de transporte e manuseio: As peças de aço são menores, com menor peso relativo, isso devido a sua maior resistência, facilitando assim o carregamento, transporte e manipulação;
- Maior facilidade de ampliação: É bastante frequente a necessidade de ampliação de estruturas industriais, ocasião em que a expansão deve ser executada sem interferir nas outras atividades: isso só é possível devido à precisão e menores dimensões das peças e à fabricação fora do local da obra;
- Maior facilidade de montagem: Sendo a estrutura de aço feita em regime de fabricação industrial, a equipe montadora já recebe as peças nos tamanhos definidos, com as extremidades preparadas para soldagem ou parafusamento

[3] Site acessado em 30/0412: <http://metalica.com.br/vantagens-da-construcao-em-aco >.

durante a montagem,sendo rápida e eficiente, feita com mão de obra qualificada e equipamentos leves;

- Facilidade de desmontagem e reaproveitamento: As estruturas em aço permitem a desmontagem e a transferência de local reaproveitando suas peças;
- Facilidade de vencer grandes vãos: O aço permite a fabricação de vários conceitos construtivos tendo varias alternativas para vencer grandes distâncias;
- Precisão das dimensões dos componentes estruturais: As tolerâncias para estruturas de aço podem atingir tolerâncias milimétricas para as peças que a compõem;
- Maior facilidade de reforço: Em casos que houver a necessidade de aumento de carga é possível reforçar a estrutura através de colocação de peças soldadas ou parafusadas;
- Redução da carga nas fundações: A grande consequência da alta resistência do aço aos esforços de tração, compressão e cisalhamento é o enorme alívio de cargas para as fundações. As estruturas em aço são cerca de 6 vezes menos pesadas que as estruturas em concreto.

E, como desvantagens, podemos citar:

- Limitação de execução em fábrica, em função do transporte até o local de sua montagem final;
- Necessidade de tratamento superficial das peças contra a oxidação devido ao contato com o ar atmosférico;
- Necessidade de mão de obra e equipamentos especializados para sua fabricação e montagem;
- Limitação de fornecimento de perfis estruturais.

1.4 CLASSIFICAÇÃO DOS AÇOS ESTRUTURAIS

Os aços são classificados segundo sua composição química, sendo que 98% de sua composição é o ferro e o restante é dividido em pequenas quantidades de carbono, silício, enxofre, fósforo e manganês, dessas, o carbono é o que maior efeito exerce sobre o aço.

Dentre as principais propriedades dos aços estruturais, podemos citar sua alta resistência mecânica e sua ductibilidade, que é a capacidade do aço se deformar antes de haver ruptura.

Os aços utilizados em estruturas podem ser divididos em dois grandes grupos:

- *Aço Carbono*: O carbono produz um aumento de resistência em relação ao ferro puro e em menor escala pelo manganês. As porcentagens de carbono podem variar de 0,15% a 1,7% sendo classificados como: baixo, moderado, médio e alto carbono. Quanto maior a porcentagem de carbono maior a resistência. No entanto, sua ductibilidade é diminuída, tornando o material mais quebradiço e, sua soldabilidade também é reduzida consideravelmente;
- *Aço de baixa liga*: Para melhorar algumas das propriedades mecânicas são acrescidos elementos de liga, tais como: cromo, cobre, manganês, molibdênio, níquel, fósforo, vanádio, zircônio. Através da modificação da microestrutura, essas ligas conseguem elevar a resistência, atingindo uma faixa de carbono em torno de 0,20%, permitindo, assim, uma boa soldabilidade sem preocupações especiais.

Tanto o aço carbono quanto o de baixa liga podem sofrer tratamentos térmicos para aumentar sua resistência, mas, como isto reduz sua soldabilidade, torna-se pouco usual em estruturas.

Quadro 1: Aço de uso freqüente especificados pela ASTM para uso estrutural

Classificação	Denominação	Produto	Grupo de perfil[a b] ou faixa de espessura disponível	Grau	f_y MPa	f_u MPa
Aços-carbono	A36	Perfis	1, 2 e 3	-	250	400 a 550
		Chapas e barras [c]	$t \leq 200$ mm			
	A500	Perfis	4	A	230	310
				B	290	400
Aços de baixa liga e alta resistência mecânica	A572	Perfis	1, 2 e 3	42	290	415
				50	345	450
				55	380	485
			1 e 2	60	415	520
				65	450	550
		Chapas e barras [c]	$t \leq 150$ mm	42	290	415
			$t \leq 100$ mm	50	345	450
			$t \leq 50$ mm	55	380	485
			$t \leq 31,5$ mm	60	415	520
				65	450	550
	A992 [d]	Perfis	1, 2 e 3	-	345 a 450	450
Aços de baixa liga e alta resistência mecânica resistentes à corrosão atmosférica	A242	Perfis	1	-	345	485
			2	-	315	460
			3	-	290	435
		Chapas e barras [c]	$t \leq 19$ mm	-	345	480
			19 mm $< t \leq 37,5$ mm	-	315	460
			37,5 mm $< t \leq 100$ mm	-	290	435
	A588	Perfis	1 e 2	-	345	485
		Chapas e barras [c]	$t \leq 100$ mm	-	345	480
			100 mm $< t \leq 125$ mm	-	315	460
			125 mm $< t \leq 200$ mm	-	290	435
Aços de baixa liga temperados e auto-revenidos	A913	Perfis	1 e 2	50	345	450
				60	415	520
				65	450	550

Fonte: ABNT NBR 8800:2008

Quanto à forma de obtenção das geometrias dos aços, elas podem ser classificadas como perfis laminados, perfis em chapa dobrada e perfis compostos.

Os perfis laminados apresentam grande eficiência estrutural e podem apresentar as seguintes geometrias:

Cantoneiras de abas iguais

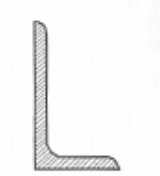
A) Cantoneira de abas desiguais

B) U padrão

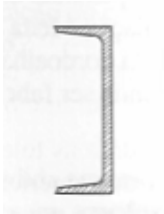
C) I padrão

D) H padrão

A)



B)



C)

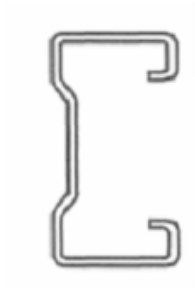
D)

E)

Os Perfis de chapas dobradas são feitos em prensas especiais, os quais limitam os raios internos para impedir o fissuramento do metal. Esses perfis produzem um problema de instabilidade estrutural não presente nos perfis laminados.

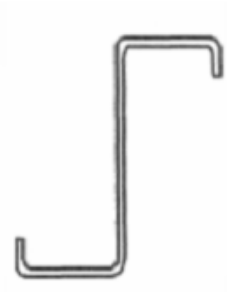
A) Perfil U
B) Perfil complexo
C) Perfil S
D) Perfil Z

A)



B)

C)



D)

Os perfis compostos são formados pela união, normalmente através de solda, de perfis dobrados ou laminados, empregados, geralmente para atender as necessidades de cálculo, como, por exemplo, quando se deseja uma maior inércia nas duas direções principais.

A) Perfil I soldado

B) Tubo retangular soldado

C) Tubo quadrado soldado

D) Duplo I soldado

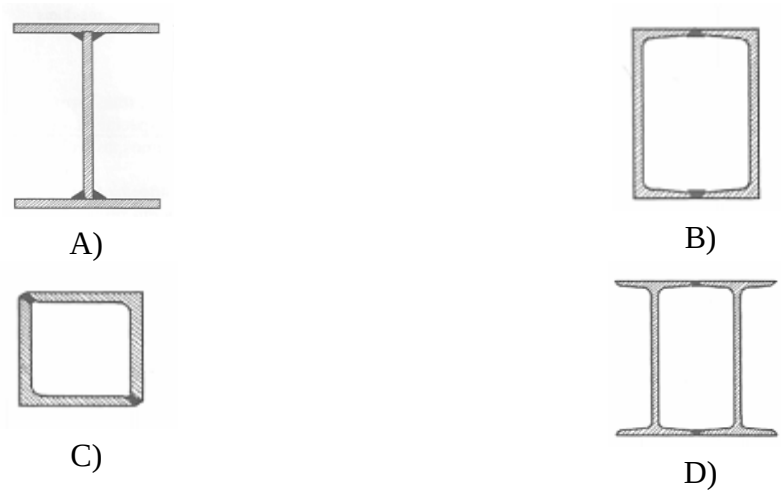
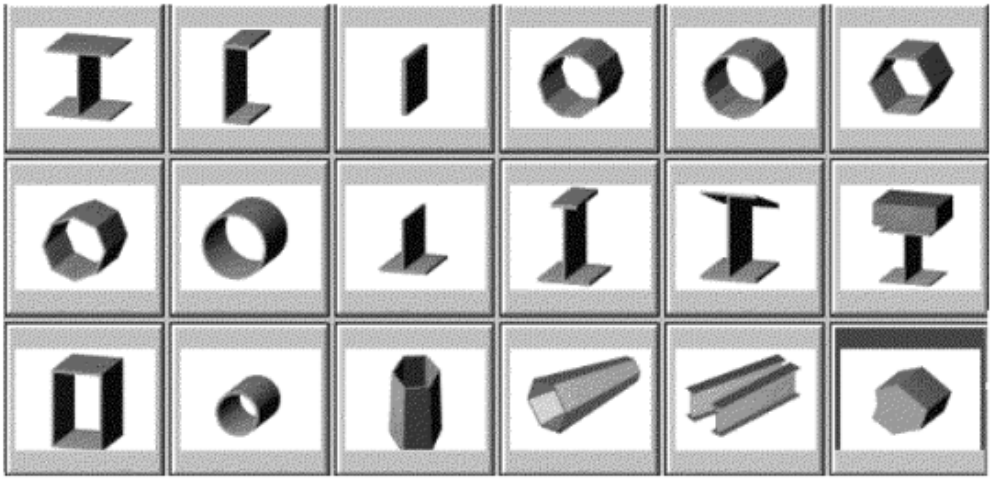
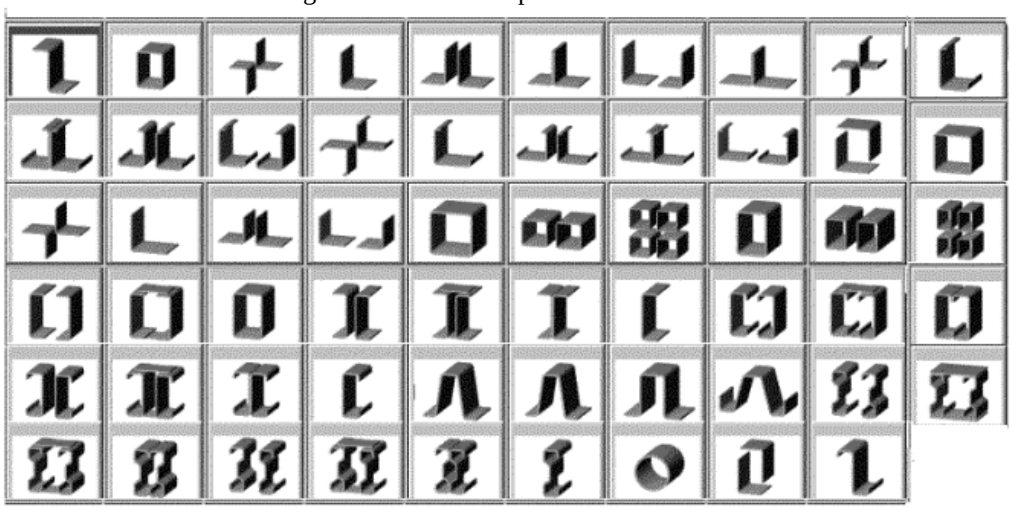


Figura 1 – Perfis Laminados



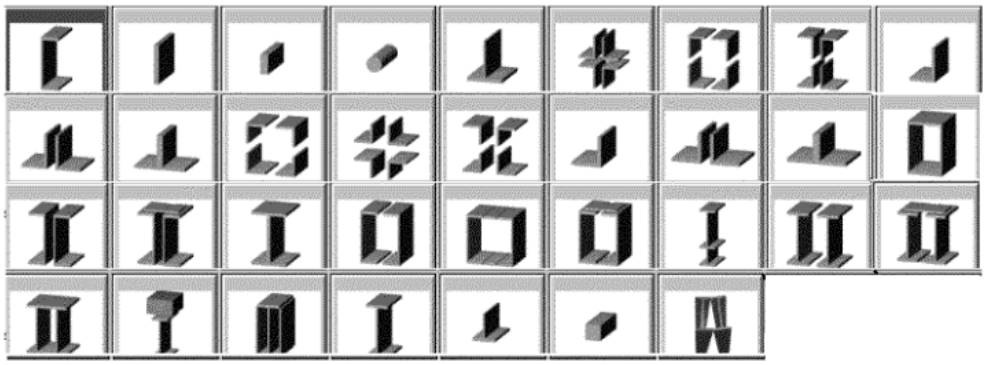
Fonte: Apostila Novo Metal 3D, Memorial de Calculo (2010)

Figura 2 – Perfis Compostos



Fonte: Apostila Novo Metal 3D, Memorial de Calculo (2010)

Figura 3 – Perfis enformados

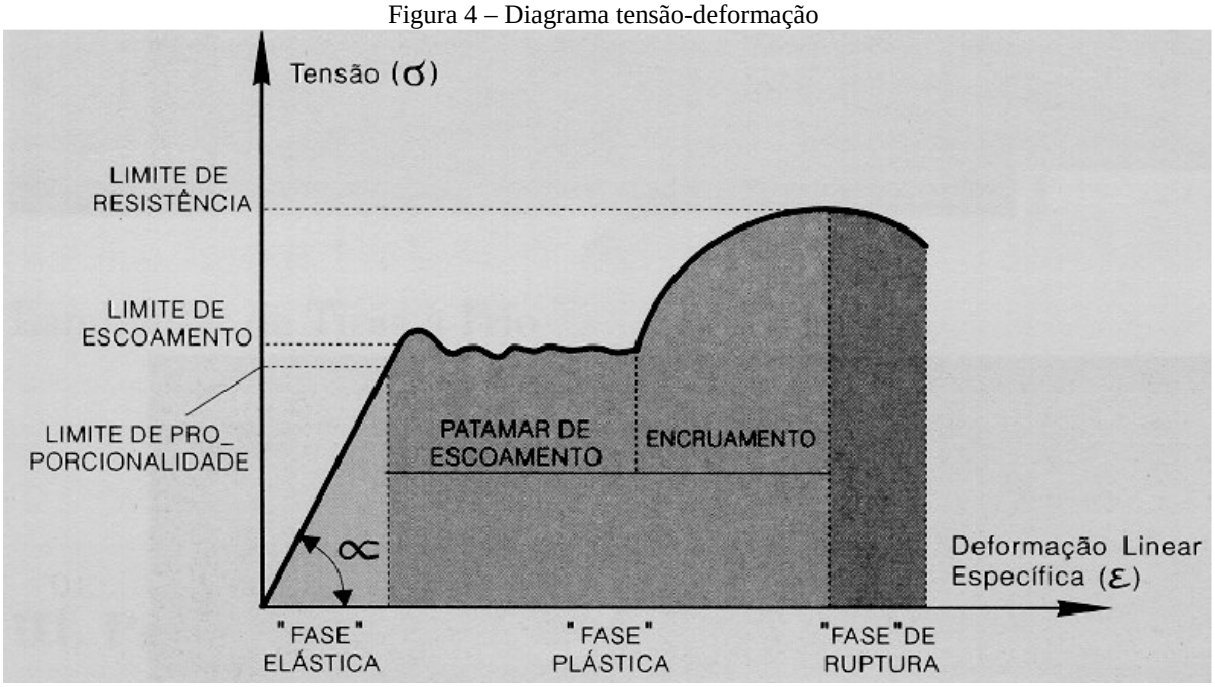


Fonte: Apostila Novo Metal 3D, Memorial de Calculo (2010)

1.5 DIAGRAMA TENSÃO E DEFORMAÇÃO PARA AÇOS DÚCTEIS

De acordo com Palma (2007), ao solicitar um corpo de prova ao esforço normal de tração, no caso de aços dúcteis que possuem um patamar de escoamento, é possível retirar valores importantes para a determinação das propriedades dos aços estruturais. O diagrama de tensão e deformação mostra a relação aplicada entre a tensão aplicada e a deformação resultante.

Figura 4 – Diagrama tensão-deformação



Fonte: Apostila Estruturas Metálicas FAG 2007

O gráfico apresenta uma constante de proporcionalidade, chamada de módulo de elasticidade ou módulo de deformação longitudinal. O limite de escoamento é o valor constante da tensão em sua fase plástica. Patamar de encruamento é quando a estrutura interna do aço se rearranja, havendo um ganho de resistência. O limite de escoamento pode ser calculado dividindo a carga máxima que ele suporta antes de escoar pela área da seção inicial do corpo de prova.

1.6 DISPOSITIVOS DE LIGAÇÃO

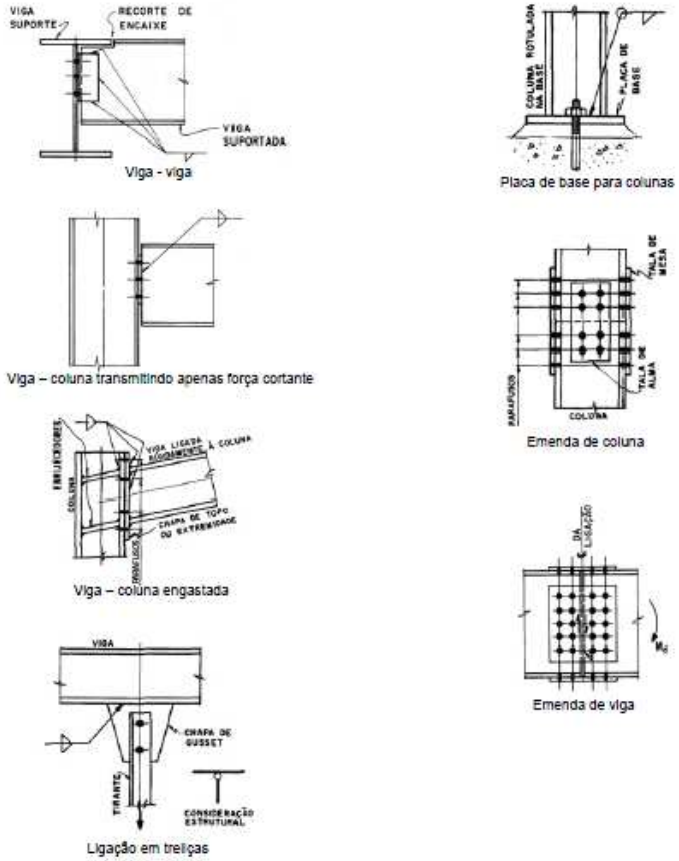
Os elementos que promovam a união de peças entre si podem ser chamados de dispositivos de ligação. Os elementos de ligação e os meios de ligação compõem os dispositivos de ligação. Entre os elementos mais utilizados para facilitar a transmissão de esforços podemos citar:

- enrijecedores;
- chapas de ligação;
- placas de base;
- cantoneiras;
- consolos;

- telas de emenda e
- parte das peças ligadas envolvidas localmente na ligação.

Os meios de ligação são elementos utilizados para promover a união entre as partes da estrutura, e os métodos mais utilizados para ligações de peças metálicas são os parafusos e a solda elétrica.

Figura 5 – Exemplos dos principais tipos de ligação em estrutura de aço



Fonte: Manual de Construção em Aço – CBCA -2011

1.6.1 Ligações por solda

A soldagem é a técnica de unir duas ou mais partes construtivas de um todo por meio de fusão de eletrodos metálicos. A fusão acontece pela alta temperatura gerada por um arco voltaico o qual funde os materiais e, após o resfriamento, permanecem ligados, constituindo apenas um corpo.

A NBR 8800:2008 recomenda a aplicação das disposições contidas na AWS (American Welding Society) para a especificação dos materiais de soldagem e apresenta quatro processos de soldagem:

- Soldagem com eletrodo revestido;
- Soldagem com proteção gasosa;
- Soldagem com fluxo no núcleo;
- Soldagem a arco submerso.

As soldas podem ser classificadas pela posição em:

- Planas;
- Horizontais;
- Verticais;
- Sobre cabeça.

E classificadas quanto ao tipo em:

- Filete;
- Entalhe;
- Chanfro;
- Ranhura;
- Tampão.

Quadro 2: Resistência a tração do metal de solda

Metal da solda	f_w MPa
Todos os eletrodos com classe de resistência 6 ou 60	415
Todos os eletrodos com classe de resistência 7 ou 70	485
Todos os eletrodos com classe de resistência 8 ou 80	550

Fonte: ABNT NBR 8800:2008

Vantagens:

- Economia de material, devido à eliminação de chapas de ligação em relação a estruturas parafusadas;
- Maior rigidez, componentes da estrutura soldados um ao outro, formando uma única peça;
- Podem ser feitas modificações e corrigir erros durante a montagem, com menor custo que as parafusadas;
- Menor quantidade de peças.

Desvantagens:

- Para grandes extensões, as estruturas soldadas sofrem com efeito acumulativo das retrações;
- A energia elétrica pode ser insuficiente no local da montagem das estruturas, requerendo geradores para suprir a necessidade;
- Exige uma maior análise de fadiga, podendo reduzir as tensões admissíveis;
- Maior tempo de montagem em obra.

1.6.2 Ligação por parafuso

As ligações parafusadas, também usadas em grande escala, podem ser feitas com parafusos comuns de baixo carbono ou parafusos de alta resistência.

Os parafusos de baixo carbono são utilizados para junções do tipo contato, onde o parafuso será solicitado ao cisalhamento pelo deslizamento das peças, à tração ou a ambos os esforços juntos.

Já, os parafusos de alta resistência, permitem um alto torque no seu firmamento, causando uma maior pressão de contato entre as áreas, evitando o deslizamento entre as partes conectadas e provocando o cisalhamento por atrito.

A ligação por contato é indicada para carregamentos predominantes estáticos, onde um eventual deslizamento não venha afetar a vida útil do parafuso e o comportamento global da estrutura.

A ligação por atrito é indicada para carregamentos dinâmicos e para casos em que qualquer deslizamento entre as partes ligadas possa afetar o comportamento previsto para a estrutura.

Quadro 3: Materiais usados em parafusos

Especificação	f_{yb} MPa	f_{ub} MPa	Diâmetro d_b	
			mm	pol
ASTM A307	-	415	-	$1/2 \leq d_b \leq 4$
ISO 898-1 Classe 4.6	235	400	$12 \leq d_b \leq 36$	-
ASTM A325 [a]	635 560	825 725	$16 \leq d_b \leq 24$ $24 < d_b \leq 36$	$1/2 \leq d_b \leq 1$ $1 < d_b \leq 1½$
ISO 4016 Classe 8.8	640	800	$12 \leq d_b \leq 36$	-
ASTM A490	895	1035	$16 \leq d_b \leq 36$	$1/2 \leq d_b \leq 1½$
ISO 4016 Classe 10.9	900	1000	$12 \leq d_b \leq 36$	-

[a] Disponíveis também com resistência à corrosão atmosférica comparável à dos aços AR 350 COR ou à dos aços ASTM A588

Fonte: ABNT NBR 8800:2008

Vantagens:

- Agilidade nas ligações de campo;
- Economia quanto ao consumo de energia, podendo ser utilizada onde há pouca energia disponível;
- Uso de poucas pessoas, sem muita qualificação, como é o caso de soldadores;
- Melhor resposta às tensões de fadiga.

Desvantagens:

- Verificação das áreas líquidas e esmagamento, o que, muitas vezes, exige reforço;
- Previsão antecipada da quantidade de parafuso, porcas e arruelas;
- Uso de poucas pessoas sem a muita qualificação como é o caso de soldadores.

1.7 EDIFÍCIOS INDUSTRIAIS E TIPOLOGIA

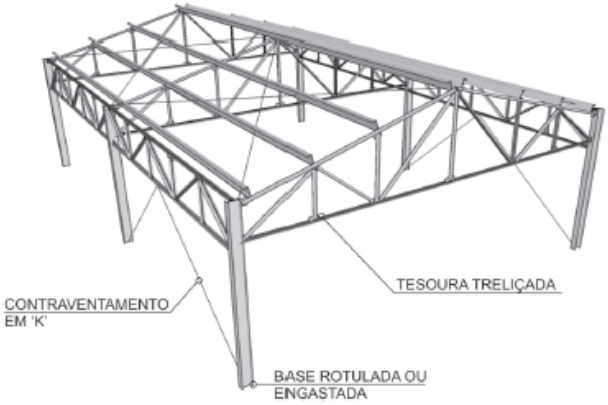
De acordo com Bellei (2004), os edifícios industriais geralmente são construções de um único pavimento composto por pórticos, regulamente espaçado, que tem por finalidade cobrir grandes áreas destinadas a diversos fins tais como: lojas, estacionamentos, fábricas, depósitos, oficinas, entre outros.

Alguns critérios devem ser analisados ao se planejar um edifício industrial, como: locação, dimensões dos equipamentos que serão abrigados, circulação, movimentação de cargas, iluminação e aeração, condições e tipo de terreno.

Alguns tipos de edifícios industriais são mostrados a seguir:

A. Edifícios com coluna simples e tesoura: Possivelmente, o sistema mais barato, pois o peso da estrutura por unidade de área é muito baixo, conseguindo-se reduzir os deslocamentos horizontais e os momentos nas colunas. São indicados para inclinações maiores que 15%.

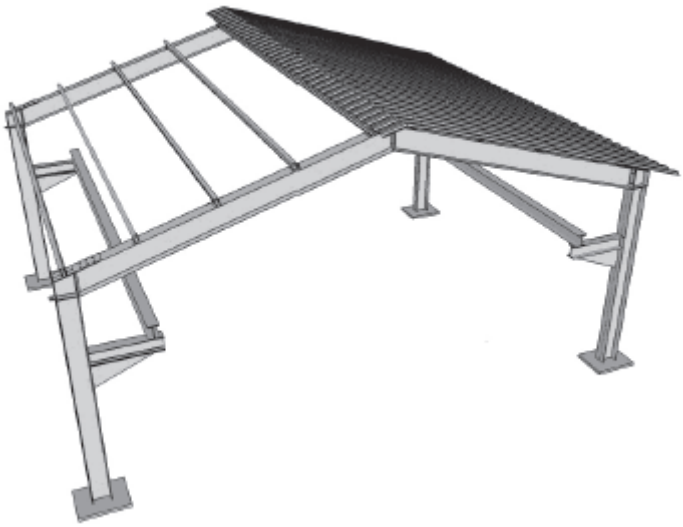
Figura 6 – Pórtico com tesoura treliçada



Fonte: Galpões para Usos Gerais (2010)

B. Edifício com coluna simples de alma cheia, para ponte rolante: Quando é necessário a movimentação de cargas suspensas, opta-se por pontes rolantes. Para essa tipologia, a capacidade máxima recomendada é de 15 tf ou uma reação máxima de 25 t.

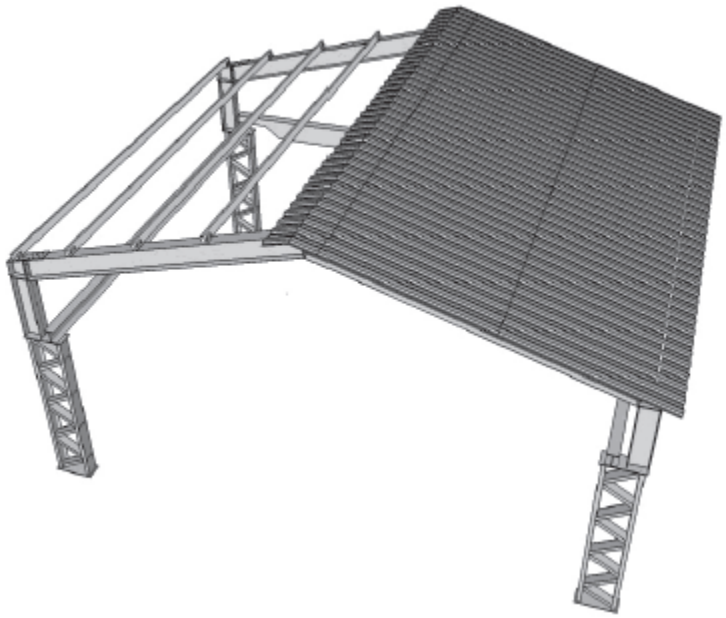
Figura 7 – Pórtico de alma cheia com ponte rolante



Fonte: Galpões para Usos Gerais (2010)

C. Edifício com coluna treliçada: As vigas de rolamento são sustentadas por uma coluna treliçada. Para galpões com pontes rolantes pesadas ou de grandes vãos livres, a utilização de uma segunda coluna, apenas para o apoio das vigas de rolamento, tornará o conjunto bastante eficiente, desde que se trave uma coluna na outra, dando a rigidez necessária para resistir às cargas horizontais da ponte rolante.

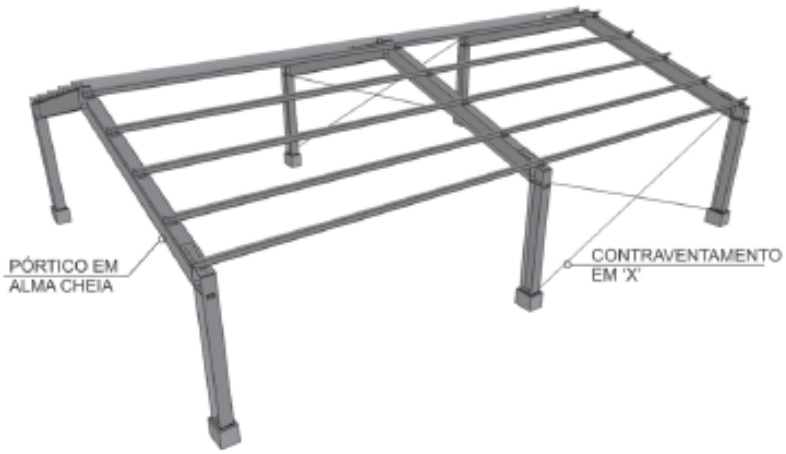
Figura 8 – Pórtico com coluna treliçada



Fonte: Galpões para Usos Gerais (2010)

D. Edifícios com pórticos em alma cheia: Tipo duas águas, estrutura simples e simétrica, com cobertura inclinada, e tem vão livre de 10m a 45m e altura de 4m a 12m. O grau da inclinação da cobertura (caimento da água) fica entre 5 e 20 % do tamanho do vão livre e espaçamento entre os pórticos entre 6m e 12m. As concepções de alma cheia são as mais limpas, com menor número de elementos, têm a fabricação facilitada, sua montagem é mais rápida, a manutenção é mais simples, mas consomem mais aço. Como consomem muito menos serviços para a sua execução, os custos finais são competitivos e são indicadas para os galpões pequenos e médios.

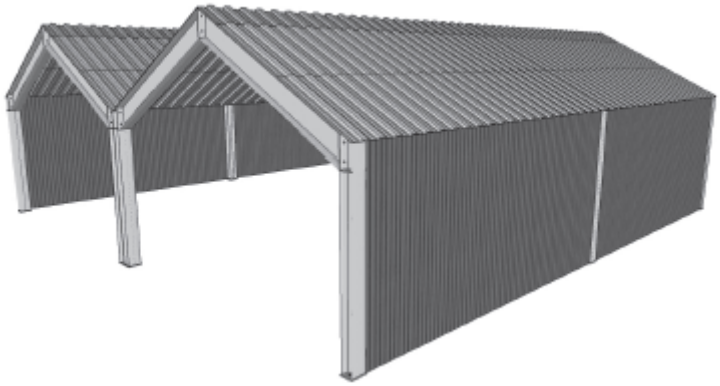
Figura 9 – Pórtico de alma cheia sem ponte rolante



Fonte: Galpões para Usos Gerais (2010)

E. Edifícios com vãos múltiplos: Tem a finalidade de atingir vãos maiores.

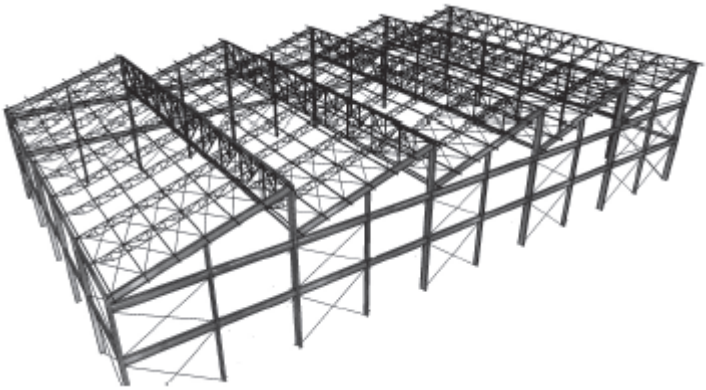
Figura 10 – Pórtico de vãos múltiplos



Fonte: Galpões para Usos Gerais (2010)

F. Estrutura tipo *Shed*: Edifícios de grandes vãos, normalmente utilizado em indústrias.

Figura 11 – Estrutura tipo *shed*



Fonte: Galpões para Usos Gerais (2010)

1.8 SEGURANÇA E ESTADOS LIMITES

A NBR 8800/2008 aplica para o dimensionamento de estruturas metálicas o método dos estados limites. Um estado limite ocorre quando a estrutura deixa de atender algum de seus objetivos. Eles podem ser divididos em:

- Estados limites últimos: considera a resistência da estrutura quando submetida a carregamentos excessivos que levam, consequentemente, ao colapso da estrutura, podendo ser estes: flambagem, resistência dúctil, flambagem máxima, fratura, torção ou deslizamento. No caso da segurança ser verificada isoladamente a solicitação de projeto S_d deve ser menor que a resistência de projeto R_d dado pela expressão:

$$R_d \geq S_d$$

- Estados limites de serviço: ou estado limite de utilização, considera as cargas de serviço ou de utilização da estrutura, e incluem deformações e vibrações excessivas que provocam efeitos não compatíveis às condições de uso da estrutura. As condições usuais referentes ao estado limite de serviço e dada pela expressão:

$$S_{ser} \leq S_{lim}$$

1.9 CARGAS E COMBINAÇÕES DE CARGA

As cargas que atuam sobre uma estrutura podem ser isoladas ou combinadas umas com as outras, e devem ser levadas em consideração para o cálculo do principio estático das construções. As seguintes cargas devem ser consideradas para o dimensionamento, segundo a NBR 8800 e outras que possam surgir em casos especiais:

1. Carga permanente
    1.1. Ações Permanentes diretas
    1.2. Ações Permanentes indiretas
2. Cargas variáveis
3. Ações excepcionais

1.9.1 Cargas permanentes diretas

A carga permanente é considerada como uma carga vertical que é composta pelo peso da estrutura, incluindo todos os materiais de acabamento, como: cobertura, instalações elétricas, tapamentos, chapas de piso etc., suportados pela estrutura. A variação, na avaliação desta carga, deve ficar abaixo de 10% do previsto com o realizado, a fim de não comprometer a margem de segurança.

1.9.2 Cargas permanentes indiretas

São consideradas cargas permanentes indiretas ações como proteção, recalque de apoios e retrações de materiais.

1.9.3 Cargas variáveis

Para as cargas variáveis podem ser consideradas as cargas acidentais de construção ou cargas que tem uma grande probabilidade de ocorrer durante o tempo de existência da construção. Podem ser elas: cargas de impacto, efeitos do vento, frenagem, pressões hidrostáticas ou hidrodinâmicas.

1.9.4 Cargas excepcionais

Essas ações têm duração extremamente curta e probabilidade muito baixa de ocorrência durante a vida da construção, mas que devem ser consideradas nos projetos de determinadas estruturas. As explosões, choque de veículos, incêndios, enchentes e sismos são exemplos de ações excepcionais.

1.10 COEFICIENTE DE PONDERAÇÃO PARA E.L.U.

Os coeficientes γ_f de ponderações das ações são o produto de dois outros coeficientes, $\gamma_{f\,1}$ e γ_{f3} sendo que o coeficiente Ψ_0 faz o papel do terceiro coeficiente γ_{f2} onde:

- γ_{f1} é o coeficiente que considera a variabilidade das ações;
- γ_{f2} é o coeficiente que considera a simultaneidade de atuação da ações;
- γ_{f3} é o coeficiente que considera possíveis erros de avaliação dos efeitos das ações.

O desdobramento do coeficiente γ_f permite que os valores gerais especificados possam ser discriminados em função de peculiaridade dos diferentes tipos de estruturas e de materiais de construção considerados.

1.11 COEFICIENTE DE PONDERAÇÃO PARA E.L.S

Em geral, é tomado como 1,0 o valor de γ_f o coeficiente de ponderação para estados limites de serviço, salvo exigência em contrário, expressa em norma especifica.

Quadro 4: Valor dos coeficientes de ponderação das ações $\gamma_f = \gamma_{f1}\ \gamma_{f3}$

Combinações	Ações permanentes (γ_g) [a c]					
	Diretas					Indiretas
	Peso próprio de estruturas metálicas	Peso próprio de estruturas pré-moldadas	Peso próprio de estruturas moldadas no local e de elementos construtivos industrializados e empuxos permanentes	Peso próprio de elementos construtivos industrializados com adições *in loco*	Peso próprio de elementos construtivos em geral e equipamentos	
Normais	1,25 (1,00)	1,30 (1,00)	1,35 (1,00)	1,40 (1,00)	1,50 (1,00)	1,20 (0)
Especiais ou de construção	1,15 (1,00)	1,20 (1,00)	1,25 (1,00)	1,30 (1,00)	1,40 (1,00)	1,20 (0)
Excepcionais	1,10 (1,00)	1,15 (1,00)	1,15 (1,00)	1,20 (1,00)	1,30 (1,00)	0 (0)

	Ações variáveis (γ_q) [a d]			
	Efeito da temperatura [b]	Ação do vento	Ações truncadas [e]	Demais ações variáveis, incluindo as decorrentes do uso e ocupação
Normais	1,20	1,40	1,20	1,50
Especiais ou de construção	1,00	1,20	1,10	1,30
Excepcionais	1,00	1,00	1,00	1,00

[a] Os valores entre parênteses correspondem aos coeficientes para as ações permanentes favoráveis à segurança; ações variáveis e excepcionais favoráveis à segurança não devem ser incluídas nas combinações.

[b] O efeito de temperatura citado não inclui o gerado por equipamentos, o qual deve ser considerado ação decorrente do uso e ocupação da edificação.

[c] Nas combinações normais, as ações permanentes diretas que não são favoráveis à segurança podem, opcionalmente, ser consideradas todas agrupadas, com coeficiente de ponderação igual a 1,35 quando as ações variáveis decorrentes do uso e ocupação forem superiores a 5 kN/m², ou 1,40 quando isso não ocorrer. Nas combinações especiais ou de construção, os coeficientes de ponderação são respectivamente 1,25 e 1,30, e nas combinações excepcionais, 1,15 e 1,20.

[d] Nas combinações normais, se as ações permanentes diretas que não são favoráveis à segurança forem agrupadas, as ações variáveis que não são favoráveis à segurança podem, opcionalmente, ser consideradas também todas agrupadas, com coeficiente de ponderação igual a 1,50 quando as ações variáveis decorrentes do uso e ocupação forem superiores a 5 kN/m², ou 1,40 quando isso não ocorrer (mesmo nesse caso, o efeito da temperatura pode ser considerado isoladamente, com o seu próprio coeficiente de ponderação). Nas combinações especiais ou de construção, os coeficientes de ponderação são respectivamente 1,30 e 1,20, e nas combinações excepcionais, sempre 1,00.

[e] Ações truncadas são consideradas ações variáveis cuja distribuição de máximos é truncada por um dispositivo físico, de modo que o valor dessa ação não possa superar o limite correspondente. O coeficiente de ponderação mostrado nesta Tabela se aplica a este valor-limite.

Fonte: ABNT NBR 8800:2008

1.12 COMBINAÇÕES DE AÇÕES

Para cada caso de dimensionamento estrutural deve ser considerado o conjunto das ações atuantes que não são desprezíveis e que possam atuar simultaneamente durante um período de tempo. Essas ações devem ser combinadas de várias maneiras, a fim de determinar os efeitos mais desfavoráveis e devem ser feitos combinações para verificar todos os possíveis estados limites da estrutura.

1.12.1 Combinações últimas normais

Em cada combinação devem figurar: as ações permanentes e a ação variável principal, com seus valores característicos e as demais ações variáveis, consideradas como secundárias, com seus valores reduzidos de combinação, conforme NBR 8681.

De modo geral, as combinações últimas usuais de ações deverão considerar:

- esgotamento da capacidade resistente de elementos estruturais;
- perda de equilíbrio como corpo rígido

A equação para o cálculo de solicitações, considerando o possível esgotamento da capacidade resistente de elementos estruturais, pode ser representada por:

$$F_{\mathrm{d}} = \sum_{\mathrm{i=1}}^{\mathrm{m}} (\gamma_{\mathrm{g1}} F_{\mathrm{Gi,k}}) + \gamma_{\mathrm{q1}} F_{\mathrm{Q1,k}} + \sum_{\mathrm{j=2}}^{\mathrm{n}} (\gamma_{\mathrm{qj}}\ \Psi_{\mathrm{Oj}} F_{\mathrm{Qj,k}}) \qquad \text{Eq. 1}$$

1.12.2 Combinações últimas especiais

Em cada combinação devem figurar: as ações permanentes e uma ação variável especial (carregamentos especiais são transitórios, com duração muito pequena em relação ao período de vida útil da estrutura), quando existir, com seus valores característicos e as demais ações variáveis com probabilidade não desprezível de ocorrência simultânea, com seus valores reduzidos de combinação, conforme NBR 8681. Caso exista a possibilidade da ocorrência de carregamentos durante a construção que provoquem estados limites últimos, estes deverão ser verificados, tratando-se o carregamento de construção como uma ação especial, para efeito de aplicação da expressão do carregamento.

As combinações últimas de ações deverão considerar o esgotamento da capacidade resistente de elementos estruturais. A equação para o cálculo de solicitações pode ser representada por:

$$F_{\mathrm{d}} = \sum_{\mathrm{i=1}}^{\mathrm{m}} (\gamma_{\mathrm{g1}} F_{\mathrm{Gi,k}}) + \gamma_{\mathrm{q1}} F_{\mathrm{Q1,k}} + \sum_{\mathrm{j=2}}^{\mathrm{n}} (\gamma_{\mathrm{qj}}\ \Psi_{\mathrm{Oj,ef}} F_{\mathrm{Qj,k}}) \qquad \text{Eq. 2}$$

1.12.3 Combinações últimas excepcionais

As combinações últimas excepcionais decorrem da atuação de ações excepcionais que podem provocar efeitos catastróficos. O carregamento excepcional é transitório, com duração excepcionalmente curta. Em cada combinação devem figurar: as ações permanentes e a ação variável excepcional, quando existir, com seus valores representativos e as demais ações variáveis com probabilidade não desprezível de ocorrência simultânea, com seus valores reduzidos de combinação, conforme NBR 8681. No caso de ações sísmicas, deve ser utilizada a NBR 15421.

As combinações últimas de ações deverão considerar o esgotamento da capacidade resistente de elementos estruturais. A equação para o cálculo de solicitações pode ser representada por:

$$F_{\mathrm{d}} = \sum_{\mathrm{i=1}}^{\mathrm{m}} (\gamma_{\mathrm{g1}} F_{\mathrm{Gi,k}}) + F_{\mathrm{Q,exc}} + \sum_{\mathrm{j=1}}^{\mathrm{n}} (\gamma_{\mathrm{qj}}\ \Psi_{\mathrm{0j,ef}} F_{\mathrm{Qj,k}}) \qquad \text{Eq. 3}$$

1.12.4 Combinações últimas de serviço

As combinações de serviço são classificadas de acordo com sua permanência na estrutura e devem ser verificadas como estabelecido a seguir:

- Quase permanentes: podem atuar durante grande parte do período de vida da estrutura. São relacionados a deslocamentos excessivos;
- Frequentes: se repetem muitas vezes durante o período de vida da estrutura (da ordem de 5% do período de vida da estrutura). São relacionados a vibrações excessivas, movimentos laterais excessivos que comprometam vedação ou provoquem empoçamentos em coberturas e aberturas de fissuras;
- Raras: ocorrem algumas vezes durante o período de vida da estrutura.

Combinações quase permanentes de serviço:

$$F_{\mathrm{ser}} = \sum_{\mathrm{i=1}}^{\mathrm{m}} (F_{\mathrm{Gi,k}}) + \sum_{\mathrm{j-1}}^{\mathrm{n}} (\Psi_{\mathrm{2j}} F_{\mathrm{Qj,k}}) \qquad \text{Eq. 4}$$

Combinações frequentes de serviço:

$$F_{\text{ser}} = \sum_{\text{i}-1}^{\text{m}} (F_{\text{Gi,k}}) + \Psi_1 F_{\text{Q1,k}} + \sum_{\text{j}-2}^{\text{n}} (\Psi_{2\text{j}} F_{\text{Qj.k}}) \qquad \text{Eq. 5}$$

Combinações raras de serviço:

$$F_{\text{ser}} = \sum_{\text{i}=1}^{\text{m}} F_{\text{Gi,k}} + F_{\text{Q1,k}} + \sum_{\text{j}=2}^{\text{n}} (\Psi_{1\text{j}} F_{\text{Qj,k}}) \qquad \text{Eq. 6}$$

1.13 RESISTÊNCIAS

De forma semelhante às ações, as resistências dos materiais também são representadas por seus valores característicos (ou nominais, caso sejam fornecidos por especificação ou norma aplicável ao dado material), definidos como aqueles que, num lote de material, têm determinada probabilidade de serem ultrapassados, no sentido desfavorável para a segurança.

A resistência característica inferior é admitida como sendo o valor que tem apenas 5% de probabilidade de não ser atingido pelos elementos de um dado lote de material, para efeito da NBR 8800.

A resistência de cálculo de um material é dada por:

$$f_{\text{d}} = \frac{f_k}{\gamma_m} \qquad \text{Eq. 7}$$

onde f_{d} é a resistência de cálculo, f_{k} é a resistência característica e γ_{m} é o coeficiente de ponderação da resistência característica dado por:

$$\gamma_m = \gamma_{m1}\, \gamma_{m2}\, \gamma_{m3} \qquad \text{Eq. 8}$$

γ_{m1} = leva em conta a variabilidade da resistência efetiva.

γ_{m2} = considera as diferenças entre a resistência efetiva do material da estrutura e a resistência medida nos corpos de prova.

γ_{m3} = considera as incertezas na determinação das solicitações resistentes, seja em decorrência dos métodos construtivos, seja em virtude do método de cálculo empregado.

Quadro 5: Valor dos coeficientes de ponderação das resistências γ_m

Combinações	Aço estrutural [a] γ_a		Concreto γ_c	Aço das armaduras γ_s
	Escoamento, flambagem e instabilidade γ_{a1}	Ruptura γ_{a2}		
Normais	1,10	1,35	1,40	1,15
Especiais ou de construção	1,10	1,35	1,20	1,15
Excepcionais	1,00	1,15	1,20	1,00

[a] Inclui o aço de fôrma incorporada, usado nas lajes mistas de aço e concreto, de pinos e parafusos.

Fonte: ABNT NBR 8800:2008

1.14 AÇÕES VARIÁVEIS DEVIDO AO VENTO

A ação do vento na estrutura pode ser considerada uma das mais importantes, e torna-se ainda mais relevante quando não há ação de ponte rolante. Desconsiderar a ação do vento pode levar a estrutura a um colapso.

A ação do vento atuando na estrutura, para efeito de cálculo, é rígida pela Norma NBR 6123/1988, Força devido ao vento em edificações. Segundo essa norma, as forças devidas ao vento sobre uma edificação devem ser calculadas separadamente para:

a) Elementos de vedação e suas fixações (telhas, vidros, esquadrias, painéis de vedação, etc.) utilizando os coeficientes de pressão;

b) Partes da estrutura (telhados, paredes, etc.) utilizando os coeficientes de forma;

c) A estrutura como um todo.

A ação do vento em edificações depende, necessariamente, de dois aspectos: meteorológicos e aerodinâmicos. Os aspectos meteorológicos são responsáveis pela determinação da velocidade do vento a se considerar no desenvolvimento do projeto. Por outro lado, a análise da edificação e de sua forma define o outro aspecto importante na análise do vento: o aerodinâmico, pois a forma da edificação tem um papel importante na determinação da força devida ao vento que a solicitará.

Para o estudo das forças devido ao vento existem 3 parâmetros importantes a considerar:

1) Pressão Dinâmica
2) Coeficiente de pressão
3) Coeficiente de forma

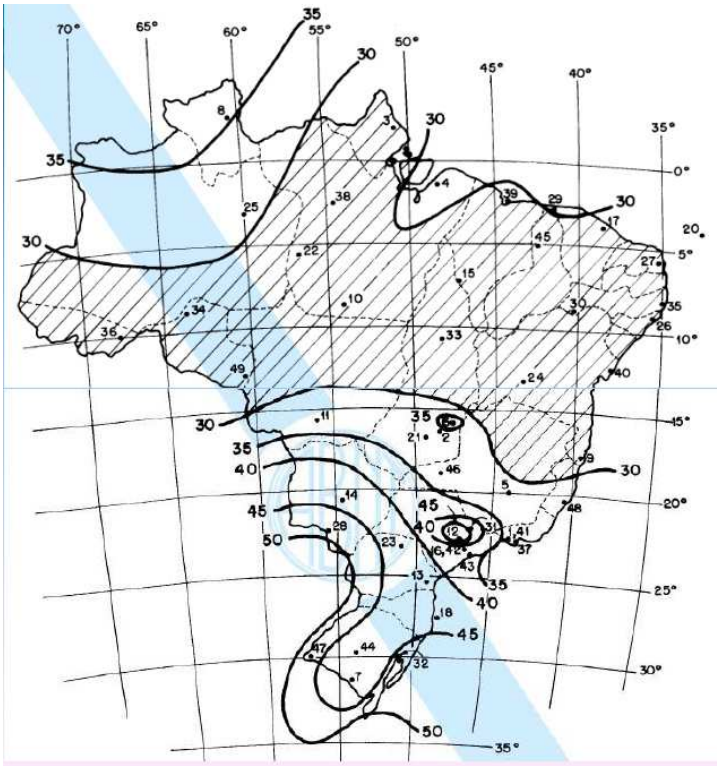
1.14.1 Pressão dinâmica

Para o cálculo da velocidade característica do V_k vento, precisamos, essencialmente, da velocidade básica do vento V_0, do fator topográfico S1, do fator de rugosidade S2 e do fator estatístico S3, sendo que, a velocidade básica é a velocidade de uma rajada de 3 segundos de duração, a dez metros de altura, em campo aberto plano ultrapassada uma vez a cada 50 anos

A velocidade característica é dada pela expressão:

$V_k=V_0*S1*S2*S3$

Figura 12 – Isopletas da velocidade básica V_o (m/s)



Fonte: ABNT NBR 6123:1998

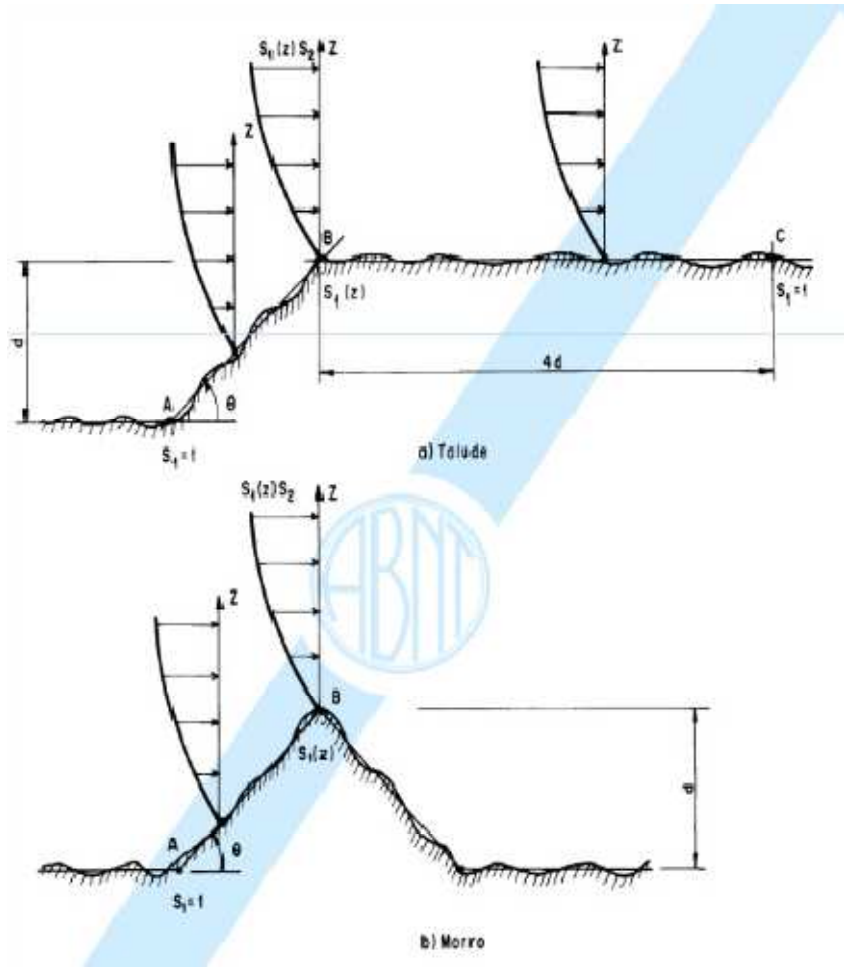
O fator topográfico S1 leva em consideração as variações que constam na superfície do terreno e são determinadas da seguinte maneira:

a) terreno plano ou fracamente acidentado: S1 = 1,0;

b) taludes e morros: nos quais pode ser admitido um fluxo de ar bidimensional soprando no sentido indicado na figura 5: S1=1,0

c) Vales profundos protegidos de ventos de qualquer direção S1=0,9.

Figura 13 – Fator topográfico S1(Z)



Fonte:ABNT NBR 6123:1998

O fator de rugosidade S2 considera as particularidades de uma dada edificação no que se refere às suas dimensões, bem como a rugosidade média geral do terreno no qual a edificação será construída. A rugosidade do terreno está diretamente associada ao perfil de velocidade que o vento apresenta quando interposto por obstáculos naturais ou artificiais.

A norma considera cinco categorias:

Categoria I: Superfícies lisas de grandes dimensões, com mais de 5 km de extensão, medida na direção e sentido do vento incidente;

Categoria II: Terrenos abertos em nível ou aproximadamente em nível, com poucos obstáculos isolados, tais como árvores e edificações baixas;

Categoria III: Terrenos planos ou ondulados com obstáculos, tais como sebes e muros, poucos quebra-ventos de árvores, edificações baixas e esparsas.

Categoria IV: Terrenos cobertos por obstáculos numerosos e poucos espaçados, em zona florestal, industrial ou urbanizada.

Foram escolhidas as seguintes classes de edificação, partes de edificação e seus elementos:

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

Classe B: Toda edificação ou parte de edificação para a qual a maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal esteja entre 20m e 50m.

Classe C: Toda edificação ou parte de edificação para a qual a maior dimensão horizontal ou vertical exceda 50m.

Tabela 1: Fatos S2

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

Fonte: ABNT NBR 6123:1998

O fator estatístico S3 considera o grau de segurança requerido e a vida útil da edificação tendo como referência, um período de recorrência de 50 anos, para a determinação da velocidade V0 e 63% ,de probabilidade que essa velocidade seja igualada ou excedida.

Tabela 2: Valores mínimos do fator estatístico S3

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

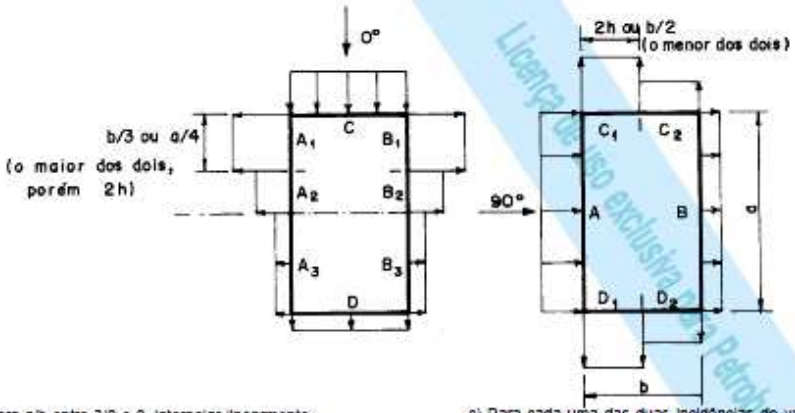
Fonte: ABNT NBR 6123:1998

1.14.2 Coeficiente de pressão e de forma

Para edificações com paredes retangulares, verifica-se a altura, a largura e o comprimento e tem-se, na tabela abaixo, os seguintes coeficientes de pressão externos.

Tabela 3: Coef. de pressão e de forma, externos, para paredes de edificações de planta retangular

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



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

b) Para vento a 0°, nas partes A_2 e B_2, o coeficiente de forma C_e tem os seguintes valores:

- para a/b = 1: mesmo valor das partes A_3 e B_3;
- para a/b $\geq$ 2: C_e = - 0,2;
- para 1 < a/b < 2: interpolar linearmente.

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

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

Fonte: ABNT NBR 6123:1998

Para o caso de edificações retangulares e telhados de duas águas simétricas são especificados os seguintes coeficientes de pressão externa:

Tabela 4: Coeficiente de pressão e de forma, externos, para telhados com duas águas, simétricos, em edificações de planta retangular

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

DETALHE I

Notas: a) O coeficiente de forma C_e na face inferior do beiral é igual ao da parede correspondente.

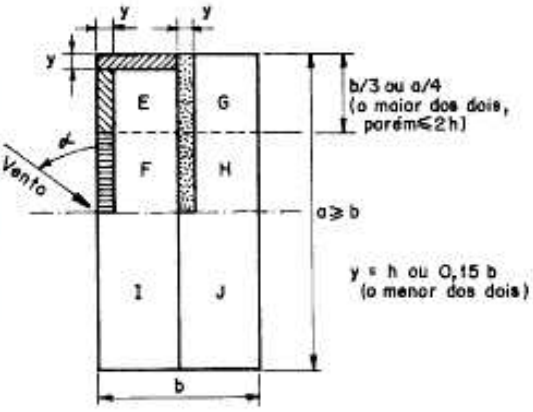
b) Nas zonas em torno de partes de edificações salientes ao telhado (chaminés, reservatórios, torres, etc.), deve ser considerado um coeficiente de forma C_e = 1,2, até uma distância igual à metade da dimensão da diagonal da saliência vista em planta.

c) Na cobertura de lanternins, c_{pe} médio = - 2,0.

d) Para vento a 0°, nas partes I e J o coeficiente de forma C_e tem os seguintes valores:

a/b = 1: mesmo valor das partes F e H; a/b ≥ 2: C_e = - 0,2.

Interpolar linearmente para valores intermediários de a/b.



Fonte: ABNT NBR 6123:1998

Para a definição do coeficiente de pressão interna, os tapamentos frontais, laterais e cobertura do galpão serão em chapa trapezoidal, sendo considerados, de acordo com a norma,

como sendo permeáveis. Para efeito de simplificação do cálculo, desprezando a existência de abertura dominante em qualquer face do galpão, serão adotados os seguintes coeficientes:

- 0,2 para vento perpendicular a uma fase permeável;
- -0,3 vento perpendicular a uma fase impermeável.

1.15 DESLOCAMENTOS DE SEGUNDA ORDEM

As ações horizontais (vento, desaprumo) geram deslocamentos horizontais. Esses deslocamentos, quando associados às ações verticais vão gerar os efeitos de 2ª ordem global.

Para a análise estrutural do pórtico será utilizado um programa computacional que fornecerá, como dados: sua geometria, carregamentos, seções pré-dimensionadas e condições de apoio, com o intuito de obter esforços e deslocamentos para verificar a conformidade dos elementos propostos.

Os deslocamentos máximos permitidos pela norma estão expressos na tabela abaixo:

Quadro 6: Deslocamentos máximos

Descrição	δ [a]
- Travessas de fechamento	$L/180$ [b]
	$L/120$ [c d]
- Terças de cobertura [g)]	$L/180$ [e]
	$L/120$ [f]
- Vigas de cobertura [g)]	$L/250$ [h]
- Vigas de piso	$L/350$ [h]
- Vigas que suportam pilares	$L/500$ [h]
Vigas de rolamento: [j)] - Deslocamento vertical para pontes rolantes com capacidade nominal inferior a 200 kN - Deslocamento vertical para pontes rolantes com capacidade nominal igual ou superior a 200 kN, exceto pontes siderúrgicas - Deslocamento vertical para pontes rolantes siderúrgicas com capacidade nominal igual ou superior a 200 kN - Deslocamento horizontal, exceto para pontes rolantes siderúrgicas - Deslocamento horizontal para pontes rolantes siderúrgicas	 $L/600$ [l] $L/800$ [l] $L/1000$ [l] $L/400$ $L/600$
Galpões em geral e edifícios de um pavimento: - Deslocamento horizontal do topo dos pilares em relação à base - Deslocamento horizontal do nível da viga de rolamento em relação à base	 $H/300$ $H/400$ [k l]
Edifícios de dois ou mais pavimentos: - Deslocamento horizontal do topo dos pilares em relação à base - Deslocamento horizontal relativo entre dois pisos consecutivos	 $H/400$ $h/500$ [m]
Lajes mistas	Ver Anexo Q

Fonte: ABNT NBR 8800:2008

1.16 BASE DE COLUNA

De acordo com Bellei (2004), duas são as principais finalidades de colocar bases em colunas:

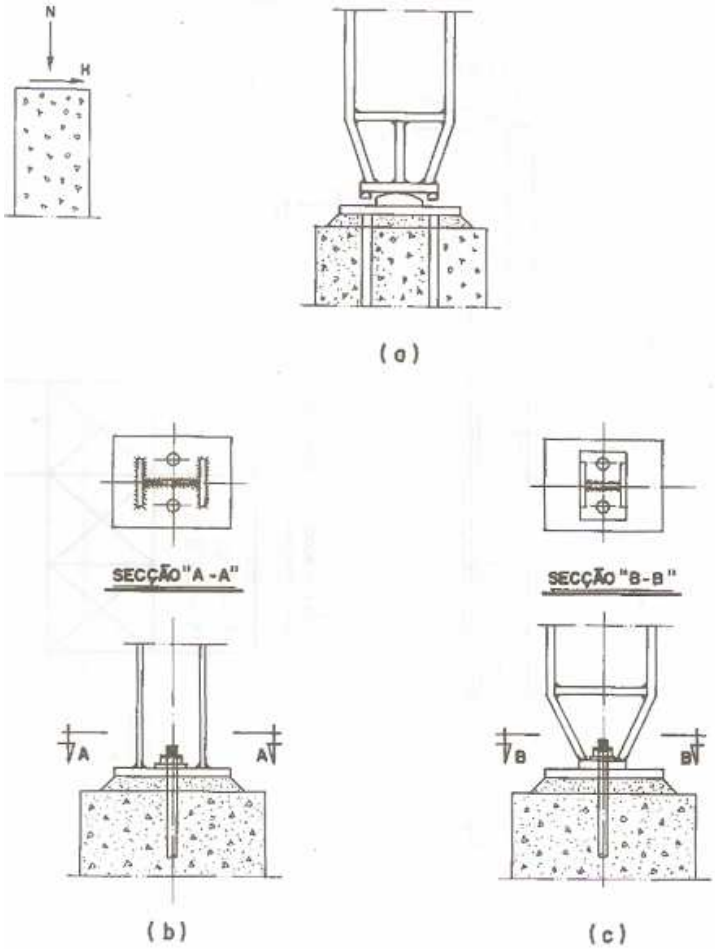
A) Distribuir a pressão concentrada no fuste da coluna sobre uma determinada área da fundação;

B) Garantir a fixação da extremidade inferior do fuste da coluna na fundação, de acordo com o esquema estrutural adotado.

Essas bases podem ser divididas em rotuladas e engastadas.

As bases rotuladas são formadas por uma placa no pé da coluna e pela colocação de dois chumbadores o mais próximo ao seu eixo. Essas bases são mais econômicas para as fundações e podem ser usadas em qualquer tipo de terreno.

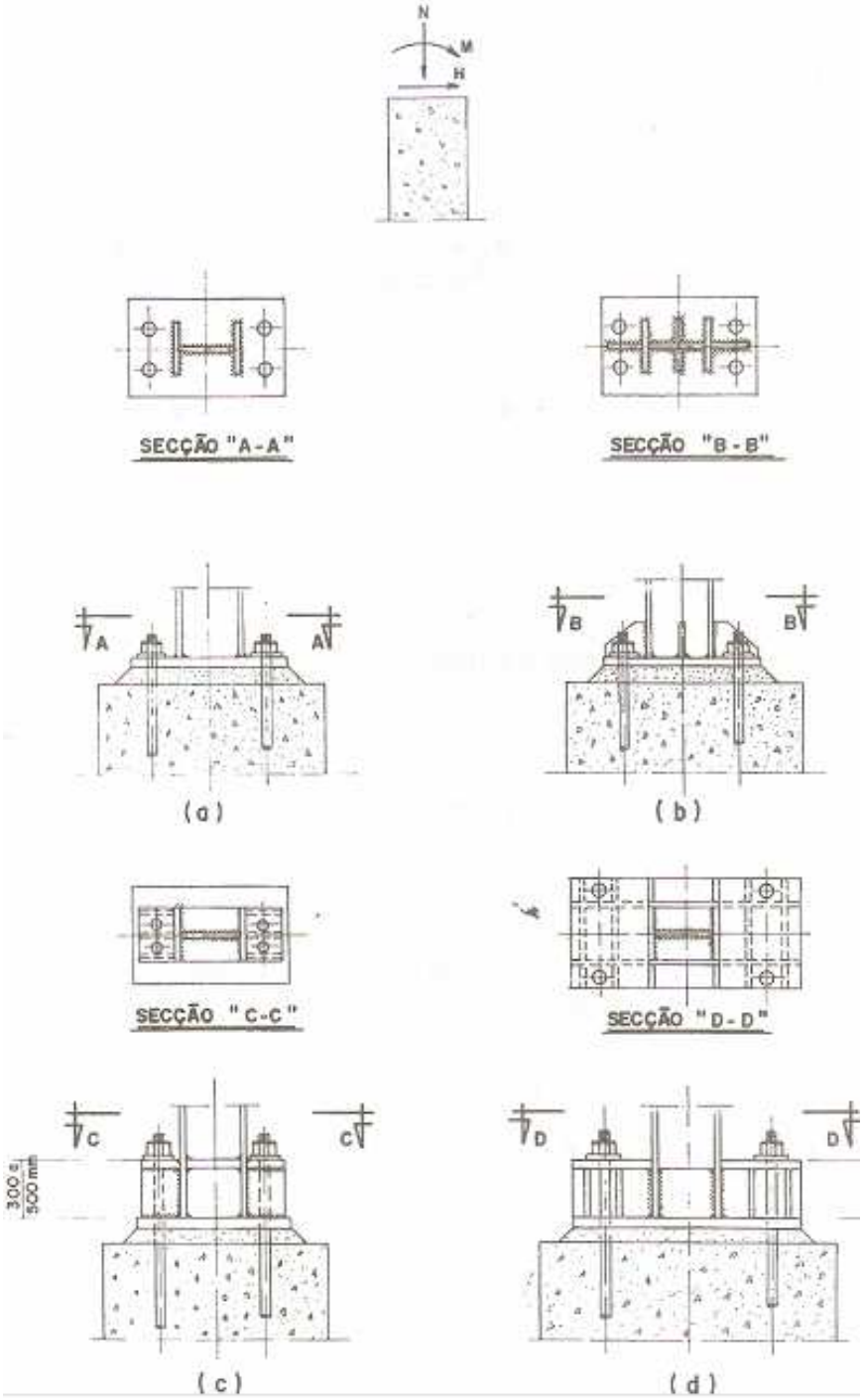
Figura 14 – Base rotulada



Fonte: Edifícios Industriais em Aço:2004

As bases engastadas propiciam estruturas mais econômicas, mas sua fundação é mais cara que as rotuladas, pois são dimensionadas para suportar cargas verticais, horizontais e os momentos de engastamento. A coluna é soldada à placa da base com os chumbadores afastados da linha de centro, formando um braço na alavanca.

Figura 15 – Base engastada



Fonte: Edifícios Industriais em Aço:2004

2 METODOLOGIA

Esta pesquisa pode ser classificada como um estudo de caso.

Quanto aos procedimentos é uma pesquisa de fonte de papel.

Do ponto de vista da forma de abordagem, a pesquisa pode ser classificada como pesquisa quantitativa.

O procedimento para a análise e coleta de resultado passou pelas seguintes etapas:

1. Pesquisa bibliográfica;
2. Seleção do projeto;
3. Determinação do modelo estrutural;
4. Dimensionamento das estruturas através do software de análise e dimensionamento estrutural denominado Novo Metal 3D (versão estudantil);
5. Avaliação de esforços e deslocamentos;
6. Avaliação do consumo de material;
7. Comparação dos resultados;
8. Análise final e conclusão.

3 SELEÇÃO DO PROJETO

Sendo o objetivo deste trabalho verificar o desempenho de um galpão metálico de uso geral destinados à utilização comercial, industrial, agrícola, ou mesmo civil, fabricado em perfis de alma cheia, apresenta-se neste capitulo os parâmetros considerados para seu desenvolvimento considerando as características normalmente empregadas neste tipo de edificação.

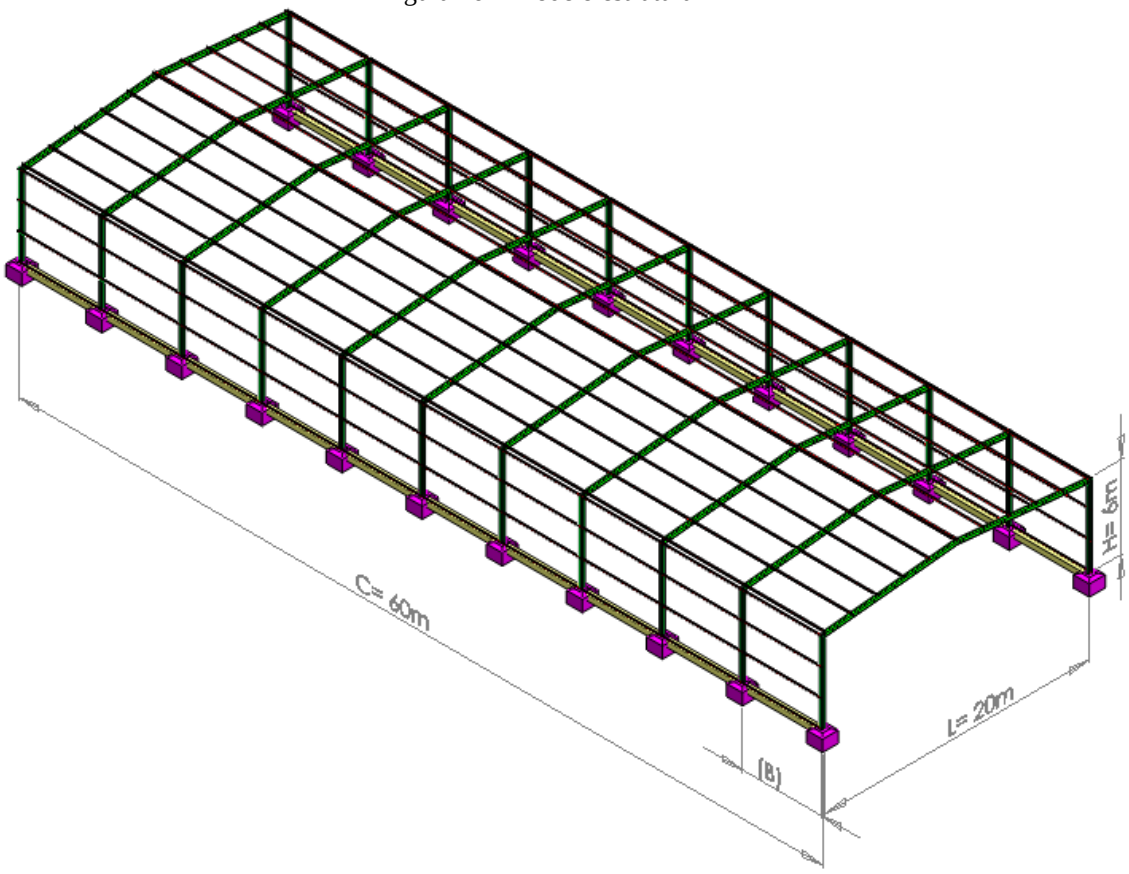
3.1 DETERMINAÇÃO DO MODELO ESTRUTURAL

Normalmente os galpões metálicos fabricados em perfis de alma cheia são edificações compostas apenas de um único pavimento. O sistema construtivo apresentado é composto por vão simples com pórticos regularmente espaçados, terças para apoio das telhas e vigas de tapamento lateral. As variações dimensionais podem variar com vão livre entre 15 metros e 45 metros, altura das colunas entre 6 e 12 metros e distância entre pórticos de 6 metros a 12 metros. Os modelos estruturais serão submetidos a força do vento das principais linhas indicadas no mapa de isopletas da NBR 6123, isto é, 30 m/s, 35 m/s, 40 m/s, 45 m/s e 50 m/s, isto para mostrar a importância de um dimensionamento correto considerando a região em que a estrutura será montada.

Será considerado para o desenvolvimento do projeto as seguintes dimensões fixas e usuais:

- Altura H = 6 metros
- Comprimento total C = 60 metros
- Vão livre L = 20 metros
- Inclinação da cobertura = 10%

Figura 16 – Modelo estrutural



Fonte: Próprio autor

Para as variações estudadas estarão da seguinte forma:

- Os vãos entre pórticos (B) variam entre : 6 m, 8,5 m e 10 metros ;
- Variando o número de vãos que ficam em : 10, 7, 6;
- Os vínculos: apoiado ou engastado
- Velocidade do vento: considerando as velocidades principais no mapa de isopletas da NBR 6123.

Desta forma ficou definido 30 modelos estruturais a serem estudados conforme tabela abaixo.

Quadro 7: Variações estudadas

L (m)	H (m)	C (m)	B (m)	Vínculo	No de vãos	Velocidade do vento	Modelos
20	6	60	6	engastado	10	30 m/s	AC 01
						35 m/s	AC 02
						40 m/s	AC 03
						45 m/s	AC 04
						50 m/s	AC 05
20	6	60	6	apoiado	10	30 m/s	AC 06
						35 m/s	AC 07
						40 m/s	AC 08
						45 m/s	AC 09
						50 m/s	AC 10
20	6	60	8,5	engastado	7	30 m/s	AC 11
						35 m/s	AC 12
						40 m/s	AC 13
						45 m/s	AC 14
						50 m/s	AC 15
20	6	60	8,5	apoiado	7	30 m/s	AC 16
						35 m/s	AC 17
						40 m/s	AC 18
						45 m/s	AC 19
						50 m/s	AC 20
20	6	60	10	engastado	6	30 m/s	AC 21
						35 m/s	AC 22
						40 m/s	AC 23
						45 m/s	AC 24
						50 m/s	AC 25
20	6	60	10	apoiado	6	30 m/s	AC 26
						35 m/s	AC 27
						40 m/s	AC 28
						45 m/s	AC 29
						50 m/s	AC 30

Fonte: Próprio autor

Para se avaliar as estruturas será utilizada como parâmetro a avaliação por desempenho econômico baseado no consumo de aço dos pórticos que são compostos pelos seguintes elementos:

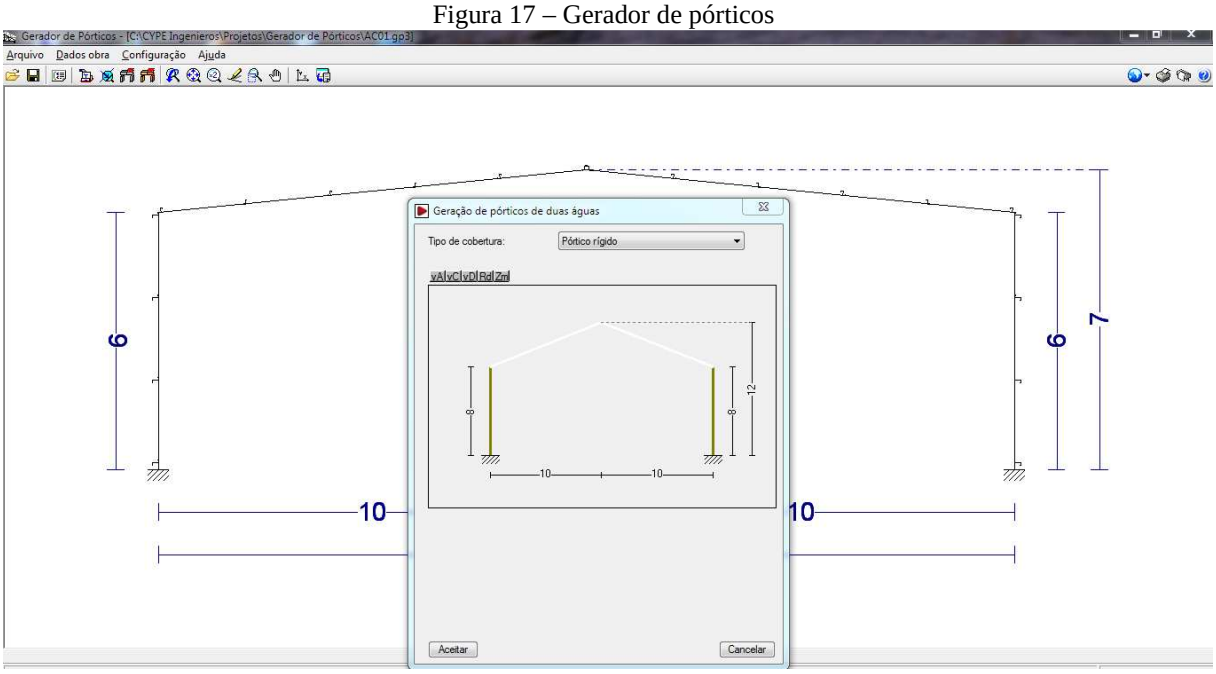
- Terças de cobertura;
- Terças de tapamento lateral;
- Pórticos;
- Aço utilizado na fundação.

3.2 DESCRITIVO DO SOFTWARE UTILIZADO

O software utilizado para dimensionamento foi NOVO METAL 3D (Versão estudantil) juntamente com o módulo GERADOR DE PÓRTICOS.

Gerador de Pórticos é uma aplicação destinada a trabalhar conjuntamente com o programa de cálculo de estruturas metálicas Novo Metal 3D, embora também pode ser útil como programa independente. Este aplicativo esta voltado principalmente para projetos de estruturas porticadas de uma ou duas águas, preferencialmente do tipo industrial, como hangares, pavilhões, etc.… proporcionando-lhes uma ferramenta de desenho da estrutura primária (pórticos) e cálculo da secundária (madres).

Figura 17 – Gerador de pórticos



Fonte: Módulo Gerador de pórticos do Novo Metal 3D

O Novo Metal 3D é programa concebido para o cálculo de estruturas em 3D de barras de aço e madeira. Obtém os esforços e deslocamentos com dimensionamento automático e contém uma base de dados de perfis laminados, enformados e compostos, dos principais fabricantes. Calcula qualquer estrutura realizando todas as verificações exigidas pela norma.

A introdução de dados realiza-se de forma gráfica, assim como a consulta de resultados. Tanto os dados introduzidos como os resultados, podem-se listar através de impressora ou ficheiro de texto.

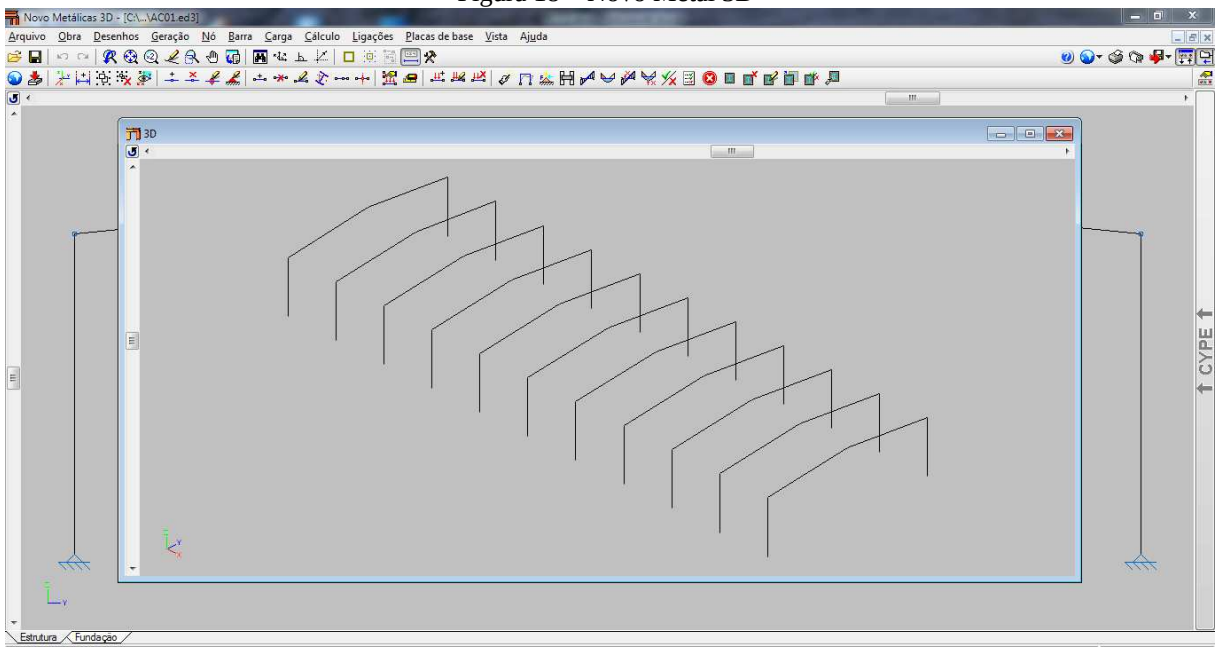
O programa considera um comportamento elástico e linear dos materiais. As barras definidas são elementos lineares.

O tipo de nó empregado admitem-se ligações engastadas ou articuladas.

Permite definir uma sapata isolada ou um maciço de concreto armada. Se essa barra for metálica, permite definir uma placa de amarração metálica.

As ações de carga que se podem estabelecer não têm limite quanto ao seu número, conforme a sua origem, pode-se atribuir carga permanente, sobrecarga, vento, sismo e neve.

Figura 18 – Novo Metal 3D



Fonte: Novo Metal 3D

4 DIMENSIONAMENTO DOS MODELOS.

Conforme o item 4.7 da norma NBR 8800 (ABNT, 2008), na análise estrutural deve ser considerada a influência de todas as ações que possam produzir efeitos significativos para a estrutura, levando-se em conta os estados-limites últimos e de serviço.

4.1 NORMAS UTILIZADAS

NBR 8800: Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e de concreto de edifícios.

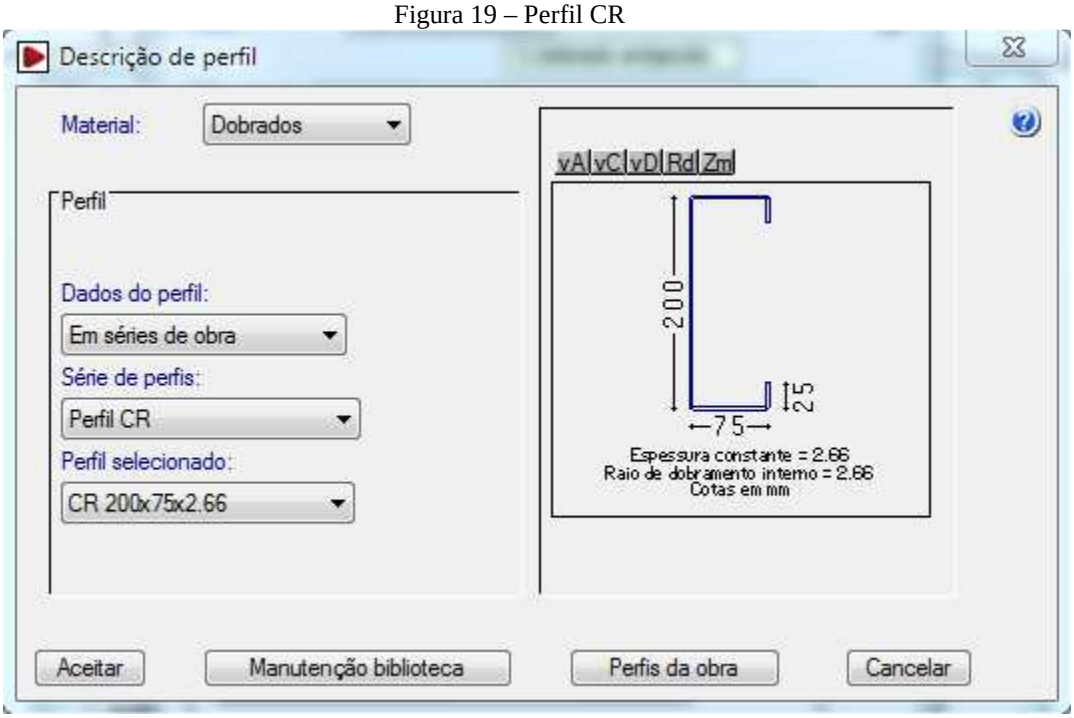
NBR 14762: Dimensionamento de estruturas de aço constituída por perfis formados a frio – Procedimento.

NBR 6123: Força devido ao vento em edificações.

4.2 TIPOS DE AÇOS

O tipo de aço utilizado tanto para as terças, viga de tapamento lateral e pilares é o CF-26 que tem por limite elástico o valor de 2650 kgf/cm^2.

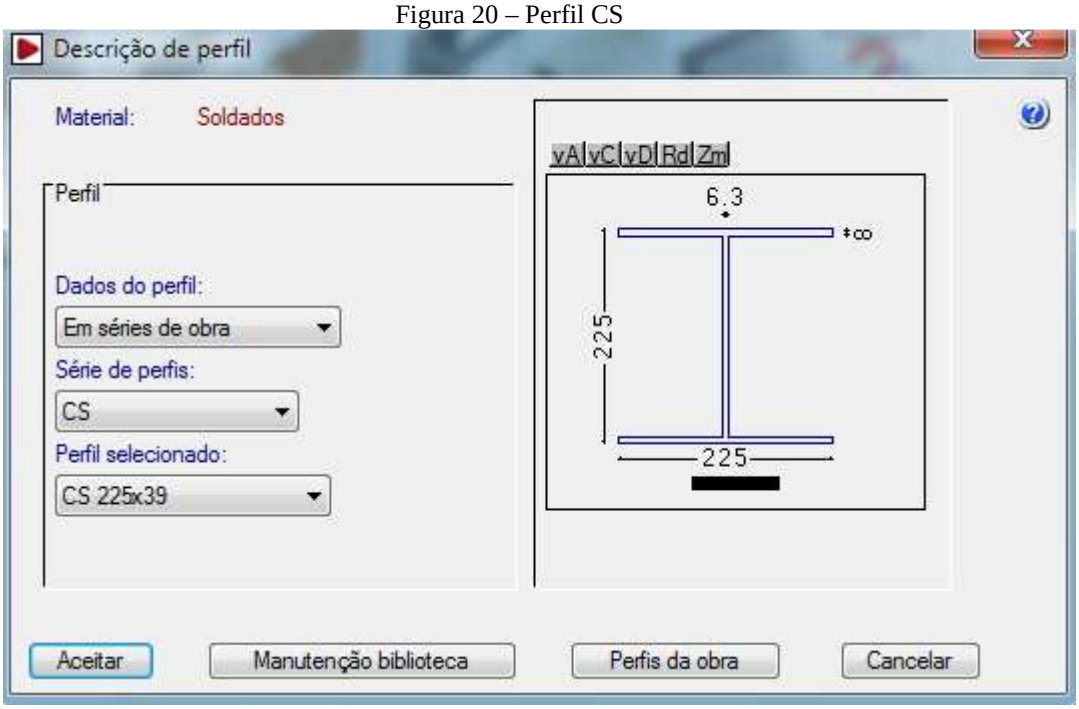
Figura 19 – Perfil CR



Fonte: Novo metal 3D (2009)

Já para o pórtico utilizou-se o perfil soldado da série CS.

Figura 20 – Perfil CS



Fonte: Novo metal 3D (2009)

Os perfis utilizados são usuais para esse tipo de estrutura e foram escolhidos também porque são os que o programa disponibiliza com maior numero de variações proporcionando desta maneira melhor aproveitamento.

4.3 DESLOCAMENTOS

Os deslocamentos utilizados seguem as orientações apresentadas no anexo C da NBR 8800 tabela C.1 que apresenta os seguintes valores.

- Travessas de fechamento L/180
- Terças de cobertura L/180
- Vigas de cobertura L/250

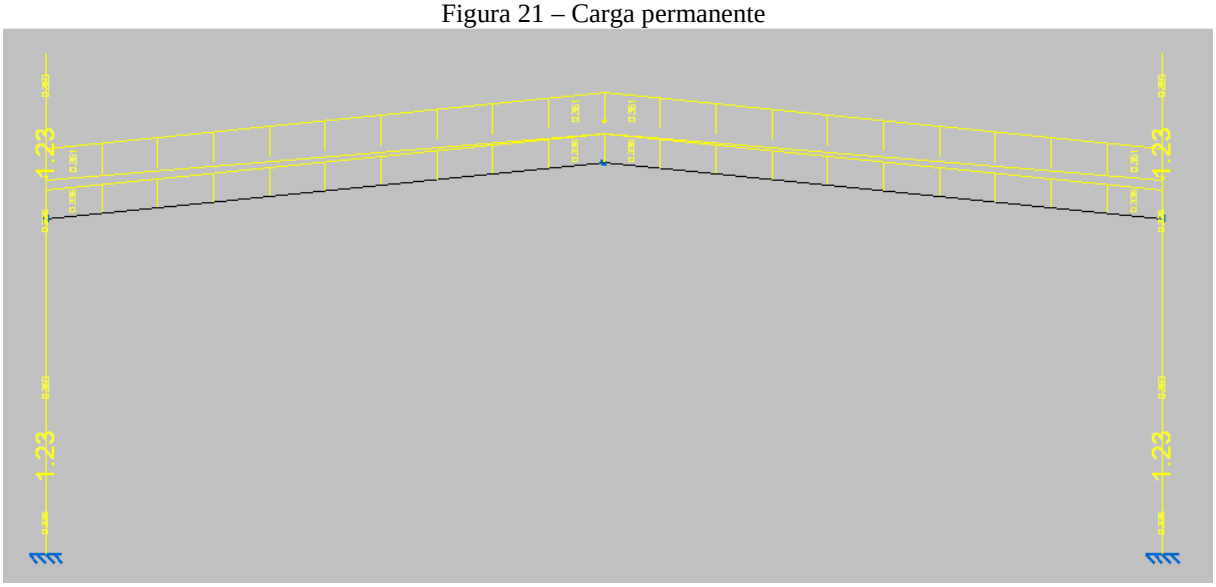
4.4 CONTENÇÃO LATERAL DOS PILARES E VIGAS

As terças de cobertura e laterais da estrutura foram contidas a cada 2 m conforme indicado no manual do fabricante de telhas indicadas no anexo “E”.

4.5 CARGA PERMANENTE

A carga permanente é formada pelo peso próprio de todos os elementos constituintes da estrutura, para o caso estudado este carregamento é fornecido pelo software que dimensiona automaticamente de acordo com os perfis avaliados. Também esta considerado uma carga que 0,10 KN/m2 que é o peso das telhas mais as cargas possíveis de instalações elétricas, hidráulicas ou outras de pequena intensidade.

Figura 21 – Carga permanente



Fonte: Próprio Autor

4.6 FATORES TOPOGRÁFICOS

Como já mencionado anteriormente a analise da influencia dos engastamentos se dará considerando todas as linhas de vento principais indicadas no mapa de isopletas da NBR 6123 e os seguintes fatores topográficos :

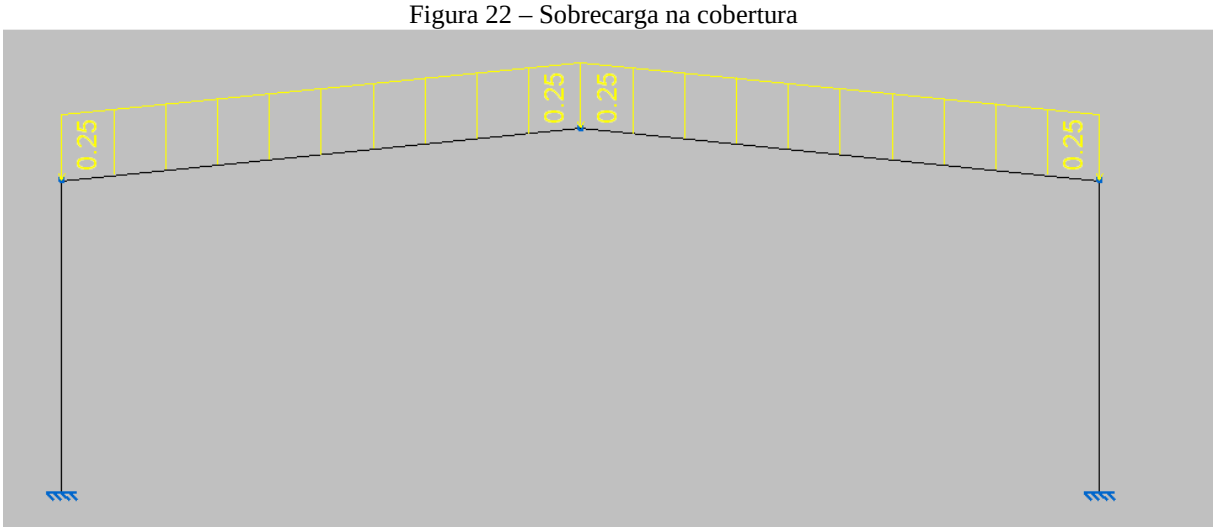
- Terreno plano: fator S1 = 1,0;
- Fator S2: 0,88 ;
    - Categoria 3 : terrenos planos ou ondulados com obstáculos;
    - Classe C: a maior dimensão excede 50 metros;
    - Altura (Z) entre 5 e 10 metros;
- Edificação para indústria : S3 = 1,0;
- Quatro faces igualmente permeáveis = Cpi -0,3.

4.7 SOBRECARGA NA COBERTURA

De acordo com o especificado no anexo B da ABNT NBR 8800:2008, o valor da sobrecarga na cobertura, em casos especiais, deve ser determinado de acordo com sua finalidade, porém com um valor mínimo igual a 0,25 KN/m2.

Esta carga é considerada uniformemente distribuída atuando sobre a projeção horizontal do telhado conforme figura abaixo.

Figura 22 – Sobrecarga na cobertura

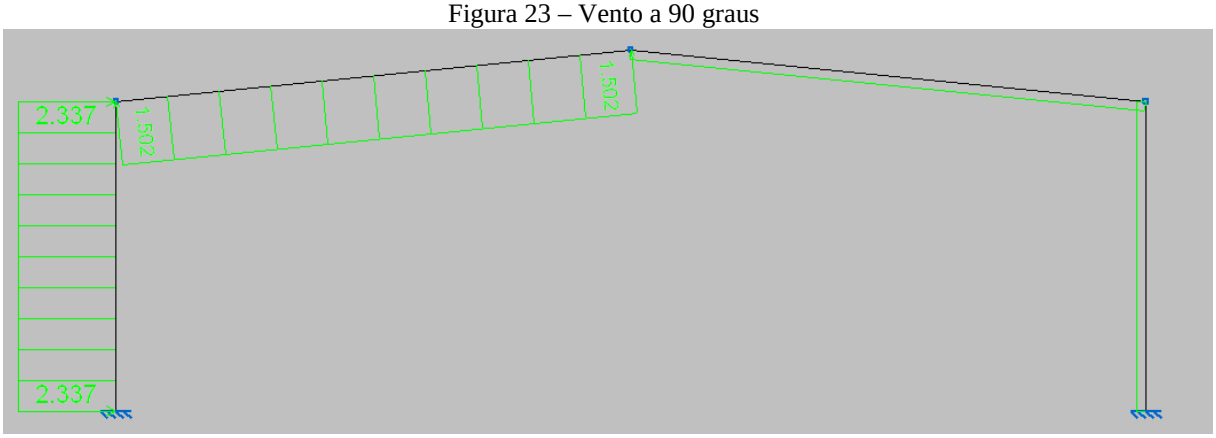


Fonte: Próprio Autor

4.8 AÇÃO DO VENTO NA ESTRUTURA

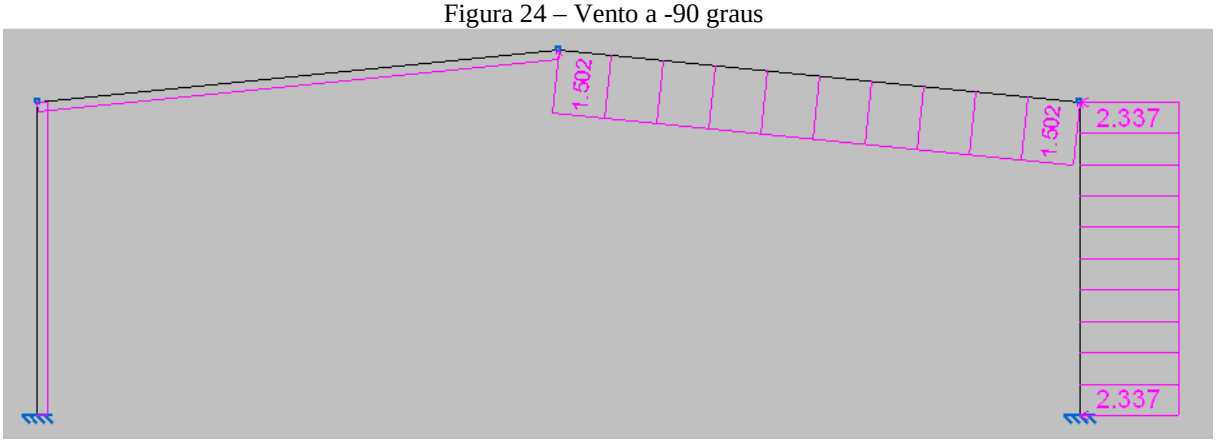
A ação do vento é a principal ação para edificações desse modelamento, abaixo segue as seis considerações que são feitas e suas representações.

Figura 23 – Vento a 90 graus



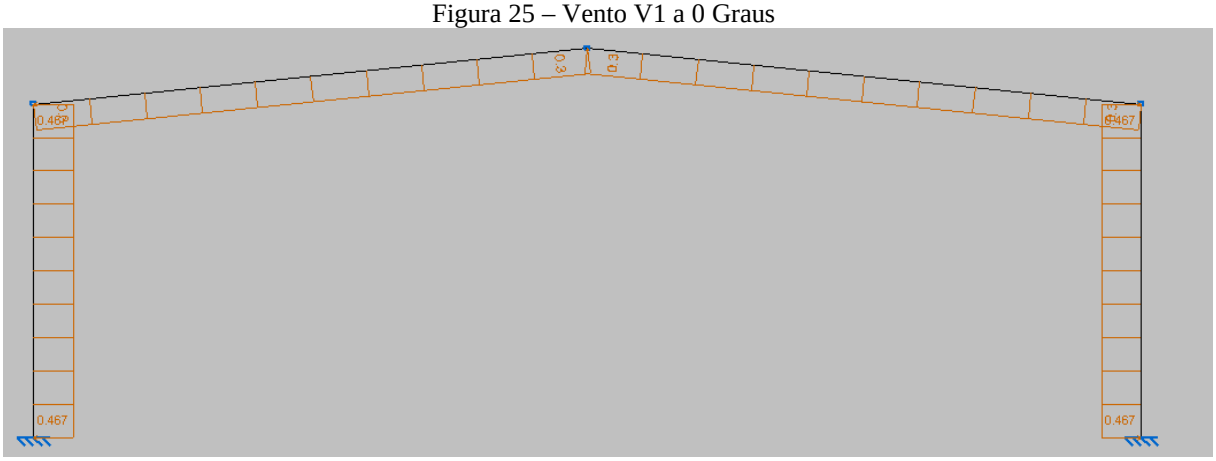
Fonte: Próprio autor

Figura 24 – Vento a -90 graus



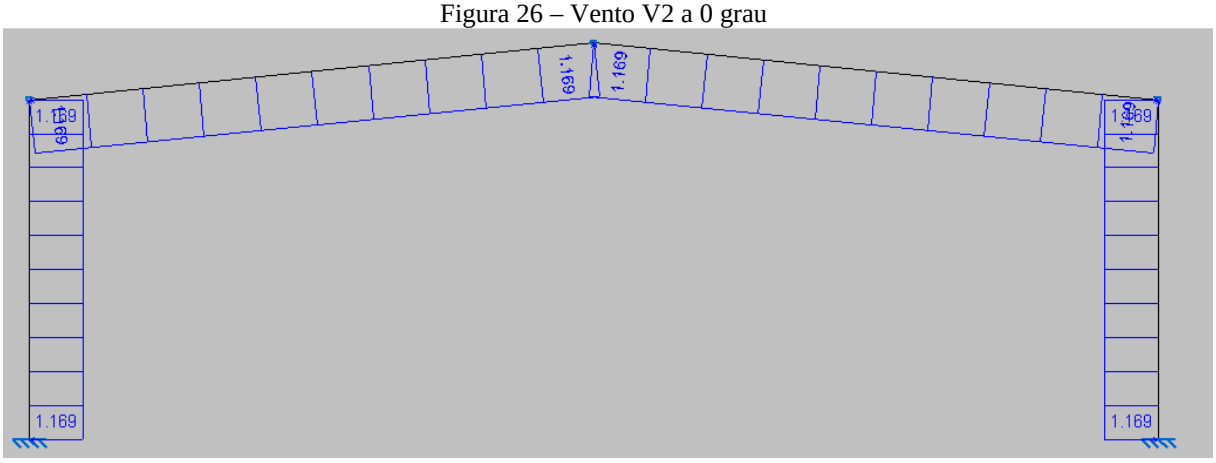
Fonte: Próprio autor

Figura 25 – Vento V1 a 0 Graus



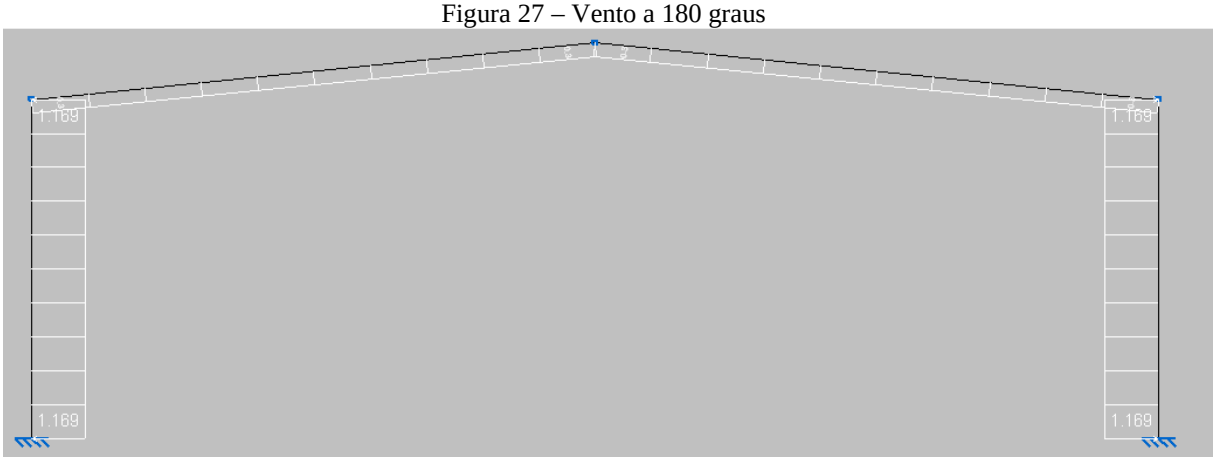
Fonte: Próprio autor

Figura 26 – Vento V2 a 0 grau



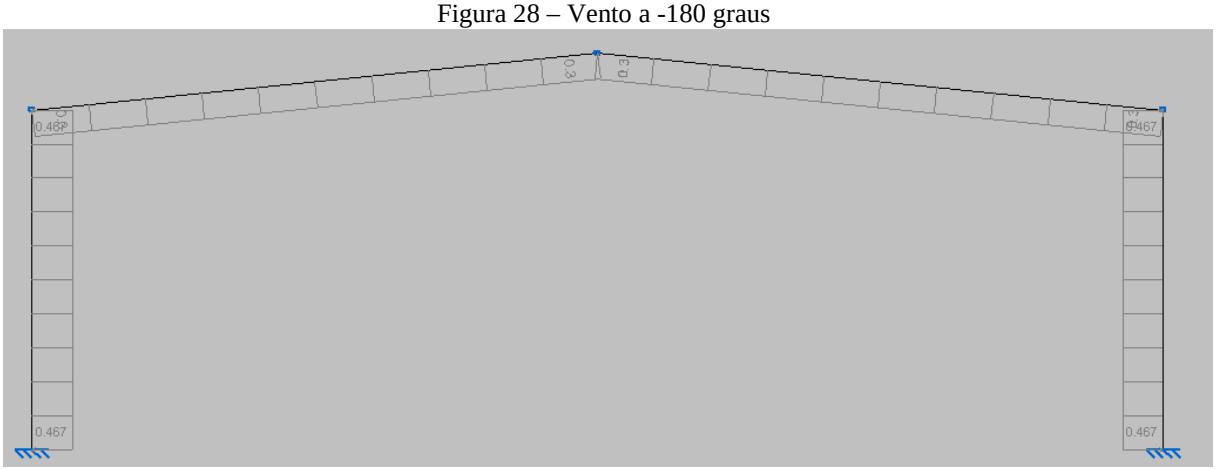
Fonte: Próprio autor

Figura 27 – Vento a 180 graus



Fonte: Próprio autor

Figura 28 – Vento a -180 graus



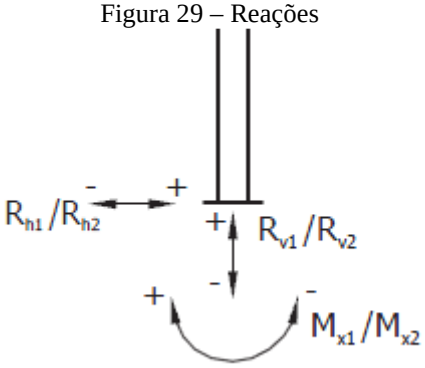
Fonte: Próprio autor

4.9 FORÇA AXIAL

Força segundo o eixo longitudinal de uma barra. A força axial pode ser de tração ou compressão, puxando os extremos da barra (tracionar), ou a “empurrar” os extremos da barra (comprimir). Uma barra sujeita apenas a forças (e esforços) axiais designa-se por Biela, funcionando como tirante, quando sujeita a tração e escora quando sujeita a compressão.

A força axial gerada na base do pilar é responsável pela reação R_v transmitida a fundação.

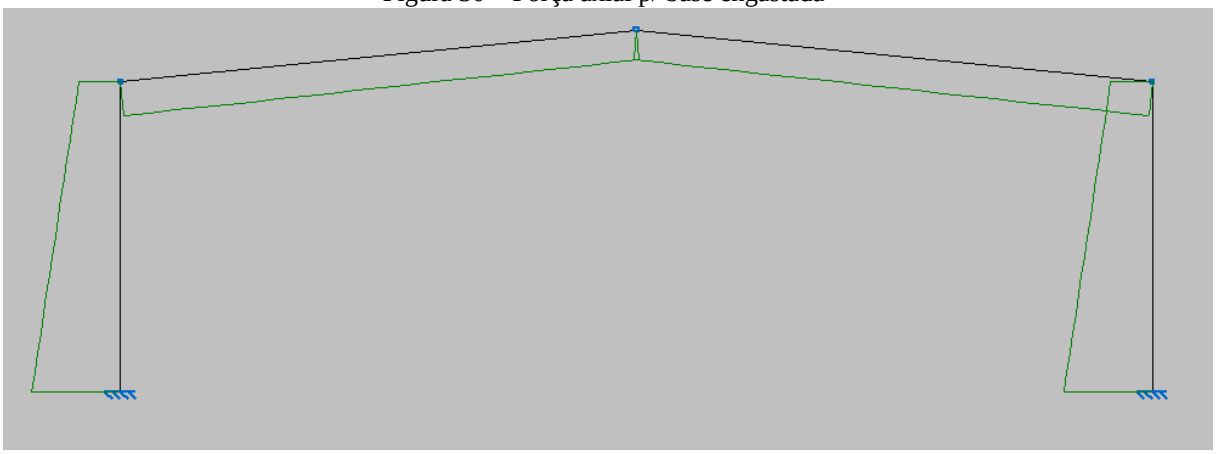
Figura 29 – Reações



Fonte: Galpões para uso gerais, 2010.

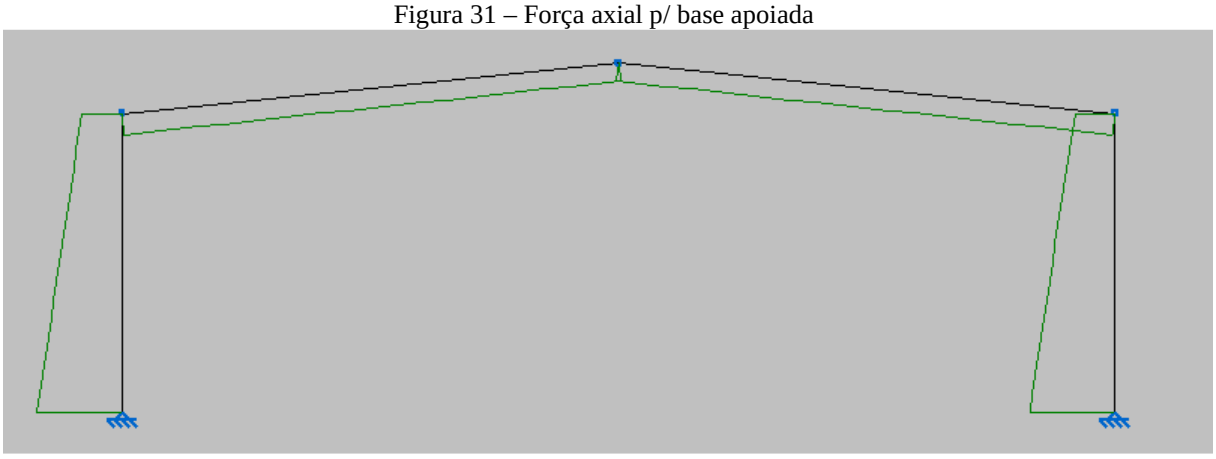
O esforço axial gera gráficos similares e a combinação que gerou a pior situação de carregamento foi 1,5AP x 1,5SCU.

Figura 30 – Força axial p/ base engastada



Fonte: Próprio autor

Figura 31 – Força axial p/ base apoiada



Fonte: Próprio autor

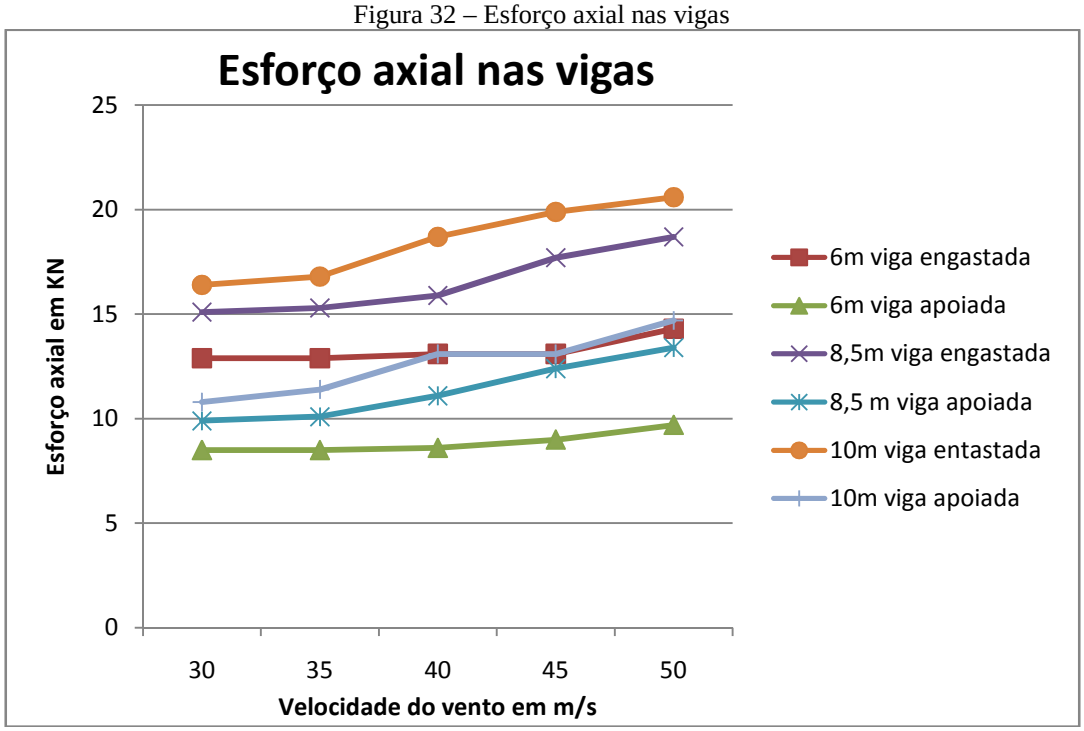
A tabela abaixo contem os maiores valores para a força axial, tanto para a viga quanto para o pilar.

Tabela 5: Força Axial

		Velocidade do vento	V= 30 m/s		V= 35 m/s		V= 40 m/s		V= 45 m/s		V= 50 m/s	
		Vínculo	engastado	apoiado	engastado	apoiado	engastado	apoiado	engastado	apoiado	engastado	apoiado
		Modelos	AC 01	AC 06	AC02	AC07	AC03	AC08	AC04	AC09	AC05	AC10
Distancia entre Pórticos	6 m	Viga	12,9	8,5	12,9	8,5	13,1	8,6	13,1	9	14,3	9,7
		Pilar	33,6	33,6	33,6	33,6	34,4	34,4	34,6	35,2	37,7	38,8
	8,5 m	Modelos	AC 11	AC 16	AC12	AC17	AC13	AC18	AC14	AC19	AC15	AC20
		Viga	15,1	9,9	15,3	10,1	15,9	11,1	17,7	12,4	18,7	13,4
		Pilar	38,4	38,4	39,7	39,7	40,9	42,8	44,7	47,2	47,7	51,1
	10 m	Modelos	AC 21	AC 26	AC22	AC27	AC23	AC28	AC24	AC29	AC25	AC30
		Viga	16,4	10,8	16,8	11,4	18,7	13,1	19,9	13,1	20,6	14,7
		Pilar	41,9	41,9	43,2	44,3	46,9	49,4	50,3	50,3	52,9	56,1

Fonte: Próprio autor

Figura 32 – Esforço axial nas vigas

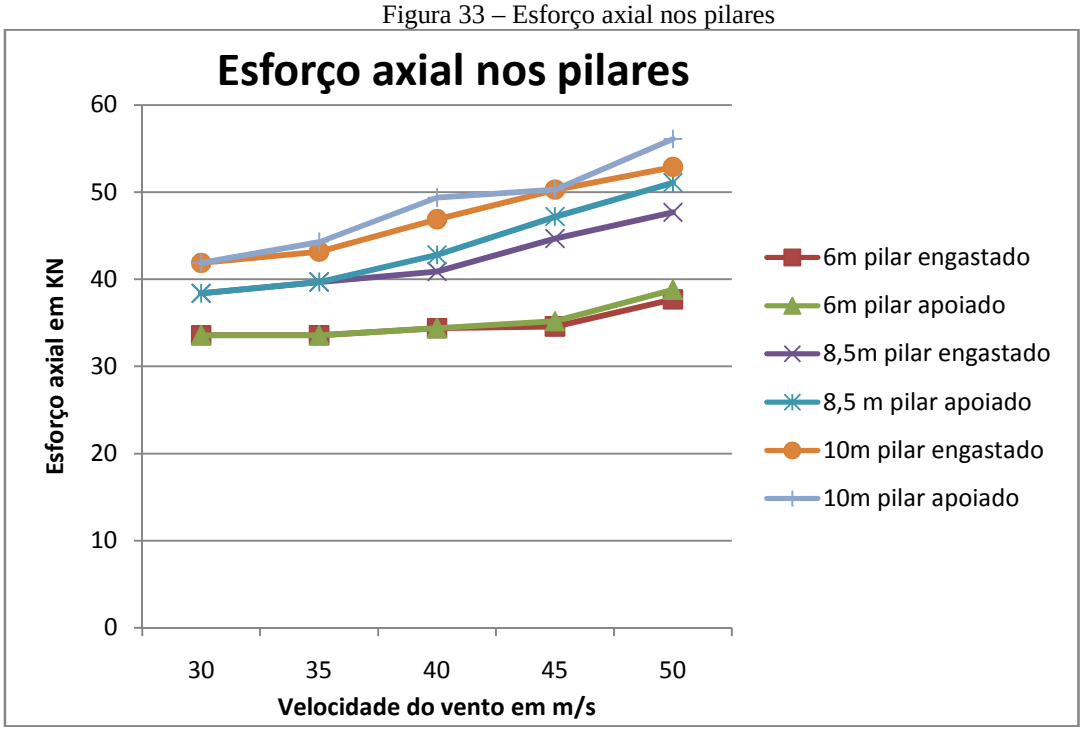


Fonte: Próprio autor

Os resultados mostram que os esforços são menores nas vigas, considerando a base apoiada para a estrutura com distanciamento de pórticos de 6 metros aumentando à medida que a distancia entre os pórticos também aumenta.

Verifica-se também que após a velocidade do vento atingir 40 m/s o esforço axial da viga com distanciamento de 10 metros apoiada praticamente se equivale a viga com distanciamento de 6 metros engastada.

Figura 33 – Esforço axial nos pilares



Fonte: Próprio autor

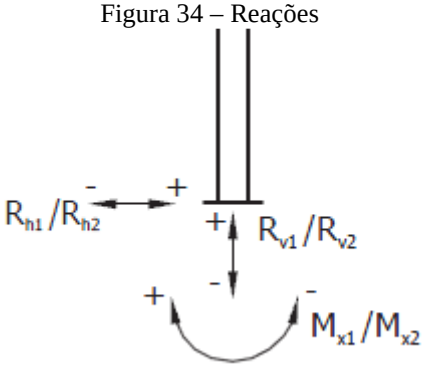
Para os pilares o que apresenta menores esforços axiais são os pórticos com base engastadas, no entanto quanto maior a dista entre pórticos e maior a velocidade do vento mais eficiente se torna o pórtico engastado.

4.10 ESFORÇO CORTANTE

O esforço cortante é a soma das forças perpendiculares a peça tendendo a cortar as mesma, é causador da ruptura por esmagamento ou por tração.

O esforço cortante na base do pilar é responsável pela reação R_h transmitida a fundação.

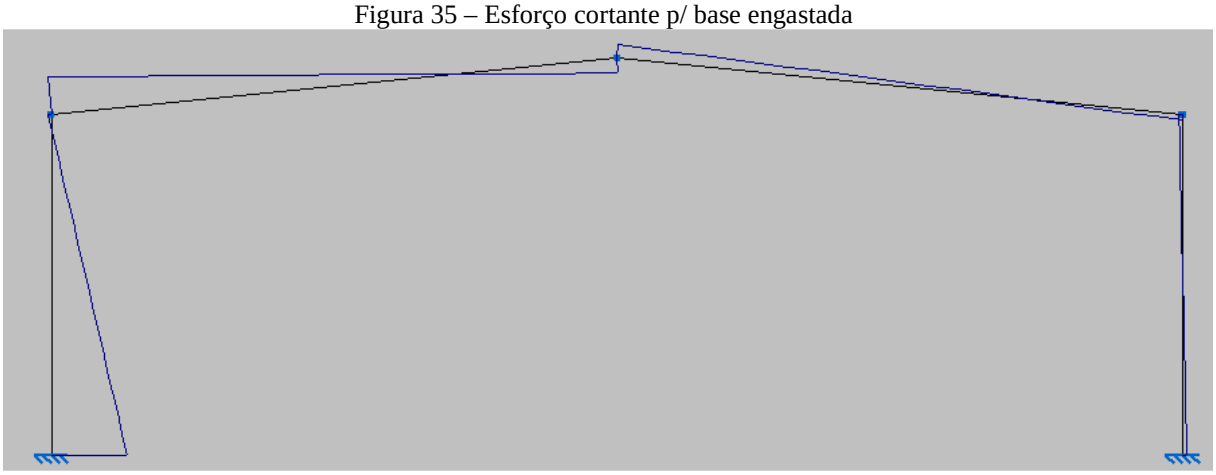
Figura 34 – Reações



Fonte: Galpões para uso gerais, 2010.

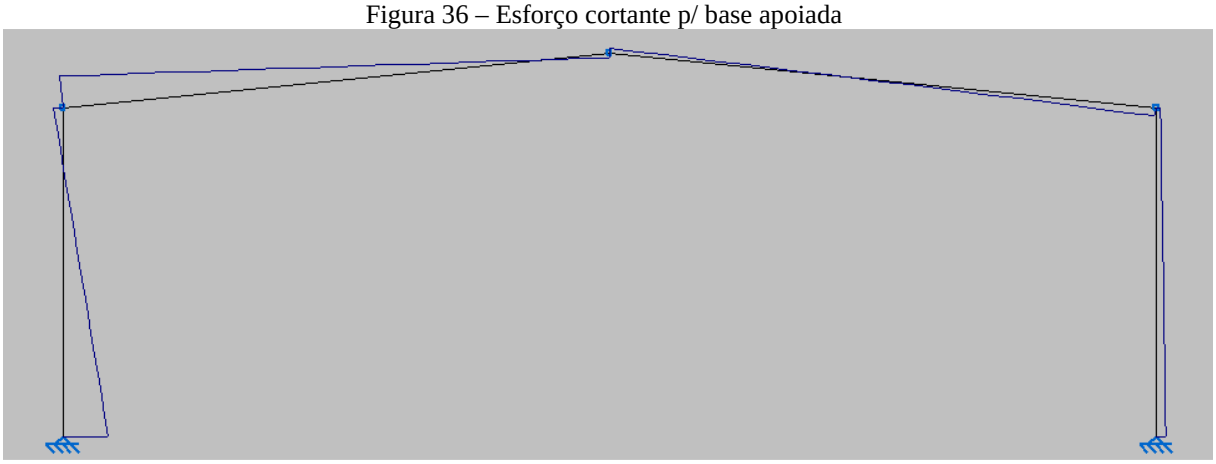
Os gráficos de carregamento são similares e a combinação que gerou a pior situação de carregamento foi AP x 1,4 V90^0.

Figura 35 – Esforço cortante p/ base engastada



Fonte: Próprio autor

Figura 36 – Esforço cortante p/ base apoiada



Fonte: Próprio autor

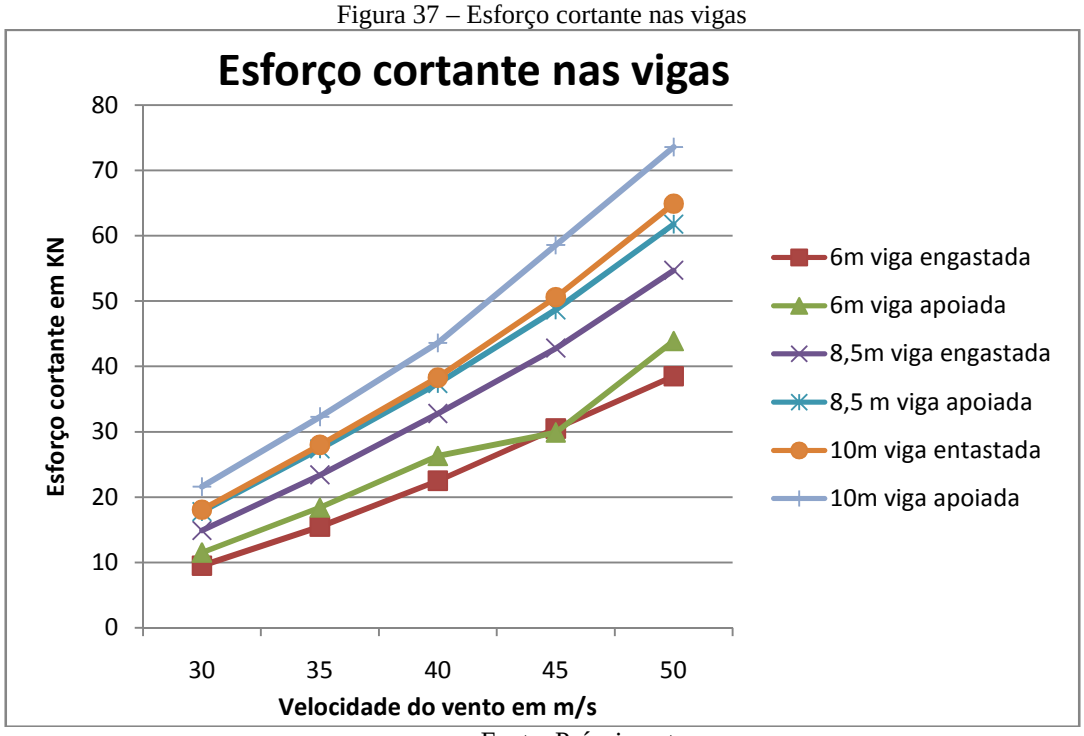
A tabela abaixo contem os maiores valores para o esforço cortante tanto para a viga quanto para o pilar.

Tabela 6: Esforço cortante

			ESFORÇO CORTANTE (KN)									
		Velocidade do vento	V= 30 m/s		V= 35 m/s		V= 40 m/s		V= 45 m/s		V= 50 m/s	
		Vínculo	engastado	apoiado	engastado	apoiado	engastado	apoiado	engastado	apoiado	engastado	apoiado
		Modelos	AC 01	AC 06	AC02	AC07	AC03	AC08	AC04	AC09	AC05	AC10
Distancia entre Pórticos	6 m	Viga	9,5	11,5	15,5	18,4	22,5	26,3	30,5	29,9	38,5	43,9
		Pilar	18,8	16,3	27,6	23,5	37,8	31,7	49,5	38,6	61,7	50,9
	8,5 m	Modelos	AC 11	AC 16	AC12	AC17	AC13	AC18	AC14	AC19	AC15	AC20
		Viga	14,9	17,8	23,4	27,4	32,8	37,4	42,8	48,7	54,7	61,8
		Pilar	27,7	23,8	40,2	33,9	54,3	45,1	69,7	57,6	87,3	71,9
	10 m	Modelos	AC 21	AC 26	AC22	AC27	AC23	AC28	AC24	AC29	AC25	AC30
		Viga	18,1	21,6	28	32,3	38,3	43,6	50,6	58,6	64,9	73,6
		Pilar	33,1	28,3	47,7	39,9	63,6	52,8	81,9	68,4	103,1	84,9

Fonte: Próprio autor

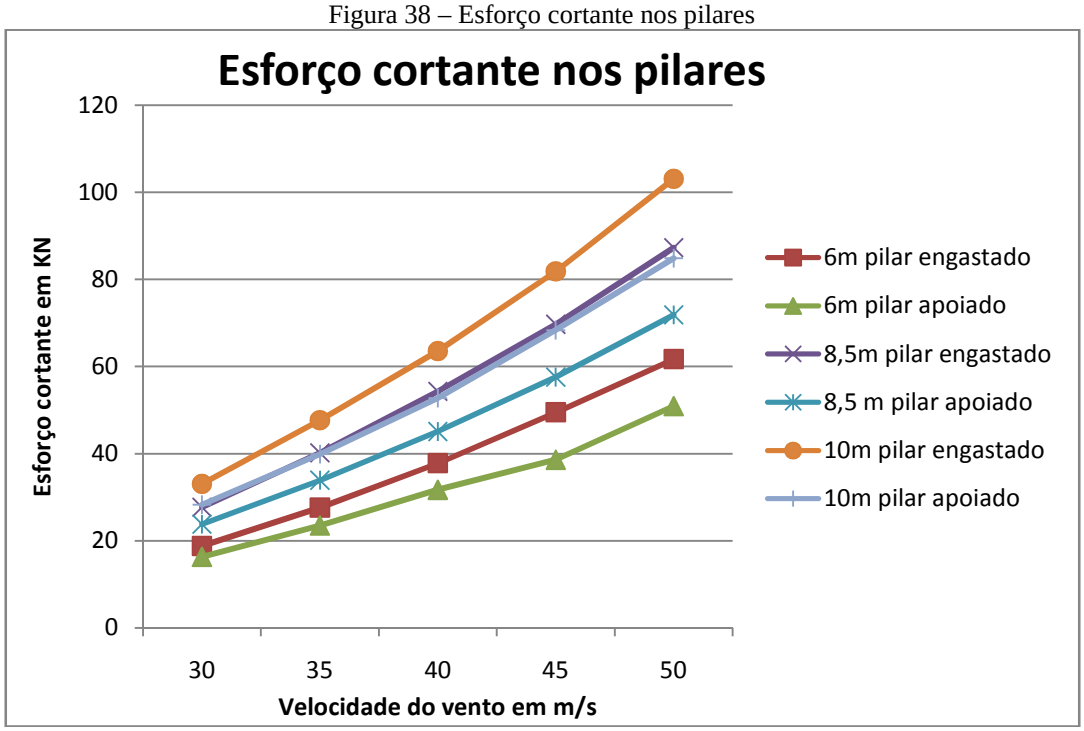
Figura 37 – Esforço cortante nas vigas



Fonte: Próprio autor

Para o esforço cortante na viga o pórtico engastado gera menor esforço que o engastado e vai aumentando a medida que aumenta o espaço entre os pórticos e a velocidade do vento sempre mantendo as mesmas características.

Figura 38 – Esforço cortante nos pilares



Fonte: Próprio autor

Já para os pilares o que gera menor esforço é o pórtico apoiado chegando a uma equivalência entre os afastamentos de pórtico com 10 metros apoiado e com 8,5 metros engastado.

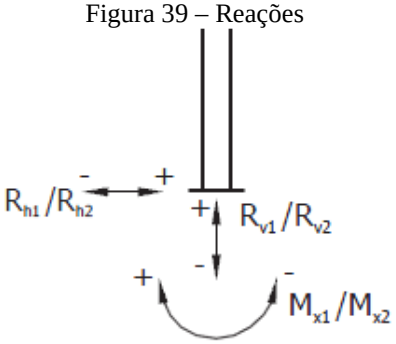
4.11 MOMENTO FLETOR

Nas vigas o momento fletor é oriundo dos carregamentos verticais, peso próprio, sobrecargas e nos pilares o momento é oriundo de cargas horizontais, da forças devido ao vento, cargas excêntricas e desaprumos.

Os gráficos dos esforços que atuam na estrutura variam de acordo com o engastamento sendo que para o pórtico com base engastada é gerado um momento que é transferido para a fundação e no pórtico com base apoiada não é gerado momento em sua extremidade.

Os momentos M_x transmitido para a fundação são os que estão na base do pilar.

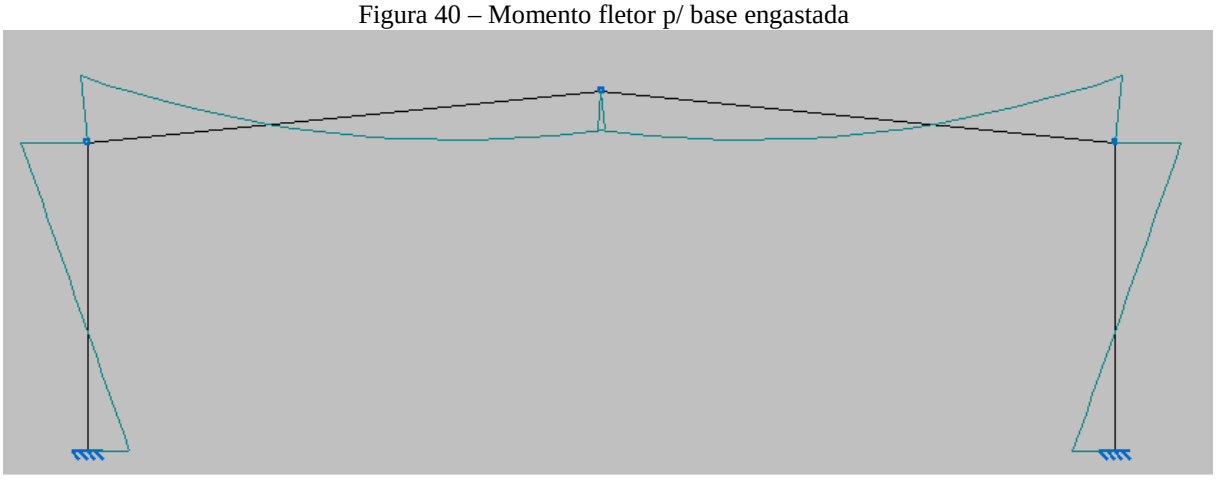
Figura 39 – Reações



Fonte: Galpões para uso gerais, 2010.

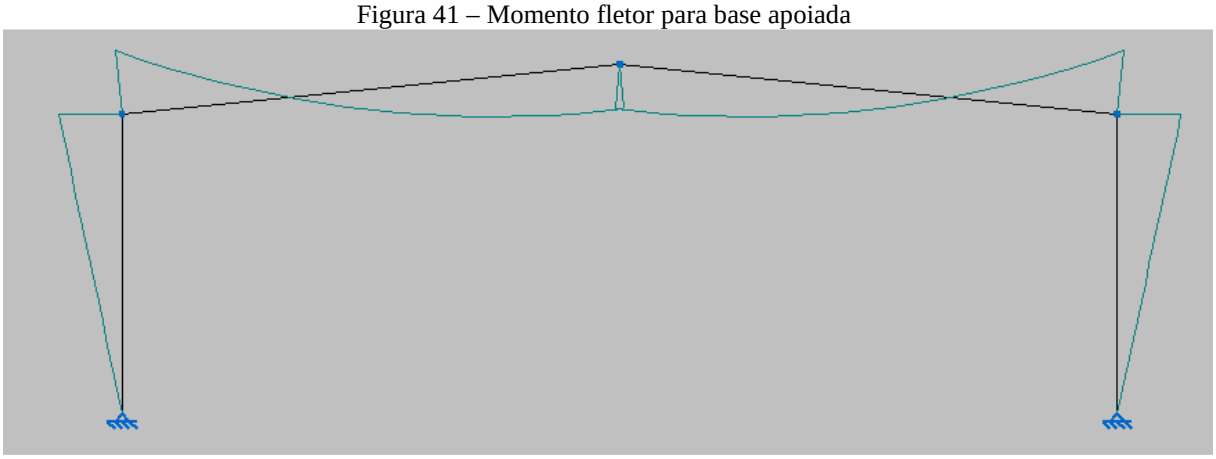
A combinação que gerou a pior situação de carregamento foi 1,5AP x 1,5SCU.

Figura 40 – Momento fletor p/ base engastada



Fonte: Próprio autor

Figura 41 – Momento fletor para base apoiada



Fonte: Próprio autor

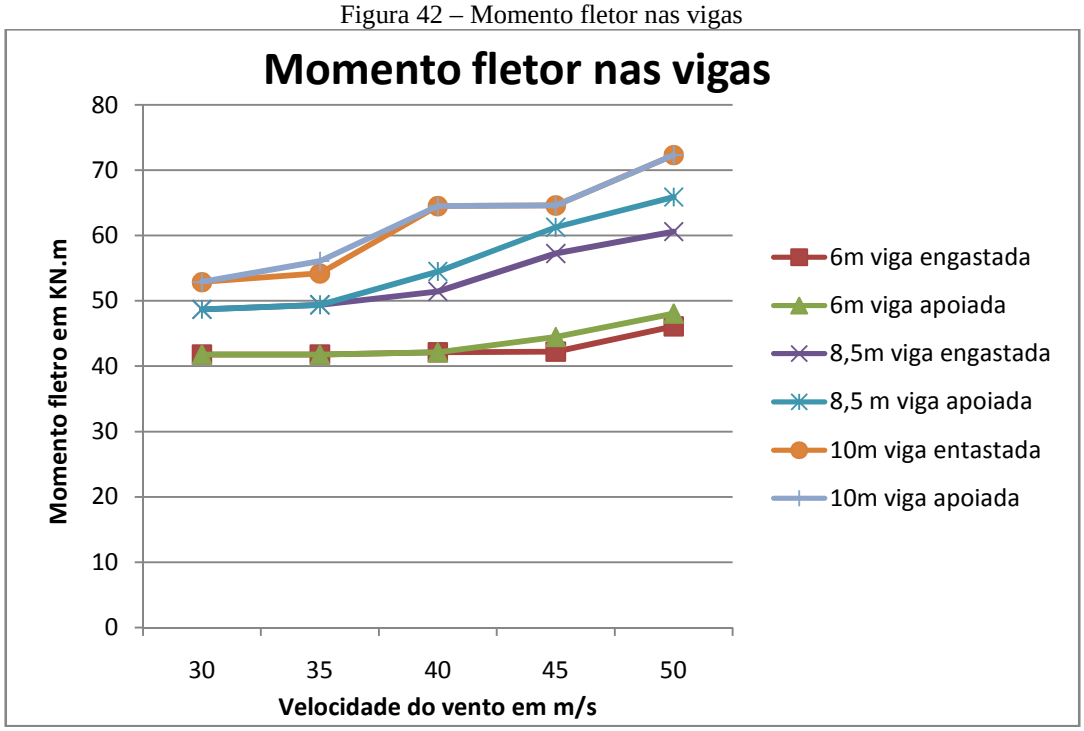
A tabela abaixo contem os maiores valores para o momento fletor tanto para a viga quanto para o pilar.

Tabela 7: Momento fletor Máximo

			MOMENTO FLETOR (KNxm)									
		Velocidade do vento	V= 30 m/s		V= 35 m/s		V= 40 m/s		V= 45 m/s		V= 50 m/s	
		Vínculo	engastado	apoiado	engastado	apoiado	engastado	apoiado	engastado	apoiado	engastado	apoiado
		Modelos	AC 01	AC 06	AC02	AC07	AC03	AC08	AC04	AC09	AC05	AC10
Distancia entre Pórticos	6 m	Viga	41,8	41,8	41,8	41,8	42,13	42,13	42,24	44,49	46,11	48,08
		Pilar	41,8	41,8	41,8	41,8	42,13	42,13	42,24	44,49	46,11	48,08
	8,5 m	Modelos	AC 11	AC 16	AC12	AC17	AC13	AC18	AC14	AC19	AC15	AC20
		Viga	48,7	48,7	49,4	49,4	51,46	54,5	57,25	61,27	60,6	65,9
		Pilar	48,7	48,7	49,4	49,4	51,46	54,5	57,25	61,27	60,6	65,9
	10 m	Modelos	AC 21	AC 26	AC22	AC27	AC23	AC28	AC24	AC29	AC25	AC30
		Viga	52,9	52,9	54,2	56,1	60,5	64,5	64,7	64,6	67,1	72,3
		Pilar	52,9	52,9	54,2	56,1	60,5	64,5	67,1	68,6	69,7	72,3

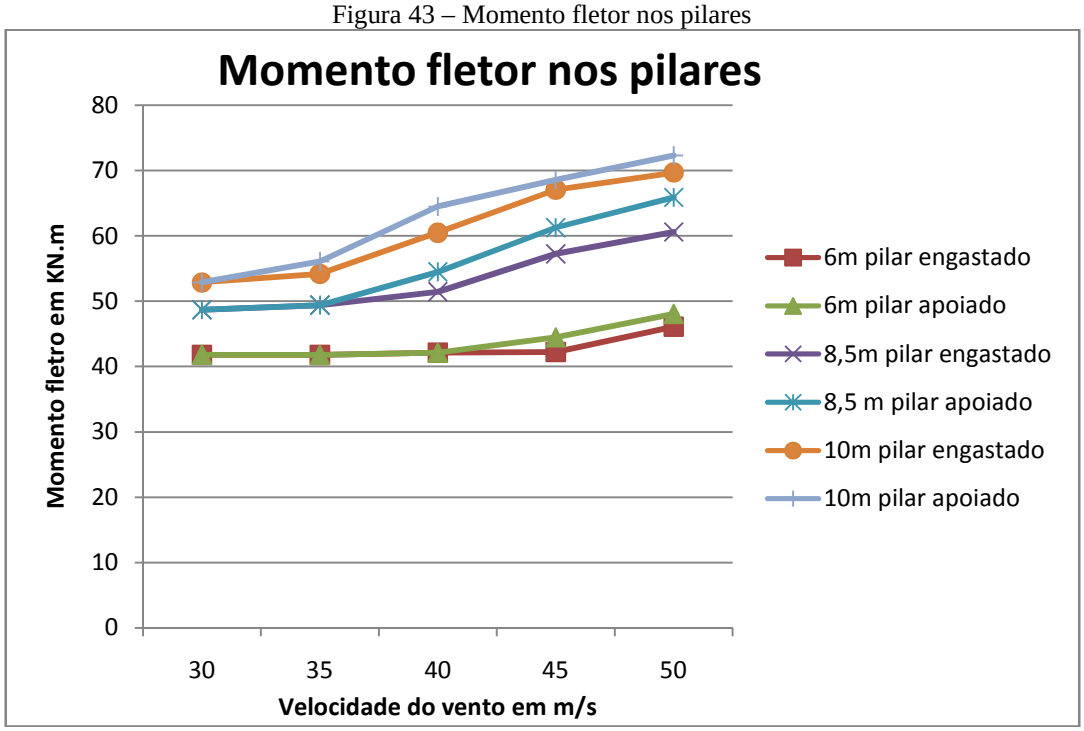
Fonte: Próprio autor

Figura 42 – Momento fletor nas vigas



Fonte: Próprio autor

Figura 43 – Momento fletor nos pilares



Fonte: Próprio autor

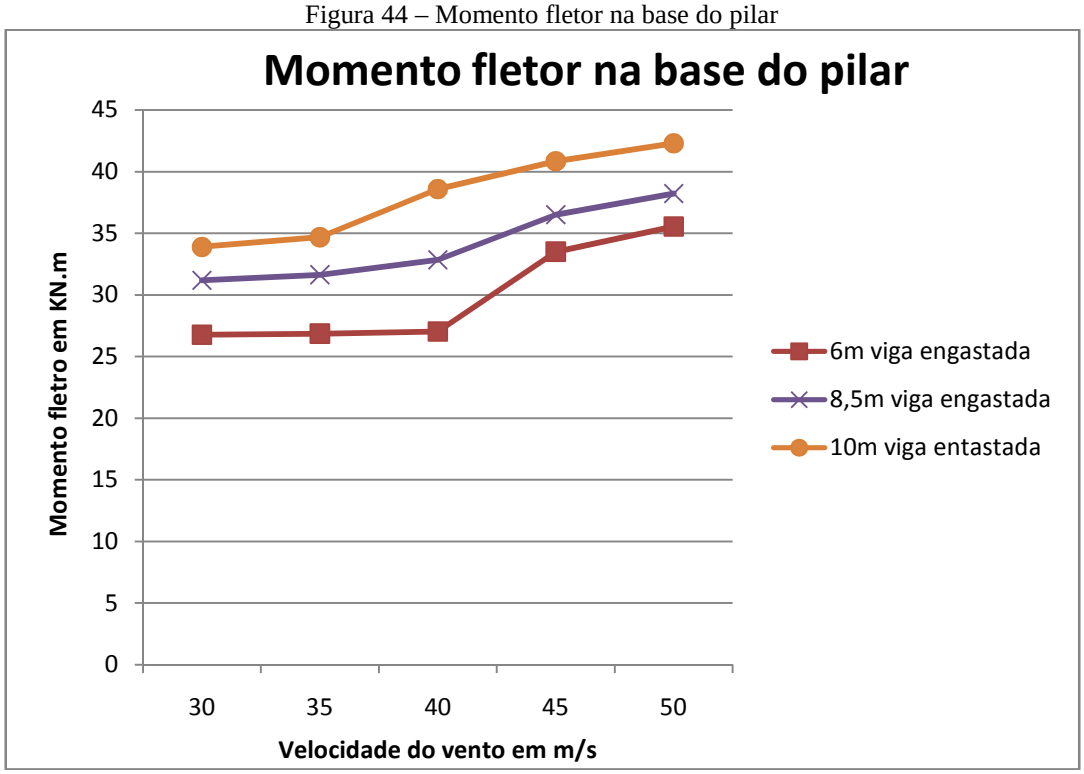
Tanto para as vigas quanto para os pilares o menor momento é gerado nos pórticos engastados.

Quadro 8: Momento fletor na base do pilar

	MOMENTO FLETOR NA BASE DO PILAR (KNxm)									
Vel. do vento	V= 30 m/s		V= 35 m/s		V= 40 m/s		V= 45 m/s		V= 50 m/s	
Vínculo	engastado	apoiado	engastado	apoiado	engastado	apoiado	engastado	apoiado	engastado	apoiado
Modelos	AC 01	AC 06	AC02	AC07	AC03	AC08	AC04	AC09	AC05	AC10
6m	26,76	0	26,85	0	27,02	0	33,5	0	35,54	0
Modelos	AC 11	AC 16	AC12	AC17	AC13	AC18	AC14	AC19	AC15	AC20
8,5m	31,19	0	31,64	0	32,84	0	36,51	0	38,22	0
Modelos	AC 21	AC 26	AC22	AC27	AC23	AC28	AC24	AC29	AC25	AC30
10m	33,9	0	34,69	0	38,59	0	40,85	0	42,3	0

Fonte: Próprio autor

Figura 44 – Momento fletor na base do pilar



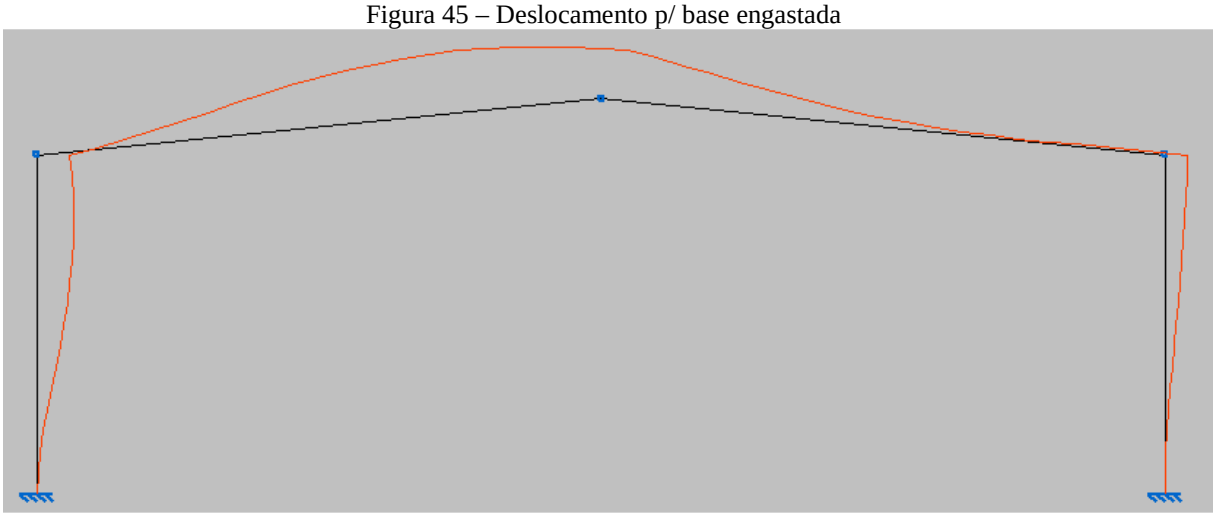
Fonte: Próprio autor

4.12 DESLOCAMENTOS

. O deslocamento e a variação de posição dentro de uma trajetória determinada, os gráficos para os dois tipos de engastamento possuem diferença.

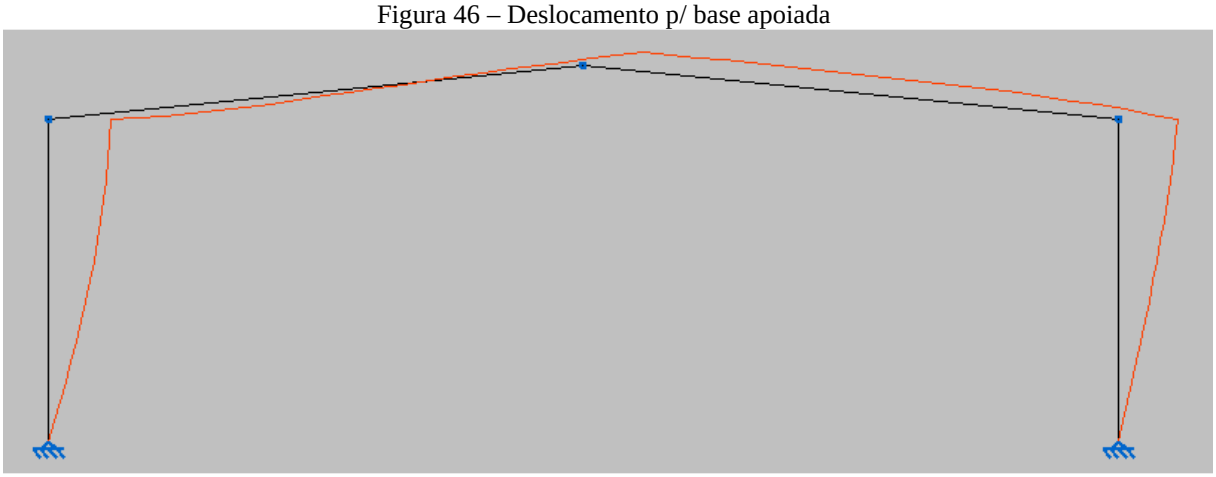
A combinação mais critica gerada para o deslocamento foi AP + V90º

Figura 45 – Deslocamento p/ base engastada



Fonte: Próprio autor

Figura 46 – Deslocamento p/ base apoiada



Fonte: Próprio autor

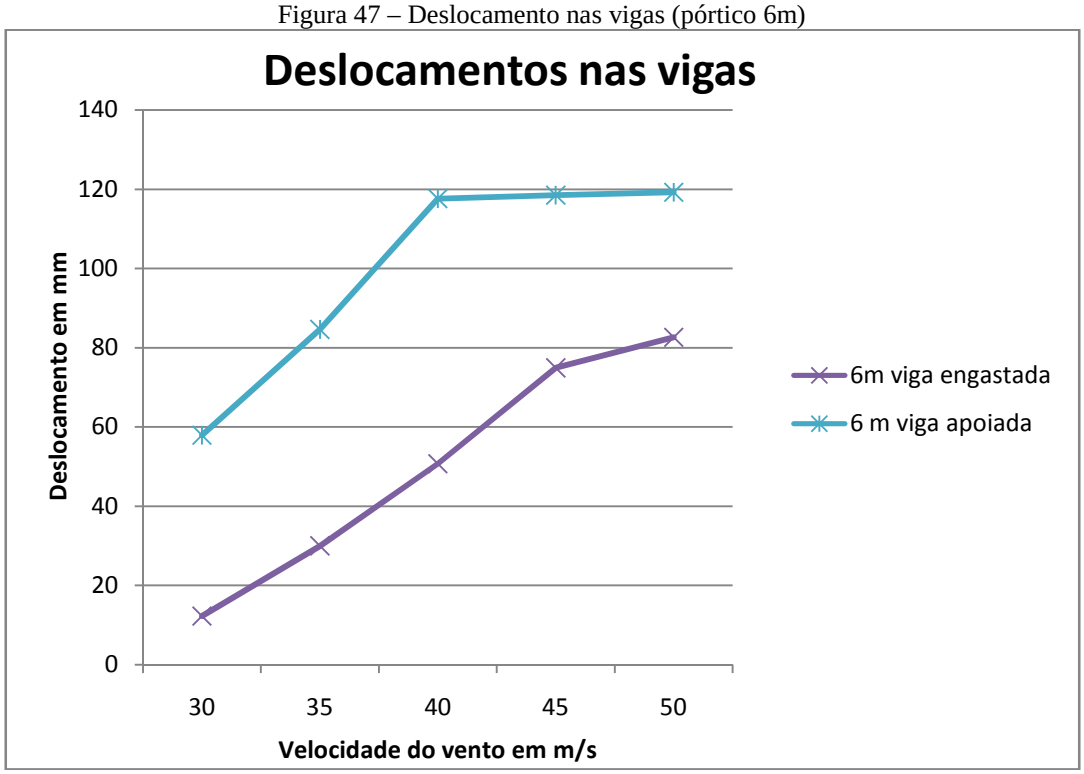
A tabela abaixo contem os maiores valores para o deslocamento tanto para a viga quanto para o pilar.

Tabela 8: Deslocamentos

			DESLOCAMENTOS (mm)									
		Vel. do vento	V= 30 m/s		V= 35 m/s		V= 40 m/s		V= 45 m/s		V= 50 m/s	
		Vínculo	engastado	apoiado	engastado	apoiado	engastado	apoiado	engastado	apoiado	engastado	apoiado
		Modelos	AC 01	AC 06	AC02	AC07	AC03	AC08	AC04	AC09	AC05	AC10
Distancia entre Pórticos	6 m	Viga	12,3	57,9	30	84,6	50,7	117,6	74,9	31,5	82,6	119,2
		Pilar	6,5	57,9	10,8	80,34	15,7	106,4	21,4	30,2	22,9	103,2
	8,5 m	Modelos	AC 11	AC 16	AC12	AC17	AC13	AC18	AC14	AC19	AC15	AC20
		Viga	24,5	84,8	88,8	123,9	67,2	102,7	63,9	75,7	48,9	76,9
		Pilar	10,25	82,8	25,5	114,7	20,1	92,6	18,5	67,2	13,7	66,9
	10 m	Modelos	AC 21	AC 26	AC22	AC27	AC23	AC28	AC24	AC29	AC25	AC30
		Viga	31,8	101,2	60,7	126,8	54,34	68,3	43,6	90,9	58,7	91,4
		Pilar	12,6	97,7	19,2	117,5	16,5	62,2	12,6	79,5	16,2	78,9

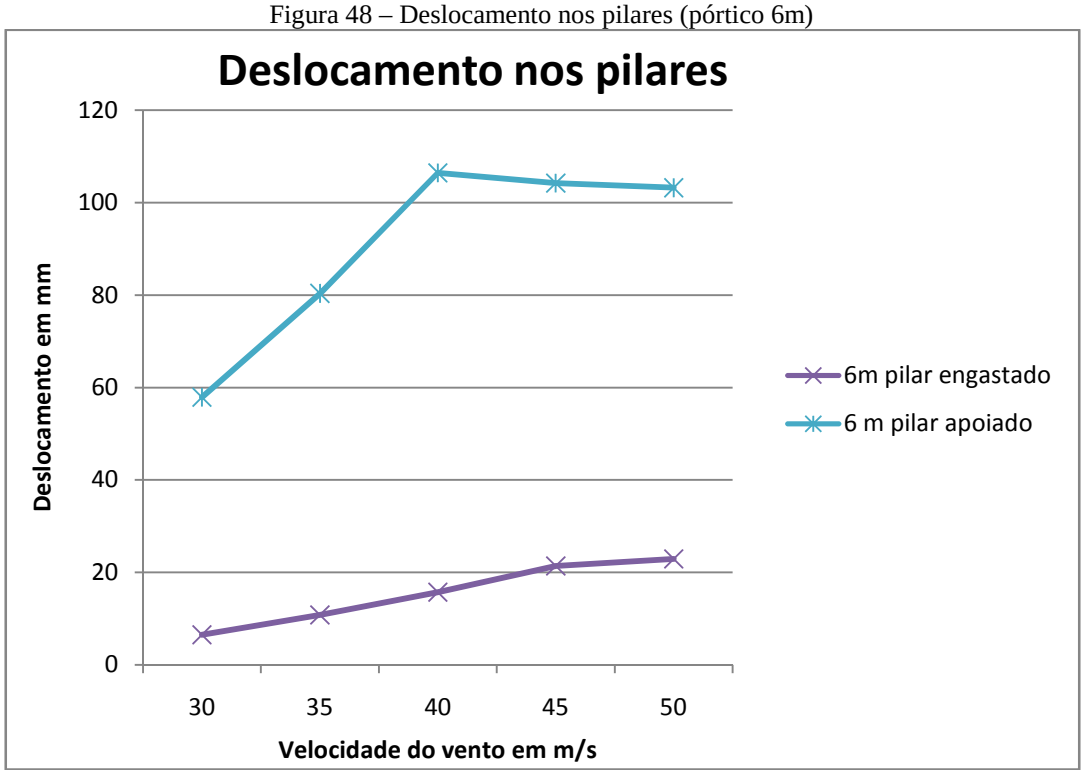
Fonte: Próprio autor

Figura 47 – Deslocamento nas vigas (pórtico 6m)



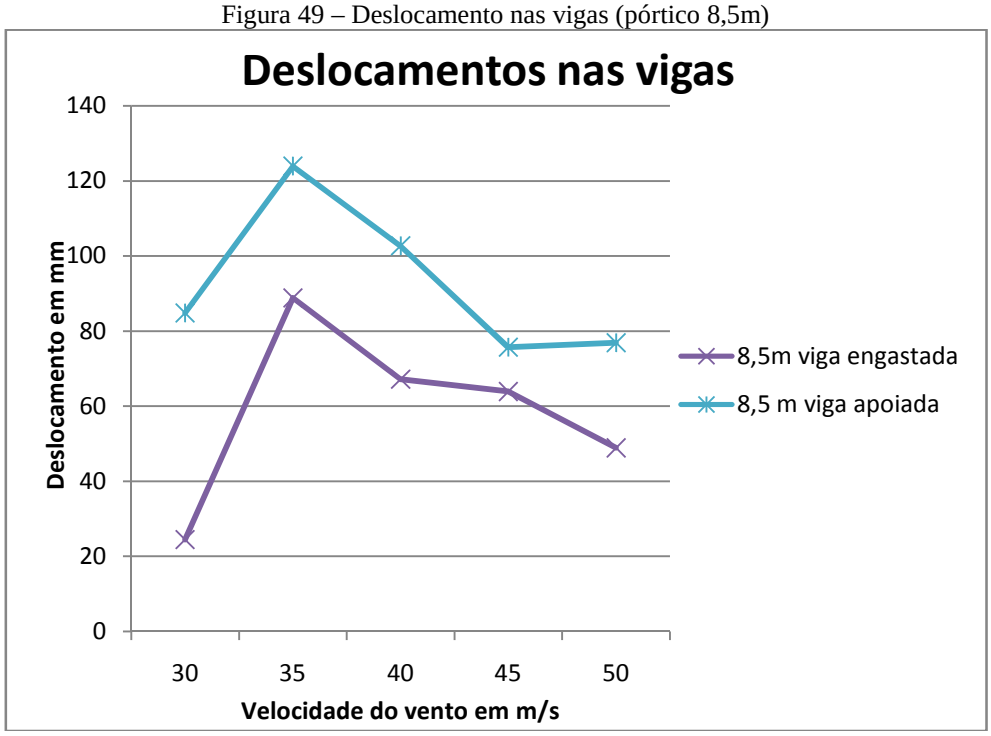
Fonte: Próprio autor

Figura 48 – Deslocamento nos pilares (pórtico 6m)



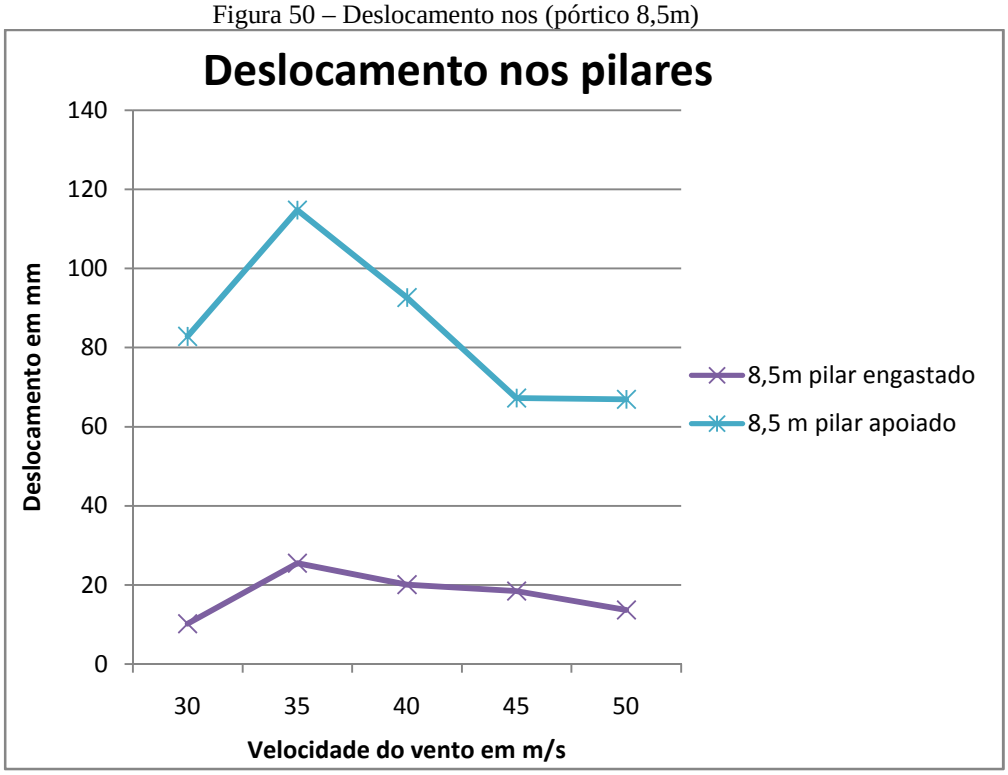
Fonte: Próprio autor

Figura 49 – Deslocamento nas vigas (pórtico 8,5m)



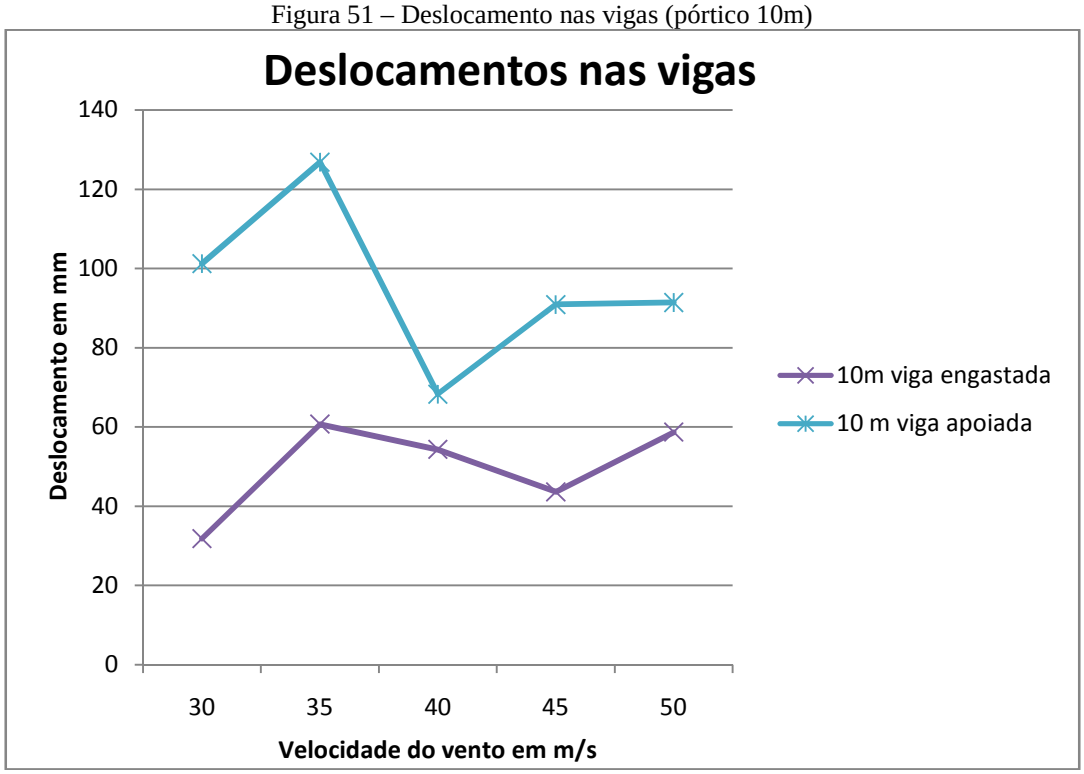
Fonte: Próprio autor

Figura 50 – Deslocamento nos (pórtico 8,5m)



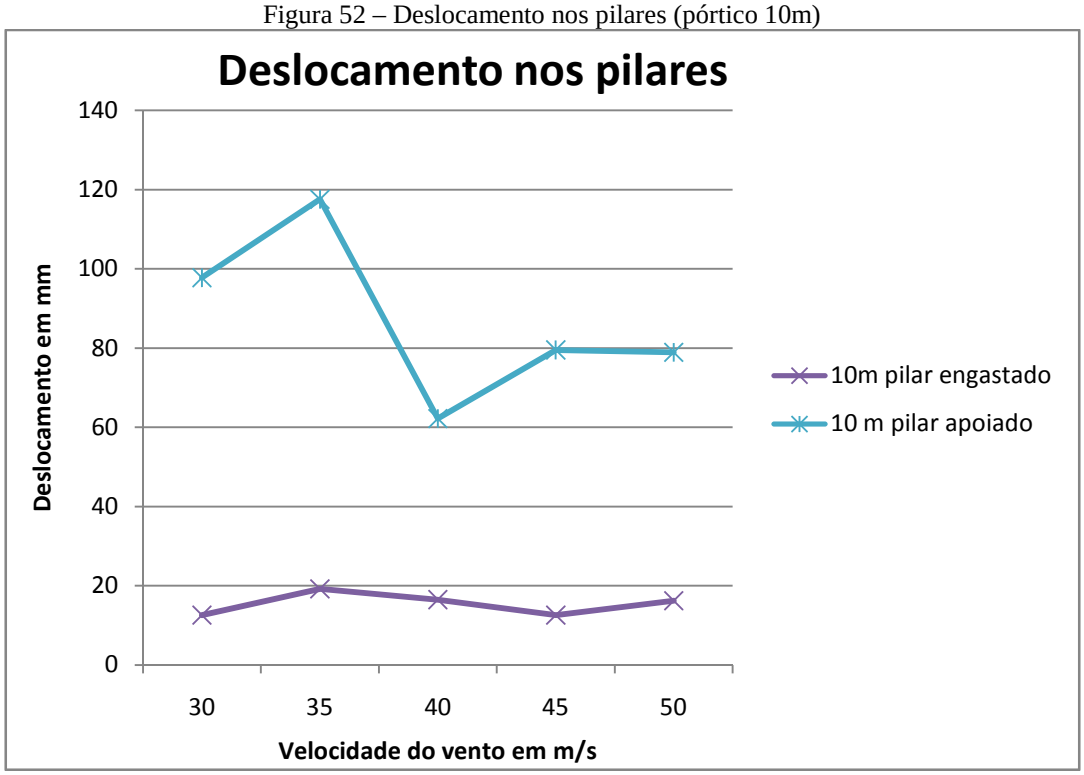
Fonte: Próprio autor

Figura 51 – Deslocamento nas vigas (pórtico 10m)



Fonte: Próprio autor

Figura 52 – Deslocamento nos pilares (pórtico 10m)



Fonte: Próprio autor

Na análise dos gráficos sobre o deslocamento verifica-se que independente da distância entre pórticos, o sistema estrutura com pórtico engastado apresenta um deslocamento muito menor do que o pilar apoiado.

5 CONSUMO DE AÇO PARA PÓRTICO COM 6 m DE ESPAÇAMENTO

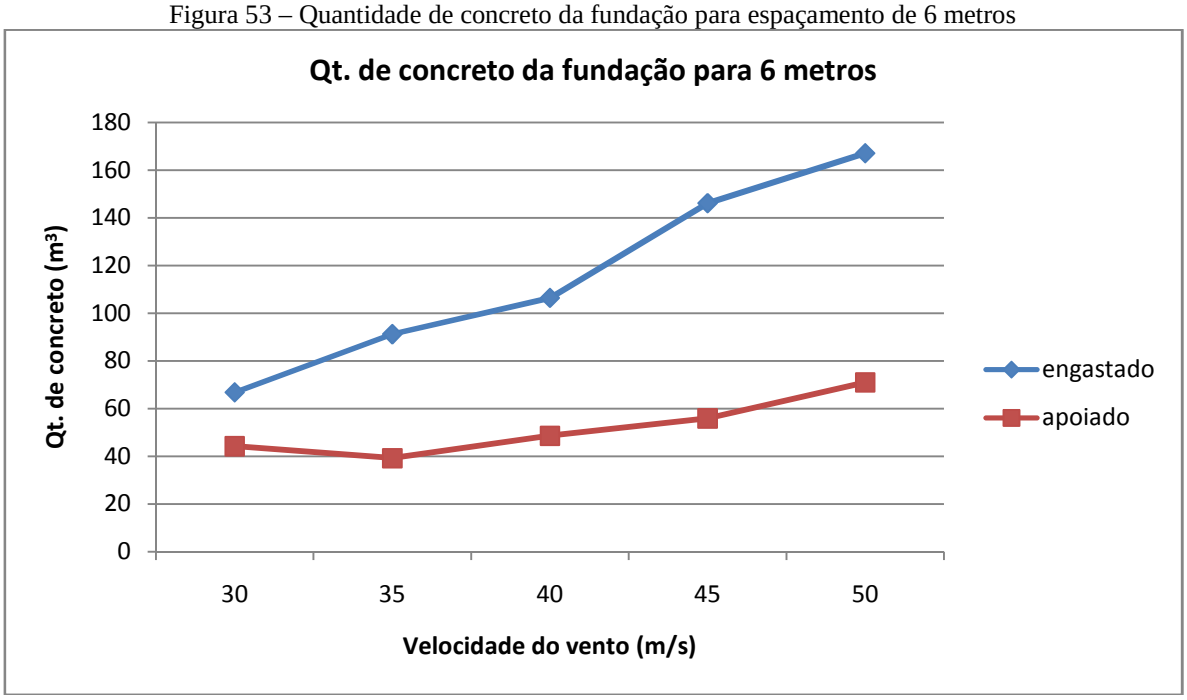
Os dados a seguir relacionados são resultantes da análise do consumo do aço para pórticos com 6 metros de espaçamento.

Tabela 9: Consumo de material (6m espaçamento)

	DISTÂNCIA ENTRE PÓRTICOS (B) = 6 METROS									
Velocidade do vento	V= 30 m/s		V= 35 m/s		V= 40 m/s		V= 45 m/s		V= 50 m/s	
Vínculo	engastado	apoiado	engastado	apoiado	engastado	apoiado	engastado	apoiado	engastado	apoiado
Modelos	AC 01	AC 06	AC02	AC07	AC03	AC08	AC04	AC09	AC05	AC10
Cintas de cobertura (kg)	3252,6	3252,6	3252,6	3252,6	3658,8	3658,8	3658,8	3658,8	4395	4395
Cintas laterais (Kg)	2439	2439	2439	2439	2930,4	2930,4	3053,4	3053,4	3832,2	3832,2
Pórtico (Kg)	13628,18	13628,18	13628,18	13628,18	13628,18	13628,18	13628,18	16417,45	16417,45	18288,43
Aço sapatas (Kg)	2186,42	850	3005,9	966,02	3229,44	1139,46	5042,34	1447,16	6008,8	1999,36
Concreto da sapata (m^3)	52,73	29,08	77,91	25,03	94,56	35,22	134,6	43,16	156,36	58,84
Aço viga ligação (Kg)	735,4	747	724	735,4	712,6	724	701,2	724	701,2	712,6
Concreto viga ligação (m3)	14,08	15,2	13,28	14,24	11,84	13,44	11,52	12,8	10,72	12,16
Modelos	AC 01	AC 06	AC02	AC07	AC03	AC08	AC04	AC09	AC05	AC10
Total estrutura (Kg)	19319,78	19319,78	19319,78	19319,78	20217,38	20217,38	20340,38	23129,65	24644,65	26515,63
Total aço fundação (Kg)	2921,82	1597	3729,9	1701,42	3942,04	1863,46	5743,54	2171,16	6710	2711,96
Total concreto fundação (m3)	66,81	44,28	91,19	39,27	106,4	48,66	146,12	55,96	167,08	71
Total aço est. + fund. (Kg)	22241,6	20916,78	23049,68	21021,2	24159,42	22080,84	26083,92	25300,81	31354,65	29227,59
Modelos	AC 01	AC 06	AC02	AC07	AC03	AC08	AC04	AC09	AC05	AC10
Perfil do pórtico	CS 225x39	CS 225x39	CS 225x39	CS 225x39	CS 225x39	CS 225x39	CS 200x50	CS 225x46	CS 225x46	CS 250x52
Perfil cinta de cobertura	CR 100x50x 2,66	CR 100x50x 2,66	CR 100x50x 2,66	CR 100x50x 2,66	CR 127x50x 2,66	CR 127x50x 2,66	CR 127x50x 2,66	CR 127x50x 2,66	CR 150x60x 2,66	CR 150x60x 2,66
Perfil cinta lateral	CR 127x50x 2,66	CR 127x50x 2,66	CR 127x50x 2,66	CR 127x50x 2,66	CR 150x60x 2,66	CR 150x60x 2,66	CR 180x40x 3,00	CR 180x40x 3,00	CR 200x75x 2,66	CR 200x75x 2,66

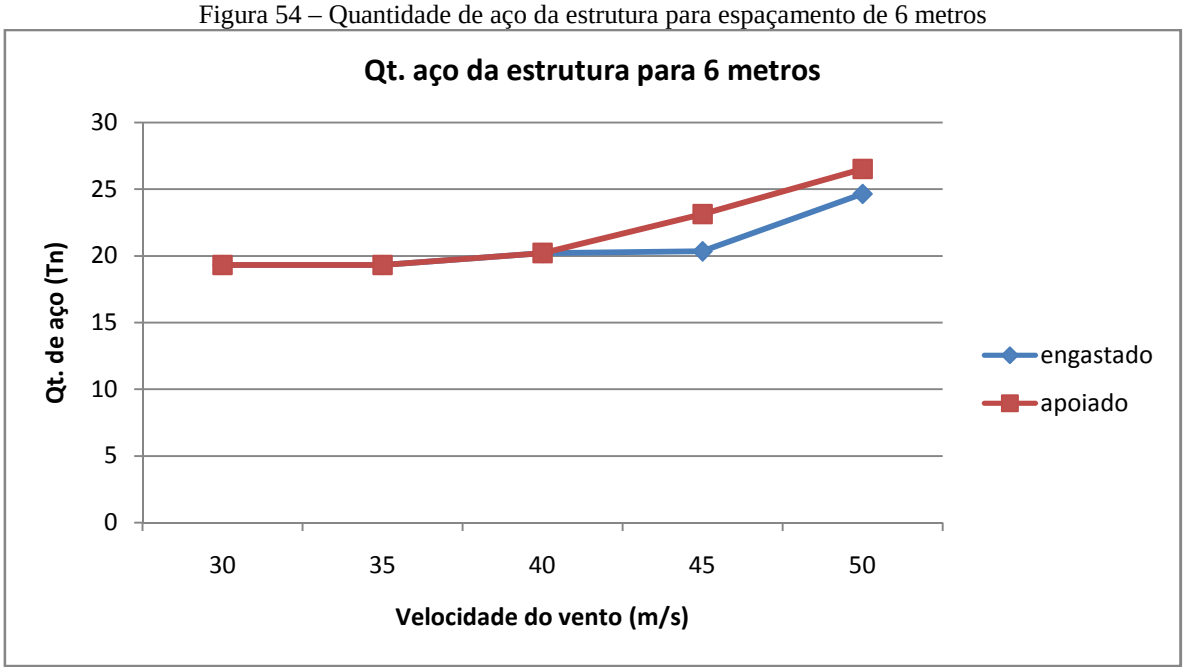
Fonte: Próprio autor

Figura 53 – Quantidade de concreto da fundação para espaçamento de 6 metros



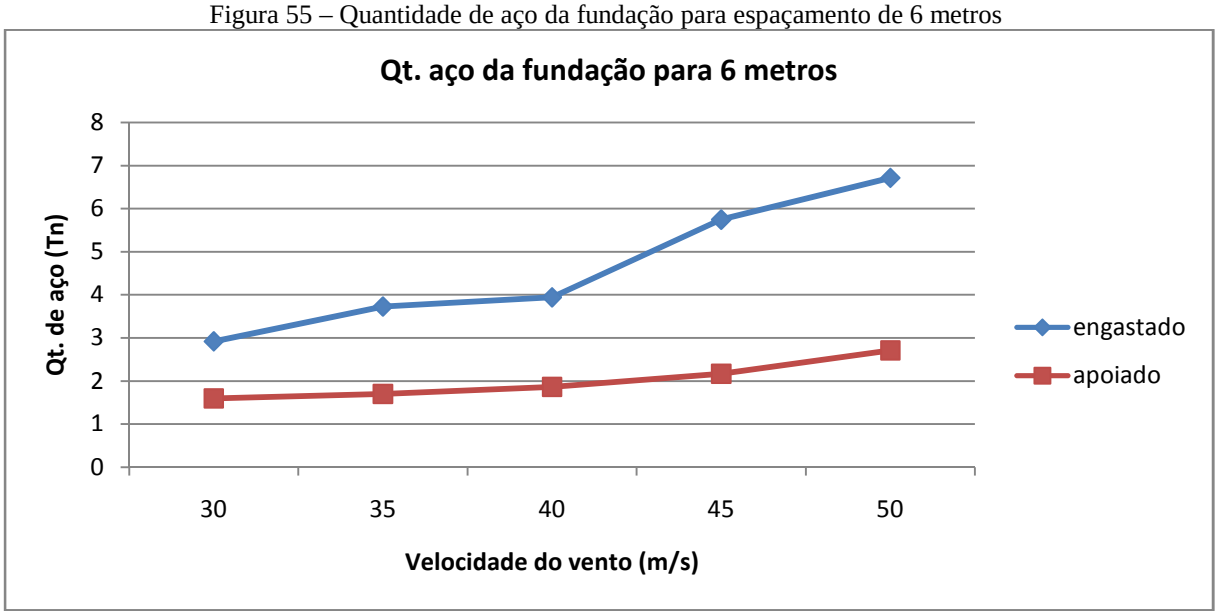
Fonte: Próprio autor

Figura 54 – Quantidade de aço da estrutura para espaçamento de 6 metros



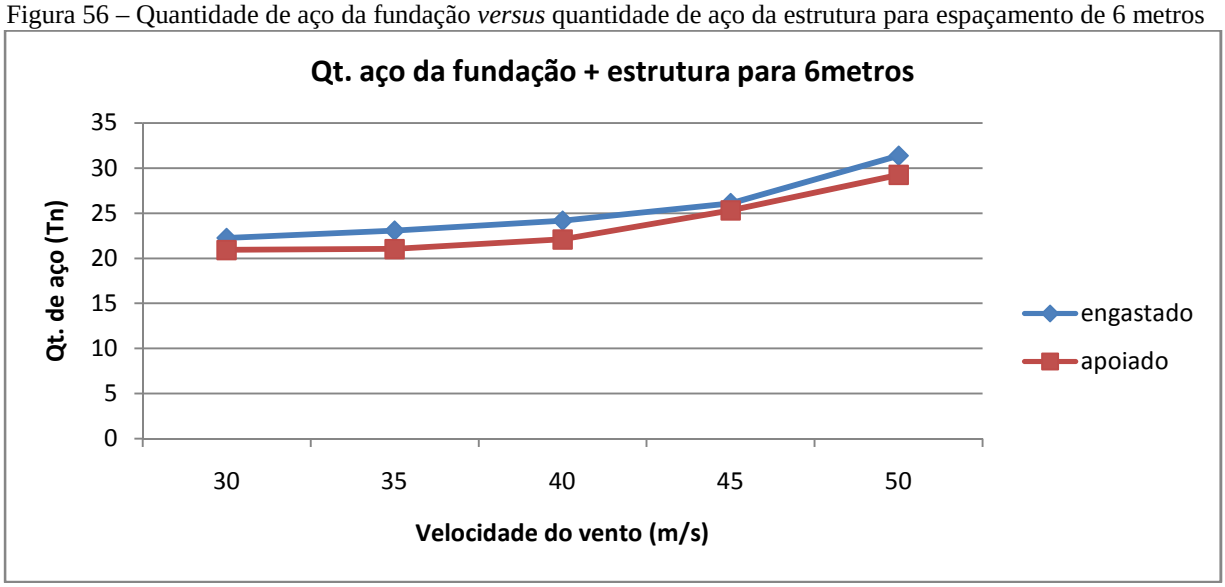
Fonte: Próprio autor

Figura 55 – Quantidade de aço da fundação para espaçamento de 6 metros



Fonte: Próprio autor

Figura 56 – Quantidade de aço da fundação *versus* quantidade de aço da estrutura para espaçamento de 6 metros



Fonte: Próprio autor

6 CONSUMO DE AÇO PARA PÓRTICO COM 8,5 m DE ESPAÇAMENTO

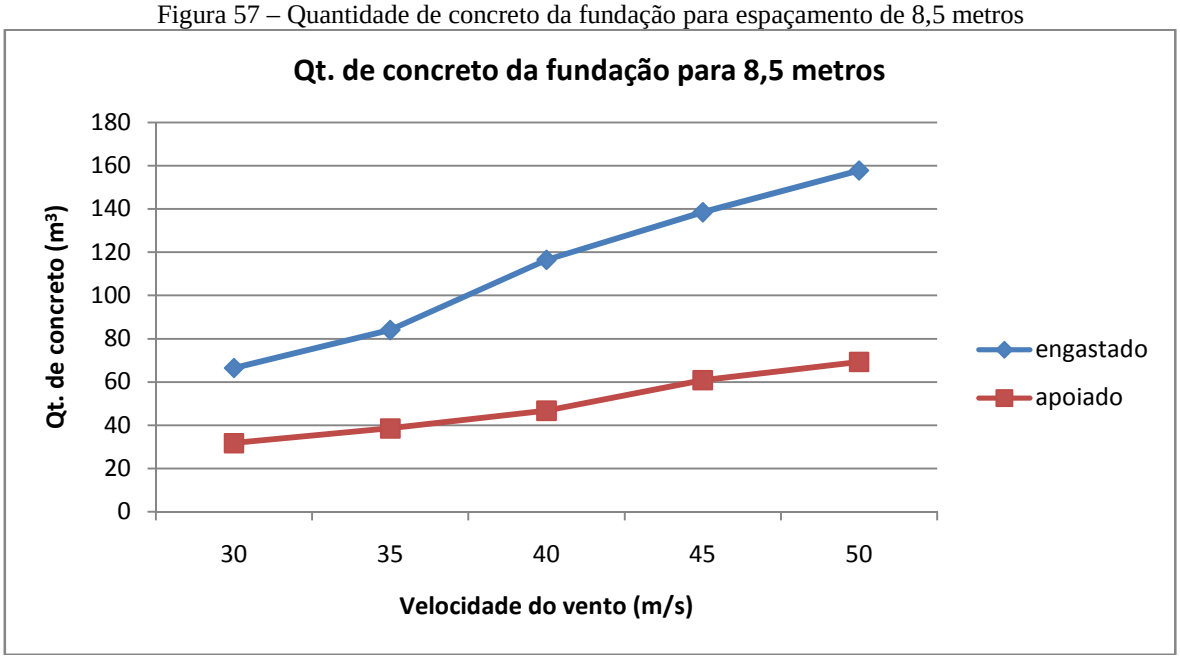
Os dados a seguir relacionados são resultado da análise do consumo de aço para pórtico com 8,5 metros de espaçamento.

Tabela 10: Consumo de material (8,5m espaçamento)

	DISTÂNCIA ENTRE PÓRTICOS (B) = 8,5 METROS									
Veloc. do vento	V= 30 m/s		V= 35 m/s		V= 40 m/s		V= 45 m/s		V= 50 m/s	
Vínculo	engastado	apoiado	engastado	apoiado	engastado	apoiado	engastado	apoiado	engastado	apoiado
Modelos	AC 11	AC 16	AC12	AC17	AC13	AC18	AC14	AC19	AC15	AC20
Cintas de cobertura (kg)	3901,2	3901,2	4395	4395	4395	4395	6526,2	6526,2	5748,6	5748,6
Cintas laterais (Kg)	3053,4	3053,4	3832,2	3832,2	3832,2	3832,2	4533,6	4533,6	5152,8	5152,8
Estrutura (Kg)	9911,4	9911,4	9911,4	9911,4	11234,01	13300,67	13300,67	16022,09	16022,09	19553,88
Aço sapatas (Kg)	2602,44	661,12	2493,2	846,24	4376,68	1052,48	4967,4	1599,52	5666,08	1910,72
Concreto da sapata (m^3)	51,58	15,88	70,12	23,32	102,82	32,2	125,34	46,75	145,03	55,58
Aço viga ligação (Kg)	730,24	738,22	714,14	730,24	714,14	722,26	706,16	714,14	698,04	714,14
Concreto viga ligação (m3)	14,9	15,9	13,89	15,23	13,61	14,56	13,1	14,11	12,66	13,66
Modelos	AC 11	AC 16	AC12	AC17	AC13	AC18	AC14	AC19	AC15	AC20
Total estrutura (Kg)	16866	16866	18138,6	18138,6	19461,21	21527,87	24360,47	27081,89	26923,49	30455,28
Total aço fundação (Kg)	3332,68	1399,34	3207,34	1576,48	5090,82	1774,74	5673,56	2313,66	6364,12	2624,86
Total concreto fundação (m3)	66,48	31,78	84,01	38,55	116,43	46,76	138,44	60,86	157,69	69,24
Total aço est. + fund. (Kg)	20198,68	18265,34	21345,94	19715,08	24552,03	23302,61	30034,03	29395,55	33287,61	33080,14
Modelos	AC 11	AC 16	AC12	AC17	AC13	AC18	AC14	AC19	AC15	AC20
Perfil do pórtico	CS 225x39	CS 225x39	CS 225x39	CS 225x39	CS 225x44	CS 250x52	CS 250x52	CS 300x62	CS 300x62	CS 300x76
Perfil cinta de cobertura	CR 100x55x 3,00	CR 100x50x 2,66	CR 150x60x 2,66	CR 150x60x 2,66	CR 150x60x 2,66	CR 150x60x 2,66	CR 200x75x 3,04	CR 127x50x 2,66	CR 200x75x 2,66	CR 150x60x 2,66
Perfil cinta lateral	CR 180x40x 3,00	CR 127x50x 2,66	CR 200x75x 2,66	CR 200x75x 2,66	CR 200x75x 2,66	CR 200x75x 2,66	CR 185x85x 2,66	CR 180x40x 3,00	CR 250x85x 3,04	CR 200x75x 2,66

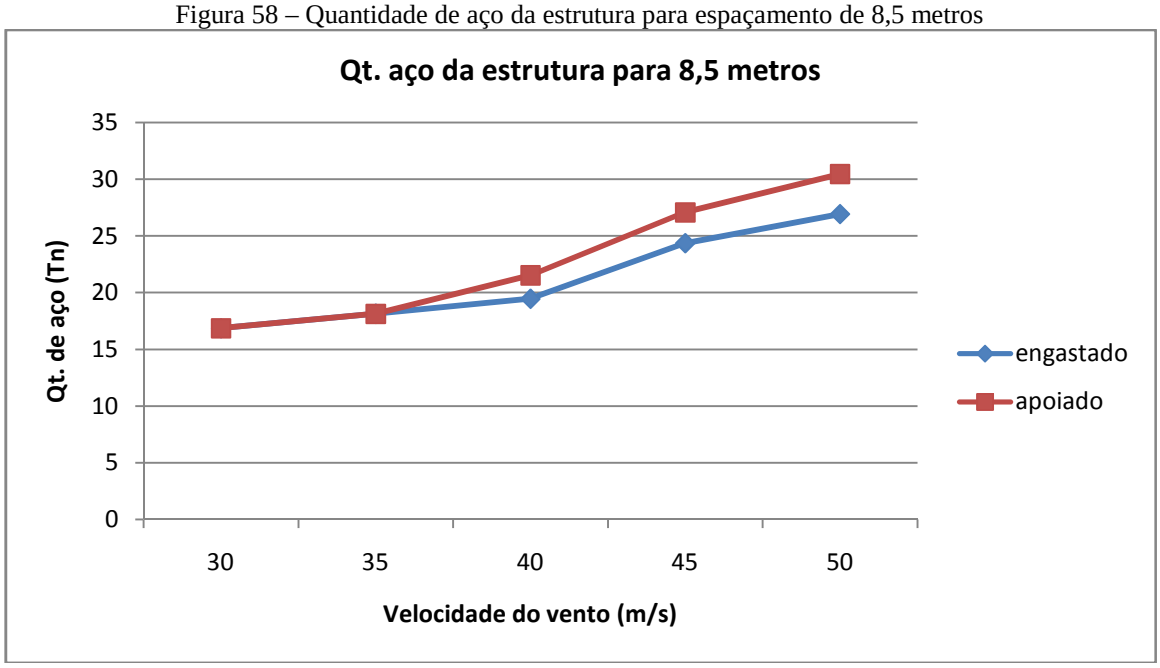
Fonte: Próprio autor

Figura 57 – Quantidade de concreto da fundação para espaçamento de 8,5 metros



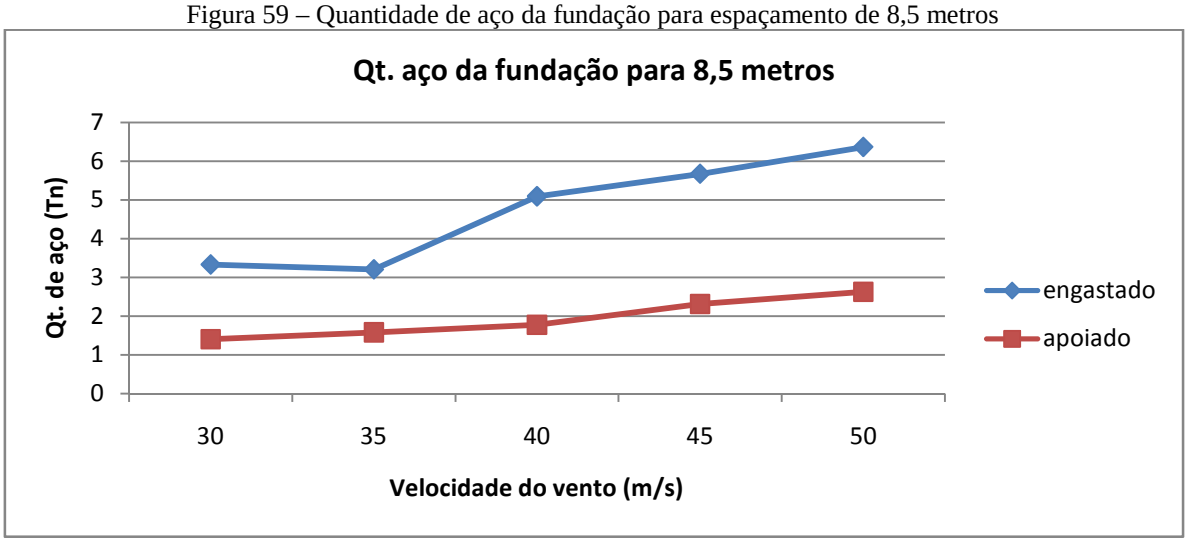
Fonte: Próprio autor

Figura 58 – Quantidade de aço da estrutura para espaçamento de 8,5 metros



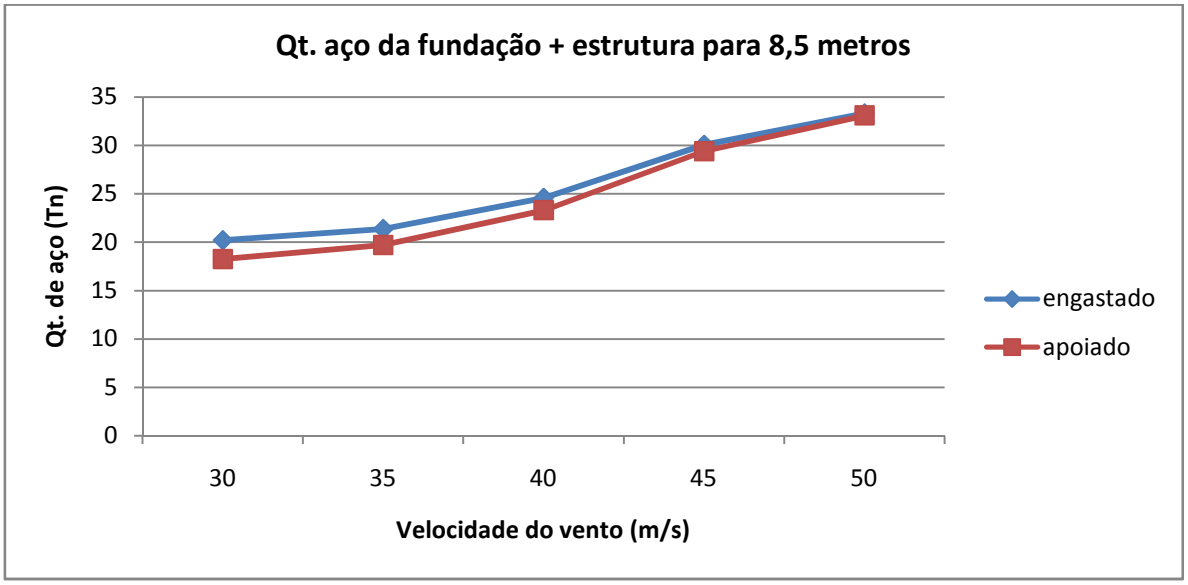
Fonte: Próprio autor

Figura 59 – Quantidade de aço da fundação para espaçamento de 8,5 metros



Fonte: Próprio autor

Figura 60 – Quantidade de aço da fundação *versus* quantidade de aço da estrutura para espaçamento de 8,5 metros



Fonte: Próprio autor

7 CONSUMO DE AÇO PARA PÓRTICO COM 10 m DE ESPAÇAMENTO

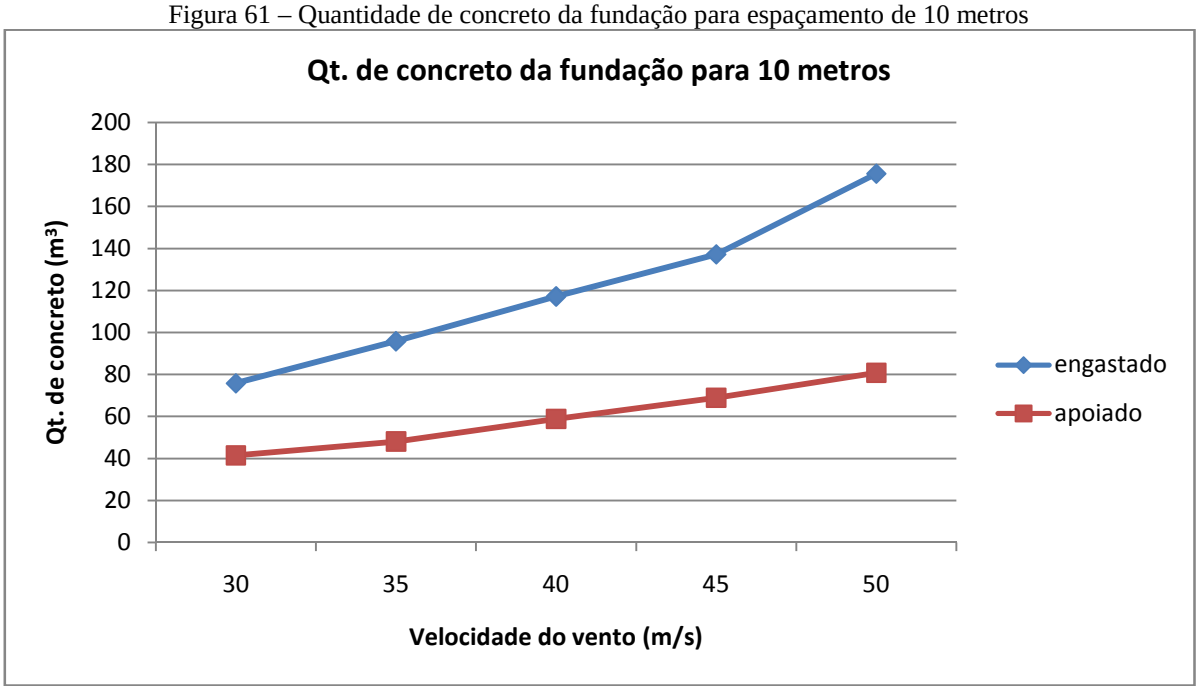
Os dados a seguir relacionados são resultados da análise do consumo de aço para pórtico com 10 metros de espaçamento.

Tabela 11: Consumo de material (10m espaçamento)

	DISTÂNCIA ENTRE PÓRTICOS (B) = 10 METROS									
Veloc. do vento	V= 30 m/s		V= 35 m/s		V= 40 m/s		V= 45 m/s		V= 50 m/s	
Vínculo	engastado	apoiado	engastado	apoiado	engastado	apoiado	engastado	apoiado	engastado	apoiado
Modelos	AC 21	AC 26	AC22	AC27	AC23	AC28	AC24	AC29	AC25	AC30
Cintas de cobertura (kg)	4138,2	4138,2	4980	4980	5748,6	5748,6	5748,6	5748,6	7293	7293
Cintas laterais (Kg)	3832,2	3832,2	4350,6	4350,6	4533,6	4533,6	5152,8	5152,8	6368,4	6368,4
Estrutura (Kg)	8672,48	8672,48	8672,48	9829,76	11638,09	14019,33	14019,33	16050,35	14019,33	17109,65
Aço sapatas (Kg)	3548,88	614,74	3451,82	764	4140,22	1168,6	4866,02	1524,88	8799,9	1952,04
Concreto da sapata (m^3)	54,67	15,93	72,73	23,6	94,82	34,84	115,73	45,82	154,43	58,45
Aço viga ligação (Kg)	2277,72	3051,72	3018,53	3042,75	3009,53	3027,42	3000,66	3018,53	2840,52	2849,4
Concreto viga ligação (m3)	21,17	25,5	23,1	24,45	22,34	23,99	21,45	23,09	21,15	22,35
Modelos	AC 21	AC 26	AC22	AC27	AC23	AC28	AC24	AC29	AC25	AC30
Total estrutura (Kg)	16642,88	16642,88	18003,08	19160,36	21920,29	24301,53	24920,73	26951,75	27680,73	30771,05
Total aço fundação (Kg)	5826,6	3666,46	6470,35	3806,75	7149,75	4196,02	7866,68	4543,41	11640,42	4801,44
Total concreto fundação (m3)	75,84	41,43	95,83	48,05	117,16	58,83	137,18	68,91	175,58	80,8
Total aço est. + fund. (Kg)	22469,48	20309,34	24473,43	22967,11	29070,04	28497,55	32787,41	31495,16	39321,15	35572,49
Modelos	AC 21	AC 26	AC22	AC27	AC23	AC28	AC24	AC29	AC25	AC30
Perfil do pórtico	CS 225x39	CS 225x39	CS 225x39	CS 225x44	CS 250x52	CS 300x62	CS 300x62	CS 300x62	CS 300x62	CS 300x76
Perfil cinta de cobertura	CR 127x50x 3,04	CR 127x50x 3,04	CR 150x60x 3,04	CR 150x60x 3,04	CR 200x75x 2,66	CR 200x75x 2,66	CR 200x75x 2,66	CR 200x75x 2,66	CR 200x75x 3,42	CR 200x75x 3,42
Perfil cinta lat.	CR 200x75x 2,66	CR 200x75x 2,66	CR 200x75x 3,04	CR 200x75x 3,04	CR 250x85x 2,66	CR 250x85x 2,66	CR 250x85x 3,04	CR 250x85x 3,04	CR 250x85x 3,80	CR 250x85x 3,80

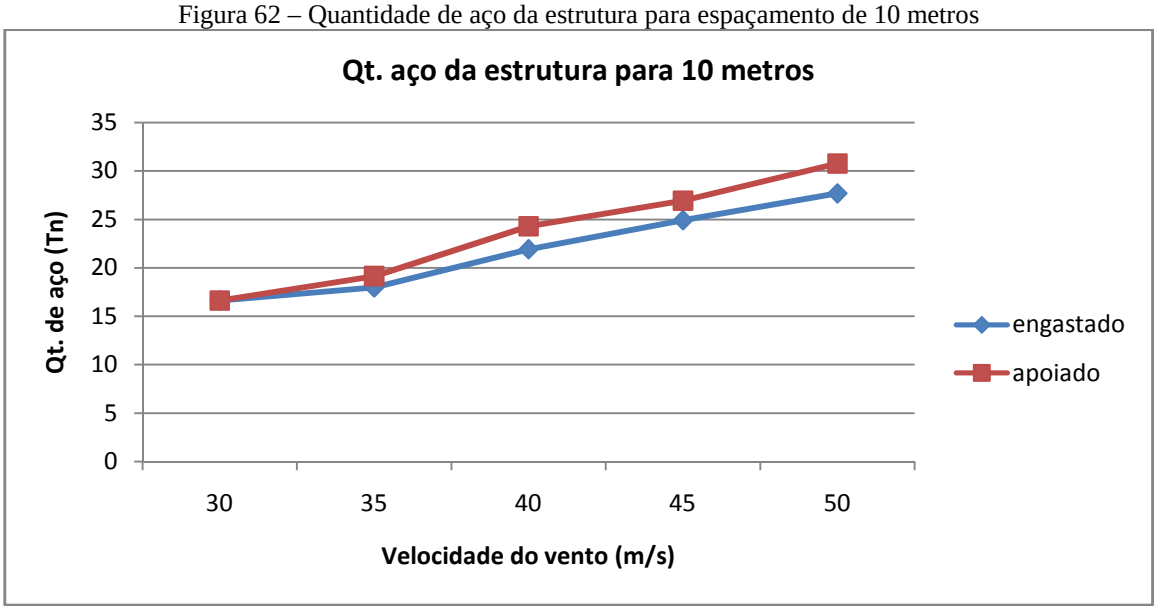
Fonte: Próprio autor

Figura 61 – Quantidade de concreto da fundação para espaçamento de 10 metros



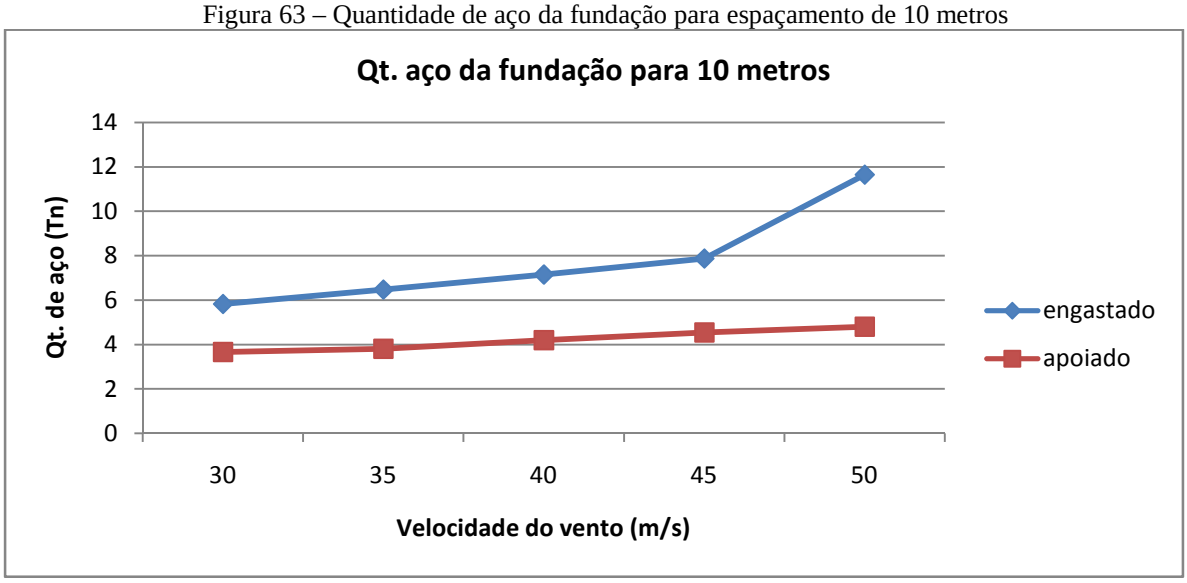
Fonte: Próprio autor

Figura 62 – Quantidade de aço da estrutura para espaçamento de 10 metros



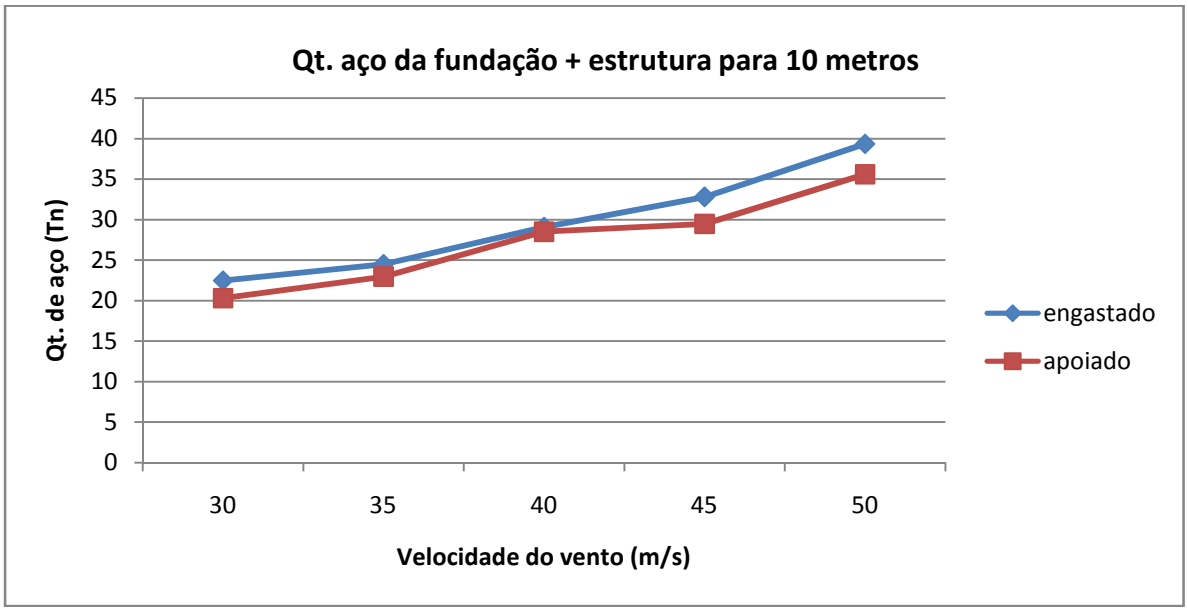
Fonte: Próprio autor

Figura 63 – Quantidade de aço da fundação para espaçamento de 10 metros



Fonte: Próprio autor

Figura 64 – Quantidade de aço da fundação *versus* quantidade de aço da estrutura para espaçamento de 10 metros



Fonte: Próprio autor

CONCLUSÃO

O trabalho apresentado mostrou o estudo realizado para a determinação de um modelo estrutural e suas influências de carregamentos referente a um pavilhão metálico que apresentasse melhor eficiência econômica.

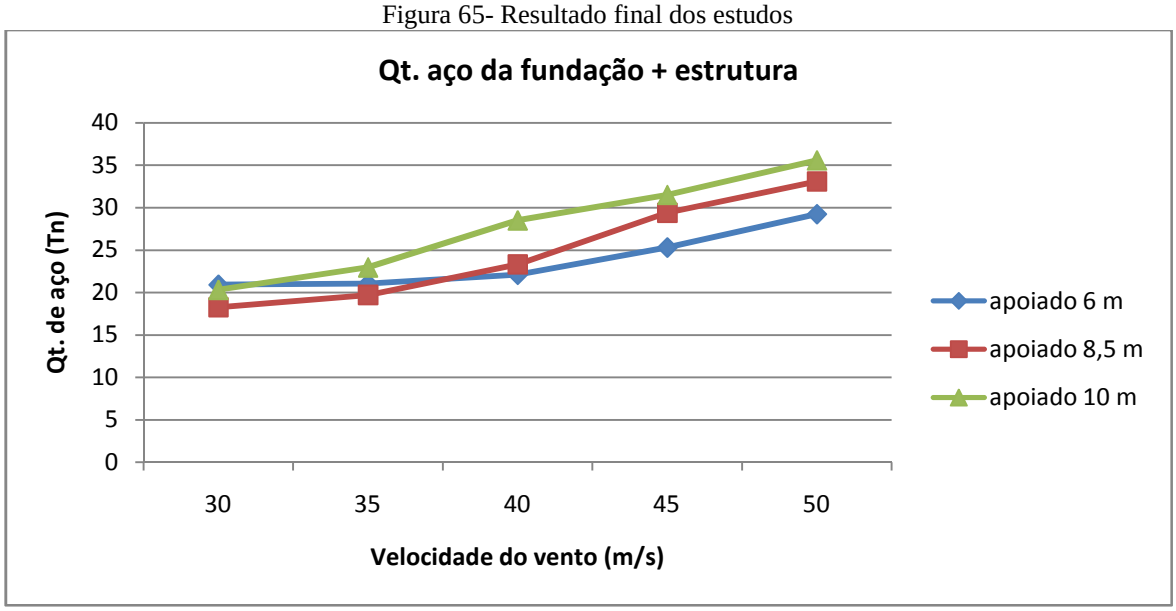
As análises indicaram que para os 3 espaçamentos entre pórticos: 6 metros, 8,5 metros e 10 metros, quando considerado somente a estrutura, a que apresenta melhor eficiência econômica são as estruturas com bases engastadas, pois resultam em uma estrutura menos robusta. No entanto, esse modelo estrutural transfere momentos para a fundação requerendo desta maneira muito mais materiais comparados com os pórticos simplesmente apoiados, então, o resultado final, considerando a estrutura mais a fundação, acaba se invertendo, tornando as estruturas simplesmente apoiadas economicamente mais viáveis.

Comparando apenas os 3 modelos estruturais dos pórticos simplesmente apoiados, considerando a estrutura mais a fundação, o modelo que melhor apresenta desempenho econômico até uma velocidade do vento de 35 m/s é a estrutura que possui um distanciamento entre pórticos de 8,5 metros, acima dessa velocidade do vento as estruturas com distanciamento entre pórticos de 6 metros são as que possuem melhor eficiência econômica.

As análises feitas para verificar a influência da estrutura frente ao seu deslocamento mostraram que, em todos os casos, os pórticos engastados apresentaram deslocamentos muito menores do que os simplesmente apoiados.

Abaixo, segue o gráfico com o resultado final dos estudos descritos anteriormente.

Figura 65- Resultado final dos estudos



Fonte: Próprio autor

Para trabalhos futuros sugere-se:

- Avaliar o desempenho de pórticos com sistema estrutural com tesouras, em arco e com pilares treliçados ;
- Analisar a influência dos engastamentos na estrutura com diferentes tipos de solo;
- Analisar o comportamento de diferentes fundações;
- Analisar sistemas estruturais para galpões com ponte rolante.

0REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6120: Cargas para cálculo de estruturas de edificações.** - elaboração. Rio de Janeiro, 1980, 5 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6123: Forças devidas ao vento em edificações.** - elaboração. Rio de Janeiro, 1987, 66 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8800: Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios.** - elaboração. Rio de Janeiro, 2008, 237 p.

BELLEI, Ildony H.; PINHO, Fernando O.; PINHO, Mauro O. **Edifícios de múltiplos andares em aço**. São Paulo: Pini, 2008. 454 p. il.

BELLEI, Ildony H. **Edifícios industriais em aço**. 5 ed. São Paulo: Pini, 2004. 533 p. il.

BREUNIG, Marcio Nelson. **Análise do desempenho das diferentes topologias de estruturas treliçadas utilizadas em coberturas de pavilhões industriais**. 2008. 143 p. Trabalho de conclusão de curso (Graduação em engenharia civil) - Universidade Regional do Noroeste do Estado do Rio Grande do Sul, Ijuí.

BREUNIG, Simone. **Estudo do desempenho de diferentes concepções geométricas utilizadas em pilares metálicos para edifícios industriais**. 2010. 74 p. Trabalho de conclusão de curso (Graduação em engenharia civil) - Universidade Regional do Noroeste do Estado do Rio Grande do Sul, Ijuí.

CENTRO BRASILEIRO DA CONSTRUÇÃO EM AÇO. **Ligações em estruturas metálicas**. 4 ed. Rio de Janeiro, 2011. 59 p.

CENTRO BRASILEIRO DA CONSTRUÇÃO EM AÇO. **Galpões para usos gerais**. 4 ed. Rio de Janeiro, 2010. 74 p.

CYPE Ingenieros S. A. **Novo Metal 3D**: Manual do utilizador. 1 ed. Braga, 2009. 29 p.

CYPE Ingenieros S. A. **Gerador de Pórticos**: Manual do utilizador. 1 ed. Braga, 2009. 29 p.

PALMA, Giovano. **Estruturas metálicas**. Faculdade Assis Gurgacz – FAG, 2007. Disponível em < dc260.4shared.com/download/.../Apostila_Estruturas_Metalicas-.pdf> . Acesso em: 20 maio 2012.

PFEIL, Walter; PFEIL, Michele. **Estruturas de aço.** 7 ed. Rio de Janeiro: LTC, 2000. 335 p. il.

PINHEIRO, Antonio Carlos da F. Bragança. **Estruturas Metálicas.** São Paulo: Edgard Blücher, 2001. 300 p. il.

PRAVIA, Zacarias M. Chamberlain Pravia; DREHMER, Gilnei Artur. **Estruturas de aço**. Universidade de Passo Fundo – UPF, 2004. Disponível em <pf.br/~zacarias/Est_Aco_2004.pdf> Acesso em: 5 junho 2012.

ANEXO "A" - (Resumo das verificação feitas pelo software para pórticos e fundações)

1.1.- Normas consideradas

Fundação: NBR 6118:2003

Concreto: NBR 6118:2003

Aços laminados e soldados: ABNT NBR 8800:2008

Categoria de uso: Bibliotecas, arquivos, depósitos, oficinas e garagens

2.- ESTRUTURA

2.1.- Resultados

2.1.1.- Nós

2.1.1.1.- Deslocamentos

Referências:

Dx, Dy, Dz: Deslocamentos dos nós em eixos globais.
Gx, Gy, Gz: Rotações dos nós em eixos globais.

2.1.1.1.1.- Hipótese(s)

Deslocamentos dos nós, por hipóteses/ações							
Referência	Descrição	Deslocamentos em eixos globais					
		Dx (mm)	Dy (mm)	Dz (mm)	Gx (mRad)	Gy (mRad)	Gz (mRad)
N1	Permanente	0.000	0.000	0.000	3.028	0.000	0.000
	SCU 1	0.000	0.000	0.000	0.966	0.000	0.000
	V(90°)	0.000	0.000	0.000	-17.155	0.000	0.000
	V(-90°)	0.000	0.000	0.000	8.126	0.000	0.000
	V1A(0°)	0.000	0.000	0.000	-0.614	0.000	0.000
	V2A(0°)	0.000	0.000	0.000	-3.133	0.000	0.000
	V1(180°)	0.000	0.000	0.000	0.185	0.000	0.000
	V2(-180°)	0.000	0.000	0.000	-0.614	0.000	0.000
N2	Permanente	0.000	-4.987	-0.085	-3.678	0.000	0.000
	SCU 1	0.000	-1.600	-0.015	-1.169	0.000	0.000
	V(90°)	0.000	62.689	0.084	0.972	0.000	0.000
	V(-90°)	0.000	-50.132	0.022	9.061	0.000	0.000
	V1A(0°)	0.000	1.537	0.018	0.948	0.000	0.000
	V2A(0°)	0.000	6.480	0.071	4.308	0.000	0.000

Deslocamentos dos nós, por combinação								
Referência	Combinação		Deslocamentos em eixos globais					
	Tipo	Descrição	Dx (mm)	Dy (mm)	Dz (mm)	Gx (mRad)	Gy (mRad)	Gz (mRad)
N1	Deslocamentos	AP	0.000	0.000	0.000	3.028	0.000	0.000
		AP+SCU1	0.000	0.000	0.000	3.994	0.000	0.000
		AP+V(90°)	0.000	0.000	0.000	-14.127	0.000	0.000
		AP+SCU1+V(90°)	0.000	0.000	0.000	-13.161	0.000	0.000
		AP+V(-90°)	0.000	0.000	0.000	11.154	0.000	0.000
		AP+SCU1+V(-90°)	0.000	0.000	0.000	12.120	0.000	0.000
		AP+V1A(0°)	0.000	0.000	0.000	2.413	0.000	0.000
		AP+SCU1+V1A(0°)	0.000	0.000	0.000	3.379	0.000	0.000
		AP+V2A(0°)	0.000	0.000	0.000	-0.106	0.000	0.000
		AP+SCU1+V2A(0°)	0.000	0.000	0.000	0.860	0.000	0.000
		AP+V1(180°)	0.000	0.000	0.000	3.212	0.000	0.000
		AP+SCU1+V1(180°)	0.000	0.000	0.000	4.178	0.000	0.000
		AP+V2(-180°)	0.000	0.000	0.000	2.413	0.000	0.000
		AP+SCU1+V2(-180°)	0.000	0.000	0.000	3.379	0.000	0.000

Envoltória dos deslocamentos em nós								
Referência	Combinação		Deslocamentos em eixos globais					
	Tipo	Descrição	Dx (mm)	Dy (mm)	Dz (mm)	Gx (mRad)	Gy (mRad)	Gz (mRad)
		Valor máximo da envoltória	0.000	58.772	-0.004	6.314	0.000	0.000
N30	Deslocamentos	Valor mínimo da envoltória	0.000	-56.413	-87.188	-0.565	0.000	0.000
		Valor máximo da envoltória	0.000	56.413	-5.177	0.565	0.000	0.000
N31	Deslocamentos	Valor mínimo da envoltória	0.000	0.000	0.000	-12.903	0.000	0.000
		Valor máximo da envoltória	0.000	0.000	0.000	13.343	0.000	0.000
N32	Deslocamentos	Valor mínimo da envoltória	0.000	-58.772	-0.103	-6.314	0.000	0.000
		Valor máximo da envoltória	0.000	55.649	-0.004	3.916	0.000	0.000
N33	Deslocamentos	Valor mínimo da envoltória	0.000	0.000	0.000	-13.343	0.000	0.000
		Valor máximo da envoltória	0.000	0.000	0.000	12.903	0.000	0.000

Reações nos nós, por hipóteses/ações							
Referência	Descrição	Reações em eixos globais					
		Rx (kN)	Ry (kN)	Rz (kN)	Mx (kN·m)	My (kN·m)	Mz (kN·m)
	V1(180°)	0.000	-2.285	-3.001	0.00	0.00	0.00
	V2(-180°)	0.000	-0.116	-3.001	0.00	0.00	0.00
N21	Permanente	0.000	4.927	17.757	0.00	0.00	0.00
	SCU 1	0.000	1.120	2.512	0.00	0.00	0.00
	V(90°)	0.000	-14.179	-13.750	0.00	0.00	0.00
	V(-90°)	0.000	-0.023	-3.606	0.00	0.00	0.00
	V1A(0°)	0.000	0.116	-3.001	0.00	0.00	0.00
	V2A(0°)	0.000	-1.565	-11.685	0.00	0.00	0.00
	V1(180°)	0.000	2.285	-3.001	0.00	0.00	0.00
	V2(-180°)	0.000	0.116	-3.001	0.00	0.00	0.00

Reações nos nós, por combinação								
Referência	Combinação		Reações em eixos globais					
	Tipo	Descrição	Rx (kN)	Ry (kN)	Rz (kN)	Mx (kN·m)	My (kN·m)	Mz (kN·m)
		AP+1.12·SCU1+1.4·V2(-180°)	0.000	4.932	18.526	0.00	0.00	0.00
		1.4·AP+1.12·SCU1+1.4·V2(-180°)	0.000	6.338	26.491	0.00	0.00	0.00
		AP+1.4·SCU1+0.84·V2(-180°)	0.000	5.180	20.910	0.00	0.00	0.00
		1.4·AP+1.4·SCU1+0.84·V2(-180°)	0.000	6.587	28.876	0.00	0.00	0.00
	Tensões sobre o terreno	AP	0.000	3.516	19.914	0.00	0.00	0.00
		AP+SCU1	0.000	4.635	22.426	0.00	0.00	0.00
		AP+V(90°)	0.000	-10.663	6.164	0.00	0.00	0.00
		AP+SCU1+V(90°)	0.000	-9.543	8.677	0.00	0.00	0.00
		AP+V(-90°)	0.000	3.493	16.308	0.00	0.00	0.00
		AP+SCU1+V(-90°)	0.000	4.613	18.820	0.00	0.00	0.00
		AP+V1A(0°)	0.000	3.632	16.912	0.00	0.00	0.00
		AP+SCU1+V1A(0°)	0.000	4.751	19.425	0.00	0.00	0.00
		AP+V2A(0°)	0.000	1.951	8.229	0.00	0.00	0.00
		AP+SCU1+V2A(0°)	0.000	3.071	10.741	0.00	0.00	0.00
		AP+V1(180°)	0.000	5.801	16.912	0.00	0.00	0.00
		AP+SCU1+V1(180°)	0.000	6.920	19.425	0.00	0.00	0.00
		AP+V2(-180°)	0.000	3.632	16.912	0.00	0.00	0.00
		AP+SCU1+V2(-180°)	0.000	4.751	19.425	0.00	0.00	0.00
N3	Concreto em fundações	AP	0.000	-3.516	19.914	0.00	0.00	0.00
		1.4·AP	0.000	-4.922	27.879	0.00	0.00	0.00
		AP+1.4·SCU1	0.000	-5.083	23.431	0.00	0.00	0.00
		1.4·AP+1.4·SCU1	0.000	-6.490	31.397	0.00	0.00	0.00
		AP+1.4·V(90°)	0.000	-3.484	14.865	0.00	0.00	0.00
		1.4·AP+1.4·V(90°)	0.000	-4.891	22.831	0.00	0.00	0.00
		AP+1.12·SCU1+1.4·V(90°)	0.000	-4.738	17.679	0.00	0.00	0.00
		1.4·AP+1.12·SCU1+1.4·V(90°)	0.000	-6.144	25.645	0.00	0.00	0.00
		AP+1.4·SCU1+0.84·V(90°)	0.000	-5.064	20.402	0.00	0.00	0.00
		1.4·AP+1.4·SCU1+0.84·V(90°)	0.000	-6.471	28.368	0.00	0.00	0.00
		AP+1.4·V(-90°)	0.000	16.334	0.664	0.00	0.00	0.00
		1.4·AP+1.4·V(-90°)	0.000	14.928	8.630	0.00	0.00	0.00
		AP+1.12·SCU1+1.4·V(-90°)	0.000	15.080	3.478	0.00	0.00	0.00
		1.4·AP+1.12·SCU1+1.4·V(-90°)	0.000	13.674	11.444	0.00	0.00	0.00
		AP+1.4·SCU1+0.84·V(-90°)	0.000	6.827	11.882	0.00	0.00	0.00
		1.4·AP+1.4·SCU1+0.84·V(-90°)	0.000	5.420	19.847	0.00	0.00	0.00
		AP+1.4·V1A(0°)	0.000	-3.678	15.712	0.00	0.00	0.00
		1.4·AP+1.4·V1A(0°)	0.000	-5.084	23.677	0.00	0.00	0.00
		AP+1.12·SCU1+1.4·V1A(0°)	0.000	-4.932	18.526	0.00	0.00	0.00
		1.4·AP+1.12·SCU1+1.4·V1A(0°)	0.000	-6.338	26.491	0.00	0.00	0.00
		AP+1.4·SCU1+0.84·V1A(0°)	0.000	-5.180	20.910	0.00	0.00	0.00
		1.4·AP+1.4·SCU1+0.84·V1A(0°)	0.000	-6.587	28.876	0.00	0.00	0.00
		AP+1.4·V2A(0°)	0.000	-1.325	3.555	0.00	0.00	0.00
		1.4·AP+1.4·V2A(0°)	0.000	-2.732	11.520	0.00	0.00	0.00
		AP+1.12·SCU1+1.4·V2A(0°)	0.000	-2.579	6.369	0.00	0.00	0.00
		1.4·AP+1.12·SCU1+1.4·V2A(0°)	0.000	-3.985	14.334	0.00	0.00	0.00

Envoltórias das reações em nós								
Referência	Combinação		Reações em eixos globais					
	Tipo	Descrição	Rx (kN)	Ry (kN)	Rz (kN)	Mx (kN·m)	My (kN·m)	Mz (kN·m)
		Valor máximo da envoltória	0.000	8.331	20.270	0.00	0.00	0.00
N8	Concreto em fundações	Valor mínimo da envoltória	0.000	-11.350	-1.492	0.00	0.00	0.00
		Valor máximo da envoltória	0.000	14.924	28.378	0.00	0.00	0.00
	Tensões sobre o terreno	Valor mínimo da envoltória	0.000	-8.331	4.008	0.00	0.00	0.00
		Valor máximo da envoltória	0.000	9.252	20.270	0.00	0.00	0.00
N11	Concreto em fundações	Valor mínimo da envoltória	0.000	-14.924	-1.492	0.00	0.00	0.00
		Valor máximo da envoltória	0.000	11.350	28.378	0.00	0.00	0.00
	Tensões sobre o terreno	Valor mínimo da envoltória	0.000	-9.252	4.008	0.00	0.00	0.00
		Valor máximo da envoltória	0.000	8.331	20.270	0.00	0.00	0.00
N13	Concreto em fundações	Valor mínimo da envoltória	0.000	-11.350	-1.492	0.00	0.00	0.00
		Valor máximo da envoltória	0.000	14.924	28.378	0.00	0.00	0.00
	Tensões sobre o terreno	Valor mínimo da envoltória	0.000	-8.331	4.008	0.00	0.00	0.00
		Valor máximo da envoltória	0.000	9.252	20.270	0.00	0.00	0.00
N16	Concreto em fundações	Valor mínimo da envoltória	0.000	-14.924	-1.492	0.00	0.00	0.00
		Valor máximo da envoltória	0.000	11.350	28.378	0.00	0.00	0.00
	Tensões sobre o terreno	Valor mínimo da envoltória	0.000	-9.252	4.008	0.00	0.00	0.00
		Valor máximo da envoltória	0.000	8.331	20.270	0.00	0.00	0.00
N18	Concreto em fundações	Valor mínimo da envoltória	0.000	-11.350	-1.492	0.00	0.00	0.00
		Valor máximo da envoltória	0.000	14.924	28.378	0.00	0.00	0.00
	Tensões sobre o terreno	Valor mínimo da envoltória	0.000	-8.331	4.008	0.00	0.00	0.00
		Valor máximo da envoltória	0.000	9.252	20.270	0.00	0.00	0.00
N21	Concreto em fundações	Valor mínimo da envoltória	0.000	-14.924	-1.492	0.00	0.00	0.00
		Valor máximo da envoltória	0.000	11.350	28.378	0.00	0.00	0.00
	Tensões sobre o terreno	Valor mínimo da envoltória	0.000	-9.252	4.008	0.00	0.00	0.00
		Valor máximo da envoltória	0.000	8.331	20.270	0.00	0.00	0.00
N23	Concreto em fundações	Valor mínimo da envoltória	0.000	-11.350	-1.492	0.00	0.00	0.00
		Valor máximo da envoltória	0.000	14.924	28.378	0.00	0.00	0.00
	Tensões sobre o terreno	Valor mínimo da envoltória	0.000	-8.331	4.008	0.00	0.00	0.00
		Valor máximo da envoltória	0.000	9.252	20.270	0.00	0.00	0.00
N26	Concreto em fundações	Valor mínimo da envoltória	0.000	-14.924	-1.492	0.00	0.00	0.00
		Valor máximo da envoltória	0.000	11.350	28.378	0.00	0.00	0.00
	Tensões sobre o terreno	Valor mínimo da envoltória	0.000	-9.252	4.008	0.00	0.00	0.00
		Valor máximo da envoltória	0.000	8.331	20.270	0.00	0.00	0.00

Esforços em barras, por hipóteses/ações											
Barra	Hipótese(s)	Esforço	Posições na barra								
			0.000 m	0.750 m	1.500 m	2.250 m	3.000 m	3.750 m	4.500 m	5.250 m	6.000 m
N3/N4	Permanente	N	-19.914	-18.430	-16.947	-15.463	-13.980	-12.496	-11.013	-9.529	-8.046
		Vy	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		Vz	3.516	3.516	3.516	3.516	3.516	3.516	3.516	3.516	3.516
		Mt	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		My	0.00	-2.64	-5.27	-7.91	-10.55	-13.18	-15.82	-18.46	-21.10
		Mz	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	SCU 1	N	-2.512	-2.512	-2.512	-2.512	-2.512	-2.512	-2.512	-2.512	-2.512
		Vy	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		Vz	1.120	1.120	1.120	1.120	1.120	1.120	1.120	1.120	1.120
		Mt	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		My	0.00	-0.84	-1.68	-2.52	-3.36	-4.20	-5.04	-5.88	-6.72
		Mz	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	V(90º)	N	3.606	3.606	3.606	3.606	3.606	3.606	3.606	3.606	3.606
		Vy	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		Vz	-0.023	-0.198	-0.373	-0.549	-0.724	-0.899	-1.074	-1.250	-1.425
		Mt	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Esforços em barras, por combinação													
Barra	Combinação		Esforço	Posições na barra									
	Tipo	Descrição		0.000 m	0.750 m	1.500 m	2.250 m	3.000 m	3.750 m	4.500 m	5.250 m	6.000 m
			Vy	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
			Vz	-5.436	-4.945	-4.454	-3.963	-3.473	-2.982	-2.491	-2.000	-1.510
			Mt	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
			My	0.00	3.89	7.42	10.57	13.36	15.78	17.84	19.52	20.84
			Mz	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		AP+1.2·SCU1+1.4·V1A(0°)	N	-18.727	-17.243	-15.760	-14.276	-12.793	-11.310	-9.826	-8.343	-6.859
			Vy	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
			Vz	-5.021	-4.530	-4.040	-3.549	-3.058	-2.567	-2.077	-1.586	-1.095
			Mt	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
			My	0.00	3.58	6.80	9.64	12.12	14.23	15.97	17.34	18.35
			Mz	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		1.5·AP+1.2·SCU1+1.4·V1A(0°)	N	-28.684	-26.459	-24.233	-22.008	-19.783	-17.558	-15.333	-13.107	-10.882
			Vy	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
			Vz	-6.779	-6.288	-5.798	-5.307	-4.816	-4.325	-3.835	-3.344	-2.853
			Mt	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
			My	0.00	4.90	9.43	13.60	17.39	20.82	23.88	26.57	28.90
			Mz	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		AP+1.5·SCU1+0.84·V1A(0°)	N	-21.161	-19.678	-18.194	-16.711	-15.227	-13.744	-12.261	-10.777	-9.294
			Vy	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
			Vz	-5.292	-4.998	-4.703	-4.409	-4.115	-3.820	-3.526	-3.231	-2.937
			Mt	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
			My	0.00	3.86	7.50	10.91	14.11	17.09	19.84	22.37	24.69
			Mz	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Envoltórias dos esforços em barras											
Barra	Tipo de combinação	Esforço	Posições na barra								
			0.000 m	0.750 m	1.500 m	2.250 m	3.000 m	3.750 m	4.500 m	5.250 m	6.000 m
N31/N32	Aço laminado	N_{min}	-30.405	-29.148	-27.892	-26.636	-25.379	-24.123	-22.866	-21.610	-20.354
		N_{max}	1.492	2.330	3.167	4.005	4.842	5.680	6.518	7.355	8.193
		Vy_{min}	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		Vy_{max}	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		Vz_{min}	-11.932	-10.705	-9.516	-9.069	-9.069	-9.069	-9.069	-9.069	-9.069
		Vz_{max}	14.924	12.470	10.016	7.562	5.108	3.399	4.626	5.852	7.079
		Mt_{min}	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		Mt_{max}	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		My_{min}	0.00	-10.27	-18.70	-25.30	-30.05	-32.96	-34.03	-33.26	-30.65
		My_{max}	0.00	8.49	16.06	22.71	28.55	34.31	40.81	47.61	54.42
		Mz_{min}	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		Mz_{max}	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Verificação de resistência										
Barra	η (%)	Posição (m)	Esforços desfavoráveis						Origem	Estado
			N (kN)	Vy (kN)	Vz (kN)	Mt (kN·m)	My (kN·m)	Mz (kN·m)		
N14/N15	58.66	0.000	-11.050	0.000	-19.350	0.00	-54.42	0.00	G	Passa
N16/N17	58.01	6.000	-20.354	0.000	-9.069	0.00	54.42	0.00	G	Passa
N18/N19	58.36	6.000	-20.354	0.000	9.069	0.00	-54.42	0.00	G	Passa
N17/N20	58.66	0.000	-11.050	0.000	-19.350	0.00	-54.42	0.00	G	Passa
N19/N20	58.66	0.000	-11.050	0.000	-19.350	0.00	-54.42	0.00	G	Passa
N21/N22	58.01	6.000	-20.354	0.000	-9.069	0.00	54.42	0.00	G	Passa
N23/N24	58.36	6.000	-20.354	0.000	9.069	0.00	-54.42	0.00	G	Passa
N22/N25	58.66	0.000	-11.050	0.000	-19.350	0.00	-54.42	0.00	G	Passa
N24/N25	58.66	0.000	-11.050	0.000	-19.350	0.00	-54.42	0.00	G	Passa
N26/N27	58.01	6.000	-20.354	0.000	-9.069	0.00	54.42	0.00	G	Passa
N28/N29	58.36	6.000	-20.354	0.000	9.069	0.00	-54.42	0.00	G	Passa
N27/N30	58.66	0.000	-11.050	0.000	-19.350	0.00	-54.42	0.00	G	Passa
N29/N30	58.66	0.000	-11.050	0.000	-19.350	0.00	-54.42	0.00	G	Passa
N31/N32	58.01	6.000	-20.354	0.000	-9.069	0.00	54.42	0.00	G	Passa
N33/N34	58.36	6.000	-20.354	0.000	9.069	0.00	-54.42	0.00	G	Passa
N32/N35	58.66	0.000	-11.050	0.000	-19.350	0.00	-54.42	0.00	G	Passa

Flechas								
Grupo	Flecha máxima absoluta xy Flecha máxima relativa xy		Flecha máxima absoluta xz Flecha máxima relativa xz		Flecha ativa absoluta xy Flecha ativa relativa xy		Flecha ativa absoluta xz Flecha ativa relativa xz	
	Pos. (m)	Flecha (mm)	Pos. (m)	Flecha (mm)	Pos. (m)	Flecha (mm)	Pos. (m)	Flecha (mm)
N1/N2	0.000 -	0.00 L/(>1000)	3.375 3.375	9.57 L/627.0	0.000 -	0.00 L/(>1000)	3.375 3.000	16.68 L/639.7
N3/N4	0.000 -	0.00 L/(>1000)	3.375 3.375	9.57 L/627.0	0.000 -	0.00 L/(>1000)	3.375 3.000	16.68 L/639.7
N2/N5	0.000 -	0.00 L/(>1000)	6.532 6.532	10.96 L/796.3	0.000 -	0.00 L/(>1000)	6.030 6.532	15.80 L/806.6
N4/N5	0.000 -	0.00 L/(>1000)	6.532 6.532	10.96 L/796.3	0.000 -	0.00 L/(>1000)	6.030 6.532	15.80 L/806.6
N6/N7	0.000 -	0.00 L/(>1000)	3.375 3.375	9.18 L/653.3	0.000 -	0.00 L/(>1000)	3.375 3.375	16.68 L/823.3
N8/N9	0.000 -	0.00 L/(>1000)	3.375 3.375	9.18 L/653.3	0.000 -	0.00 L/(>1000)	3.375 3.375	16.68 L/823.3
N7/N10	0.000 -	0.00 L/(>1000)	6.909 6.909	14.21 L/610.9	0.000 -	0.00 L/(>1000)	6.281 6.909	15.76 L/642.9

Limitação do índice de esbeltez (ABNT NBR 8800:2008, Artigo 5.3.4)

O índice de esbeltez das barras comprimidas, tomado como o maior relação entre o comprimento de flambagem e o raio de giração, não deve ser superior a 200.

$\lambda \leq 200$

λ : **180.8** ✓

Onde:

λ: Índice de esbeltez.

$$\lambda = \frac{K \cdot L}{r}$$

λ_x : 102.6

λ_y : 180.8

Resistência à tração (ABNT NBR 8800:2008, Artigo 5.2)

Deve satisfazer:

$$\eta = \frac{N_{t,Sd}}{N_{t,Rd}} \leq 1$$

η : **0.008** ✓

Resistência à compressão (ABNT NBR 8800:2008, Artigo 5.3)

Deve satisfazer:

$$\eta = \frac{N_{c,Sd}}{N_{c,Rd}} \leq 1$$

η : **0.047** ✓

Resistência à flexão eixo X (ABNT NBR 8800:2008, Artigo 5.4.2)

Deve satisfazer:

$$\eta = \frac{M_{Sd}}{M_{Rd}} \leq 1$$

η : *0.563* ✓

Resistência ao esforço cortante Y (ABNT NBR 8800:2008, Artigo 5.4.3)

Deve satisfazer:

$$\eta = \frac{V_{Sd}}{V_{Rd}} \leq 1$$

η : *0.100* ✓

Resistência ao esforço axial e flexão combinados (ABNT NBR 8800:2008, Artigo 5.5.1.2)

Deve satisfazer:

$$\eta \leq 1$$

η : *0.587* ✓

Barras	VERIFICAÇÕES (ABNT NBR 8800:2008)											Estado
	λ	N_t	N_c	M_x	M_y	V_x	V_y	NM_xM_y	T	NMVT	σ τ f	
N1/N2	λ ≤ 200.0	x: 6 m η = 1.0	x: 0 m η = 5.6	x: 6 m η = 43.2	N.P.(1)	N.P.(2)	x: 0 m η = 8.5	x: 6 m η = 44.5	N.P.(3)	N.P.(4)	N.P.(5)	PASSA η = 44.5
N3/N4	λ ≤ 200.0	x: 6 m η = 1.0	x: 0 m η = 5.6	x: 6 m η = 43.4	N.P.(1)	N.P.(2)	x: 0 m η = 8.5	x: 6 m η = 44.8	N.P.(3)	N.P.(4)	N.P.(5)	PASSA η = 44.8
N2/N5	λ ≤ 200.0	x: 10 m η = 0.9	x: 0 m η = 3.6	x: 0 m η = 43.2	N.P.(1)	N.P.(2)	x: 0 m η = 7.8	x: 0 m η = 45.0	N.P.(3)	N.P.(4)	N.P.(5)	PASSA η = 45.0
N4/N5	λ ≤ 200.0	x: 10 m η = 0.9	x: 0 m η = 3.6	x: 0 m η = 43.2	N.P.(1)	N.P.(2)	x: 0 m η = 7.8	x: 0 m η = 45.0	N.P.(3)	N.P.(4)	N.P.(5)	PASSA η = 45.0
N6/N7	λ ≤ 200.0	x: 6 m η = 0.7	x: 0 m η = 5.0	x: 6 m η = 56.3	N.P.(1)	N.P.(2)	x: 0 m η = 7.7	x: 6 m η = 58.0	N.P.(3)	N.P.(4)	N.P.(5)	PASSA η = 58.0
N8/N9	λ ≤ 200.0	x: 6 m η = 0.7	x: 0 m η = 5.0	x: 6 m η = 56.7	N.P.(1)	N.P.(2)	x: 0 m η = 7.7	x: 6 m η = 58.4	N.P.(3)	N.P.(4)	N.P.(5)	PASSA η = 58.4
N7/N10	λ ≤ 200.0	x: 10 m η = 0.8	x: 0 m η = 4.7	x: 0 m η = 56.3	N.P.(1)	N.P.(2)	x: 0 m η = 10.0	x: 0 m η = 58.7	N.P.(3)	N.P.(4)	N.P.(5)	PASSA η = 58.7
N9/N10	λ ≤ 200.0	x: 10 m η = 0.8	x: 0 m η = 4.7	x: 0 m η = 56.3	N.P.(1)	N.P.(2)	x: 0 m η = 10.0	x: 0 m η = 58.7	N.P.(3)	N.P.(4)	N.P.(5)	PASSA η = 58.7
N11/N12	λ ≤ 200.0	x: 6 m η = 0.7	x: 0 m η = 5.0	x: 6 m η = 56.3	N.P.(1)	N.P.(2)	x: 0 m η = 7.7	x: 6 m η = 58.0	N.P.(3)	N.P.(4)	N.P.(5)	PASSA η = 58.0
N13/N14	λ ≤ 200.0	x: 6 m η = 0.7	x: 0 m η = 5.0	x: 6 m η = 56.7	N.P.(1)	N.P.(2)	x: 0 m η = 7.7	x: 6 m η = 58.4	N.P.(3)	N.P.(4)	N.P.(5)	PASSA η = 58.4
N12/N15	λ ≤ 200.0	x: 10 m η = 0.8	x: 0 m η = 4.7	x: 0 m η = 56.3	N.P.(1)	N.P.(2)	x: 0 m η = 10.0	x: 0 m η = 58.7	N.P.(3)	N.P.(4)	N.P.(5)	PASSA η = 58.7

Referência: N1 Dimensões: 120 x 120 x 100 / 90 Soldados: Xi:Ø12.5c/12.5 Yi:Ø12.5c/12.5 Xs:Ø12.5c/12.5 Ys:Ø12.5c/12.5		
Verificação	Valores	Estado
Ângulo máximo talude: *Critério da CYPE Ingenieros*	Máximo: 30 graus Calculado: 15.9454 graus	Passa
Tensões sobre o terreno: *Critério da CYPE Ingenieros*		
- Tensão média em combinações fundamentais:	Máximo: 0.2 MPa Calculado: 0.0389457 MPa	Passa
- Tensão máxima em combinações permanentes sem vento:	Máximo: 0.249959 MPa Calculado: 0.0550341 MPa	Passa
- Tensão máxima em combinações permanentes com vento:	Máximo: 0.249959 MPa Calculado: 0.0665118 MPa	Passa

Referência: C.1 [N18-N13] (Viga de travamento) -Dimensões: 40.0 cm x 40.0 cm -Armadura superior: 2 Ø12.5 CA-50-A -Armadura inferior: 2 Ø12.5 CA-50-A -Estribos: 1xØ8 CA-50-Ac/30		
Verificação	Valores	Estado
Recomendação para a largura mínima da viga de travamento: *J. Calavera, 'Cálculo de Estructuras de Cimentación' 4ª edición, INTEMAC. Capítulo 3.15 (pag.126).*	Mínimo: 24 cm Calculado: 40 cm	Passa
Recomendação para a altura mínima da viga de travamento: *J. Calavera, 'Cálculo de Estructuras de Cimentación' 4ª edición, INTEMAC. Capítulo 3.15 (pag.126).*	Mínimo: 24 cm Calculado: 40 cm	Passa
Diâmetro mínimo estribos:	Mínimo: 4.2 mm Calculado: 8 mm	Passa
Espaçamento mínimo entre estribos: *Norma NBR 6118:2003. Artigo 18.3.2.2 (pag.102).*	Mínimo: 3.6 cm Calculado: 29.2 cm	Passa

ANEXO “B” - (Verificação completa feita pelo software para terças de cobertura e laterais)

Dados da obra

Distância entre pórticos: 6.00 m
Com fechamento na cobertura
- Peso do fechamento: 0.10 kN/m²
- Sobrecarga do fechamento: 0.00 kN/m²

Com fechamento nas laterais
- Peso do fechamento: 0.10 kN/m²

Normas e combinações

Perfis dobrados	NBR 14762: 2010
Perfis laminados	NBR 8800: 2008
Deslocamentos	Ações características

Dados de vento

Norma: NBR 6123 (Brasil)

Velocidade Básica: 30.00
Rugosidade: Categoria: III Classe: C
Fator Probabilístico: 1.00
Relação de dimensões da planta: 1.00
Tipo de construção: Construção fechada
Coeficiente de pressão interior: -0.3
Hipóteses aplicadas:
1 - Direção 90 graus
2 - Direção -90 graus
3 - Direção 0 graus (A) posição central
4 - Direção 0 graus (A) posição extremo
5 - Direção 180 graus posição central
6 - Direção 180 graus posição extremo

Dados de neve

Sem ação de neve

Aços em perfis

Tipo aço	Aço	Lim. elástico MPa	Módulo de elasticidade GPa
Aços Dobrados	CF-26	260	200

Dados de pórticos			
Pórtico	Tipo exterior	Geometria	Tipo interior
1	Duas águas	Vão esquerdo: 10.00 m Vão direito: 10.00 m Pilar esquerdo: 6.00 m Pilar direito: 6.00 m Altura cumeeira: 7.00 m	Pórtico rígido

Cargas em barras

Pórtico 1, Pórtico 11

Barra	Hipótese	Tipo	Posição	Valor	Orientação
Pilar	Permanente	Uniforme	---	0.37 kN/m	EG: (0.00, 0.00, -1.00)
Pilar	Direção 90 graus	Uniforme	---	1.17 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Pilar	Direção -90 graus	Uniforme	---	0.12 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Pilar	Direção 0 graus (A) posição central	Uniforme	---	0.23 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Pilar	Direção 0 graus (A) posição extremo	Uniforme	---	0.58 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Pilar	Direção 180 graus posição central	Uniforme	---	0.58 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Pilar	Direção 180 graus posição extremo	Uniforme	---	0.23 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Pilar	Permanente	Uniforme	---	0.37 kN/m	EG: (0.00, 0.00, -1.00)
Pilar	Direção 90 graus	Uniforme	---	0.12 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Pilar	Direção -90 graus	Uniforme	---	1.17 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Pilar	Direção 0 graus (A) posição central	Uniforme	---	0.23 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Pilar	Direção 0 graus (A) posição extremo	Uniforme	---	0.58 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Pilar	Direção 180 graus posição central	Uniforme	---	0.58 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Pilar	Direção 180 graus posição extremo	Uniforme	---	0.23 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cobertura	Permanente	Uniforme	---	0.36 kN/m	EG: (0.00, 0.00, -1.00)
Cobertura	Direção 90 graus	Uniforme	---	0.75 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cobertura	Direção -90 graus	Uniforme	---	0.12 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cobertura	Direção 0 graus (A) posição central	Uniforme	---	0.15 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cobertura	Direção 0 graus (A) posição extremo	Uniforme	---	0.58 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cobertura	Direção 180 graus posição central	Uniforme	---	0.15 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cobertura	Direção 180 graus posição extremo	Uniforme	---	0.15 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cobertura	Permanente	Uniforme	---	0.36 kN/m	EG: (0.00, 0.00, -1.00)
Cobertura	Direção 90 graus	Uniforme	---	0.12 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cobertura	Direção -90 graus	Uniforme	---	0.75 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cobertura	Direção 0 graus (A) posição central	Uniforme	---	0.15 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cobertura	Direção 0 graus (A) posição extremo	Uniforme	---	0.58 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cobertura	Direção 180 graus posição central	Uniforme	---	0.15 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cobertura	Direção 180 graus posição extremo	Uniforme	---	0.15 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)

Pórtico 2, Pórtico 3, Pórtico 4, Pórtico 5, Pórtico 6, Pórtico 7, Pórtico 8, Pórtico 9, Pórtico 10

Barra	Hipótese	Tipo	Posição	Valor	Orientação
Pilar	Permanente	Uniforme	---	0.74 kN/m	EG: (0.00, 0.00, -1.00)
Pilar	Direção 90 graus	Uniforme	---	2.34 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Pilar	Direção -90 graus	Uniforme	---	0.23 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Pilar	Direção 0 graus (A) posição central	Uniforme	---	0.47 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Pilar	Direção 0 graus (A) posição extremo	Uniforme	---	1.17 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Pilar	Direção 180 graus posição central	Uniforme	---	1.17 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Pilar	Direção 180 graus posição extremo	Uniforme	---	0.47 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Pilar	Permanente	Uniforme	---	0.74 kN/m	EG: (0.00, 0.00, -1.00)
Pilar	Direção 90 graus	Uniforme	---	0.23 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Pilar	Direção -90 graus	Uniforme	---	2.34 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Pilar	Direção 0 graus (A) posição central	Uniforme	---	0.47 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)

Barra	Hipótese	Tipo	Posição	Valor	Orientação
Pilar	Direção 0 graus (A) posição extremo	Uniforme	---	1.17 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Pilar	Direção 180 graus posição central	Uniforme	---	1.17 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Pilar	Direção 180 graus posição extremo	Uniforme	---	0.47 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cobertura	Permanente	Uniforme	---	0.72 kN/m	EG: (0.00, 0.00, -1.00)
Cobertura	Direção 90 graus	Uniforme	---	1.50 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cobertura	Direção -90 graus	Uniforme	---	0.23 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cobertura	Direção 0 graus (A) posição central	Uniforme	---	0.30 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cobertura	Direção 0 graus (A) posição extremo	Uniforme	---	1.17 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cobertura	Direção 180 graus posição central	Uniforme	---	0.30 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cobertura	Direção 180 graus posição extremo	Uniforme	---	0.30 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cobertura	Permanente	Uniforme	---	0.72 kN/m	EG: (0.00, 0.00, -1.00)
Cobertura	Direção 90 graus	Uniforme	---	0.23 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cobertura	Direção -90 graus	Uniforme	---	1.50 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cobertura	Direção 0 graus (A) posição central	Uniforme	---	0.30 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cobertura	Direção 0 graus (A) posição extremo	Uniforme	---	1.17 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cobertura	Direção 180 graus posição central	Uniforme	---	0.30 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cobertura	Direção 180 graus posição extremo	Uniforme	---	0.30 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)

Descrição das abreviaturas:
EG : Eixos da carga coincidentes com os eixos globais da estrutura.
EXB : Eixos da carga no plano de definição da mesma e com o eixo X coincidente com a barra.

Dados de cintas de cobertura	
Descrição de cintas	Parâmetros de cálculo
Tipo de perfil: CR 100x50x2.66	Limite flecha: L / 200
Espaçamento: 2.00 m	Número de vãos: Três vãos
Tipo de Aço: CF-26	Tipo de fixação: Fixação rígida

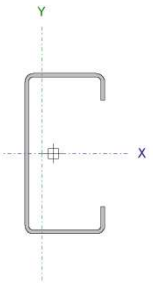
Verificação de resistência

Verificação de resistência
O perfil selecionado atende a todas as verificações.
Aproveitamento: 40.97 %

Barra desfavorável na cobertura

Perfil: CR 100x50x2.66
Material: CF-26

Perfil: CR 100x50x2.66
Material: CF-26



Nós		Comprimento (m)	Características mecânicas					
Inicial	Final		Área (cm²)	I_x (1) (cm4)	I_y (1) (cm4)	I_t (2) (cm4)	x_g (3) (mm)	y_g (3) (mm)
0.995, 60.000, 6.100	0.995, 54.000, 6.100	6.000	5.75	89.63	19.77	0.14	-7.22	0.00

Notas:
(1) *Inércia em relação ao eixo indicado*
(2) *Momento de inércia à torção uniforme*
(3) *Coordenadas do centro de gravidade*

	Flambagem		Flambagem lateral	
	Plano ZX	Plano ZY	Aba sup.	Aba inf.
β	0.00	1.00	0.00	0.00
L_K	0.000	6.000	0.000	0.000
C_m	-	-	1.000	1.000
C_b	-		1.000	

Notação:
β: Coeficiente de flambagem
L_K: Comprimento de flambagem (m)
C_m: Coeficiente de momentos
C_b: Fator de modificação para o momento crítico

Barra	VERIFICAÇÕES (ABNT NBR 14762:2010)													Estado
	b/t	λ	N_t	N_c	M_x	M_y	V_x	V_y	M_xV_y	M_yV_x	$N_cM_xM_y$	$N_tM_xM_y$	M_t	
desfavorável na cobertura	x: 1 m $(b_w/t) \leq 500$ $(b_f/t) \leq 60$	$\lambda_{xx} \leq 300$ $\lambda_{yy} \leq 300$	$N_{t,Sd}$ = 0.00 N.P.(1)	$N_{c,Sd}$ = 0.00 N.P.(2)	x: 6 m η = 41.0	M_{Sd} = 0.00 N.P.(3)	V_{Sd} = 0.00 N.P.(4)	x: 6 m η = 4.9	x: 6 m η = 17.0	N.P.(5)	N.P.(6)	N.P.(7)	$M_{t,Sd}$ = 0.00 N.P.(8)	**PASSA η = 41.0**

Notação:
b/t: Valores máximos da relação comprimento-espessura
λ: Limitação de esbeltez
N_t: Resistência à tração
N_c: Resistência à compressão
M_x: Resistência à flexão eixo X
M_y: Resistência à flexão eixo Y
V_x: Resistência ao esforço cortante X
V_y: Resistência ao esforço cortante Y
M_xV_y: Resistência ao momento fletor X e esforço cortante Y combinados
M_yV_x: Resistência ao momento fletor Y e esforço cortante X combinados
$N_cM_xM_y$: Resistência à flexo-compressão
$N_tM_xM_y$: Resistência à flexo-tração
M_t: Resistência à torção
x: Distância à origem da barra
η: Coeficiente de aproveitamento (%)
N.P.: Não procede

Verificações desnecessárias para o tipo de perfil (N.P.):
(1) *A verificação não será executada, já que não existe esforço axial de tração.*
(2) *A verificação não será executada, já que não existe esforço axial de compressão.*
(3) *A verificação não será executada, já que não existe momento fletor.*
(4) *A verificação não será executada, já que não existe esforço cortante.*
(5) *Não há interação entre o momento fletor e o esforço cortante para nenhuma combinação. Assim a verificação não será executada.*
(6) *Não há interação entre o esforço axial de compressão e o momento fletor para nenhuma combinação. Assim a verificação não será executada.*
(7) *Não há interação entre o esforço axial de tração e o momento fletor para nenhuma combinação. Assim a verificação não será executada.*
(8) *A verificação não é necessária, já que não existe momento torsor.*

<u>Valores máximos da relação comprimento-espessura</u> (ABNT NBR 14762:2010 Artigo 9.1.2 Tabela 4)

A relação comprimento-espessura desfavorável produz-se num ponto situado a uma distância 1.000 m do nó 0.995, 60.000, 6.100.

Elemento: Alma

Em elementos comprimidos com ambas as bordas vinculadas a elementos AA, a relação largura-espessura não deve ultrapassar o valor 500.

(b / t) ≤ 500 **(b/t)** : ***34*** ✓

Sendo:

b: Comprimento do elemento. **b** : *89.36* mm

t: A espessura. **t** : *2.66* mm

Elemento: Mesa

Em elementos comprimidos AA, tendo uma borda vinculada à alma ou mesa e a outra ao enrijecedor de borda simples, a relação largura-espessura não deve ultrapassar o valor 60.

$(b / t) \leq 60$ **(b/t) :** ***15*** ✓

Sendo:

b: Comprimento do elemento. **b :** *39.36* mm

t: A espessura. **t :** *2.66* mm

Limitação de esbeltez (ABNT NBR 14762:2010, Artigo 9.7.4)

É recomendado que o índice de esbeltez **λ** das barras tracionadas não exceda o valor 300.

$\lambda = KL/r < 300$ λ_{xx} : ***152.0*** ✓

λ_{yy} < ***0.1*** ✓

Onde:

K_xL_x: Comprimento efetivo de flambagem por flexão em relação ao eixo X. K_xL_x : *6.000* m

K_yL_y: Comprimento efetivo de flambagem por flexão em relação ao eixo Y. K_yL_y : *0.000* m

r_x: Raio de giração da seção bruta em relação ao eixo principal X. r_x : *3.95* cm

r_y: Raio de giração da seção bruta em relação ao eixo principal Y. r_y : *1.85* cm

Resistência à tração (ABNT NBR 14762:2010, Artigo 9.6)

A verificação não será executada, já que não existe esforço axial de tração.

Resistência à compressão (ABNT NBR 14762:2010, Artigo 9.7)

A verificação não será executada, já que não existe esforço axial de compressão.

Resistência à flexão eixo X (ABNT NBR 14762:2010, Artigo 9.8.2)

Deve satisfazer:

$\eta = \frac{M_{Sd}}{M_{Rd}} \leq 1$ **η :** ***0.410*** ✓

O momento fletor desfavorável de cálculo M_{Sd} é obtido para o nó 0.995, 54.000, 6.100, para a combinação de hipóteses 1.00*AP1 + 1.00*AP2 + 1.40*V1. M_{Sd} : *1.66* kN·m

O momento fletor resistente de cálculo M_{Rd} deve ser tomado como o menor valor calculado em a), b) y c): M_{Rd} : *4.06* kN·m

a) Início de escoamento da la seção efetiva (9.8.2.1)

$M_{Rd} = W_{ef} f_y / \gamma$ — M_{Rd} : *4.06* kN·m

Onde:

W_{ef}: Módulo de resistência elástico da seção efetiva calculado com base nas larguras efetivas dos elementos, conforme 9.2, com **σ** calculada para o estado limite último de escoamento da seção. — W_{ef} : *17.16* cm³

f_y: Tensão de escoamento. — f_y : *260.0* MPa

γ: Coeficiente de ponderação das resistências. — γ : *1.1*

b) Flambagem lateral com torção (9.8.2.2)

Não procede, pois o comprimento efetivo de flambagem lateral por torção K_tL_t e os comprimentos efetivos de flambagem lateral $K_yL_y^{pos}$ e $K_yL_y^{neg}$ são nulos.

c) Flambagem por distorção (9.8.2.3)

Não é necessário, dado que os comprimentos efetivos de flambagem por distorção são nulos.

<u>Resistência à flexão eixo Y</u> (ABNT NBR 14762:2010, Artigo 9.8.2)

A verificação não será executada, já que não existe momento fletor.

<u>Resistência ao esforço cortante X</u> (ABNT NBR 14762:2010, Artigo 9.8.3)

A verificação não será executada, já que não existe esforço cortante.

<u>Resistência ao esforço cortante Y</u> (ABNT NBR 14762:2010, Artigo 9.8.3)

Deve satisfazer:

$\eta = \frac{V_{Sd}}{V_{Rd}} \leq 1$ — η : ***0.049*** ✓

O esforço cortante solicitante de cálculo desfavorável V_{Sd} produz-se no nó 0.995, 54.000, 6.100, para a combinação de hipóteses 1.00*AP1 + 1.00*AP2 + 1.40*V1. — V_{Sd} : *1.66* kN

A força cortante resistente de cálculo da alma V_{Rd} deve ser calculada por: — $^{(1)}V_{Rd}$: *33.71* kN

para $^{(1)}h/t \leq 1.08\left(Ek_v/f_y\right)^{0.5} \rightarrow V_{Rd} = 0.6 f_y h t/\gamma$ — $1.08(Ek_v/f_y)^{0.5}$: *66.98*

para $^{(2)}1.08\left(Ek_v/f_y\right)^{0.5} < h/t \leq 1.4\left(Ek_v/f_y\right)^{0.5} \rightarrow$ — h/t : *33.59*

para $^{(3)}h/t > 1.4\left(Ek_v/f_y\right)^{0.5} \rightarrow V_{Rd} = \left[0.905 Ek_v\right.$ — $1.4(Ek_v/f_y)^{0.5}$: *86.82*

Onde:

t: Espessura da alma. — **t** : *2.66* mm

h: Largura da alma. — **h** : *89.36* mm

f_y: Tensão de escoamento. — f_y : *260.0* MPa

E: Módulo de elasticidade.	**E** :	*200000*	MPa
γ: Coeficiente de ponderação das resistências.	**γ** :	*1.1*	
K_V: Coeficiente de flambagem local por cisalhamento, que para a alma sem enrijecedores transversais é dado por:	**K_V** :	*5.00*	

$$k_v = 5.00$$

<u>Resistência ao momento fletor X e esforço cortante Y combinados</u> (ABNT NBR 14762:2010, Artigo 9.8.4)

Os esforços de cálculo desfavoráveis **M_{Sd}** e **V_{Sd}** são obtidos no nó 0.995, 54.000, 6.100, para a combinação de hipóteses 1.00*AP1 + 1.00*AP2 + 1.40*V1.

Para barras sem enrijecedores transversais de alma, o momento fletor solicitante de cálculo e a força cortante solicitante de cálculo devem satisfazer à seguinte expressão de interação:

$$\eta = \left(\frac{M_{Sd}}{M_{0,Rd}}\right)^2 + \left(\frac{V_{Sd}}{V_{0,Rd}}\right)^2$$

η : ***0.170*** ✓

Onde:

M_{Sd}: Momento fletor solicitante de cálculo.	**M_{Sd}** :	*1.66*	kN·m
$M_{0,Rd}$: Momento fletor resistente de cálculo conforme 9.8.2.1.	**$M_{0,Rd}$** :	*4.06*	kN·m
V_{Sd}: Força cortante solicitante de cálculo.	**V_{Sd}** :	*1.66*	kN
V_{Rd}: Força cortante resistente de cálculo conforme 9.8.3.	**V_{Rd}** :	*33.71*	kN

<u>Resistência ao momento fletor Y e esforço cortante X combinados</u> (ABNT NBR 14762:2010, Artigo 9.8.4)

Não há interação entre o momento fletor e o esforço cortante para nenhuma combinação. Assim a verificação não será executada.

<u>Resistência à flexo-compressão</u> (ABNT NBR 14762:2010, Artigo 9.9)

Não há interação entre o esforço axial de compressão e o momento fletor para nenhuma combinação. Assim a verificação não será executada.

<u>Resistência à flexo-tração</u> (ABNT NBR 14762:2010, Artigo 9.9)

Não há interação entre o esforço axial de tração e o momento fletor para nenhuma combinação. Assim a verificação não será executada.

<u>Resistência à torção</u> (Critério da CYPE Ingenieros)

A verificação não é necessária, já que não existe momento torsor.

Verificação de flecha

Verificação de flecha
O perfil selecionado atende a todas as verificações. Porcentagens de aproveitamento: - Flecha: 42.64 %

Coordenadas do nó inicial: 0.995, 48.000, 6.100
Coordenadas do nó final: 0.995, 42.000, 6.100
O aproveitamento desfavorável é produzido para a combinação de ações 1.00*AP1 + 1.00*AP2 + 1.00*V1 a uma distância 3.000 m da origem no terceiro vão da terça.
(Iy = 90 cm4) (Iz = 20 cm4)

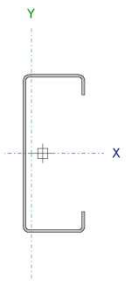
Dados de cintas laterais	
Descrição de cintas	Parâmetros de cálculo
Tipo de perfil: CR 127x50x2.66	Limite flecha: L / 200
Espaçamento: 2.00 m	Número de vãos: Três vãos
Tipo de Aço: CF-26	Tipo de fixação: Fixação rígida

Verificação de resistência

Verificação de resistência
O perfil selecionado atende a todas as verificações. Aproveitamento: 67.34 %

Barra desfavorável na lateral

Perfil: CR 127x50x2.66
Material: CF-26



Nós		Comprimento (m)	Características mecânicas					
Inicial	Final		Área (cm²)	I_x (1) (cm4)	I_y (1) (cm4)	I_t (2) (cm4)	x_g (3) (mm)	y_g (3) (mm)
0.000, 60.000, 1.000	0.000, 54.000, 1.000	6.000	6.47	157.36	21.50	0.15	-9.05	0.00

Notas:
(1) Inércia em relação ao eixo indicado
(2) Momento de inércia à torção uniforme
(3) Coordenadas do centro de gravidade

	Flambagem		Flambagem lateral	
	Plano ZX	Plano ZY	Aba sup.	Aba inf.
β	0.00	1.00	0.00	0.00
L_K	0.000	6.000	0.000	0.000
C_m	-	-	1.000	1.000
C_b	-		1.000	

Notação:
β: Coeficiente de flambagem
L_K: Comprimento de flambagem (m)
C_m: Coeficiente de momentos
C_b: Fator de modificação para o momento crítico

Barra	VERIFICAÇÕES (ABNT NBR 14762:2010)													Estado
	b/t	λ	N_t	N_c	M_x	M_y	V_x	V_y	M_xV_y	M_yV_x	$N_cM_xM_y$	$N_tM_xM_y$	M_t	
desfavorável na lateral	x: 1 m (b_w/t) ≤ 500 (b_f/t) ≤ 60	λ_{xx} ≤ 300 λ_{yy} ≤ 300	$N_{t,Sd}$ = 0.00 N.P.(1)	$N_{c,Sd}$ = 0.00 N.P.(2)	x: 6 m η = 67.3	M_{Sd} = 0.00 N.P.(3)	V_{Sd} = 0.00 N.P.(4)	x: 6 m η = 8.6	x: 6 m η = 46.1	N.P.(5)	N.P.(6)	N.P.(7)	$M_{t,Sd}$ = 0.00 N.P.(8)	**PASSA η = 67.3**

Notação:
- *b/t: Valores máximos da relação comprimento-espessura*
- *λ: Limitação de esbeltez*
- *N_t: Resistência à tração*
- *N_c: Resistência à compressão*
- *M_x: Resistência à flexão eixo X*
- *M_y: Resistência à flexão eixo Y*
- *V_x: Resistência ao esforço cortante X*
- *V_y: Resistência ao esforço cortante Y*
- *M_xV_y: Resistência ao momento fletor X e esforço cortante Y combinados*
- *M_yV_x: Resistência ao momento fletor Y e esforço cortante X combinados*
- *$N_cM_xM_y$: Resistência à flexo-compressão*
- *$N_tM_xM_y$: Resistência à flexo-tração*
- *M_t: Resistência à torção*
- *x: Distância à origem da barra*
- *η: Coeficiente de aproveitamento (%)*
- *N.P.: Não procede*

Verificações desnecessárias para o tipo de perfil (N.P.):
- *(1) A verificação não será executada, já que não existe esforço axial de tração.*
- *(2) A verificação não será executada, já que não existe esforço axial de compressão.*
- *(3) A verificação não será executada, já que não existe momento fletor.*
- *(4) A verificação não será executada, já que não existe esforço cortante.*
- *(5) Não há interação entre o momento fletor e o esforço cortante para nenhuma combinação. Assim a verificação não será executada.*
- *(6) Não há interação entre o esforço axial de compressão e o momento fletor para nenhuma combinação. Assim a verificação não será executada.*
- *(7) Não há interação entre o esforço axial de tração e o momento fletor para nenhuma combinação. Assim a verificação não será executada.*
- *(8) A verificação não é necessária, já que não existe momento torsor.*

<u>Valores máximos da relação comprimento-espessura</u> (ABNT NBR 14762:2010 Artigo 9.1.2 Tabela 4)

A relação comprimento-espessura desfavorável produz-se num ponto situado a uma distância 1.000 m do nó 0.000, 60.000, 1.000.

Elemento: Alma

Em elementos comprimidos com ambas as bordas vinculadas a elementos AA, a relação largura-espessura não deve ultrapassar o valor 500.

(b / t) ≤ 500 **(b/t)** : ***44*** ✓

Sendo:

b: Comprimento do elemento. **b** : *116.36* mm

t: A espessura. **t** : *2.66* mm

Elemento: Mesa

Em elementos comprimidos AA, tendo uma borda vinculada à alma ou mesa e a outra ao enrijecedor de borda simples, a relação largura-espessura não deve ultrapassar o valor 60.

(b / t) ≤ 60 **(b/t)** : ***15*** ✓

Sendo:

b: Comprimento do elemento. **b** : *39.36* mm

t: A espessura. **t** : *2.66* mm

Limitação de esbeltez (ABNT NBR 14762:2010, Artigo 9.7.4)

É recomendado que o índice de esbeltez λ das barras tracionadas não exceda o valor 300.

$\lambda = KL/r < 300$

λ_{xx} : ***121.7*** ✓

λ_{yy} < ***0.1*** ✓

Onde:

K_xL_x: Comprimento efetivo de flambagem por flexão em relação ao eixo X.	K_xL_x :	*6.000*	m
K_yL_y: Comprimento efetivo de flambagem por flexão em relação ao eixo Y.	K_yL_y :	*0.000*	m
r_x: Raio de giração da seção bruta em relação ao eixo principal X.	r_x :	*4.93*	cm
r_y: Raio de giração da seção bruta em relação ao eixo principal Y.	r_y :	*1.82*	cm

Resistência à tração (ABNT NBR 14762:2010, Artigo 9.6)

A verificação não será executada, já que não existe esforço axial de tração.

Resistência à compressão (ABNT NBR 14762:2010, Artigo 9.7)

A verificação não será executada, já que não existe esforço axial de compressão.

Resistência à flexão eixo X (ABNT NBR 14762:2010, Artigo 9.8.2)

Deve satisfazer:

$$\eta = \frac{M_{Sd}}{M_{Rd}} \leq 1$$

η : ***0.673*** ✓

O momento fletor desfavorável de cálculo M_{Sd} é obtido para o nó 0.000, 54.000, 1.000, para a combinação de hipóteses 1.00*AP1 + 1.00*AP2 + 1.40*V1.

M_{Sd} : *3.79* kN·m

O momento fletor resistente de cálculo M_{Rd} deve ser tomado como o menor valor calculado em a), b) y c):

M_{Rd} : *5.63* kN·m

a) Início de escoamento da la seção efetiva (9.8.2.1)

$$M_{Rd} = W_{ef} f_y / \gamma$$

M_{Rd} : *5.63* kN·m

Onde:

W_{ef}: Módulo de resistência elástico da seção efetiva calculado com base nas larguras efetivas dos elementos, conforme 9.2, com σ calculada para o estado limite último de escoamento da seção.	W_{ef} :	*23.81*	cm³
f_y: Tensão de escoamento.	f_y :	*260.0*	MPa
γ: Coeficiente de ponderação das resistências.	γ :	*1.1*	

b) Flambagem lateral com torção (9.8.2.2)

Não procede, pois o comprimento efetivo de flambagem lateral por torção K_tL_t e os comprimentos efetivos de flambagem lateral $K_yL_y^{pos}$ e $K_yL_y^{neg}$ são nulos.

c) Flambagem por distorção (9.8.2.3)

Não é necessário, dado que os comprimentos efetivos de flambagem por distorção são nulos.

<u>Resistência à flexão eixo Y</u> (ABNT NBR 14762:2010, Artigo 9.8.2)

A verificação não será executada, já que não existe momento fletor.

<u>Resistência ao esforço cortante X</u> (ABNT NBR 14762:2010, Artigo 9.8.3)

A verificação não será executada, já que não existe esforço cortante.

<u>Resistência ao esforço cortante Y</u> (ABNT NBR 14762:2010, Artigo 9.8.3)

Deve satisfazer:

$\eta = \frac{V_{Sd}}{V_{Rd}} \leq 1$	η :	***0.086***	✓
O esforço cortante solicitante de cálculo desfavorável $\mathbf{V_{Sd}}$ produz-se no nó 0.000, 54.000, 1.000, para a combinação de hipóteses 1.00*AP1 + 1.00*AP2 + 1.40*V1.	$\mathbf{V_{Sd}}$:	*3.79*	kN
A força cortante resistente de cálculo da alma $\mathbf{V_{Rd}}$ deve ser calculada por:	$^{(1)}\mathbf{V_{Rd}}$:	*43.90*	kN
para $^{(1)}h/t \leq 1.08\left(Ek_v/f_y\right)^{0.5} \rightarrow \mathbf{V_{Rd}} = 0.6f_y ht/\gamma$	$\mathbf{1.08(EK_v/f_v)^{0.5}}$:	*66.98*	
para $^{(2)}1.08\left(Ek_v/f_y\right)^{0.5} < h/t \leq 1.4\left(Ek_v/f_y\right)^{0.5} \rightarrow$	$\mathbf{h/t}$:	*43.74*	
para $^{(3)}h/t > 1.4\left(Ek_v/f_y\right)^{0.5} \rightarrow \mathbf{V_{Rd}} = \left[0.905Ek_v\right.$	$\mathbf{1.4(EK_V/f_V)^{0.5}}$:	*86.82*	

Onde:

t: Espessura da alma.	$\mathbf{t}$:	*2.66*	mm
h: Largura da alma.	$\mathbf{h}$:	*116.36*	mm
$\mathbf{f_v}$: Tensão de escoamento.	$\mathbf{f_v}$:	*260.0*	MPa
E: Módulo de elasticidade.	$\mathbf{E}$:	*200000*	MPa
γ: Coeficiente de ponderação das resistências.	γ :	*1.1*	
$\mathbf{K_V}$: Coeficiente de flambagem local por cisalhamento, que para a alma sem enrijecedores transversais é dado por:	$\mathbf{K_V}$:	*5.00*	

$\mathbf{k_v} = 5.00$

Resistência ao momento fletor X e esforço cortante Y combinados (ABNT NBR 14762:2010, Artigo 9.8.4)

Os esforços de cálculo desfavoráveis $\mathbf{M_{Sd}}$ e $\mathbf{V_{Sd}}$ são obtidos no nó 0.000, 54.000, 1.000, para a combinação de hipóteses 1.00*AP1 + 1.00*AP2 + 1.40*V1.

Para barras sem enrijecedores transversais de alma, o momento fletor solicitante de cálculo e a força cortante solicitante de cálculo devem satisfazer à seguinte expressão de interação:

$$\eta = \left(\frac{M_{Sd}}{M_{0,Rd}}\right)^2 + \left(\frac{V_{Sd}}{V_{0,Rd}}\right)^2$$

η : ***0.461*** ✓

Onde:

$\mathbf{M_{Sd}}$: Momento fletor solicitante de cálculo.	$\mathbf{M_{Sd}}$:	*3.79*	kN·m
$\mathbf{M_{0,Rd}}$: Momento fletor resistente de cálculo conforme 9.8.2.1.	$\mathbf{M_{0,Rd}}$:	*5.63*	kN·m
$\mathbf{V_{Sd}}$: Força cortante solicitante de cálculo.	$\mathbf{V_{Sd}}$:	*3.79*	kN
$\mathbf{V_{Rd}}$: Força cortante resistente de cálculo conforme 9.8.3.	$\mathbf{V_{Rd}}$:	*43.90*	kN

Resistência ao momento fletor Y e esforço cortante X combinados (ABNT NBR 14762:2010, Artigo 9.8.4)

Não há interação entre o momento fletor e o esforço cortante para nenhuma combinação. Assim a verificação não será executada.

Resistência à flexo-compressão (ABNT NBR 14762:2010, Artigo 9.9)

Não há interação entre o esforço axial de compressão e o momento fletor para nenhuma combinação. Assim a verificação não será executada.

Resistência à flexo-tração (ABNT NBR 14762:2010, Artigo 9.9)

Não há interação entre o esforço axial de tração e o momento fletor para nenhuma combinação. Assim a verificação não será executada.

Resistência à torção (Critério da CYPE Ingenieros)

A verificação não é necessária, já que não existe momento torsor.

Verificação de flecha

Verificação de flecha
O perfil selecionado atende a todas as verificações.
Porcentagens de aproveitamento:
- Flecha: 69.88 %

Coordenadas do nó inicial: 0.000, 60.000, 1.000
Coordenadas do nó final: 0.000, 54.000, 1.000
O aproveitamento desfavorável é produzido para a combinação de ações 1.00*AP1 + 1.00*AP2 + 1.00*V1 a uma distância 3.000 m da origem no primeiro vão da terça.
(Iy = 157 cm4) (Iz = 22 cm4)

Quantit. de cintas			
Tipo de cintas	Nº de cintas	Peso linear kg/m	Peso superficial kN/m²
Cintas de cobertura	12	54.21	0.03
Cintas laterais	8	40.65	0.02