



TÓPICOS DE NORMAS DE VENTO

Joaquim Blessmann

Série Engenharia Estrutural/6



Editora
da Universidade

Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Segunda edição
atualizada

S 138
17
etc.

TÓPICOS DE NORMAS DE VENTO

RESERVA TÉCNICA
Editora da UFRGS

UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL

Reitor
Tuiskon Dick

Pró-Reitor de Extensão
Waldomiro Carlos Manfrói

Pró-Reitor de Pesquisa e Pós-Graduação
Abílio Afonso Baeta Neves

Pró-Reitor de Administração
José Serafim Gomes Franco

Pró-Reitor de Planejamento
Edemundo da Rocha Vieira

Pró-Reitor de Assistência
à Comunidade Universitária
Fernando Irajá Félix de Carvalho

Pró-Reitor de Graduação
Darcy Dillenburg

EDITORA DA UNIVERSIDADE

Diretor
Sergius Gonzaga

CONSELHO EDITORIAL

Celi Regina Jardim Pinto
Ellis Alindo D'Arrigo Busnello
Fernando Zawislak
Günter Weimer
Ivo Sefton Azevedo
Joaquim B. da Fonseca
Luis Alberto De Boni
Luiz Duarte Vianna
Mário Costa Barberena
Sergio Roberto Silva
Sergius Gonzaga, presidente



EDUNI-SUL
ASSOCIAÇÃO DAS EDITORAS
UNIVERSITÁRIAS DA REGIÃO SUL

Filiada à ABEU
e participante do PIDL.



TÓPICOS DE NORMAS DE VENTO

Joaquim Blessmann

Série Engenharia Estrutural/6

RESERVA TÉCNICA
Editora da UFRGS



Editora
da Universidade

Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Segunda edição
atualizada

© de Joaquim Blessmann
1.ª edição: 1974

Direitos reservados desta edição:
Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Capa: Paulo Antonio da Silveira
Editoração: Geraldo F. Huff
Revisão: Marli de Jesus Rodrigues dos Santos, Anajara Carbonell
Closs, Mônica Ballejo Canto e Letícia Bispo de Lima
Montagem: Rubens Renato Abreu
Divulgação: Jurandir Soares
Administração: Antonio A. Dallazen

JOAQUIM BLESSMANN

Mestre e Doutor em Ciências pela Divisão de Engenharia
Aeronáutica do Instituto Tecnológico de Aeronáutica
Professor Adjunto da Escola de Engenharia
da Universidade Federal do Rio Grande do Sul

B647t Blessmann, Joaquim
Tópicos de normas de vento / Joaquim Blessmann.
— 2.ed.atual. — Porto Alegre : Ed. da Universidade/
UFRGS, 1990.
(Série Engenharia estrutural ; 6)
1. Ventos — Cálculo — Normas. 2. Normas — Ventos.
I. Título.

CDU 551.55(083.74)
624.042.4(083.74)

Catálogo na publicação elaborada por Zaida Maria Moraes Preussler

Nº do registro : 3684

Nº da obra : 1108

ISBN 85-7025-196-3

Data : 10/06/2010

SUMÁRIO

1 – Pressão dinâmica	7
2 – Forças devidas ao vento	17
2.1 – Introdução	17
2.2 – Fachada trapezoidal	19
2.2.1 – Perfil escalonado médio	19
2.2.2 – Perfil contínuo	22
2.3 – Casos particulares	25
2.3.1 – Edificações paralelepípedicas	25
2.3.2 – Edificações escalonadas	26
2.3.3 – Forças em paredes e vedações	26
2.3.4 – Edificações com fachadas inclinadas	26
2.4 – Exemplos	27
2.4.1 – Perfil escalonado	28
2.4.2 – Perfil contínuo	30
3 – Reticulados	33
3.1 – Barras isoladas	33
3.2 – Reticulados planos isolados	38
3.2.1 – 1º processo	38
3.2.2 – 2º processo	40
3.3 – Reticulados planos paralelos	41
3.4 – Reticulados espaciais	45
3.5 – Exemplos	53
4 – Coberturas planas isoladas	56
4.1 – Introdução	56
4.2 – Coeficientes aerodinâmicos	56
4.3 – Normas	58
4.4 – Discussão	70
ANEXO 1 – NBR-6123: Reticulados	79
ANEXO 2 – NBR-6123: Coberturas planas isoladas	92
Referências bibliográficas	95

1 – PRESSÃO DINÂMICA

a) As antigas normas de vento costumavam adotar como parâmetro meteorológico básico a chamada *pressão de obstrução*, numericamente igual à *pressão dinâmica*, referência inicial de diversas normas da atualidade. Há normas que apresentam uma velocidade de referência como parâmetro meteorológico básico, como, por exemplo, a norma brasileira NBR-6123.¹

A Fig.1.1 apresenta a variação da pressão de obstrução em função da altura correspondente a diversas normas antigas. A NB-5² indicava apenas um perfil vertical escalonado de variação da pressão de obstrução para todo o Brasil, enquanto que a Bélgica já diferenciava entre costa e interior do país e a França era dividida em três regiões.

b) Apresentaremos a seguir, resumidamente, os critérios básicos adotados por diversas normas atuais para a determinação da pressão dinâmica e das forças devidas ao vento, começando com a norma brasileira NBR-6123, Forças devidas ao vento em edificações.¹ Convém lembrar que o termo edificações está sendo empregado em seu sentido lato de construção, podendo pois ser utilizada no projeto de muros, casas, edifícios, placas de sinalização, torres de concreto armado ou em treliça metálica, coberturas isoladas, fios, cabos, etc.

A norma brasileira toma como velocidade de referência a velocidade de uma rajada de três segundos de duração, a dez metros de altura sobre terreno aberto e plano, com um período médio de recorrência de 50 anos. Esta velocidade, chamada de *velocidade básica*, V_0 , é apresentada sob a forma de curvas de igual valor de V_0 (isopletas). Esta carta de isopletas foi obtida a partir dos registros das rajadas máximas anuais de 49 estações do Serviço de Proteção ao Vôo do Ministério de Aeronáutica, situadas nos principais aeroportos do país. No processamento das séries de rajadas foi usada a distribuição de probabilidade do tipo II (Frechet), sendo os parâmetros ajustados pelo método da máxima verossimilhança. Os valores de V_0 situam-se entre 30 e 50m/s (Fig.1.2).

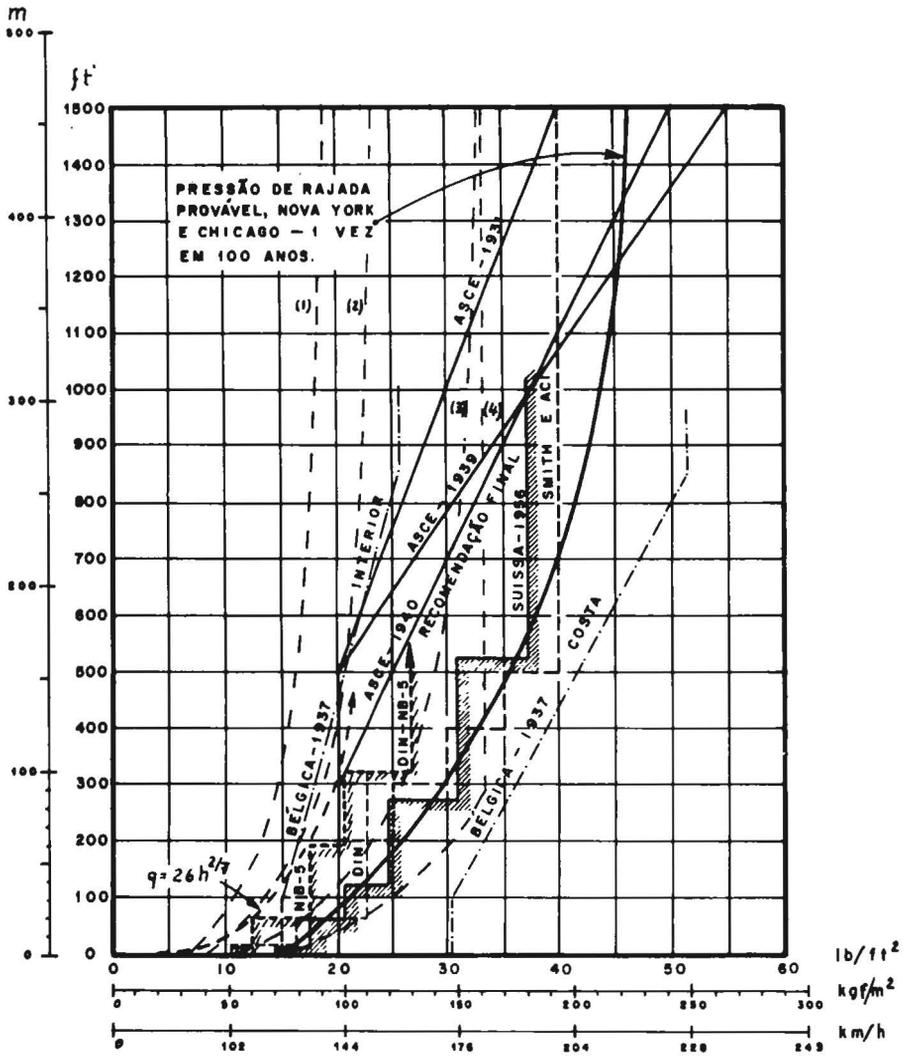


Figura 1.1 - Pressão de obstrução conforme diversas normas antigas. Règles NV-1946.
 (1): local abrigado - $0,8q$; (2): local normal - $q = 50 \left(2,5 \frac{h + 18}{h + 60} \right)$; (3): local exposto
 - $1,4q$; (4): local exposto - $1,8q$. Limite: 162kg/m^2

Para o projeto estrutural é necessário conhecer a velocidade característica, definida por

$$V_k = V_0 S_1 S_2 S_3 \quad (1.1)$$

Na maioria dos casos o fator probabilístico S_3 é igual à unidade, quando se trata da estrutura principal. O fator topográfico S_1 é igual à unidade para terreno ao menos aproximadamente em nível, sendo maior que um quando as condições topográficas causarem, por efeito Venturi, uma aceleração do vento (colinas, morros, taludes, escarpas, certos vales, etc). Será menor que a unidade nos raros casos de proteção topográfica.

O fator S_2 é função da rugosidade do terreno, das dimensões da edificação e da altura sobre o terreno. Suponhamos uma edificação em uma cidade pequena ou em um subúrbio de cidade grande, em terreno

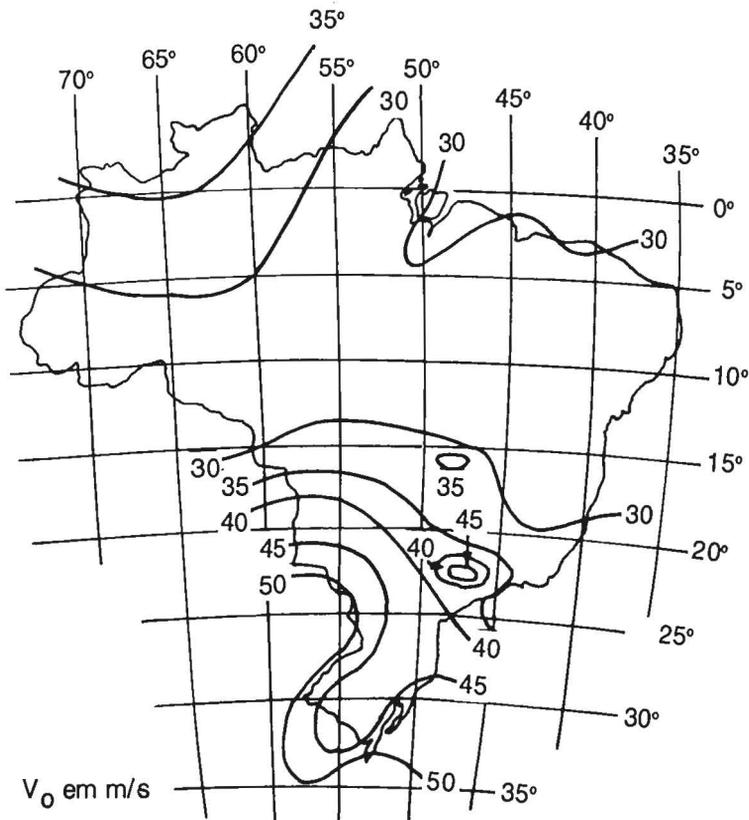


Figura 12 – Isopletas das rajadas de três segundos – NBR-6123

aproximadamente plano e em nível. A edificação tem dimensões entre 20 e 50 metros. Para estas condições, comparemos a pressão dinâmica do vento, q , conforme a NBR-6123, com a correspondente pressão de obstrução da antiga norma NB-5,² a qual não considerava as dimensões da edificação nem a rugosidade do terreno. Pela NBR-6123, que supõe uma temperatura de 15°C e uma pressão atmosférica de 1atm (1013mbar):

$$q = 0,613 V_k^2 \quad (1.2)$$

Em nosso exemplo, considerando a (1.1):

$$q = 0,613 (V_0 \cdot 1 \cdot S_2 \cdot 1)^2$$

sendo V_0 em m/s e q em N/m².

A Fig.1.3 apresenta as curvas de pressão dinâmica para os valores extremos de V_0 (30 e 50m/s). Os baixos valores da NB-5, em comparação com os obtidos pela NBR-6123 com $V_0 = 50$ m/s, explicam muitos dos acidentes em edificações calculadas por aquela antiga norma.

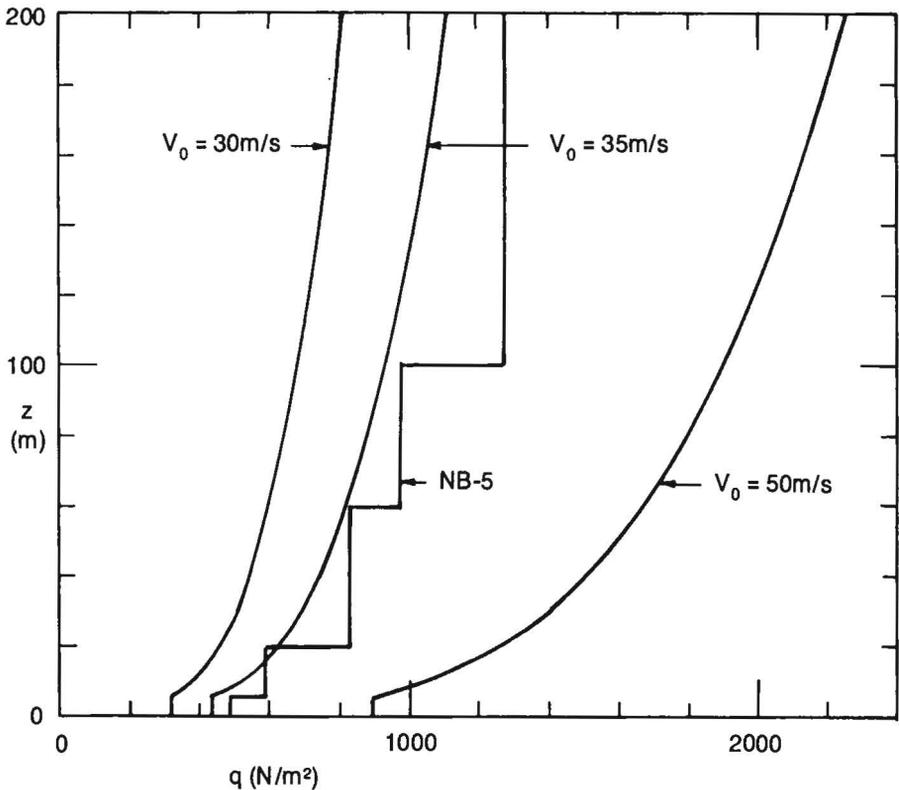


Figura 1.3 - Pressão dinâmica do vento

Em dois simpósios sobre prejuízos causados pelo vento e sua prevenção (Blumenau, SC, 1985 e Porto Alegre, RS, 1986) foi comentado que indenizações por acidentes devidos ao vento ocorrem, quase que em sua totalidade, nos estados do sul do Brasil. O limite da região de acidentes indicado nestes simpósios coincide, com boa precisão, com a isopleta de 35m/s. Por este motivo, foi adicionada à Fig.1.3 a curva q correspondente a $V_0 = 35\text{m/s}$. É de salientar a proximidade, nos primeiros cem metros de altura sobre o terreno, entre esta curva e a poligonal correspondente à NB-5, a qual era aplicável, como uma poligonal envolvente das pressões reais, a todo o país. Esta coincidência indica que, de fato, não seriam de esperar acidentes com as estruturas calculadas com as informações contidas na NB-5 nas regiões do país em que V_0 não ultrapassasse 35m/s. Quando a velocidade básica passa de 35m/s para 50m/s, as pressões serão aumentadas aproximadamente na relação de um para dois, o que explica muitos dos acidentes no sul do Brasil. Dizemos muitos e não todos, porque há acidentes causados por coeficientes aerodinâmicos abaixo dos reais.

c) Temos sido consultados sobre a razão das grandes diferenças obtidas com a aplicação de distintas normas a uma mesma edificação. Acontece que muitas vezes esta diferença é bem menor do que parece; o que há é uma comparação inválida, como veremos comparando a NBR-6123 com uma norma norte-americana elaborada há vários anos por um Comitê Conjunto ACI-ASCE (American Concrete Institute—American Society of Civil Engineers). Por esta norma:

$$V(z) = \sqrt{K(z)} \cdot V_{f30} \quad (1.3)$$

sendo:

- $V(z)$ — velocidade do vento a uma altura z acima do terreno;
- $K(z)$ — coeficiente de exposição, que define o perfil vertical da velocidade do vento; depende da rugosidade do terreno;
- V_{f30} — velocidade de referência: milha mais veloz do vento (“fastest-mile-of-wind”), em milhas por hora (1609m/h), a 30 pés (9,14m) acima do terreno, tirada da carta de isopletas para um período de recorrência de cem anos.

Confrontando com a (1.1) vemos que estas expressões não são diretamente comparáveis, pois:

- V_0 refere-se a um período de recorrência de 50 anos e V_{f30} a 100 anos;
- V_0 refere-se à velocidade média sobre três segundos e V_{f30} a um intervalo de tempo bem maior, como veremos;
- S_2 é função da rugosidade do terreno, das dimensões da edificação

e da altura z acima do terreno, enquanto que $K(z)$ não depende das dimensões da edificação;

- a influência da topografia (S_1) e do fator probabilístico (S_3) não são considerados na norma norte-americana.

Tentemos tornar comparáveis as pressões dinâmicas correspondentes às (1.1) e (1.3). Admitiremos, para simplificar, que 30 pés correspondem a dez metros. Isto é, não será feita correção de velocidade pela pequena diferença entre as duas alturas de referência. Entretanto, os *intervalos de tempo* exercem influência importante e para quantificá-la vamos ter que considerar os fatores S_1 e S_3 iguais à unidade. A (1.1) fica:

$$V_k = V_0 S_2 \quad (1.4)$$

Comparando (1.4) e (1.3), vemos que V_k corresponde a $V(z)$ e V_0 a V_{f30} , determinados, porém, para intervalos de tempo e períodos de recorrência diferentes. S_2 corresponde a $\sqrt{K(z)}$, porém $K(z)$ não considera a influência das dimensões da edificação.

É necessário determinar a relação entre a máxima velocidade de rajada de três segundos, V_0 , e a máxima velocidade média no percurso de uma milha, V_{f30} . Para fixar idéias, consideremos uma velocidade $V_0 = 45\text{m/s}$; isto é, em um segundo uma partícula de ar percorre 45 metros. O tempo para percorrer uma milha será:

$$t = 1609 / 45 = 36\text{s} \quad (1.5)$$

Isto estaria correto se durante os 1.609 metros a rajada mantivesse a velocidade média correspondente aos três segundos “mais velozes”. Entretanto, como já foi apresentado nas referências 3 e 4, quanto maior o intervalo de tempo menor será a velocidade média do vento para este percorrer o percurso correspondente. A relação é dada pelo chamado *fator de rajada*, $F_{r,i}$, definido por:

$$F_{r,i} = \bar{V}_{t,i}(10) / V_i(10) \quad (1.6)$$

sendo:

$\bar{V}_{t,i}(10)$ — velocidade média sobre t segundos, a 10m acima do terreno de rugosidade i ;

$V_i(10)$ — velocidade de uma rajada de três segundos, a 10m acima do terreno de rugosidade i .

Consideraremos terreno de categoria $i = II$, da NBR-6123. Abandonando o índice i , teremos:

$$\bar{V}_t(10) = F_r \cdot V_0 \quad (1.7)$$

pois $V_{II}(10) = V_0$.

Da tabela 21, anexo A, da NBR-6123, redação 1987, vemos que, para 36 segundos, $F_r = 0,86$. Portanto, em uma primeira aproximação:

$$\bar{V}_{36}(10) = 0,86 \cdot 45 ; \bar{V}_{36}(10) = 38,70\text{m/s} \quad (1.8)$$

O que nos permite uma melhor aproximação:

$$t' = 1609 / 38,70 = 42\text{s} \text{ ---- } F_r = 0,845$$

$$\bar{V}_{42}(10) = 0,845 \cdot 45 ; \bar{V}_{42}(10) = 38,03\text{m/s}$$

e $t'' = 1609 / 38,03 ; t'' = 42\text{s} \text{ ---- } t'' = t'$.

Portanto,

$$V_{f30} = \bar{V}_{42}(10) ; V_{f30} = 38\text{m/s e } F_r = 0,845 \quad (1.9)$$

Literalmente:

$$V_{f30} = F_r \cdot V_0 \quad (1.10)$$

sendo F_r obtido, como visto acima, por aproximações sucessivas.

Resumindo: considerando $S_1 = 1$ e $S_3 = 1$, a (1.1) fica:

$$V_k = V_0 \cdot S_2 \quad (1.11)$$

e a (1.3):

$$V(z) = \sqrt{K(z)} F_r \cdot V_0 \quad (1.12)$$

Para terreno de categoria II, de acordo com as respectivas normas:

$$\sqrt{K(z)} = 1,625 (z/900)^{0,142} \quad (z \text{ em pés})$$

$$S_2 = (z/10)^{0,085} \quad (z \text{ em metros}) \quad (1.13)$$

As pressões dinâmicas serão:

$$\text{— pela NBR-6123: } q_k = 0,613 V_k^2 \quad (1.2)$$

$$\text{— pela ACI-ASCE: } q(z) = 0,613 V^2(z) \quad (1.14)$$

A Fig.1.4 mostra a variação da pressão dinâmica com a altura, pelas duas normas, para uma velocidade básica $V_0 = 45\text{m/s}$. Também está traçada nesta figura a curva correspondente à expressão (1.3), sem considerar o fator de rajada F_r . Neste caso a diferença entre as pressões dinâmicas correspondentes às duas normas em estudo é considerável, aumentando com a altura acima do terreno.

d) A norma francesa NV-1980⁵ toma como parâmetro meteorológico fundamental a "pressão dinâmica de base" a dez metros sobre terreno plano e aberto, em um elemento de construção cuja maior dimensão

é igual a 0,50m (corresponde a “rajadas muito rápidas”). São considerados dois tipos de pressão dinâmica de base: normal e extrema. Na primeira as solicitações não devem causar dano às edificações (estado de serviço). Na segunda as solicitações não devem pôr a edificação ou parte dela “fora de serviço” (ruptura, deformação plástica excessiva, flambagem, instabilidade dinâmica, deformação elástica excessiva, fissuração excessiva, etc.).

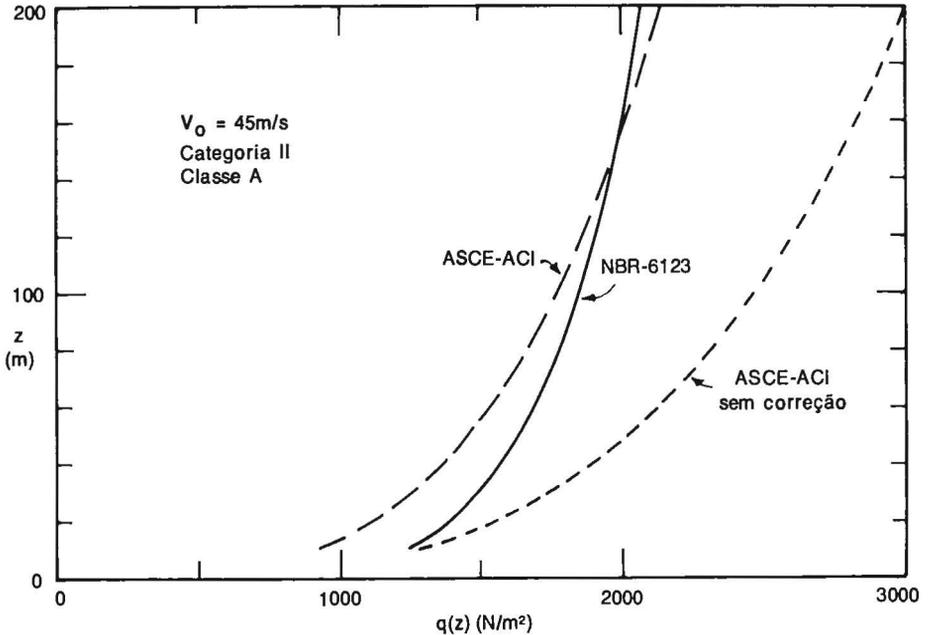


Figura 1.4 – Pressão dinâmica conforme NBR-6123 e ACI-ASCE

A França é dividida em três regiões, para as quais as pressões dinâmicas e respectivas velocidades estão dadas na Tabela 1.2. Esta tabela é aplicável até uma altitude de mil metros.

TABELA 1.2 – PRESSÕES DINÂMICAS DE BASE E VELOCIDADES CORRESPONDENTES

Região	Valores normais		Valores extremos	
	Pressão dinâmica (daN/m ²)	Velocidade (m/s)	Pressão dinâmica (daN/m ²)	Velocidade (m/s)
I	50	28,6	87,5	37,8
II	70	33,8	122,5	44,7
III	90	38,3	157,5	50,7

A variação da pressão dinâmica em função da altura h sobre o terreno é dada por

$$\frac{q(h)}{q(10)} = 2,5 \frac{h+18}{h+60} \quad 0 \leq H \leq 500\text{m} \quad (1.15)$$

Esta expressão corresponde aproximadamente a uma lei potencial de velocidades com expoente 0,13. Pela NBR-6123, corresponde, com boa aproximação, a uma velocidade de rajada de três segundos na categoria IV ($p = 0,12$).

A expressão (1.15) corresponde só à parte do fator S_2 da NBR-6123 que se refere à variação da velocidade com a altura. A influência das dimensões ("Classes" da NBR-6123) é dada por um coeficiente chamado *coeficiente de redução* das pressões dinâmicas em grandes superfícies. Este coeficiente varia de 1,0 a 0,70, sendo função de:

- a maior dimensão da superfície de barlavento. Por exemplo, a partir de 100m este coeficiente vale 0,70 para edificações de altura até 30m;
- a altura total da edificação.

A influência da rugosidade do terreno ("Categorias" da NBR-6123) não é considerada.

O *efeito de sítio* corresponde ao fator topográfico S_1 da NBR-6123. Os valores das pressões dinâmicas de base da Tabela 1.2 devem ser multiplicados pelo coeficiente de sítio k_s da tabela 1.3.

TABELA 1.3 – COEFICIENTE DE SÍTIO

Sítio	Região I	Região II	Região III
Protegido	0,80	0,80	0,80
Normal	1,00	1,00	1,00
Exposto	1,35	1,30	1,25

Exemplos de:

- sítio protegido: vales cercados de morros por todos os lados;
- sítio normal: planícies ou planaltos de grande extensão, podendo apresentar desníveis de pouca importância, de declividade inferior a 10%;
- sítio exposto: na vizinhança do mar: o litoral em geral (até cerca de 6km); o topo de falésias; ilhas ou penínsulas estreitas;
no interior do país: vales estreitos em que o vento "afunila" (efeito Venturi).

É permitida a adoção de valores compreendidos entre os constantes na Tabela 1.3, pois há uma extensa gama de sítios com características intermediárias às definidas nesta tabela.

A norma francesa considera ainda um *efeito de vizinhança*, que aparece quando uma construção sofre efeitos favoráveis ou desfavoráveis de outras construções que têm uma grande vida útil. Esta vizinhança pode agravar a ação do vento, tanto por efeito Venturi como pela deflexão do vento para baixo e pelo turbilhonamento na esteira das construções vizinhas.

e) Na norma canadense⁶ a pressão dinâmica de referência é dada por

$$q = C \bar{V}^2 \quad (1.16)$$

sendo q em N/m^2 e \bar{V} em m/s .

\bar{V} é determinado pela análise de valores extremos de observações meteorológicas de velocidades médias horárias obtidas em locais (usualmente aeroportos) escolhidos na maioria dos casos como representativos de uma altura de dez metros em campo aberto e plano.

O fator C depende da pressão atmosférica e da temperatura do ar ($C = \frac{1}{2} \varphi$, sendo φ a massa específica do ar). A norma adota, como valor representativo das condições canadenses:

$$C = 0,650$$

Isto é, um valor 6% superior ao da norma brasileira. O valor de C da norma canadense corresponde, com boa aproximação, à temperatura de $0^\circ C$ e à pressão de uma atmosfera.

A pressão dinâmica correspondente a rajadas (aplicável ao projeto de elementos estruturais) é o dobro da correspondente à velocidade média horária. Isto é, o fator de rajada correspondente vale:

$$F_r = \bar{V}_{1h} / V_{5s} = 1 / \sqrt{2} = 0,71.$$

O expoente da lei potencial do perfil vertical de velocidades das rajadas é $p = 0,10$.

A norma canadense considera, como referência, uma rajada de 3 a 5 segundos de duração (pela brasileira, 3 segundos), em campo aberto. Para 5 segundos, os valores correspondentes da norma brasileira, categoria II, são:

$$F_r = \bar{V}_{1h} / V_{5s} = \frac{0,65}{0,98} = 0,66 ; p = 0,09.$$

2 – FORÇAS DEVIDAS AO VENTO

2.1 – INTRODUÇÃO

a) Conhecida a velocidade característica e a respectiva pressão dinâmica, a força global exercida pelo vento (ou uma de suas componentes) é obtida por uma expressão do tipo

$$F^* = C^* q A \quad (2.1)$$

sendo:

F^* — força ou componente de força sobre elementos da edificação (vedações, paredes, telhas, barras de treliças, etc.), sobre partes da edificação (blocos, partes acima de um certo nível, etc.) ou sobre toda a edificação;

C^* — coeficiente aerodinâmico (coeficiente de pressão, de forma, de força);

A — área de uma superfície de referência.

Há, pois, um parâmetro aerodinâmico (C^*), um parâmetro meteorológico (q) e um parâmetro geométrico (A).

Para valores locais (coeficientes de pressão):

$$\Delta p = F^* / A ; \Delta p = c_p^* q \quad (c_p^* = c_{pe}, c_{pi} \text{ ou } c_p)$$

b) O primeiro problema que surge na prática é o de como, a partir do perfil vertical de pressões dinâmicas, determinar a força exercida pelo vento sobre uma certa edificação. A norma francesa, por exemplo, diz o seguinte:

"O diagrama de pressões (dinâmicas) em função da altura utilizado no cálculo das construções pode ser simplificado, sob a condição de dar resultados superiores ou equivalentes para as solicitações máximas, tanto para as reações de apoio como para os momentos de flexão ou de tombamento".

Nos comentários é dito que o diagrama simplificado deve ser tal que em todos os níveis da construção a pressão dinâmica correspondente a este diagrama seja ao menos igual àquela do perfil contínuo definido na norma. Isto é, deve ser tomado um perfil escalonado envolvente. Este era o critério da redação anterior da NBR-6123, ao dizer que “para o estudo da estrutura, a altura da edificação pode ser dividida em partes. A força do vento em cada parte é calculada usando o fator S_2 que corresponde à cota do topo desta parte, medida a partir do terreno. Esta força é aplicada à meia altura da respectiva parte”. Esta recomendação foi retirada da redação 1987, ficando a critério do projetista fazer (ou não fazer) as simplificações que julgar cabíveis e convenientes.

Para construções baixas pode ser considerado um valor constante da pressão dinâmica. A NBR-6123 indica valores constantes até cinco metros de altura sobre o terreno para as categorias I a IV e até dez metros para a categoria V.

Para telhados comuns é usual considerar a pressão dinâmica do vento no nível da cumeeira. Isto, evidentemente, não será razoável em telhados de grande altura, para os quais é conveniente considerar um diagrama escalonado (não necessariamente envolvente) ou o próprio diagrama contínuo, correspondente a uma lei potencial do respectivo perfil de velocidades.

No caso de diagrama escalonado, parece-nos mais razoável considerar um diagrama escalonado médio e não o envolvente. Este último conduz a valores acima dos reais; enquanto que o diagrama escalonado médio está muito próximo dos valores obtidos com o perfil contínuo. Entretanto, para elementos pequenos (painéis de vedação, esquadrias, etc.) é mais simples e satisfatório considerar a pressão dinâmica correspondente ao nível superior do respectivo elemento.

c) Na referência 7 são determinadas expressões para o cálculo das forças, momentos de tombamento e de torção em edifícios paralelepípedicos para os dois casos: perfil escalonado médio e perfil contínuo.

Para estes mesmos dois casos serão desenvolvidas, a seguir, expressões para o cálculo das forças e momentos de tombamento em edificações com fachadas trapezoidais (por exemplo, edifícios, pilares de viaduto de faces cheias ou em treliça, torres em treliça de linhas de transmissão, de microondas, etc.). As expressões deduzidas na referência 7 são casos particulares das que serão determinadas a seguir.

Começaremos, para facilitar a exposição, admitindo que as faces sejam cheias. O caso de faces reticuladas será visto no capítulo 3.

2.2 – FACHADA TRAPEZOIDAL

2.2.1 – Perfil escalonado médio (Fig. 2.1)

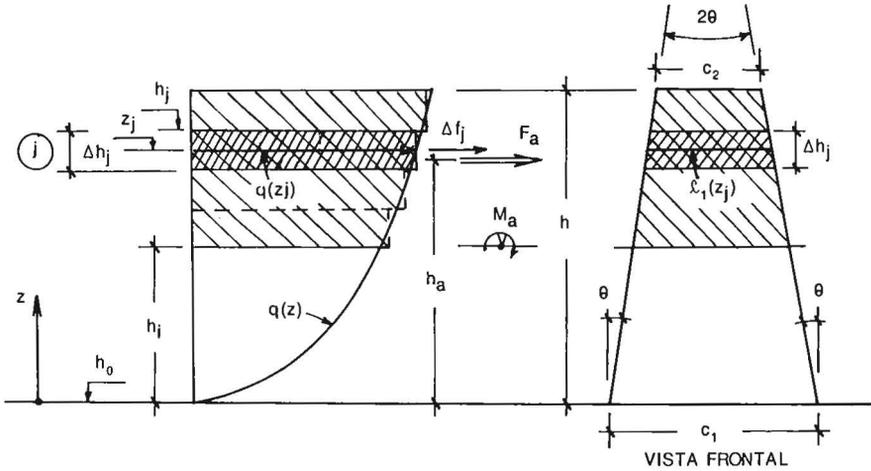


Figura 2.1 – Perfil escalonado médio

a) Seja:

- Δh_j – altura da faixa j ($j = 1$ a n , sendo n o número total de faixas);
- Δf_j – força de arrasto na faixa j , aplicada a uma altura z_j (meia altura da faixa j);
- $q(z_j)$ – pressão dinâmica correspondente à altura z_j ;
- F_a – força de arrasto entre o topo (altura h) e o nível h_i , aplicada a uma altura h_a (i inteiro, entre zero e $n-1$);
- M_a – momento estático de F_a em relação a h_i (momento de tombamento da parte da edificação acima de h_i em relação ao nível de h_i);
- $\ell_1(z_j)$ – largura da faixa j na altura z_j ;
- c_1 – largura da base da superfície frontal;
- c_2 – largura do topo da superfície frontal;
- θ – ângulo entre cada lado da superfície frontal e a vertical.

b) a força de arrasto na faixa j é dada por

$$\Delta f_j = C_a \cdot q(z_j) \cdot \ell_1(z_j) \cdot \Delta h_j \quad (2.2)$$

sendo:

$$l_1(z_j) = c_1 - 2z_j \operatorname{tg}\theta \quad (2.3)$$

$$2\operatorname{tg}\theta = (c_1 - c_2) / h \quad (2.4)$$

A força de arrasto parcial, entre o topo e o nível inferior da parte da edificação em estudo, h_i , será:

$$F_a = \sum_{j=i+1}^n \Delta f_j \quad (i \text{ inteiro, entre } 0 \text{ e } n-1) \quad (2.5)$$

c) Pelo teorema de Varignon:

$$F_a h_a = \sum_{j=i+1}^n \Delta f_j \cdot z_j$$

Portanto:

$$h_a = \frac{\sum_{j=i+1}^n \Delta f_j \cdot z_j}{F_a} \quad (2.6)$$

Lembrando a (2.2) e (2.5):

$$h_a = \frac{\sum_{j=i+1}^n q(z_j) \cdot l_1(z_j) \cdot \Delta h_j \cdot z_j}{\sum_{j=i+1}^n q(z_j) \cdot l_1(z_j) \cdot \Delta h_j} \quad (2.7)$$

Se todas as faixas tiverem a mesma altura $\Delta h = h/n$:

$$z_j = \frac{2j-1}{2n} h \quad (2.8)$$

e

$$h_a = \frac{\sum_{j=i+1}^n q(z_j) \cdot l_1(z_j) \cdot z_j}{\sum_{j=i+1}^n q(z_j) \cdot l_1(z_j)} \quad (2.9)$$

d) O momento de tombamento em relação ao nível h_i será:

$$M_a = F_a (h_a - h_i) \quad (2.10)$$

e) Particularizando para a norma brasileira NBR-6123,¹ redação de 1987, teremos o seguinte:

A pressão dinâmica é dada por (Ver 2.2.2.d):

$$q(z_j) = 0,613 V_k^2 ; q(z_j) = 0,613 (V_0 S_1 S_2 S_3)^2 \quad (2.11)$$

sendo $q(z_j)$ em N/m^2 , V_k e V_0 em m/s e os demais parâmetros adimensionais. Deve ser considerado o parâmetro S_2 correspondente à altura z_j .

A (2.11) pode ser escrita:

$$q(z_j) = K_1 S_2^2 \quad (2.12)$$

sendo

$$K_1 = 0,613 (V_0 S_1 S_3)^2 \quad (2.13)$$

Portanto, conforme (2.2), (2.5) e (2.7):

$$\Delta f_j = C_a \cdot K_1 \cdot S_2^2 \cdot l_1(z_j) \cdot \Delta h_j \quad (2.14)$$

$$F_a = C_a \cdot K_1 \sum_{j=i+1}^n S_2^2 \cdot l_1(z_j) \cdot \Delta h_j \quad (2.15)$$

$$h_a = \frac{\sum_{j=i+1}^n S_2^2 \cdot l_1(z_j) \cdot \Delta h_j \cdot z_j}{\sum_{j=i+1}^n S_2^2 \cdot l_1(z_j) \cdot \Delta h_j} \quad (2.16)$$

Ou, com $\Delta h_j = \text{constante} = \Delta h$:

$$h_a = \frac{\sum_{j=i+1}^n S_2^2 \cdot l_1(z_j) \cdot z_j}{\sum_{j=i+1}^n S_2^2 \cdot l_1(z_j)} \quad (2.17)$$

Em função de Δf_j , a (2.15) e (2.16) ficam, respectivamente:

$$F_a = \sum_{j=i+1}^n \Delta f_j \quad (2.18)$$

$$h_a = \frac{\sum_{j=i+1}^n \Delta f_j \cdot z_j}{F_a} \quad (2.19)$$

2.2.2 – Perfil contínuo (Fig. 2.2)

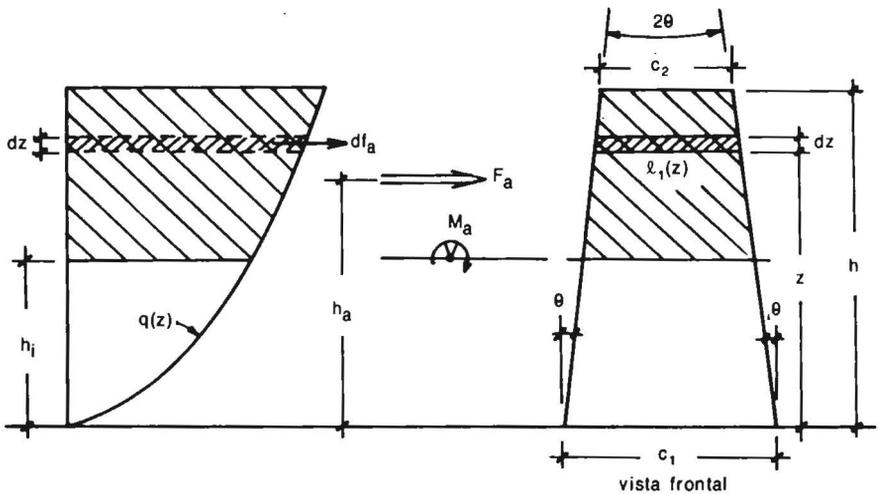


Figura 2.2 – Perfil contínuo

a) A força de arrasto em uma faixa de largura $l_1(z)$ e altura dz é:

$$df_a = C_a \cdot q(z) \cdot l_1'(z) \cdot dz \quad (2.20)$$

A força de arrasto parcial entre o topo da edificação e o nível inferior da parte em estudo, h_i , será:

$$F_a = \int_{h_i}^h df_a \quad (2.21)$$

ou, conforme (2.20):

$$F_a = C_a \int_{h_i}^h q(z) \cdot l_1(z) \cdot dz \quad (2.22)$$

b) Pelo teorema de Varignon:

$$F_a h_a = \int_{h_i}^h df_a \cdot z$$

Conforme (2.20) a (2.22):

$$h_a = \frac{\int_{h_i}^h q(z) \cdot l_1(z) \cdot z \cdot dz}{\int_{h_i}^h q(z) \cdot l_1(z) \cdot dz} \quad (2.23)$$

c) O momento de tombamento em relação an nível h_i será:

$$M_a = F_a (h_a - h_i) \quad (2.24)$$

d) Para resolver as integrais precisamos conhecer as funções $q(z)$ e $l_1(z)$. Da Fig.2.2 tiramos:

$$l_1(z) = c_1 - 2z \operatorname{tg}\theta \quad (2.25)$$

sendo $2 \operatorname{tg}\theta$ dado pela (2.4).

A função $q(z)$ pode ser obtida a partir da lei potencial de velocidades por:

$$q(z) = \frac{1}{2} \rho V_k^2(z) \quad (2.26)$$

sendo:

ρ – massa específica do ar

$V_k(z)$ – velocidade caracterfstica do vento na altura z .

Pela NBR-6123 consideram-se, no Brasil, condições normais de pressão (1 atm = 1013 mba) e de temperatura (15°C) na determinação da massa específica do ar. Nestas condições:

$$q(z) = 0,613 V_k^2 \quad (2.11)$$

sendo:

$$V_k = V_0 S_1 S_2 S_3 \quad (2.27)$$

com S_2 correspondente à altura z .

Analogamente ao visto em 2.2.1.e, substituindo a (2.27) na (2.11):

$$q(z) = K_1 S_2^2 \quad (2.28)$$

sendo:

$$K_1 = 0,613 (V_0 S_1 S_3)^2 \quad (2.13)$$

Pela NBR-6123:

$$S_2 = b F_r (z/10)^p \quad (2.29)$$

Valores dos parâmetros b , F_r e p , para diversos intervalos de tempo e para as cinco categorias de rugosidade de terreno da NBR-6123 são apresentados em tabela desta Norma e na referência 4. Para valores intermediários de intervalos de tempo e de rugosidade do terreno pode ser adotada uma interpolação linear.

Substituindo a (2.29) na (2.28) chega-se a

$$q(z) = K_2 z^{2p} \quad (2.30)$$

sendo:

$$K_2 = K_1 (b F_r / 10^p)^2 \quad (2.31)$$

Substituindo a (2.30) na (2.22):

$$F_a = K_2 C_a \int_{h_i}^h l_1(z) \cdot z^{2p} \cdot dz$$

e substituindo $l_1(z)$ pela (2.25):

$$F_a = K_2 C_a \int_{h_i}^h (c_1 - 2ztg\theta) \cdot z^{2p} \cdot dz \quad (2.32)$$

Resolvendo a integral chega-se a:

$$F_a = K_2 C_a \left[\frac{c_1}{2p+1} (h^{2p+1} - h_i^{2p+1}) - \frac{2tg\theta}{2p+2} (h^{2p+2} - h_i^{2p+2}) \right] \quad (2.33)$$

Para o arrasto total, $h_j = 0$:

$$F_a = K_2 C_a \left(\frac{c_1}{2p+1} h^{2p+1} - \frac{2tg\theta}{2p+2} h^{2p+2} \right) \quad (2.34)$$

Substituindo a (2.30) na (2.23):

$$h_a = \frac{\int_{h_j}^h \ell_1(z) \cdot z^{2p+1} \cdot dz}{\int_{h_j}^h \ell_1(z) \cdot z^{2p} \cdot dz} \quad (2.35)$$

Substituindo $\ell_1(z)$ pela (2.25) e efetuando as integrais:

$$h_a = \frac{\frac{c_1}{2p+2} (h^{2p+2} - h_i^{2p+2}) - \frac{2tg\theta}{2p+3} (h^{2p+3} - h_i^{2p+3})}{\frac{c_1}{2p+1} (h^{2p+1} - h_i^{2p+1}) - \frac{2tg\theta}{2p+2} (h^{2p+2} - h_i^{2p+2})} \quad (2.36)$$

2.3 – CASOS PARTICULARES

2.3.1 – Edificações paralelepípedicas

Neste caso $2tg\theta = 0$, $c_1 = \ell_1$ e as expressões (2.33) e (2.36) ficam:

$$F_a = \frac{K_2 C_a \ell_1}{2p+1} (h^{2p+1} - h_i^{2p+1}) \quad (2.37)$$

$$h_a = \frac{2p+1}{2p+2} \frac{h^{2p+2} - h_i^{2p+2}}{h^{2p+1} - h_i^{2p+1}} \quad (2.38)$$

Para a base da edificação ($h_j = 0$):

$$F_a = \frac{K_2 C_a \ell_1}{2p+1} h^{2p+1} \quad (2.39)$$

$$h_a = \frac{2p+1}{2p+2} h \quad (2.40)$$

2.3.2 – Edificações escalonadas

As expressões básicas podem ser aplicadas, sucessivamente, às partes paralelepipedicas. Exemplificando com a parte inferior de uma edificação escalonada de três partes (Fig.2.3):

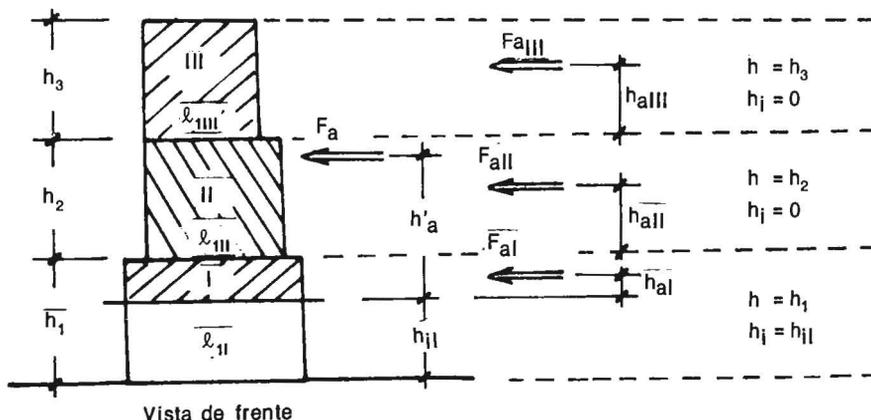


Figura 2.3 – Edificações escalonadas

$$F_a = F_{aI} + F_{aII} + F_{aIII}$$

$$M_a = F_{aI} h_{aI} + F_{aII}(h_1 + h_{aII} - h_{iI}) + F_{aIII}(h_1 + h_2 + h_{aIII} - h_{iI})$$

$$h_a = M_a / F_a$$

2.3.3 – Forças em paredes e vedações

Se C_a for substituído por $C = C_e - C_i$, obter-se-á, pela (2.37), a força F sobre a respectiva parede externa. Para partes menores de paredes ou para elementos de vedação (vidraças, venezianas, etc.) também podem ser usadas as mesmas expressões, adaptando convenientemente a simbologia (Fig.2.4).

Nestes casos a força devida ao vento costuma ser calculada simplesmente considerando a velocidade do vento no nível superior da vedação ou parte de parede em estudo, $V(h)$, constante em toda a altura $h - h_i$.

2.3.4 – Edificações com fachadas inclinadas

Pilares de viadutos e torres de linhas de transmissão são exemplos de edificações com algumas ou todas as faces inclinadas em relação à vertical. Podem ser adotadas as mesmas expressões deduzidas para

edificações com faces verticais, desprezando-se a pequena inclinação que a resultante das forças terá. Isto é, confunde-se a força global com a força de arrasto (Fig.2.5.a).

As forças nas faces, isoladamente consideradas (calculadas substituindo C_a por $C = C_e - C_i$ --- Veja 2.3.3), agem perpendicularmente às respectivas faces em que atuam (Fig.2.5.b).

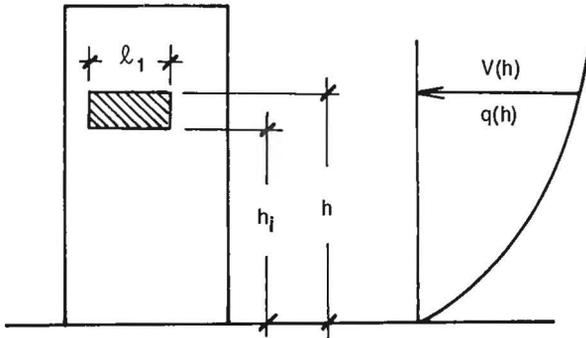


Figura 2.4 - Forças em vedações e partes de paredes

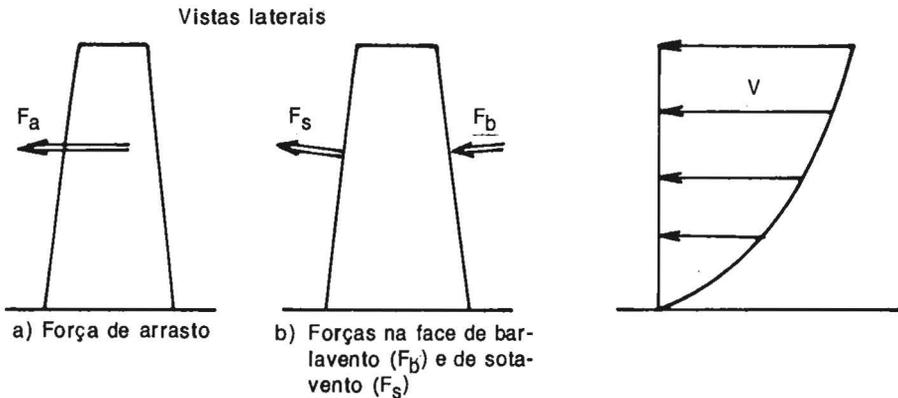


Figura 2.5 - Edificações com fachadas inclinadas

2.4 - EXEMPLOS

Estudaremos um pilar de viaduto em forma tronco piramidal, de faces cheias, em terreno de categoria II, com as seguintes características:

Altura: 100,00m

Dimensões da base: 16,00 x 8,00m

Dimensões do topo: 4,00 x 2,00m

O pilar será construído em um local para o qual a velocidade básica do vento é igual a 45m/s.

Inicialmente é necessário definir a classe de edificação. De acordo com a NBR-6123:

- para a determinação dos esforços em secções situadas nos 20m superiores: classe A;
- para a determinação dos esforços em secções entre 20 e 50m, a partir do topo: classe B;
- para a determinação dos esforços em secções situadas abaixo dos 50m superiores: classe C. Ou determinar o intervalo de tempo de acordo com as indicações do anexo A da norma, redação 1987.

Como a determinação do intervalo de tempo já foi tratada em outros trabalhos — por exemplo, referência 7 — tomaremos os valores de S_2 da NBR-6123 correspondentes à classe C.

Os parâmetros meteorológicos S_1 e S_3 serão considerados iguais à unidade.

2.4.1 — Perfil escalonado

As fórmulas básicas são as apresentadas em 2.2.1. A Tabela 2.1 apresenta os esforços calculados bem como os principais valores auxiliares necessários para a determinação destes esforços. O pilar foi dividido em cinco faixas, cada uma com 20,00m de altura. Os valores parciais de F_a e M_a , para secções entre 80 e 100m de altura, devem ser multiplicados pela razão dos coeficientes S_2 entre as classes A e C, quando forem estudadas secções nesta parte do pilar. Analogamente, para secções entre 50 e 80m de altura, multiplicar os valores parciais de F_a e M_a (desde o topo do pilar) pela razão dos coeficientes S_2 entre as classes B e C.

TABELA 2.1 — ESFORÇOS EM UM PILAR DE VIADUTO, FACHADA MAIOR A BARLAVENTO — PERFIL ESCALONADO MÉDIO

Faixa (j)	h_j (m)	Δh_j (m)	z_j (m)	h_i (m)	$l_1(z_j)$ (m)	S_2^*	Δf_j (kN)	F_a (kN)	h_a (m)	M_a (m · kN)
5	100	20	90	80	5,20	1,185	180	180	90,00	1800
4	80	20	70	60	7,60	1,155	252	432	78,33	7920
3	60	20	50	40	10,00	1,12	311	743	66,47	19700
2	40	20	30	20	12,40	1,06	346	1090	54,89	38000
1	20	20	10	0	14,80	1,02	382	1470	43,23	63600

*Da Tabela 2 da NBR-6123, redação 1987, nas alturas z_j .

$C_a = 1,00$; $c_1 = 16,00m$; $c_2 = 4,00m$; $h = 100,00m$; $V_0 = 45m/s$

Os esforços da Tabela 2.1 foram calculados com $C_a = 1,0$, com o que seu uso fica mais amplo (utilizaremos esta mesma tabela para o cálculo de uma torre reticulada de mesmas dimensões externas).

A norma brasileira não considera edificações tronco piramidais. Um valor aproximado de C_a pode ser obtido considerando um paralelepípedo com as dimensões médias, isto é, $axbxh = 10x5x100m$.

Para este paralelepípedo, da Fig.4 da NBR-6123, redação 1987, vento perpendicular a uma das fachadas maiores, obtém-se $C_a = 1,75$. Ensaios em pilar de proporções próximas às do pilar deste exemplo levaram a $C_a = 1,65$. Considerando este último valor, os esforços no pilar são os indicados na Tabela 2.2.

TABELA 2.2 – ESFORÇOS NO PILAR COM $C_a = 1,65$

Faixa (j)	h_j (m)	h_i (m)	h_a (m)	F_a (kN)	M_a (m · kN)
5	100	80	90,00	297	2970
4	80	60	78,33	713	13070
3	60	40	66,47	1230	32500
2	40	20	54,89	1800	62800
1	20	0	43,23	2430	105000

Para secções com h_i entre 50 e 100 metros os valores de F_a e M_a da Tabela 2.1 devem ser considerados como etapas intermediárias, pois para todas as secções do pilar foi usado S_2 da Classe C. A diferença, entretanto, não é muito grande, como pode ser visto na Tabela 2.3. Nesta tabela foram determinados os valores de F_a e M_a nas secções com $h_i = 80,00m$ (classe A) e $h_i = 60,00m$ (classe B). Os aumentos relativos são:

TABELA 2.3 – ESFORÇOS DE ACORDO COM AS CLASSES – $C_a = 1,65$

Faixa (j)	h_j (m)	z_j (m)	h_i (m)	S_2 para Classe			Classe A		Classe B		Classe C	
				A	B	C	F_a (kN)	M_a (m · kN)	F_a (kN)	M_a (m · kN)	F_a (kN)	M_a (m · kN)
5	100	90	80	1,205	—	1,185	302	3020	—	—	297	2970
4	80	70	60	—	1,165	1,155	—	—	719	13180	713	13070

Para $h_j = 80,00\text{m}$:

$$\frac{M_a(A)}{M_a(C)} = \frac{F_a(A)}{F_a(C)} = \frac{S_2(A)}{S_2(C)} = 1,017$$

Para $h_j = 60,00\text{m}$:

$$\frac{M_a(B)}{M_a(C)} = \frac{F_a(B)}{F_a(C)} = \frac{S_2(B)}{S_2(C)} = 1,009$$

A diferença percentual máxima foi de 1,7%. Erro bem maior é cometido ao ser considerado o mesmo valor de C_a em toda a altura do pilar. Devido aos arredondamentos nas tabelas, pequenas diferenças serão encontradas calculando as razões acima a partir de F_a e M_a .

Para obras de dimensões fora do comum são recomendados ensaios em túnel de vento, com a determinação de coeficientes de arrasto parciais. A Tabela 2.4 apresenta os valores parciais de C_a obtidos em ensaio de pilar tronco piramidal com as seguintes dimensões:

TABELA 2.4 – COEFICIENTES DE ARRASTO PARCIAIS EM PILAR TRONCO PIRAMIDAL

Faixa (i)	h_j (m)	Δh_j (m)	C_a parcial para vento incidindo na	
			Fachada maior	Fachada menor
4	130,80	20,80	2,05	1,21
3	110,00	35,00	1,64	1,23
2	75,00	35,00	1,50	1,28
1	40,00	40,00	1,42	1,18

- Altura: 130,80m
- Secção do topo: 3,00 x 1,30m
- Secção da base: 16,08 x 5,22m.

2.4.2 – Perfil contínuo

As fórmulas básicas foram apresentadas em 2.2.2. Pela Tabela 1 da NBR-6123 (classe C, categoria II):

$$b = 1,00; F_r = 0,95; p = 0,10$$

e

$$K_1 = 0,613(45 \times 1 \times 1)^2; K_1 = 1241\text{N/m}^2$$

$$K_2 = 1241(1 \times 0,95 / 10^{0,1})^2; K_2 = 706,7\text{N/m}^2$$

Como no caso de perfil do vento escalonado, tomar-se-á inicialmente $C_a = 1$. Vento perpendicular à fachada maior:

$$c_1 = 16,00\text{m}; c_2 = 4,00\text{m}.$$

$$2tg\theta = (c_1 - c_2)/h; 2tg\theta = 0,12$$

$$F_a = 706,7 \times \left[\frac{16}{1,2} (h^{1,2} - h_i^{1,2}) - \frac{0,12}{2,2} (h^{2,2} - h_i^{2,2}) \right]$$

$$h_a = \frac{\frac{16}{2,2} (h^{2,2} - h_i^{2,2}) - \frac{0,12}{3,2} (h^{3,2} - h_i^{3,2})}{\frac{16}{1,2} (h^{1,2} - h_i^{1,2}) - \frac{0,12}{2,2} (h^{2,2} - h_i^{2,2})}$$

$$M_a = F_a (h_a - h_i)$$

Na Tabela 2.5. estão os valores de F_a , h_a e M_a nas mesmas alturas h_i usadas com o perfil escalonado, a fim de permitir uma comparação dos resultados obtidos pelos dois processos.

TABELA 2.5 – ESFORÇOS EM UM PILAR DE VIADUTO, FACHADA MAIOR A BARLAVENTO. PERFIL CONTÍNUO

Faixa (j)	h_j (m)	h_i (m)	h_a (m)	$C_a = 1$		$C_a = 1,65$	
				F_a (kN)	M_a (m · kN)	F_a (kN)	M_a (m · kN)
5	100	80	89,30	180	1680	297	2770
4	80	60	77,83	431	7690	711	12700
3	60	40	66,11	740	19300	1220	31800
2	40	20	54,61	1080	37500	1780	61900
1	20	0	44,71	1400	62600	2310	103000

$$c_1 = 16,00\text{m}; c_2 = 4,00\text{m}; h = 100,00\text{m}; V_0 = 45\text{m/s}$$

Para o pilar em estudo foi adotado, com o perfil escalonado, $C_a = 1,65$. Este mesmo valor foi considerado com o perfil contínuo. Os valores correspondentes de F_a e M_a aparecem na mesma Tabela 2.5. Comparando com as tabelas 2.1 e 2.2, vê-se que é pequena a diferença dos resultados. A não consideração, no caso do perfil contínuo, de um valor constante da velocidade do vento entre zero e cinco metros (como indica a NBR-6123) leva a uma diferença de resultados perfeitamente desprezável.

Para as secções com h_i entre 80 e 100 metros devem ser considerados os parâmetros da classe A e para as secções com h_i entre 50 e 80 metros os parâmetros da classe B:

classe A: $b = 1,00$; $F_r = 1,00$; $p = 0,085$

classe B: $b = 1,00$; $F_r = 0,98$; $p = 0,09$.

Na Tabela 2.6 aparecem os valores de F_a e M_a nas secções com $h_i = 80\text{m}$ (classe A) e $h_i = 60\text{m}$ (classe B). Para comparação, a mesma tabela apresenta os valores obtidos considerando classe C.

TABELA 2.6 – ESFORÇOS DE ACORDO COM A CLASSE – $C_a = 1,65$

h_i (m)	Classe A		Classe B		Classe C	
	F_a (kN)	M_a (m · kN)	F_a (kN)	M_a (m · kN)	F_a (kN)	M_a (m · kN)
80	309	2870	—	—	297	2770
60	—	—	727	12930	711	12700

Os aumentos relativos são:

Para $h_i = 80,00\text{m}$:

$$\frac{M_a(A)}{M_a(C)} = \frac{F_a(A)}{F_a(C)} = 1,04$$

Para $h_i = 60,00\text{m}$:

$$\frac{M_a(B)}{M_a(C)} = \frac{F_a(B)}{F_a(C)} = 1,02$$

3 – RETICULADOS

3.1 – BARRAS ISOLADAS

a) Definiremos como reticulado a toda a estrutura constituída por barras retas. A ação do vento sobre um reticulado pode ser determinada tanto a partir das ações sobre cada barra considerada isoladamente como estudando a ação sobre o conjunto de barras.

b) Inicialmente veremos como determinar as ações do vento considerando os coeficientes de força correspondentes às barras prismáticas consideradas isoladamente. Estes coeficientes dependem da forma da secção transversal da barra e de seu comprimento, ℓ . Geralmente os coeficientes de força são, inicialmente, determinados em fluxo bidimensional. Este fluxo é conseguido colocando, nos extremos da barra, duas placas perpendiculares a seu eixo, em fluxo de ar paralelo a estas placas (e, portanto, perpendicular ao eixo da barra). Nestas condições, em qualquer plano perpendicular ao eixo da barra as características do fluxo são iguais, e o fluxo é bidimensional, por ser independente da terceira dimensão (estamos desprezando as alterações nas proximidades das placas). O fluxo pode ser considerado bidimensional também nos casos de barras de grande alongamento, nas quais a perturbação do fluxo próximo aos extremos pouco influi nos resultados. O *alongamento* é definido pela razão

$$\lambda = \ell / c_{\alpha} \quad (3.1)$$

sendo c_{α} a "largura da sombra" da secção da barra. Isto é, a largura da projeção ortogonal da secção sobre uma reta perpendicular à direção do vento (Fig.3.1).

Quando uma barra prismática estiver ligada a uma placa ou parede de dimensões suficientes para impedir o livre fluxo do ar em torno deste extremo, a forma do fluxo equivale à existente na metade de uma barra de comprimento duplo (Fig.3.2). Conseqüentemente, neste caso o valor de λ é obtido por

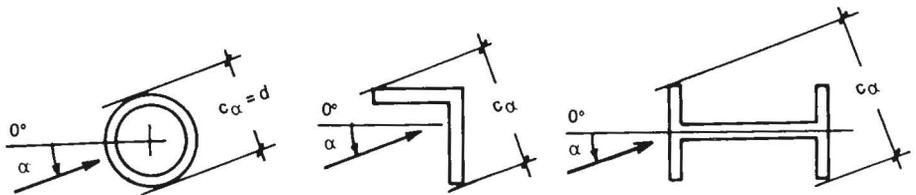


Figura 3.1 - Exemplos da largura de sombra, c_α

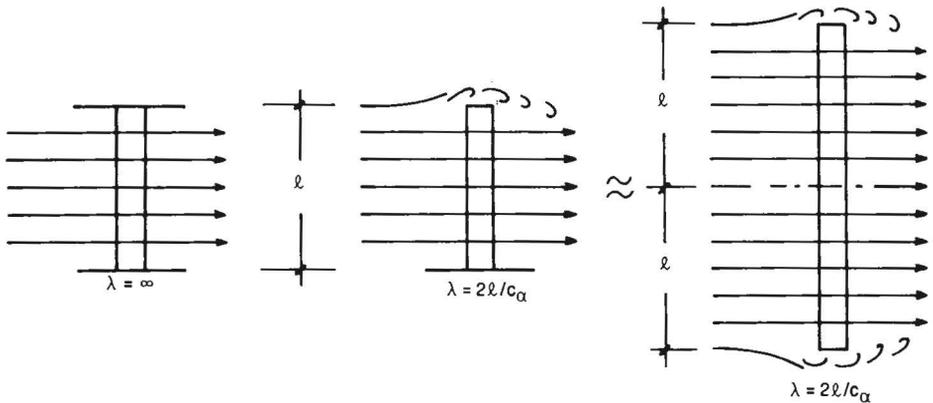


Figura 3.2 - Forma do fluxo em torno de barras prismáticas

$$\lambda = 2\ell / c_\alpha \quad (3.2)$$

Por razão análoga, quando ambos os extremos da barra possuem placas ou paredes que impeçam o livre fluxo nos dois extremos, $\lambda = \infty$ (fluxo bidimensional). Nos casos de fluxo bidimensional é usual dizer que a barra é de “comprimento infinito”. O alongamento que limita os casos de fluxo bi e tridimensional depende da forma da secção e situa-se, a grosso modo, entre 50 e 100.

c) No estudo a seguir o vento será considerado agindo perpendicularmente ao eixo da barra prismática. A força global, F_g , por ele exercida, será também perpendicular a este eixo. Sua direcção, de um modo geral, é oblíqua em relação aos eixos ortogonais de referência, $0x$ e $0y$, além de sua direcção não coincidir com a do vento (Fig.3.3).

Há, na prática, dois modos de decompor a força global, escolhendo-se o mais conveniente em cada caso. Em um deles esta força é decomposta nas componentes segundo as direcções dos dois eixos coordenados $0x$ e $0y$: F_x e F_y . No outro, a força global é decomposta em uma componente na direcção do vento e em outra perpendicular a esta direcção, designadas respectivamente por *força de arrasto*, F_a , e *força lateral*, F_ℓ . A força de arrasto é positiva quando tiver o sentido do vento. A força lateral positiva tem sentido para a direita, para quem

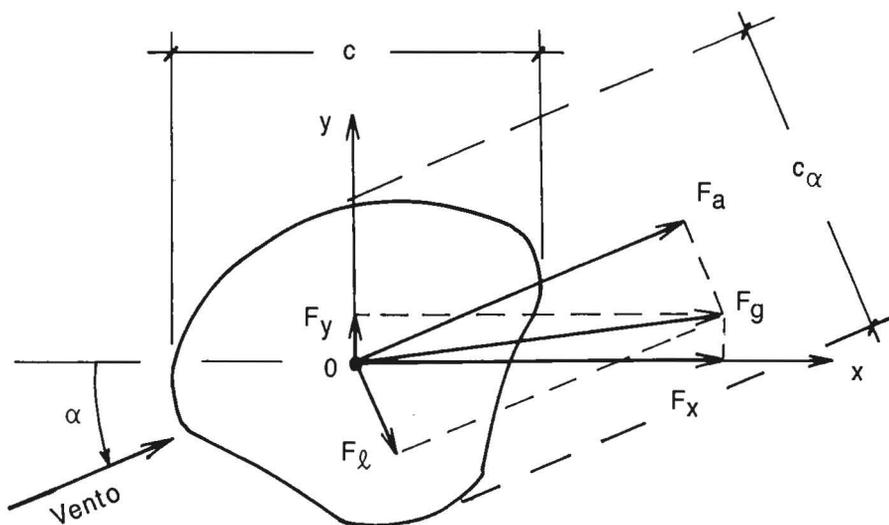


Figura 3.3 – Forças aerodinâmicas

olha na direção e sentido do vento (em outras palavras, tem a direção e sentido de F_a girado de -90°). Algumas normas tomam como positivo o sentido contrário a este.

As componentes das forças devidas ao vento, acima definidas, permitem a obtenção dos respectivos *coeficientes de força*, expressos, para o caso de barras prismáticas, por

$$C_f = \frac{F}{q A} \quad (3.3)$$

sendo:

- F – componente da força em estudo, para barra em fluxo bidimensional;
- q – pressão dinâmica de referência;
- A – área de uma superfície de referência.

Para barras prismáticas, $A = \ell c$, sendo:

- ℓ – comprimento da barra;
- c – dimensão de referência, na secção transversal.

Conhecido C_f (de ensaios, normas, relatórios, manuais, etc.), a componente da força em estudo, para fluxo bidimensional, é obtida por

$$F = C_f q \ell c \quad (3.4)$$

Quando necessário para evitar confusão, o coeficiente de força para fluxo bidimensional (comprimento "infinito" da barra) é simbolizado por $C_{f\infty}$.

Entre os ensaios feitos para a determinação dos coeficientes de força em barras prismáticas de comprimento infinito citamos os de Raymer e Nixon⁸ em perfis cantoneiras e de secção quadrada.

c) Para fluxo tridimensional, os coeficientes de força variam com o alongamento da barra. A determinação destes coeficientes, feitos inicialmente para placas retangulares e barras de secção circular por Eiffel, Prandtl e outros pesquisadores nas primeiras décadas deste século, foram posteriormente estendidos aos demais perfis usuais, simples ou compostos. A Fig.3.4 apresenta a forma geral da curva $\lambda \times C_f$. Alongamento infinito corresponde, como vimos, a fluxo bidimensional. O coeficiente de força vai diminuindo com o decrescer de λ . Abaixo de um certo valor λ_0 , C_f pode ser considerado constante.

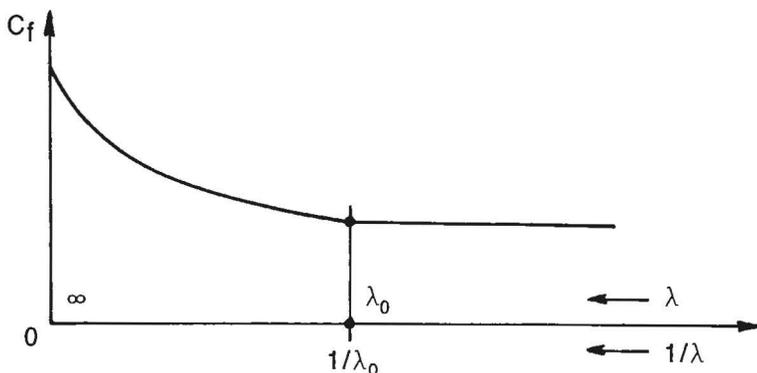


Figura 3.4 – Variação do coeficiente de força com o alongamento

d) O cálculo do coeficiente de força para um certo alongamento, a partir do caso limite de fluxo bidimensional, é feito por meio de fórmulas apropriadas ou por fatores de redução.

Exemplo do primeiro é a norma belga,⁹ com uma equação de reta:

$$C_f = A - B \frac{1}{\lambda} \quad (3.5)$$

Para $\lambda = \infty$, $C_f = A$. Portanto, A é o coeficiente de força para barra em fluxo bidimensional. Esta norma indica também λ_0 e o correspondente valor de C_f (C_{f0}):

- Placa perpendicular ao vento e barra de secção quadrada com vento perpendicular a uma face: $\lambda_0 = 12$

$$\lambda \leq \lambda_0: C_{f0} = 1,20; \lambda > \lambda_0: C_f = 1,95 - 9 \frac{1}{\lambda}$$

- Secção duplo Tê, vento perpendicular a alma: $\lambda_0 = 15$

$$\lambda \leq \lambda_0: C_{f0} = 1,25; \lambda > \lambda_0: C_f = 1,55 - 4,5 \frac{1}{\lambda}$$

- Secção duplo Tê, vento paralelo a alma: $\lambda_0 = 12$

$$\lambda \leq \lambda_0: C_{f0} = 1,20; \lambda > \lambda_0: C_f = 1,95 - 9 \frac{1}{\lambda}$$

e) A norma brasileira NBR-6123¹ usa um fator de redução K para passar dos coeficientes de força referentes a fluxo bidimensional para os correspondentes a fluxo tridimensional. Este fator depende do alongamento λ e das características aerodinâmicas da secção, sendo considerados três casos típicos: barras prismáticas de secção circular em regime subcrítico, idem em regime acima do crítico e barras prismáticas de faces planas. Para cada uma das secções apresentadas na norma são definidos eixos de referência $0x$ e $0y$. Os respectivos coeficientes aerodinâmicos são:

$$\begin{aligned} \text{– na direção } 0x: C_{fx} &= K C_x \\ \text{– na direção } 0y: C_{fy} &= K C_y \end{aligned} \quad (3.6)$$

E as respectivas forças – ver expressão (3.4):

$$\begin{aligned} \text{– na direção } 0x: F_x &= C_{fx} q \ell c \\ \text{ou: } F_x &= K C_x q \ell c \end{aligned} \quad (3.7)$$

$$\begin{aligned} \text{– na direção } 0y: F_y &= C_{fy} q \ell c \\ \text{ou: } F_y &= K C_y q \ell c \end{aligned} \quad (3.8)$$

Os coeficientes C_x e C_y são dados para várias orientações do vento em relação ao eixo $0x$ (porém sempre perpendicular ao eixo longitudinal da barra).

f) A norma belga anteriormente citada fornece os quatro coeficientes C_x , C_y , C_a e C_ℓ ; de modo que o usuário pode escolher o par de valores que melhor lhe convier. Nesta norma o fator de redução K já está incluído nos coeficientes de força – ver (3.5).

g) Como exemplos de torres reticuladas que foram calculadas a partir dos coeficientes de força para barras individuais, citamos:

- Torre estaiada em Cape Girardeau, Mo., USA,¹⁰ com 510m de altura:
 - barras de faces planas: $C_f = 1,3$
 - tubos de secção circular: $C_f = 0,88$

Estes valores são muito baixos. Normas e ensaios idôneos indicam para $C_{f\infty}$ valores em torno de 2,0 e de 1,2, respectivamente. Mesmo considerando um fator de redução $K \approx 0,85$, são ainda obtidos valores bem acima dos adotados nesta torre, a qual foi destruída pelo vento há vários anos, segundo fomos informados.

Comparem-se também estes valores com os adotados nas duas torres reticuladas, autoportantes, com 226m de altura e separadas de 2357m, no Japão:¹¹

- perfis simples, de secção cantoneira C, duplo Tê, retangular, etc. $C_f = 1,80$
- perfis compostos $C_f = 2,10$.

3.2 – RETICULADOS PLANOS ISOLADOS

a) Há dois processos:

– A partir dos coeficientes de força de cada barra, conforme exposto em 3.1.

– A partir de um coeficiente de força do conjunto, aplicável ao reticulado considerado como um todo.

b) Um conceito fundamental é o de *índice de área exposta*, φ . Este índice é igual ao quociente entre a área frontal efetiva do reticulado, A_e , e a área frontal da superfície limitada pelo contorno do reticulado, A_t :

$$\varphi = A_e / A_t \quad (3.9)$$

Área frontal efetiva do reticulado vem a ser a área da projeção ortogonal das barras do reticulado sobre um plano perpendicular à direção do vento (área de sombra). Lembramos que o vento é considerado agindo perpendicularmente ao plano do reticulado.

3.2.1 – 1º Processo

a) A norma belga⁹ apresenta este processo detalhadamente. Reproduziremos aqui seus principais tópicos, deixando de lado algumas explicações de detalhes, não essenciais.

Este processo só é aplicável a reticulados com um índice de área exposta até 0,60. O alongamento de cada barra é calculado pela (3.1):

$$\lambda = l / c_{\alpha} \quad (3.1)$$

sendo c_{α} a largura da projeção ortogonal da barra sobre o plano médio do reticulado.

Se o reticulado é do tipo simples, o comprimento ℓ é, para cada barra, a distância de centro a centro de seus nós. Se o reticulado comporta também reticulados de segunda e até de terceira ordem, é considerado o comprimento da barra no reticulado de menor ordem a que pertence. Portanto:

- para as barras que pertencem só a reticulados de terceira ordem, o comprimento ℓ é o comprimento efetivo entre nós de terceira ordem;
- para as barras que pertencem a reticulados de segunda ordem, o comprimento ℓ é o considerado entre nós de segunda ordem;
- para as barras que pertencem a reticulados primários ou de primeira ordem, o comprimento ℓ é aquele considerado entre nós de primeira ordem.

Em resumo, ℓ é determinado pela distância entre nós no reticulado de menor ordem possível. Ou seja, a maior distância possível entre nós, sem ultrapassar os nós dos triângulos fundamentais.

Exemplos da determinação do comprimento ℓ são dados na Fig.3.5.

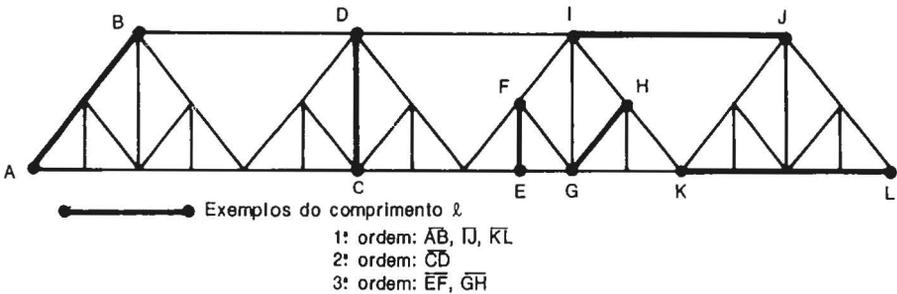


Figura 3.5 – Determinação do comprimento das barras. Norma belga

b) Determinado o alongamento λ de cada barra, as tabelas de C_f em função da forma da secção permitem determinar os respectivos coeficientes pela (3.5) – norma belga – ou (3.6) – norma brasileira.

De acordo com a norma belga ainda há uma correção a ser feita. Os coeficientes de força são corretos se as barras forem efetivamente independentes. Como na realidade as barras estão interligadas, há interações entre elas e é necessário multiplicar por 1,10 os coeficientes correspondentes aos montantes e diagonais (barras internas) e por 1,30 os correspondentes às barras do contorno.

Feitas estas correções, a força em cada barra é obtida por expressões do tipo da (3.4). A força total no reticulado será obtida, obviamente, pela soma das forças calculadas para cada uma das barras do reticulado.

3.2.2 – 2º Processo

a) Neste processo é determinado um coeficiente de força aplicável ao reticulado considerado como um todo. Extensos ensaios foram feitos por Flachsbart, tanto em reticulados isolados como em dois reticulados paralelos e quatro reticulados formando torre de secção retangular, na década de 30. Estes ensaios continuam servindo de base para normas de vento.

Flachsbart ensaiou reticulados planos no túnel aerodinâmico situado em Göttingen, Alemanha. Este túnel tinha uma câmara de ensaios aberta, octogonal, com 2,26m de diâmetro.^{12,13} Foram ensaiados reticulados de várias formas (uma delas com banzos não paralelos), variando a disposição de montantes e/ou diagonais. Foi verificado que o coeficiente de força independe da forma e da disposição das barras (exceto para barras de secção circular) e da forma externa do reticulado.

Inicialmente Flachsbart estudou modelos seccionais situados entre duas placas paralelas ao vento. O vento incidia perpendicularmente ao plano do reticulado, de modo que o coeficiente de força é o coeficiente de arrasto. Como as condições descritas são as de fluxo bidimensional, o respectivo coeficiente de arrasto é simbolizado por $C_{a\infty}$. A curva interpolada por Flachsbart entre os pontos experimentais aparece na Fig.3.6.

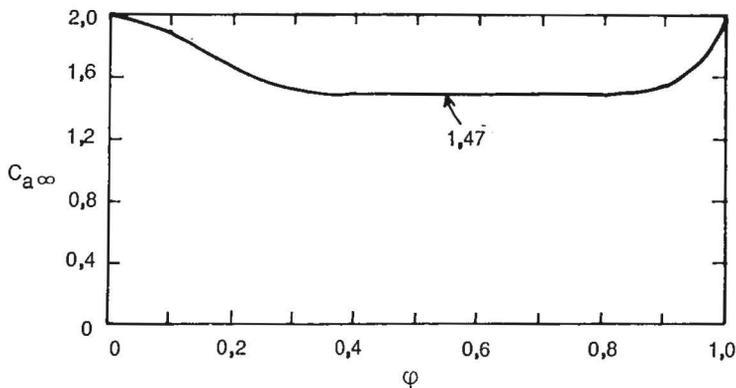


Figura 3,6 – Coeficiente de arrasto em reticulados em fluxo bidimensional. Ensaios de Flachsbart

Os casos limites correspondem a cada barra isolada ($\varphi = 0$) e à treliça se transformando em uma placa ($\varphi = 1$).

b) Em uma segunda série de ensaios Flachsbart estudou a influência do alongamento da treliça, $\lambda = \ell/h$, em função do índice de área exposta, φ , sobre o coeficiente de arrasto. Os resultados aparecem na Fig.3.7,

mostrando a variação, com o índice de área exposta, da razão entre o coeficiente de arrasto em fluxo tridimensional, C_a , e em fluxo bidimensional, $C_{a\infty}$.

Observe-se que quanto menor o índice de área exposta, tanto menor a influência do alongamento sobre C_a .

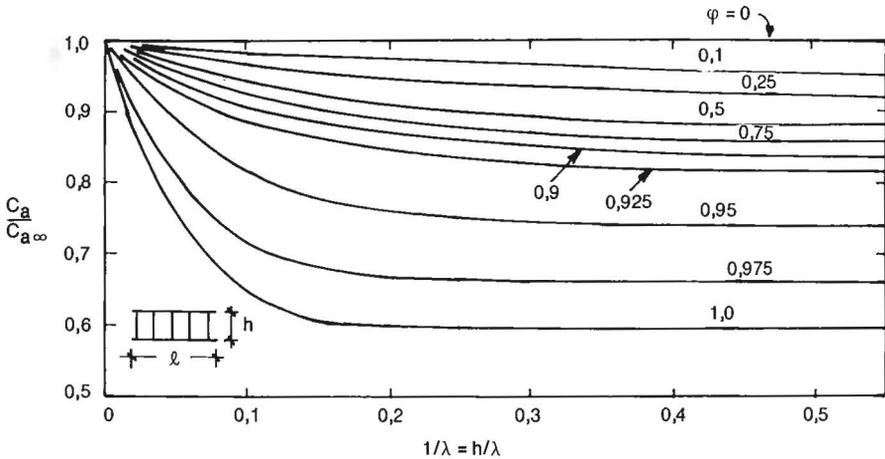


Figura 3.7 – Influência do alongamento no arrasto. Ensaios de Flachsbart

Flachsbart, como regra aproximada, recomenda os seguintes valores, aplicáveis a reticulados planos em geral (vigas e pilares):

1º – Reticulados de um vão, dimensões normais:

φ :	< 0,25	$\geq 0,25$
C_a :	1,8	1,6

2º – Reticulados de um vão, muito longos, ou reticulados de diversos vãos:

φ :	0 - 0,20	0,20 - 0,30	0,30 - 0,90	0,90 - 1,00
C_a :	2,00	1,80	1,60	2,00

Para valores mais precisos devem ser usados os gráficos das figuras 3.6 e 3.7.

3.3 – RETICULADOS PLANOS PARALELOS

a) O exame da Fig.3.8 (Ensaios de Flachsbart¹² e Flachsbart e Winter¹⁴) indica:

- um nítido efeito de proteção da treliça de barlavento sobre a de sotavento;
- uma pequena influência do índice de área exposta e da disposição das barras internas (montantes verticais em um modelo e diagonais no outro).

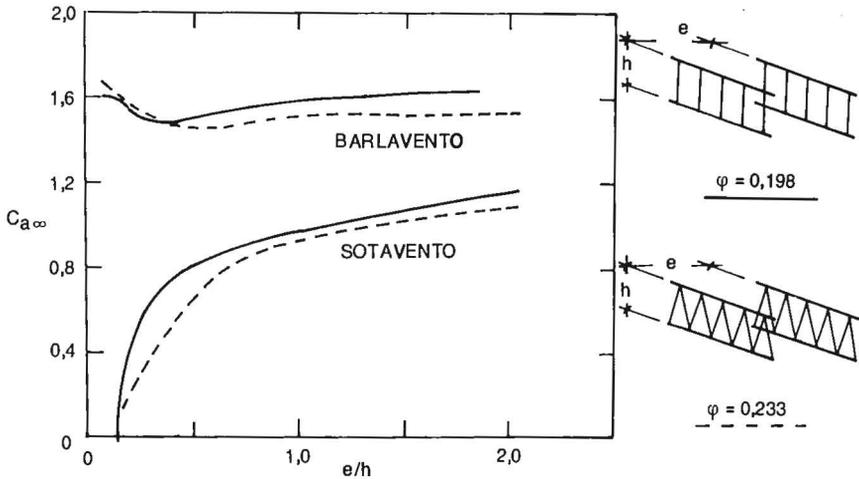


Figura 3.8 – Efeito de proteção em treliças paralelas. Ensaços de Flachsbart

Como nos outros ensaios de Flachsbart, o vento soprava perpendicularmente aos planos dos reticulados. Para o coeficiente de arrasto sobre o conjunto das duas treliças é sugerida a expressão

$$C_{a2} = C_a (1 + \eta) \quad (3.10)$$

sendo:

C_{a2} – coeficiente de arrasto sobre os dois reticulados:

$$C_{a2} = F_{a2} / (q A_e);$$

F_{a2} – força de arrasto sobre os dois reticulados;

A_e – área frontal efetiva de um reticulado;

C_a – coeficiente de arrasto determinado para um reticulado, isolado;

η – fator de proteção, função do índice de área exposta e do afastamento relativo, e/h , entre os dois reticulados (Fig.3.9).

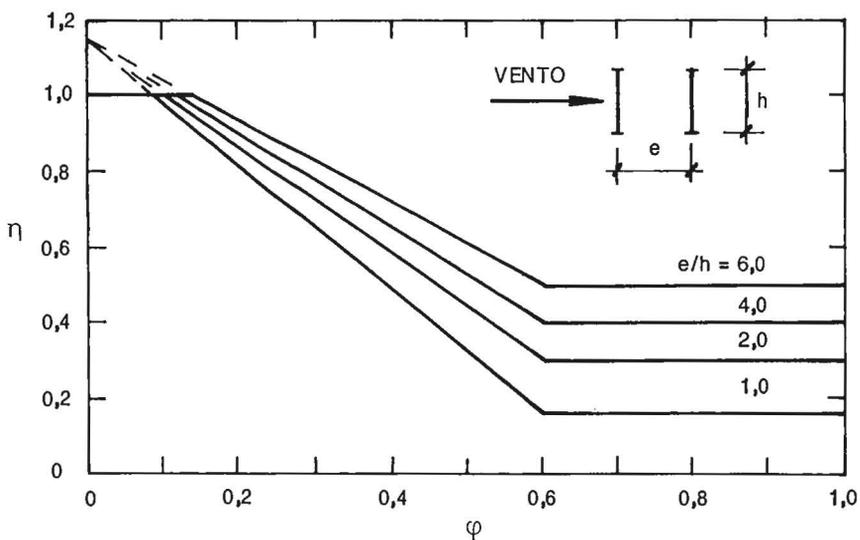


Figura 3.9 – Fator de proteção, segundo Flachsbar

b) Quando o vento incide obliquamente em um plano vertical perpendicular ao plano do reticulado, uma zona do reticulado de sotavento deixa de ser protegida (Fig.3.10). Para um dado ângulo β de incidência do vento, esta zona é tanto maior quanto maior o afastamento relativo e/h . O vento, que em valores médios tem uma direção horizontal, por alguns segundos e por influência da componente vertical da turbulência, pode chegar a uma inclinação em torno de 10° , positivos ou negativos. A esta inclinação corresponde um afastamento relativo e/h de cerca de 6. Este é o valor limite adotado pela norma belga para considerar efeitos de proteção. Com $e/h > 6$, por esta norma $\eta = 1$.

A norma francesa NV-1980⁵ é mais rigorosa, com $\eta = 1$ para $e/h > 5$.

Para pequenos afastamentos relativos, da ordem da unidade para menos, a força no reticulado de barlavento sofre uma pequena diminuição pela presença do reticulado de sotavento. Esta diminuição não é considerada na prática. Ela é devida à forma peculiar do fluxo de ar na esteira do reticulado de barlavento e influência que sofre pela existência de um reticulado a sotavento.

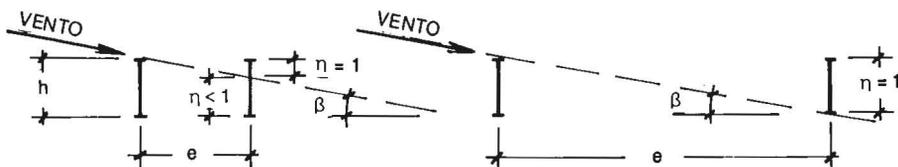


Figura 3.10 – Falta de proteção com vento oblíquo

A deficiência de proteção do reticulado de sotavento com vento oblíquo explica por que a norma belga apresenta valores de η um pouco superiores aos de Flachsbart, para $e/h \geq 4$.

c) Se o reticulado de sotavento tiver dimensões maiores que o de barlavento, a parte não situada na sombra desta última é considerada como se fosse isolada. Isto é, para esta parte deve ser considerado um fator de proteção igual à unidade.

d) Whitbread¹⁵ fez ensaios em reticulados isolados e em grupo, com até cinco reticulados iguais. Estudou a influência do índice de área exposta, do afastamento relativo, do número de reticulados e do tipo de barras (cantoneiras e tubos circulares).

Foram ensaiados modelos bidimensionais de reticulados de banzos paralelos, com cinco diagonais em X, em duas séries distintas: uma constituída de reticulados de cantoneiras e a outra de reticulados de tubos circulares. Com base nestes ensaios Whitbread sugere a seguinte expressão para o fator de proteção:

$$\eta = (n-1) \cdot [\varphi^{0,45} (e/h)^{\varphi-0,5} (n-1)^{1,1}]; \quad 0 < \varphi < 0,5$$

aplicável a reticulados de cantoneiras (n : número de reticulados).

O autor conclui que os métodos existentes para a determinação de η são deficientes, geralmente superestimando os valores; nos piores casos, em cerca de 100%. Apresenta também a fórmula sugerida anteriormente por Flachsbart e Winter¹⁴ para o caso de duas treliças (ou reticulados):

$$\eta = 1,15 [1 - 1,45\varphi (e/h)^{-0,25}].$$

Para mais de duas treliças paralelas e iguais, igualmente espaçadas, as recomendações de normas variam, com distintas expressões em função do fator de proteção. Por exemplo:

– Normas belga,⁹ CECM¹⁶ e NV-1980:⁵

Consideram uma proteção em cascata, em que cada treliça sofre a ação exercida sobre a anterior afetada pelo fator de proteção:

1ª treliça: C_{a1}

2ª treliça: ηC_{a1}

3ª treliça: $\eta^2 C_{a1}$

n ª treliça: $\eta^{n-1} C_{a1}$

No conjunto:

$$C_{an} = C_{a1} (1 + \eta + \eta^2 + \dots + \eta^{n-1})$$

sendo:

- C_{a1} – coeficiente de arrasto de uma treliça isolada;
- C_{an} – coeficiente de arrasto sobre o conjunto de n treliças.

A força de arrasto sobre o conjunto de n treliças é calculada por

$$F_{an} = C_{an} q A_e.$$

– Norma alemã:¹⁷

$$C_{an} = C_{a1} (1 + \eta + (n-2) \eta^2)$$

Isto é, não admite proteções crescentes a partir da terceira treliça.

– Norma brasileira.¹ É ainda mais exigente:

$$C_{an} = C_{a1} (1 + (n-1) \eta) \quad (3.11)$$

A norma brasileira adotou o critério seguido pela norma britânica,¹⁸ norma esta que foi tomada como base para a brasileira, em muitos tópicos.

Face à dispersão de resultados, é recomendável, para obras de importância excepcional, que sejam feitos estudos detalhados, baseados em ensaios com estruturas semelhantes, ou desenvolvidos especificamente para o caso em estudo.

3.4 – RETICULADOS ESPACIAIS

a) Em geral são torres de secção horizontal retangular (com a secção quadrada como caso particular) ou triangular equilátera, com as faces verticais ou inclinadas. De acordo com a norma alemã DIN 4131¹⁹ esta inclinação, em relação à vertical, pode chegar a 20° sem que os resultados sofram alteração sensível.

Uma torre retangular, com vento soprando perpendicularmente a um par de faces paralelas, pode ser estudada considerando estas duas faces como reticulados planos paralelos (mesmo que haja uma certa inclinação em relação à vertical), lançando mão do fator de proteção visto em 3.3. As forças de arrasto nas faces paralelas ao vento podem ser desprezadas, por seu pequeno valor.^{12,14} Além disso, ensaios feitos na Inglaterra²⁰ e algures mostraram que estas forças podem ser negativas, variando entre -3,6% e -5% da força de arrasto total sobre a torre. Isto acontece por efeitos de interação, com formação de uma esteira atrás da treliça de barlavento que origina, nas treliças laterais, forças de arrasto de sentido contrário ao do vento.

Portanto, o coeficiente de arrasto, para vento incidindo perpendicularmente a cada par de reticulados paralelos, é obtido pela (3.10):

$$C_{a2} = C_a (1 + \eta) \quad (3.10)$$

Quanto ao alteamento da torre ($E = h/\ell_1$), para a maioria das torres podem ser considerados os coeficientes correspondentes ao reticulado de comprimento infinito (fluxo bidimensional), pois a influência do alteamento é muito pequena para os índices de área exposta usuais (0,1 a 0,2 ou pouco mais). Entretanto, para alteamentos pequenos e altos valores do índice de área exposta pode ser usado o gráfico da Fig.3.7, na qual o alongamento passa a ser o alteamento (Fig.3.11).

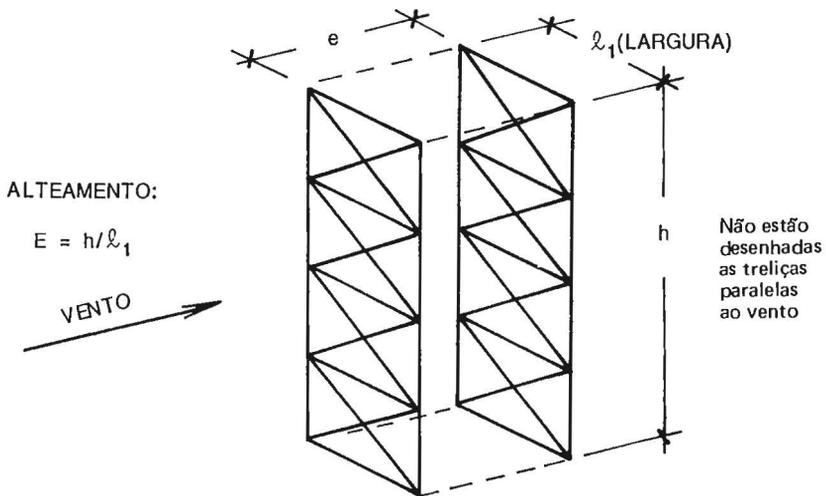


Figura 3.11 – Torres retangulares reticuladas

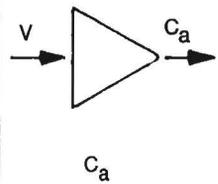
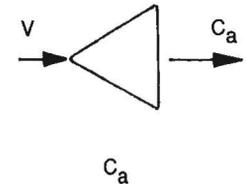
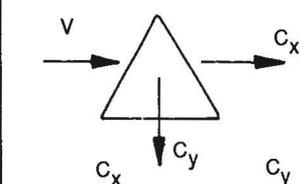
b) Para torres de seção quadrada e triangular equilátera há diversos estudos experimentais que permitem determinar a força total do vento sobre a torre considerada diretamente em seu conjunto, para vento incidindo perpendicularmente ou obliquamente em relação a uma das faces.

Embora a maioria dos ensaios tenha sido feita em torres de seção constante, os resultados podem ser aplicados quando a inclinação das faces não for exagerada. A norma alemã DIN 4131¹⁹ dá uma indicação numérica, ao especificar que as informações que apresenta são aplicáveis a postes e torres reticuladas de três e de quatro faces, com planta quadrada ou triangular equilátera, com suas faces de forma mais ou menos igual e com uma inclinação de até 20° com a vertical.

Apresentaremos a seguir comentários e valores dos coeficientes de força sugeridos por diversos autores e normas.

c) Ensaaios de Joukoff e Tonglet, citados por Vandepierre.²¹ Na Tabela 3.1 aparecem os valores dos coeficientes de arrasto correspondentes a torres triangulares equiláteras, para três incidências do vento.

TABELA 3.1 – COEFICIENTES DE FORÇA EM TORRES RETICULADAS DE SEÇÃO TRIANGULAR EQUILÁTERA – ENSAIOS DE JOUKOFF E TONGLLET

φ				
0,1	2,54	2,30	2,33	0,78
0,2	2,14	2,07	1,93	0,54
0,3	1,90	1,88	1,74	0,42
0,4	1,84	1,74	1,67	0,56

d) Cohen e Perrin²⁰ sugerem, para $0,1 < \varphi < 0,4$:

– Torres de seção quadrada:

– Vento a 90° com a face de barlavento:

$$C_a(90^\circ) = 4,0 - 5\varphi$$

– Vento a 45° (orientação para a qual aparecem os maiores valores de C_a):

– Para perfis simples, angulosos ou arredondados:

$$C_a(45^\circ) = (1,1 + 0,4\varphi) C_a(90^\circ)$$

– Para perfis duplos:

$$C_a(45^\circ) = 1,1 (1,1 + 0,4\varphi) C_a(90^\circ)$$

– Torres de seção triangular equilátera:

O maior valor de C_a aparece com vento perpendicular à face de barlavento:

$$C_a = 3,65 - 4,65\varphi$$

Calculemos alguns valores de $C_a(45^\circ) / C_a(90^\circ)$ para torre de secção quadrada, com os reticulados constituídos de perfis simples. Obteremos:

φ	:	0,1	0,2	0,3	0,4
$\frac{C_a(45^\circ)}{C_a(90^\circ)}$:	1,14	1,18	1,22	1,26

Portanto, aumentos das forças devidas ao vento que vão de 14 a 26%, quando a incidência do vento passa de 90° a 45° em relação à face de barlavento.

Calculemos também os valores de C_a para torres de secção triangular equilátera para estes mesmos valores de φ , pela expressão de Cohen e Perrin:

φ	:	0,1	0,2	0,3	0,4
C_a	:	3,19	2,72	2,26	1,79

Comparando com a Tabela 3.1, vemos que há uma diferença sensível para φ entre 0,1 e 0,3 (vento perpendicular à face de barlavento, nesta tabela).

e) Georgiu e Vickery²² comparam os fatores de proteção de diversas normas e ensaios, concluindo que há disparidades muito grandes entre normas e entre estas e ensaios (diferenças de até 100%). As maiores discrepâncias apareceram com altos índices de área exposta e com um afastamento relativo $e/h > 1$. Nestes casos o fator η que obtiveram em seus ensaios pode estar bem acima ou abaixo dos apresentados em normas. A análise deste trabalho foi muito útil para a elaboração da NBR-6123.

f) Flint e Smith²³ relatam ensaios feitos no National Maritime Institute com torres de secção quadrada e com reticulados de barras de faces planas. O coeficiente de arrasto foi determinado para vento entre 0° (vento perpendicular à face de barlavento) e 90° . Para treliças com φ em torno de 0,13, o arrasto máximo apareceu com vento incidindo a $22,5^\circ$, com uma majoração de C_a de $(16 \pm 1)\%$ em relação ao arrasto correspondente a 0° :

$$C_a(22,5^\circ) = 1,16 C_a(0^\circ)$$

Para a treliça com $\varphi = 0,54$ o máximo de C_a apareceu com vento a 45° :

$$C_a(45^\circ) = 1,30 C_a(0^\circ).$$

g) Bayar²⁴ fez ensaios com modelos seccionais de torres de secção quadrada em forma de tronco de pirâmide, com barras de faces planas, com as proporções usuais em torres de comunicação. O vento simulado

era de velocidade praticamente uniforme, com uma intensidade de turbulência de cerca de 6%.

O modelo seccional AD corresponde à parte superior da torre e o modelo FJ à parte intermediária. O índice de área exposta situou-se entre 0,11 e 0,24, dependendo do modelo. Na Tabela 3.2 estão dados os valores de C_a destes ensaios, bem como as razões $C_a(\alpha)/C_a(0^\circ)$ e $C_a(\alpha)/C_a(20^\circ)$, sendo que 0° corresponde a vento perpendicular à face de barlavento.

TABELA 3.2 – MODELOS SECCIONAIS DE TORRES DE SECÇÃO QUADRADA

α		0°	5°	10°	15°	20°	25°	30°	35°	40°	45°
C_a	AD	2,35	2,44	2,54	2,63	2,68	2,73	2,73	2,74	2,70	2,67
	FJ	2,56	2,66	2,79	2,88	2,93	3,00	3,01	3,03	2,96	2,87
$\frac{C_a(\alpha)}{C_a(0^\circ)}$	AD	1,000	1,038	1,081	1,119	1,140	1,162	1,162	1,166	1,149	1,136
	FJ	1,000	1,039	1,090	1,125	1,145	1,172	1,176	1,184	1,156	1,121
$\frac{C_a(\alpha)}{C_a(20^\circ)}$	AD	0,877	0,910	0,948	0,981	1,000	1,019	1,019	1,022	1,007	0,996
	FJ	0,874	0,908	0,952	0,983	1,000	1,024	1,027	1,034	1,010	0,980

Do exame desta tabela concluímos:

- os valores máximos de C_a apareceram a 35° , com um aumento máximo de 18,4% sobre $C_a(0^\circ)$;
- a partir de 20° o aumento de C_a é muito pequeno, com um máximo de 3,4% sobre $C_a(20^\circ)$;
- para fins normativos, pode ser considerado que o arrasto máximo aparece com $\alpha = 20^\circ$ e vale

$$C_a(20^\circ) = 1,16 C_a(0^\circ)$$

ou seja, admitindo uma variação linear de C_a entre 0° e 20° :

$$C_a(\alpha) = K(\alpha)C_a \tag{3.11}$$

sendo

$$K(\alpha) = 1 + \alpha/125 \dots\dots\dots 0^\circ \leq \alpha \leq 20^\circ$$

$$K(\alpha) = 1,16 \dots\dots\dots 20^\circ \leq \alpha \leq 45^\circ$$

Estes mesmos ensaios mostraram que o coeficiente de força lateral máximo aparece também a 20° e vale

$$C_l(20^\circ) = 0,4$$

diminuindo de um modo aproximadamente linear até $C_{\lambda} = 0$ em 0° e 45° .

Para considerar a incidência não horizontal do vento médio, como ocorre em colinas, o modelo AD foi ensaiado com seu eixo principal a 5° , 10° e 15° com a vertical. Os aumentos de C_a foram pequenos, em torno de 3%.

Comparando com os resultados de outros pesquisadores, Bayar recomenda:

$$C_a = 4,2 - 7\varphi \dots\dots\dots 0,10 \leq \varphi \leq 0,20$$

$$C_a = 3,5 - 3,5\varphi \dots\dots\dots 0,20 \leq \varphi \leq 0,24$$

Pelos pontos experimentais apresentados por Bayar, cremos que a aplicação desta última expressão pode ser estendida até $\varphi = 0,40$.

h) Pela norma francesa,⁵ para torres de secção quadrada, φ entre 0,08 e 0,35:

- Vento perpendicular à face de barlavento:
 - Treliças de barras de arestas vivas ou fracamente arredondadas $C_a = 3,20 - 2\varphi$
 - Treliças de barras de secção circular $C_a = 2,24 - 1,4\varphi$
- Vento a 45° com as faces:
 - Multiplicar os coeficientes anteriores pelos valores de K dados na Tabela 3.3.

TABELA 3.3 – MAJORAÇÃO DE C_a COM VENTO A 45° – NORMA FRANCESA⁵

Natureza da estrutura	Coeficiente K	
	Barras simples	Barras compostas
Metálica	$1 + 0,6\varphi$	1,2
Concreto armado	1,2	1,2
Madeira	1,2	1,3

Calculemos alguns valores de C_a e K para estrutura metálica, barras de arestas vivas:

- Vento perpendicular à face de barlavento:

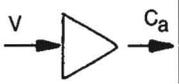
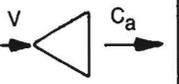
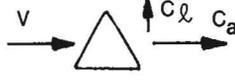
φ :	0,1	0,2	0,3	0,35
C_a :	3,00	2,80	2,60	2,50

– Vento a 45° com as faces:

φ :	0,1	0,2	0,3	0,35
K :	1,06	1,12	1,18	1,21

Para torres de secção triangular equilátera, φ entre 0,08 e 0,35, a norma francesa indica os valores que constam na Tabela 3.4.

TABELA 3.4 – C_a EM TORRES DE SECÇÃO TRIANGULAR EQUILÁTERA – NORMA FRANCESA⁵

Descrição				
	C_a	C_a	C_a	C_l
Barras de arestas vivas ou fracamente arredondadas	$3,2-4\varphi$ (≥ 2)	$2,6-2\varphi$	$2,6-2\varphi$	+0,8
Barras redondas	$2,24-2,8\varphi$ ($\geq 1,4$)	$1,82-1,4\varphi$	$1,82-1,4\varphi$	+0,56

i) Norma alemã DIN 4131¹⁹ trata de postes e torres reticuladas de três e quatro faces, com planta quadrada ou triangular equilátera, com uma conformação mais ou menos igual de suas faces e com uma inclinação de até 20° com a vertical. A força devida ao vento é considerada horizontal e é obtida pela expressão

$$F = C_f K q A_e$$

Os valores do coeficiente de força C_f são os seguintes:

- 1 – Torres de secção quadrada constituídas por perfis de cantos vivos ou fracamente arredondados:

$$C_f = 3,75 - 4,50\varphi \dots\dots\dots 0,1 \leq \varphi \leq 0,2$$

$$C_f = 3,35 - 2,50\varphi \dots\dots\dots 0,2 \leq \varphi \leq 0,6$$

$$C_f = 1,85 \dots\dots\dots 0,6 \leq \varphi \leq 1,0$$

- 2 – Torres de secção triangular equilátera constituídas por perfis de cantos vivos ou fracamente arredondados:

Considerar os valores dados em 1 multiplicados por 0,9.

- 3 – Torres de secção quadrada e triangular equilátera constituídas por perfis arredondados:

Considerar os valores dados em 1 multiplicados por 0,7.

Para fator K:

1 — Torres de secção quadrada:

$$0^\circ \leq \alpha \leq 10^\circ: K = 1 + \alpha^\circ/100$$

$$10^\circ \leq \alpha \leq 45^\circ: K = 1,1$$

($\alpha = 0^\circ$ corresponde a vento perpendicular à face de barlavento).

Calculemos C_f para torres de secção quadrada, perfis de arestas vivas:

φ :	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6 a 1,0
C_a :	3,30	2,85	2,60	2,35	2,10	1,85

j) Norma alemã DIN 1055, Teil 45.¹⁷ Os coeficientes de força são apresentados sob a forma de gráficos, em função do índice de área exposta e do número de Reynolds (este último para barras arredondadas).

k) Recomendações da CECM.¹⁶ Apresentação gráfica semelhante à da DIN 1055. A diferença maior está nos gráficos $C_f \times Re$. As linhas que fornecem a variação de C_f com o número de Reynolds, Re , para diversos valores do índice de área exposta, são curvas nas recomendações da CECM e poligonais nas normas DIN 1055.

l) O capítulo da norma brasileira NBR-6123 referente a *Barras prismáticas e reticulados* foi elaborado após o exame detalhado da literatura disponível, parte da qual foi apresentada, em síntese, nos parágrafos anteriores. Não podemos deixar de citar, dos não comentados, os estudos pioneiros de Flachsbarth e Winter,¹⁴ que ensaiaram modelos seccionais de torres de secção quadrada e modelos completos de postes reticulados, de secção variável.

O capítulo sobre *Barras prismáticas e reticulados* da NBR- 6123 está apresentado no anexo A.

As figuras 3.12 e 3.13 comparam resultados de pesquisadores e normas referentes a torres de secção quadrada formadas por reticulados de barras de faces prismáticas. Muitas normas (entre elas a brasileira) não consideram a influência do índice de área exposta sobre K (que indica a influência do ângulo de incidência do vento). Comparando as duas partes da Fig.3.13 parece razoável admitir valores de K acima de 1,16 para um índice de área exposta maior que 0,25. Convém lembrar, porém, que o aumento de K com o índice de área exposta indicado na Fig.3.13.b refere-se apenas a uma incidência do vento de 45°, nada informando sobre outras incidências.

Para maior precisão, poderá ser considerada a componente lateral C_{ρ} , de acordo com o visto em 3.4.g.

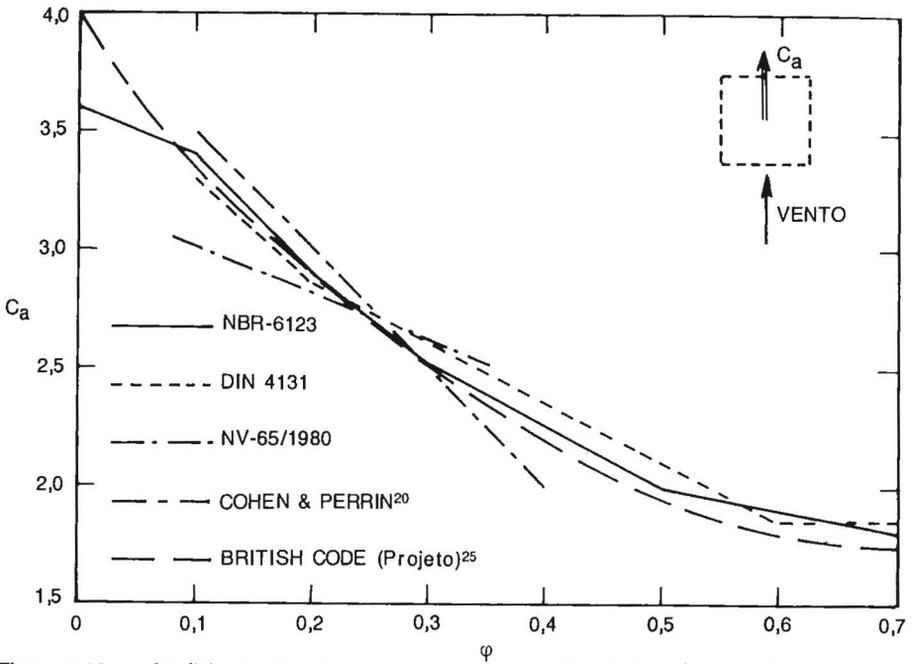


Figura 3.12 - Coeficiente de arrasto em torres reticuladas de seção quadrada

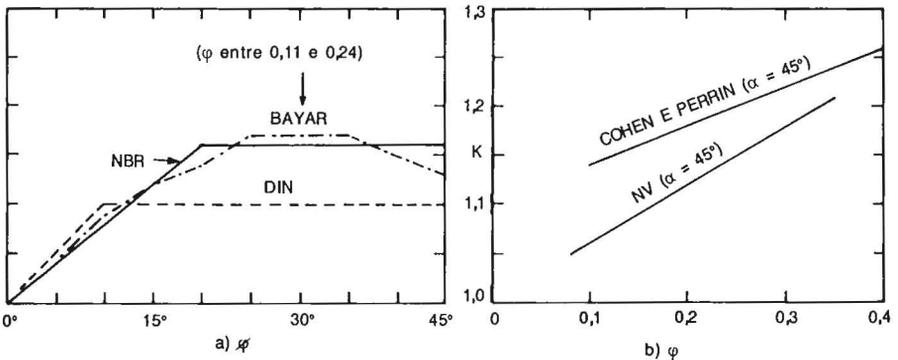


Figura 3.13 - Influência da incidência do vento e do índice de área exposta. Torres reticuladas de seção quadrada

3.5 - EXEMPLOS

a) Vamos estudar um reticulado espacial com as mesmas dimensões do pilar de viaduto visto em 2.4, mesmos parâmetros meteorológicos e mesma velocidade básica do vento. Assim sendo, podemos partir da Tabela 2.1 ou 2.5, conforme seja utilizado, respectivamente, o perfil escalonado médio ou o perfil contínuo da velocidade do vento. Usaremos este último.

Seja 0,15 o Índice de área exposta. Como a força no reticulado é obtida a partir da área efetiva A_e , deve ser feita a devida correção, multiplicando os resultados apresentados na Tabela 2.5 por φ , pois $A_e = \varphi A$. Caso o Índice de área exposta varie com a altura, sendo constante em cada faixa j , a área de cada faixa, A_j , será multiplicada pelo respectivo Índice de área exposta: $\varphi_j A_j$. Também deverá ser corrigido o coeficiente de arrasto, inicialmente considerado igual à unidade na Tabela 2.5. Este coeficiente será determinado de dois modos:

1º – Reticulado espacial

A norma brasileira, como as demais, não trata de torres reticuladas de secção retangular. Como aproximação, vamos usar o valor de C_a correspondente a secção quadrada, obtido da Fig.9 da NBR-6123, redação 1987:

$$C_a = 3,2 \quad (\alpha = 0^\circ)$$

Para a força máxima:

$$C_a = 1,16 \times 3,2; C_a = 3,7 \quad (\alpha \geq 20^\circ)$$

2º – Reticulados paralelos

Para o reticulado de barlavento (Fig.6 da NBR-6123):

$$C_{a1} = 1,85$$

O afastamento entre os reticulados das faces maiores, em qualquer secção horizontal é, para a torre em estudo, igual a 0,5. O fator de proteção correspondente será igual a 0,87 (Fig.8 da NBR-6123, redação 1987).

Se o afastamento variar com a altura, tomar valores médios em cada faixa e determinar os respectivos fatores de proteção.

O coeficiente de arrasto será:

$$C_{a2} = C_{a1}(1 + \eta); C_{a2} = 1,85 \times 1,87; C_{a2} = 3,46.$$

Para vento perpendicular às faces menores:

$$e/h = 2; \eta = 0,93$$

$$C_{a2} = 1,85 \times 1,93; C_{a2} = 3,57$$

Como se vê, uma diferença muito pequena entre os casos de vento perpendicular às faces maiores ou menores. Tomando a média:

$$C_a = 3,52$$

Subtraindo 5% para considerar, aproximadamente, a força negativa nas treliças paralelas ao vento (ver 3.4.a):

$$C_a = 3,34.$$

Este valor é 4,4% superior ao obtido considerando a torre como um reticulado espacial de secção quadrada.

Adotaremos $C_a = 3,3$. Os esforços devidos ao vento soprando perpendicularmente às faces maiores serão obtidos da Tabela 2.5 multiplicando os valores de F_a e M_a correspondentes a $C_a = 1,0$ por $\varphi C_a = 0,15 \times 3,3$, ou seja, por 0,50. A Tabela 3.5 apresenta os valores dos esforços assim calculados. Para valores máximos, com vento incidindo obliquamente, multiplicar F_a e M_a por 1,16.

TABELA 3.5 – ESFORÇOS EM UMA TORRE RETICULADA DE SECÇÃO RETANGULAR, VENTO PERPENDICULAR À FACE MAIOR – PERFIL CONTÍNUO

Faixa (j)	h_j (m)	h_i (m)	h_a (m)	F_a (kN)	M_a (m · kN)
5	100	80	89,30	90	840
4	80	60	77,83	216	3845
3	60	40	66,11	370	9650
2	40	20	54,61	540	18750
1	20	0	44,71	700	31300

4 – COBERTURAS PLANAS ISOLADAS

4.1 – INTRODUÇÃO

Talvez para nenhuma outra forma construtiva os resultados encontrados na literatura, principalmente nas normas de ação do vento, apresentem valores tão díspares. Em certos casos, para uma mesma cobertura, ora é indicada força em um sentido, ora no sentido oposto, ora em ambos os sentidos, ficando o engenheiro em dúvida sobre qual valor adotar.

Serão apresentadas as recomendações de diversas normas e a justificativa do critério adotado pela norma brasileira NBR-6123.¹ A parte desta norma referente a coberturas isoladas é reproduzida no anexo 2. Para maiores informações sobre resultados experimentais, consultar a referência 26.

4.2 – COEFICIENTES AERODINÂMICOS

Relembraremos as definições dos coeficientes aerodinâmicos que serão usados neste capítulo.

a) Coeficientes de pressão:

$$c_{pe} = \Delta p_e / q ; c_{pi} = \Delta p_i / q ; c_p = c_{pe} - c_{pi} \quad (4.1)$$

sendo:

- c_{pe} , c_{pi} e c_p , respectivamente, o coeficiente de pressão externa (ou na face superior da cobertura), interna (face inferior) e total, ou simplesmente coeficiente de pressão;
- Δp_e e Δp_i , respectivamente, a pressão estática efetiva média no ponto em estudo na face superior (ou externa) e inferior (ou interna) da cobertura;

- q – pressão dinâmica de referência: $q = \frac{1}{2} \rho V^2$, sendo V a velocidade do fluxo de ar de referência e ρ a massa específica do ar.

Valores positivos dos coeficientes de pressão externa ou interna correspondem a sobrepressões e valores negativos a sucções. Um valor positivo para c_p indica uma pressão efetiva com o sentido de uma sobrepressão externa (ou sobre a face superior da cobertura) e um valor negativo indica uma pressão efetiva com o sentido de uma sucção externa.

b) Coeficientes de forma:

$$C_e = F_e / q A ; C_i = F_i / q A ; C = C_e - C_i \quad (4.2)$$

sendo:

- C_e , C_i e C , respectivamente, o coeficiente de forma externo (ou na face superior da cobertura), interno (face inferior) e total, ou simplesmente coeficiente de forma;
- F_e e F_i , respectivamente, a força na superfície plana externa (face superior da cobertura) e interna (face inferior);
- A , a área da superfície plana sobre a qual atuam, perpendicularmente, as forças F_e e F_i .

Valores positivos dos coeficientes de forma externo e interno correspondem a sobrepressões e valores negativos a sucções, aplicados sobre as respectivas faces. Um valor positivo para o coeficiente de forma (total) indica que a força correspondente atua para o interior (nas coberturas, da face superior para a inferior); um valor negativo corresponderá, portanto, a uma força atuando para o exterior da edificação (da face inferior para a superior). Em outras palavras, um coeficiente de forma positivo terá o mesmo sentido de uma sobrepressão externa (ou sobre a face superior); conseqüentemente, um coeficiente de forma negativo terá o mesmo sentido de uma sucção externa.

c) Coeficiente de força:

$$C_f = F / q A \quad (4.3)$$

sendo:

- F , a força devida ao vento que atua em uma parte plana da edificação (ou da cobertura);
- A , uma área de referência; no caso de coberturas planas, a área da superfície plana correspondente.

Em superfícies planas o coeficiente de força coincide com o coeficiente de forma (total). Não há uma convenção uniforme para definir o sentido positivo de C_f .

d) Coeficiente de sustentação:

$$C_S = F_S / q A$$

sendo:

- F_S , a força de sustentação: componente vertical da força resultante devida ao vento. Positiva quando dirigida para cima, é a convenção mais usada;
- A , a área em planta da cobertura ou edificação, ou área de cada água da cobertura.

4.3 – NORMAS

a) Há normas que apresentam gráficos ou expressões matemáticas que permitem determinar as forças devidas ao vento em uma gama contínua de inclinações da cobertura, enquanto que outras apresentam apenas casos isolados, para uma ou poucas inclinações da cobertura.

De algumas das normas a seguir apresentadas serão dados apenas tópicos que de algum modo possam interessar para a apreciação dos critérios adotados na sugestão apresentada ao Comitê de Revisão da NBR-6123, e por este aprovada.

b) Norma francesa NV-65, edição 1980.⁵ Esta norma permite que coberturas isoladas curvas, obedecidas as condições indicadas na Fig.4.1, sejam tratadas como de águas planas. Esta mesma figura indica a altura mínima admitida entre cobertura e solo.

Para coberturas planas a uma água o coeficiente de pressão, c_p , é obtido pelo produto

$$c_p = \gamma_\theta \cdot c$$

sendo γ_θ função de γ , e este função de λ , dado por

$$\lambda = \ell / a \text{ (a: comprimento das arestas horizontais).}$$

— Para $\lambda \geq 0,20$:

$$\begin{array}{l} \theta \leq 25^\circ \text{ — } \gamma_\theta = 1 \\ 25^\circ < \theta < 35^\circ \text{ — } \gamma_\theta = \frac{\theta - 25}{10} \gamma + \frac{35 - \theta}{10} \\ 35^\circ \leq \theta \leq 40^\circ \text{ — } \gamma_\theta = \gamma \\ 40^\circ < \theta < 50^\circ \text{ — } \gamma_\theta = \frac{50 - \theta}{10} \gamma + \frac{\theta - 40}{10} \\ \theta \geq 50^\circ \text{ — } \gamma_\theta = 1 \end{array}$$

— Para $\lambda < 0,20$: $\gamma_\theta = \gamma$

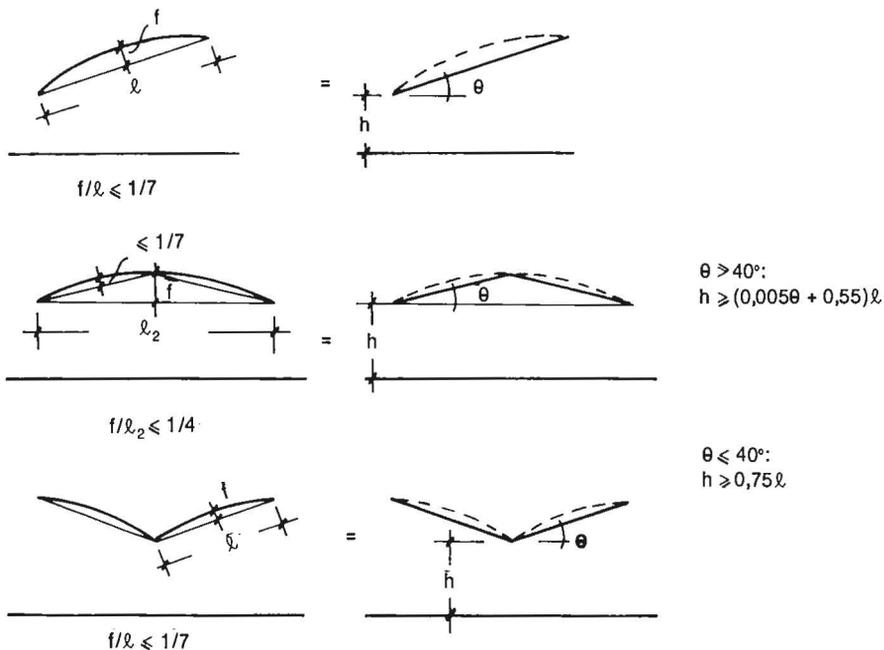


Figura 4.1 – Equivalência de coberturas, conforme NV-65

A seguir indicamos diversos valores do parâmetro γ , em função de λ , tirados da escala funcional da NV-65:

$\lambda:$	5,0	2,5	1,00	0,50	0,20	0,10	0,05	0,03	0,01
$\gamma:$	1,00	1,22	1,35	1,03	1,00	1,08	1,21	1,30	1,44

Os valores do coeficiente c nas duas arestas horizontais da cobertura são retirados do gráfico reproduzido na Fig.4.2. Entre arestas é admitida uma variação linear.

Para coberturas a duas águas planas:

$$\lambda = \frac{l}{a} (1 + \cos 2\theta) \quad \text{para } 0^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$$

$$\lambda = \frac{l}{a} \quad \text{para } \theta > 45^\circ$$

sendo:

$$c_p = \gamma c.$$

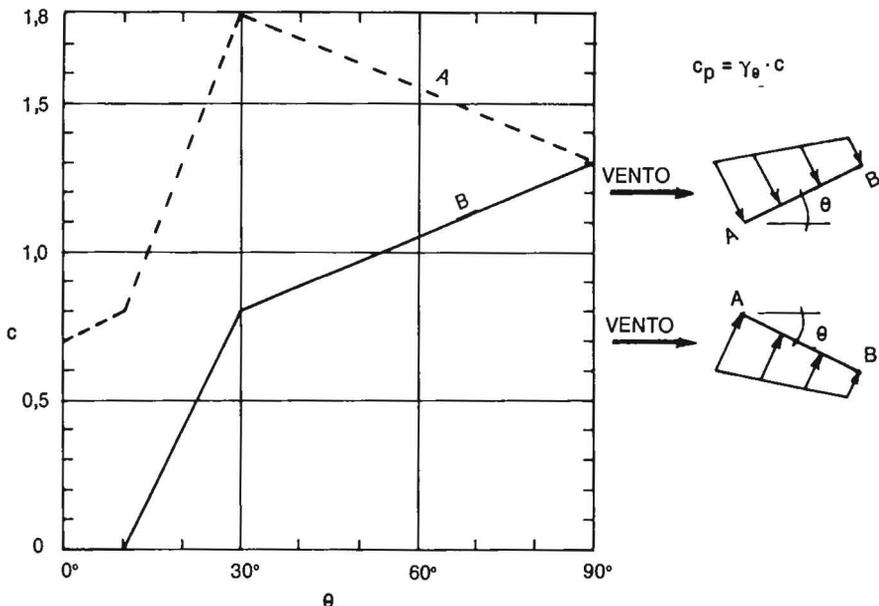


Figura 4.2 — Coeficiente c nas arestas horizontais de coberturas planas a uma água. NV-65 (edição 1980, item 4,22)

Valores de γ , tirados da escala funcional da norma francesa, em função de λ , para qualquer θ , são dados a seguir:

λ :	0,20	0,10	0,05	0,03	0,01
γ :	1,00	1,08	1,21	1,30	1,44

A Fig.4.3 permite determinar os valores de c nas três arestas horizontais da cobertura. Entre elas é admitida uma variação linear.

São consideradas as seguintes direções do vento para a determinação das ações resultantes máximas e para as ações de conjunto máximas:

- uma direção perpendicular à borda horizontal, que fornece a ação resultante sobre a cobertura e uma das ações de conjunto;
- uma direção oblíqua à borda horizontal, que fornece para as extremidades da cobertura uma ação resultante e uma ação de conjunto. Estas ações podem ser mais desfavoráveis que as devidas a um vento perpendicular à borda horizontal (só para coberturas a duas águas);
- uma direção paralela à borda horizontal, que fornece a segunda ação de conjunto (forças de "atrito").

Para vento oblíquo à borda horizontal a norma francesa manda adicionar aos valores do primeiro caso (vento perpendicular à borda

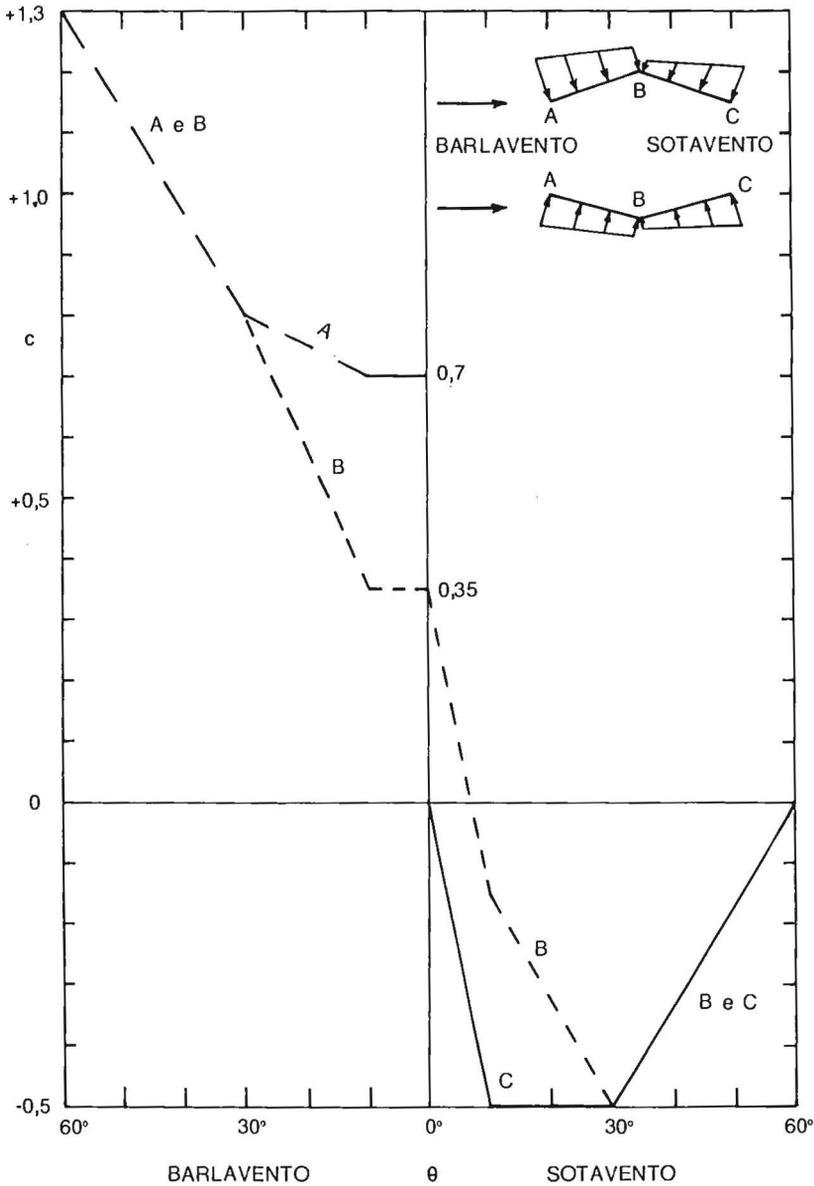


Figura 4.3 — Coeficiente c nas arestas horizontais de coberturas planas a duas águas. NV-65 (edição 1980, item 4, 233)

horizontal) uma sobrepressão uniforme sobre a face interior do diedro (trata-se aqui, portanto, do caso de coberturas a duas águas) com $c_p = +0,5$, seja em uma extremidade seja na outra, em uma distância na direção longitudinal igual à aresta ℓ da cobertura.

Para vento paralelo à borda horizontal a ação de conjunto é considerada como uma força horizontal de "atrito" (será na realidade um arrasto no caso de coberturas com ondas, dobras ou nervuras), soma de duas forças aplicadas a ambas as faces. O valor por face de cada uma destas forças unitárias é tomado igual a:

- 0,010 q para as faces planas e para as faces com ondas (curvas ou poligonais — "dobras") paralelas à direção do vento;
- 0,020 q para as faces com ondas perpendiculares à direção do vento;
- 0,040 q para as faces com nervuras perpendiculares à direção do vento;

sendo q a pressão dinâmica no nível superior da cobertura.

Se necessário, verificar para o caso da cobertura se encontrar provisoriamente em condições aerodinâmicas diferentes das especificadas acima.

A distância mínima entre cobertura e solo para a aplicação das indicações da norma francesa está indicada na Fig.4.1.

c) A norma da Convenção Européia de Construções Metálicas, CECM,¹⁶ não indica coeficientes de pressão, mas diretamente coeficientes de força aplicáveis a cada água da cobertura, bem como a posição do ponto de aplicação da força correspondente. Estes elementos são dados graficamente, como pode ser visto na Fig.4.4. Se h/ℓ for menor que 0,75 ou se obstáculos puderem ser colocados sob a cobertura, esta deve igualmente poder resistir às ações mais desfavoráveis do caso de construções apresentando um volume interior (construções "fechadas"), abertas em uma ou várias paredes.

d) A norma da Suécia²⁷ é muito semelhante à da CECM. As diferenças são as seguintes:

- supõe uma distribuição uniforme de pressões, com os mesmos sentidos dos coeficientes de força da CECM;
- conseqüentemente, o ponto de aplicação fica situado no centro de cada água da cobertura;
- as abscissas são dadas em função da tangente da inclinação θ (ver Fig.4.4). As curvas do gráfico referem-se a c_p , neste caso numericamente igual a C_f .

Os limites de aplicação são os mesmos: 5° e 31°. O limite superior não está explícito na norma da CECM: é dado pelo limite superior do gráfico.

e) As normas do Brasil¹ (ed. 1980), Dinamarca,²⁹ Grã-Bretanha,¹⁸ Noruega³⁰ e Portugal³¹ conduzem a valores da força devida ao vento iguais ou muito próximos. As diferenças são as seguintes:

- carregamento: uniforme (Portugal), trapezoidal (Dinamarca e Noruega) ou apenas indicação da força resultante (Brasil e Grã-Bretanha);
- ponto de aplicação da resultante: diferenças sensíveis;
- variação nos ângulos de inclinação da cobertura que delimitam a aplicação das expressões apresentadas.

Para coberturas isoladas a uma água também a norma da Austrália³² apresenta valores semelhantes aos das normas acima comentadas.

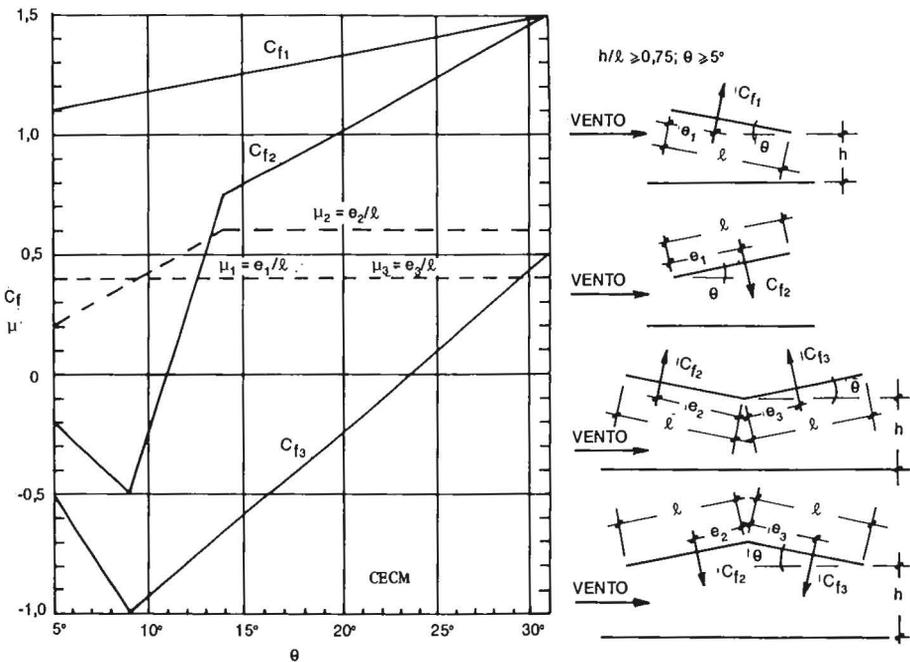


Figura 4.4 – Coeficientes de força e ponto de aplicação. CECM

Procuramos agrupar nas figuras 4.5 e 4.6 as indicações das normas da Noruega e Dinamarca e, para coberturas isoladas a uma água, também as indicações da norma da Austrália. Observa-se que:

- para coberturas a uma água o limite inferior de inclinação da cobertura é 0° . Tendendo para zero, em ambos os casos (aresta mais alta e aresta mais baixa a barlavento) obteremos no limite a mesma distribuição de pressões;

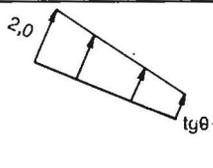
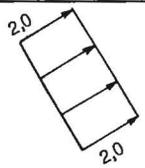
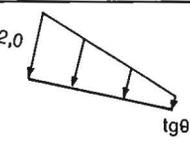
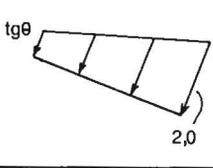
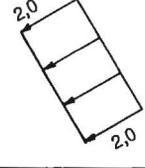
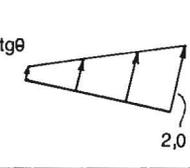
			
VENTO	CARREGAMENTO	I	CARREGAM. II
			
			
NORUEGA	$tg\theta < 2$	$tg\theta > 2$	SÓ PARA $tg\theta < 0,2$
AUSTRÁLIA	$tg\theta < 2$	NÃO	SÓ PARA $tg\theta < 0,2$
DINAMARCA	$tg\theta < 1$	NÃO	SÓ PARA $tg\theta < 0,1$

Figura 4.5 – Coeficientes de pressão em coberturas isoladas a uma água plana. Diversas normas

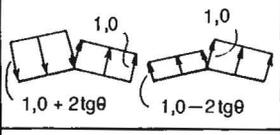
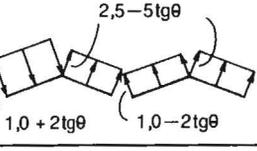
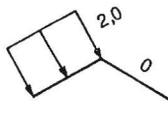
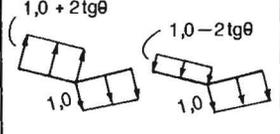
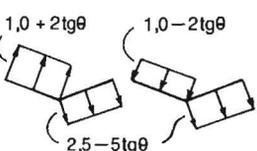
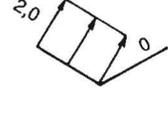
			
			
			
NORUEGA	$0 \leq tg\theta \leq 0,3$	$0,3 < tg\theta \leq 0,5$	$tg\theta > 0,5$
DINAMARCA	$0,1 \leq tg\theta \leq 0,3$	$0,3 < tg\theta \leq 0,5$	$0,5 < tg\theta < 1,0$

Figura 4.6 – Coeficientes de pressão em coberturas isoladas a duas águas planas iguais. Normas da Noruega e Dinamarca

- para coberturas a duas águas este limite é de 0° na norma da Noruega e de 5,7° ($\text{tg } \theta = 0,1$) na da Dinamarca. Esta última indicação é mais razoável, pois, se tendermos a 0°, as duas coberturas (cumeeira central e calha central) se transformam na mesma cobertura horizontal, porém com carregamentos diferentes.

As normas acima citadas apresentam gráficos ou fórmulas. As do Brasil (= Grã-Bretanha) e Portugal apresentam tabelas. Na Tabela 4.1 são dados os valores de C_f destas normas para coberturas isoladas a duas águas iguais. Para comparação estão dados os valores de C_f calculados de acordo com as normas da Dinamarca e da Noruega. A norma de Portugal refere-se a coeficientes de pressão, porém o valor numérico é o mesmo de C_f , uma vez que adota uma distribuição uniforme de pressões.

Os limites de aplicabilidade são os seguintes:

- Brasil e Portugal: $5^\circ \leq \theta \leq 30^\circ$
- Dinamarca: $0,1 < \text{tg } \theta < 1,0$
- Noruega: $\text{tg } \theta \geq 0$

A adoção de dois valores a barlavento (considerar o mais nocivo) tem os seguintes limites:

- Brasil e Portugal: $5^\circ \leq \theta \leq 30^\circ$
- Dinamarca: $0,1 < \text{tg } \theta < 0,4$
- Noruega: $0 \leq \text{tg } \theta \leq 0,5$.

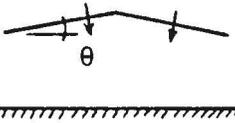
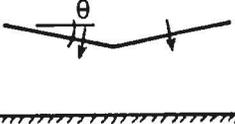
A norma de Portugal é a única que indica dois valores também a sotavento. Pela norma do Brasil, a força resultante deve ser aplicada no centro da respectiva água. Pela portuguesa, isto está implícito na distribuição uniforme de pressões.

A Tabela 4.2 apresenta as indicações das normas do Brasil (= Grã-Bretanha) e Portugal para coberturas isoladas a uma água plana. A norma brasileira fornece o coeficiente de força C_f , estando o ponto de aplicação da correspondente força resultante a 0,25ℓ da borda horizontal de barlavento. A norma portuguesa subdivide a água em duas partes de igual profundidade, considerando uma distribuição uniforme das pressões em cada uma delas.

As inclinações limites são as mesmas nas duas normas (0° e 30°), bem como os ângulos para os quais devem ser considerados dois valores (0° e 5°).

Valores dos coeficientes de força C_f e da localização dos pontos de aplicação das forças resultantes correspondentes, em coberturas isoladas a uma água, de acordo com as normas da Austrália,³² Brasil,²⁸ Dinamarca,²⁹ Noruega³⁰ e Portugal,³¹ são apresentados na Tabela 4.3.

TABELA 4.1 – COBERTURAS ISOLADAS A DUAS ÁGUAS PLANAS. VALORES DE C_f CONFORME DIVERSAS NORMAS

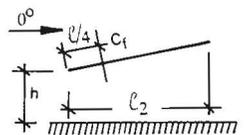
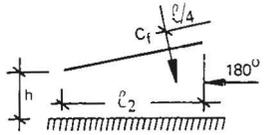
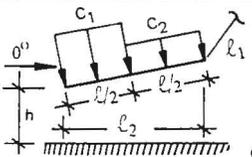
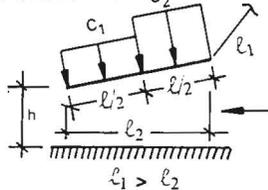
Cobertura	θ	Brasil (1980)		Dinamarca (1977)		Noruega (1981)		Portugal (1982)	
		Barlavento	Sotav.	Barlavento	Sotav.	Barlavento	Sotav.	Barlavento	Sotavento
	0°	—	—	—	—	+1,0 ou -1,0	-1,0	—	—
	5°	-0,8 ou +1,2	-1,0	+1,2 ou -0,8	-1,0	+1,2 ou -0,8	-1,0	-1,1 ou +1,2	-1,0
	10°	-0,6 ou +1,4	-1,0	+1,35 ou -0,65	-1,0	+1,35 ou -0,65	-1,0	-1,1 ou +1,4	-1,0
	15°	-0,4 ou +1,6	-1,0	+1,55 ou -0,45	-1,0	+1,55 ou -0,45	-1,0	-0,7 ou +1,6	-1,0
	20°	-0,2 ou +1,8	-0,7	+1,7 ou -0,3	-0,7	+1,7 ou -0,3	-0,7	-0,3 ou +1,8	-1,0
	25°	0 ou +2,0	-0,2	+1,9	-0,2	+1,9 ou -0,1	-0,2	-0,2 ou +2,0	-0,8
	30°	0 ou +2,0	0	+2,0	0	+2,0	0	0 ou +2,0	-0,7
	45°	—	—	+2,0	0	+2,0	0	—	—
90°	—	—	—	—	+2,0	0	—	—	
	0°	—	—	—	—	-1,0 ou +1,0	+1,0	—* →	—* →
	5°	-1,2 ou +0,8	+1,0	-1,2 ou +0,8	+1,0	-1,2 ou +0,8	+1,0	-1,2 ou +0,8	-0,8 ou +1,0
	10°	-1,4 ou +0,6	+1,0	-1,35 ou +0,65	+1,0	-1,4 ou +0,6	+1,0	-1,4 ou +0,6	-0,6 ou +1,0
	15°	-1,6 ou +0,4	+1,0	-1,55 ou +0,45	+1,0	-1,55 ou +0,45	+1,0	-1,6 ou +0,4	-0,6 ou +1,0
	20°	-1,8 ou +0,2	+0,7	-1,7 ou +0,3	+0,6	-1,7 ou +0,3	+0,7	-1,8 ou +0,2	-0,6 ou +0,7
	25°	-2,0 ou 0	+0,2	-1,9	+0,2	-1,9 ou +0,1	+0,2	-2,0 ou 0	-0,6 ou +0,2
	30°	-2,0 ou 0	0	-2,0	0	-2,0	0	-2,0 ou 0	-0,6 ou 0
	45°	-----	---	-2,0	0	-2,0	0	-----	-----
90°	-----	---	-2,0	0	-2,0	0	-----	-----	

*Tomar ambos os coeficientes com o mesmo sinal.

Nas figuras estão dados os sentidos positivos dos coeficientes.

As normas da Dinamarca, Noruega e Portugal admitem uma distribuição uniforme das pressões.

TABELA 4.2 – TELHADOS ISOLADOS A UMA ÁGUA PLANA. NORMAS DO BRASIL (VALORES DE C_f) E DE PORTUGAL (VALORES DE C_1 E C_2)

 	θ	Vento a 0°		Vento a 180°	
	BRASIL	0°	-1,0 ou +1,0		-1,0 ou +1,0
5°		-1,0 ou +1,05		-1,05 ou +1,0	
10°		+1,1		-1,1	
15°		+1,15		-1,15	
20°		+1,2		-1,2	
25°		+1,25		-1,25	
30°		+1,3		-1,3	
 	-	C_1	C_2	C_1	C_2
	0°	-1,5 ou +1,5	-0,5 ou +0,5	-0,5 ou +0,5	-1,5 ou +1,5
	5°	-1,5 ou +1,5	-0,55 ou +0,55	-0,55 ou +0,55	-1,5 ou +1,5
	10°	+1,65	+0,65	-0,65	-1,55
	15°	+1,55	+0,7	-0,7	-1,55
	20°	+1,6	+0,75	-0,75	-1,6
	25°	+1,6	+0,85	-0,85	-1,6
	30°	+1,65	+0,95	-0,95	-1,65
PORTUGAL	Para 0° e 5° considerar simultaneamente C_1 e C_2 com o mesmo sinal				

Esta tabela foi organizada considerando a aresta horizontal mais alta situada a barlavento. Os coeficientes C_f são positivos quando dirigidos para baixo. Para aresta horizontal mais baixa a barlavento, trocar os sinais de C_f . A localização do ponto de aplicação da força resultante tem sempre para referência a aresta horizontal de barlavento.

TABELA 4.3 – COEFICIENTES DE FORÇA E PONTO DE APLICAÇÃO DA RESULTANTE DAS FORÇAS EM COBERTURAS ISOLADAS A UMA ÁGUA PLANA, DE ACORDO COM DIVERSAS NORMAS

θ	(1)		(2)		(3)	
	C_f	e/l	C_f	e/l	C_f	e/l
0°	$\pm 1,0$	0,33	$\pm 1,0$	0,25	$\pm 1,0$	0,38
5°	$\pm 1,05$	0,35	$\left\{ \begin{array}{l} +1,0 \\ -1,05 \end{array} \right.$	0,25	$\pm 1,03$	0,38
10°	$\pm 1,10$	0,36		-1,1	0,25	-1,10
15°	-1,15	0,38	-1,15	0,25	-1,13	0,41
20°	-1,18	0,38	-1,2	0,25	-1,18	0,41
25°	-1,24	0,40	-1,25	0,25	-1,23	0,42
30°	-1,29	0,41	-1,3	0,25	-1,30	0,43

(1): Austrália, Dinamarca e Noruega: distribuição triangular das pressões.

(2): Brasil: distribuição de pressão não indicada.

(3): Portugal: distribuição de pressões retangular; dois retângulos.

C_f : coeficiente de força; positivo para baixo.

e : ponto de aplicação da resultante — distância a partir da borda horizontal de barlavento. Nesta tabela é a borda horizontal mais alta.

Para borda horizontal mais baixa a barlavento, inverter os sinais de C_f .

f) Algumas normas, como as da Alemanha Ocidental³³ e da Suíça,³⁴ apenas indicam valores para casos particulares. Por outro lado, também consideram a existência de obstruções a sotavento, sendo que a da Suíça (e também a da Austrália) considera ainda obstrução a barlavento (figuras 4.7 e 4.8).

Conclui-se que uma obstrução a sotavento causa altas sobrepresões na face inferior da cobertura (c_{pi} de +0,6 a +0,9), enquanto que com uma obstrução a barlavento surgem sucções nesta face (c_{pi} de -0,3 a -0,2, com $\theta = 10^\circ$, e de -0,6, com $\theta = 30^\circ$).

A norma da Alemanha Ocidental, para $\theta = 10^\circ$ e sem obstruções, apresenta os mesmos valores numéricos da norma suíça, porém com duplo sentido das forças. Deve ser considerada a possibilidade de um vento incidindo a $\pm 10^\circ$ com a horizontal, bem como para vento na direção

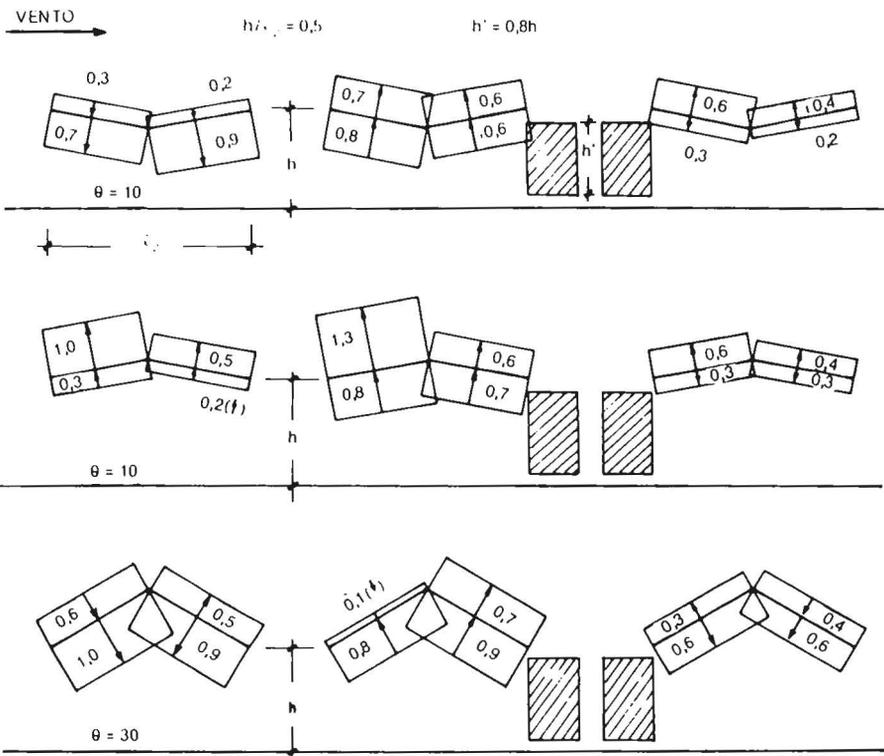


Figura 4.7 – Coberturas isoladas. Normas da Suíça e Austrália

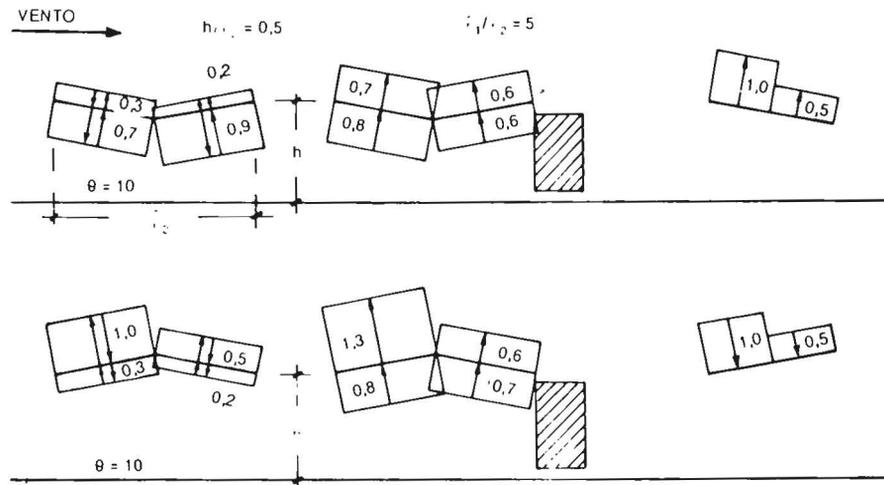


Figura 4.8 – Coberturas isoladas. Normas da Alemanha Ocidental

do eixo longitudinal (paralelo às arestas horizontais), a existência de uma força tangencial à cobertura.

Nas figuras 4.9 e 4.10 são apresentados os coeficientes de pressão ou de força (e a localização destes últimos) indicados por diversas das normas aqui discutidas, para coberturas isoladas a uma água (Fig.4.9) e duas águas (Fig.4.10), ambas com inclinação de 5°. Também incluímos valores retirados de uma norma pouco conhecida no Brasil (Tchecoslováquia)³⁵ e de outras duas mais antigas, muito usadas em sua época: a norma da Espanha³⁶ e a norma francesa de 1946.³⁷ O leitor verificará facilmente que alguns valores são próximos aos das normas acima estudadas, porém outros são bastante diferentes.

Estudo correspondente aos das duas figuras citadas, para coberturas isoladas com inclinação de 15° e 30°, é encontrado na referência 26.

4.4 – Discussão

a) Na sugestão apresentada ao Comitê de Revisão procuramos evitar algumas incongruências internas notadas algures. Por esta razão, à semelhança de algumas normas, para o caso de coberturas a duas águas foi adotada uma inclinação mínima fixada em 4° ($\text{tg } \theta = 0,07$); a 0°, conforme já foi exposto, os resultados não convergem.

Para inclinação máxima, tendo em vista as limitações angulares dos ensaios e de normas recentes, foram adotados os seguintes limites:

- Coberturas a uma água: $\text{tg } \theta = 0,7$ ($\theta \cong 35^\circ$)
- Coberturas a duas águas: $\text{tg } \theta = 0,6$ ($\theta \cong 31^\circ$)

É possível assim adotar uma limitação única para h em função de l_2 :

$$h / l_2 \geq 0,5.$$

O Comitê sugeriu que se evitasse uma transição brusca entre os casos de um e de dois carregamentos nas coberturas a uma água. Por este motivo, à sugestão inicial foi acrescentado um segundo carregamento para $\text{tg } \theta$ entre 0,2 e 0,3 obtendo-se uma transição suave entre os dois casos de um e de dois carregamentos (este era considerado, inicialmente, só até $\text{tg } \theta = 0,2$).

Para o caso de coberturas a duas águas a grande variação nos valores indicados por diversas normas levou a uma cuidadosa e extensa discussão, exposta sinteticamente no item b, a seguir.

b) Ensaios de Jensen e Franck³⁸ (Fig.4.11) mostram que os coeficientes são muito sensíveis à inclinação da cobertura; os ensaios corres-

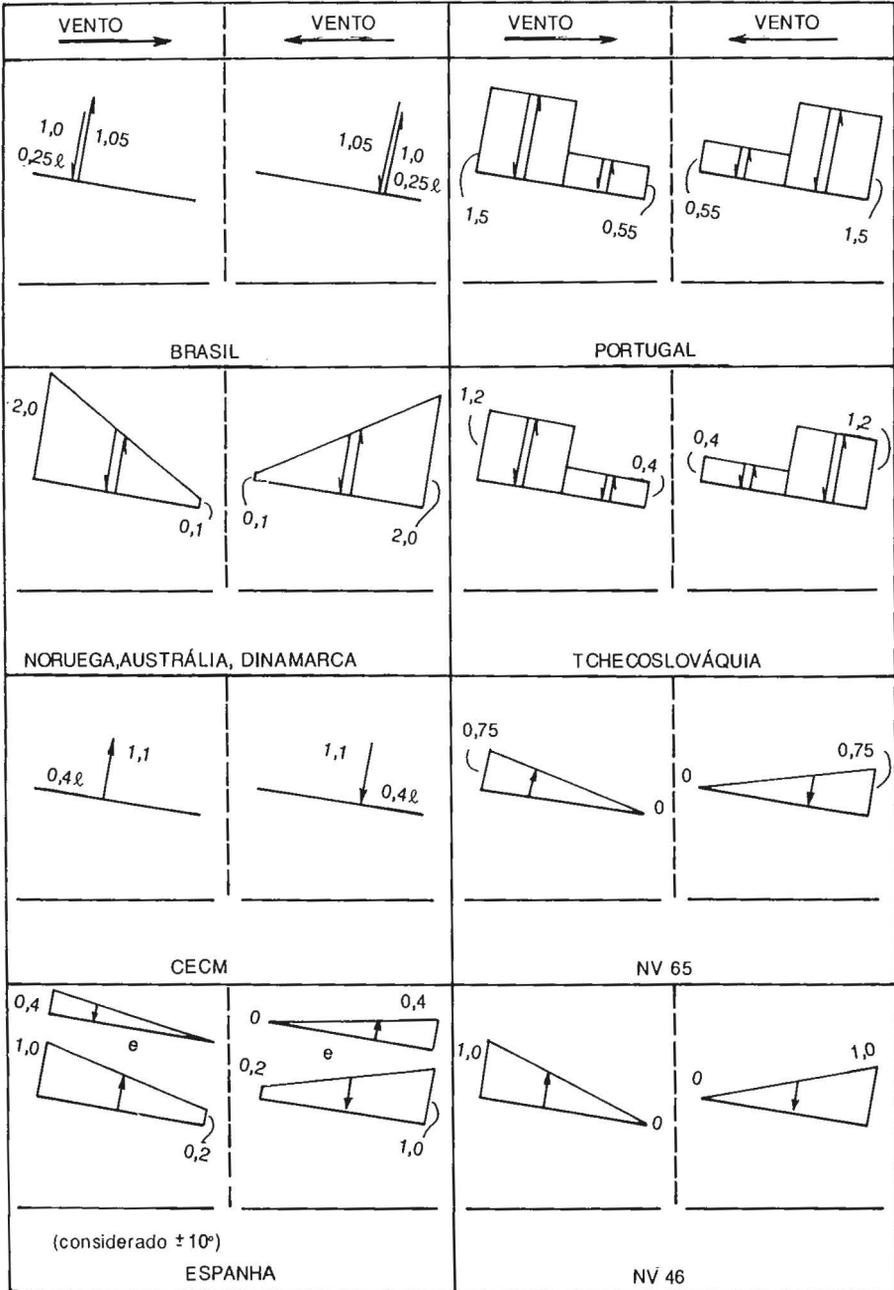


Figura 4.9 – Coeficientes de pressão ou de força em coberturas Isoladas a uma água, com $\theta = 5^\circ$. Diversas normas

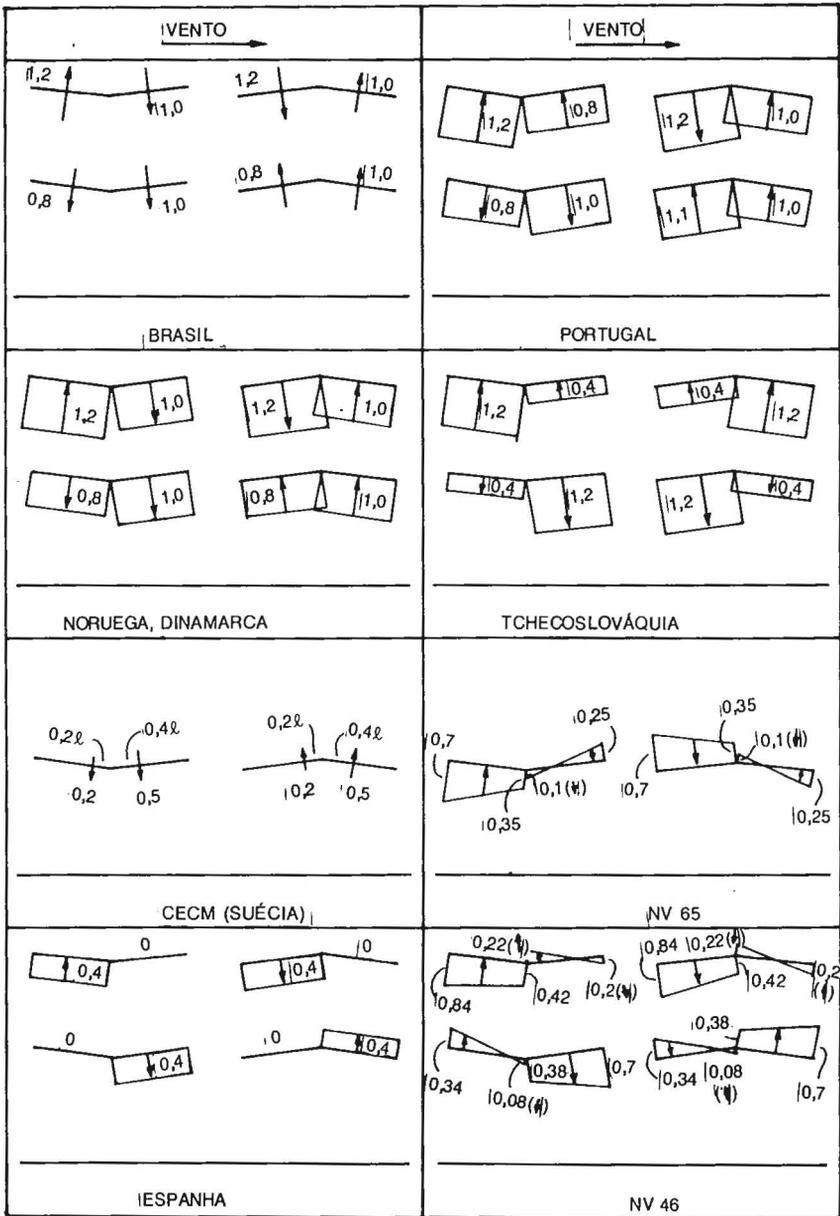


Figura 4.10 - Coeficientes de pressão ou de força em coberturas isoladas a duas águas, com $\theta = 5^\circ$. Diversas normas

pondem a um vento de velocidade média horizontal. Acontece porém que, em um dado instante, o vetor velocidade pode ter uma direção inclinada no plano vertical, pela composição da velocidade média, horizontal, com a componente vertical da turbulência. Assim, para intervalos de tempo de alguns segundos, o vento pode soprar com uma inclinação que se situa entre $+10^\circ$ e -10° . Estes limites podem inclusive ser ultrapassados em temporais com turbulência muito elevada.

Do ponto de vista aerodinâmico, para coberturas isoladas, pode-se considerar o vento soprando horizontalmente e a cobertura girando de $+10^\circ$ ou -10° (isto não é válido para coberturas sobre paredes).

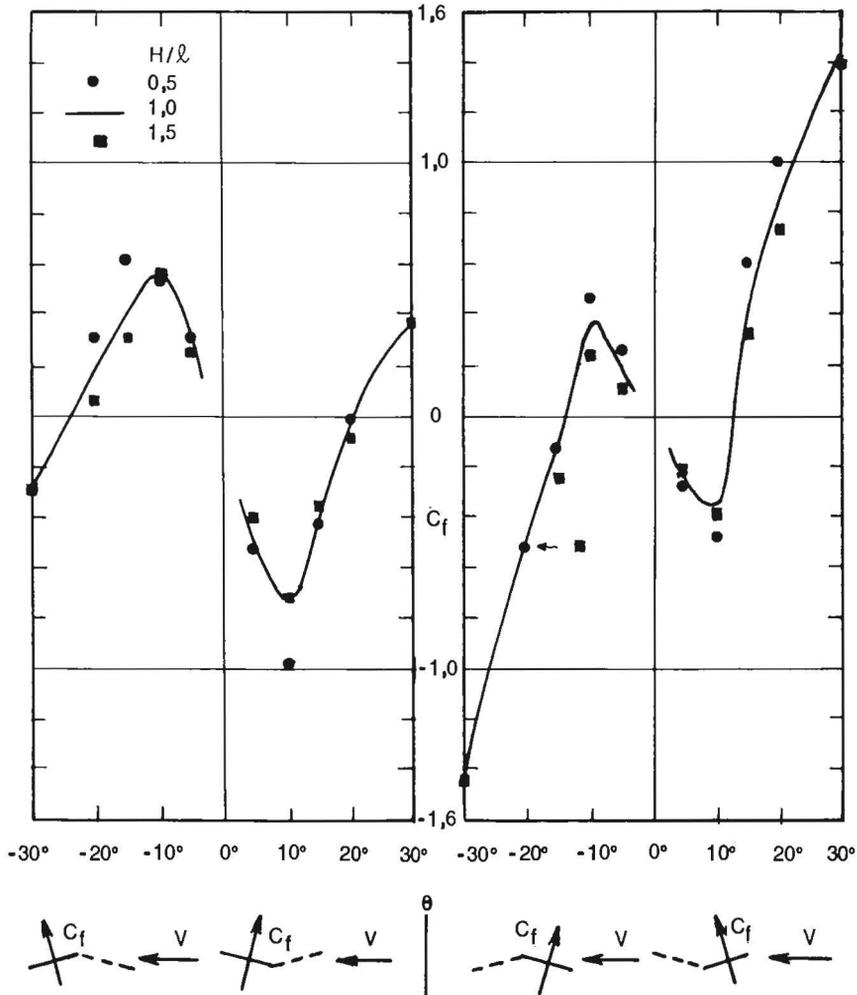


Figura 4.11 - Coeficientes de força em coberturas isoladas a duas águas. Vento de baixa turbulência. Ensaios de Jensen e Franck

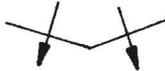
Com base nestas considerações foram determinadas envolventes simplificadas das curvas de C_f (C_{fb} na água de barlavento e C_{fs} na água de sotavento) conforme é apresentado na Fig.4.12. A Fig.4.13 apresenta estas mesmas envolventes em uma escala ampliada, para inclinações da cobertura entre 5° e 30°. Na Fig.4.14 estas envolventes podem ser comparadas com indicações de outras normas. Do estudo da Fig.4.14 chegou-se à sugestão das poligonais envolventes (C_{fb} e C_{fs}) apresentadas na Fig.4.15, juntamente com indicações de outras normas já apresentadas na Fig.4.14.

Para uma apresentação homogênea na norma, na Fig.4.16 os valores de C_{fb} e C_{fs} são dados em função de $\text{tg } \theta$, variável usada em coberturas a uma água. Devido às aproximações que foram feitas, a diferença entre os dois gráficos, com abscissas θ e $\text{tg } \theta$, pode ser desprezada.

c) Lembramos que as normas consultadas ou impõem um valor de l_1 / l_2 ou nada especificam. A influência desta relação merece estudos adicionais pois, conforme a relação entre estas dimensões da cobertura, poderá haver reduções sensíveis nos coeficientes adotados. Estes valores podem ser considerados como estando a favor da segurança, incluindo não só as proporções mais nocivas da cobertura, como também a incidência do vento mais desfavorável e uma inclinação do vento de $\pm 10^\circ$, tanto para coberturas a uma água como a duas águas.

A Tabela 4.4 apresenta os valores dos coeficientes C_{fb} e C_{fs} , calculados a partir da NBR-6123, redação 1987 (anexo 2) para permitir uma comparação numérica com os coeficientes correspondentes calculados pela aplicação das normas da Dinamarca, Noruega, Portugal e redação anterior da NBR-6123 e que foram apresentados na Tabela 4.1.

TABELA 4.4 – COEFICIENTES DE FORÇA C_{fb} E C_{fs} OBTIDOS A PARTIR DA TABELA A.3

Cobertura	θ	Barlavento	Sotavento
	5°	+0,81 ou -0,69	-0,24 ou -1,00
	10°	+1,02 ou -0,63	+0,03 ou -1,00
	15°	+1,24 ou -0,58	+0,30 ou -1,00
	20°	+1,47 ou -0,52	+0,59 ou -1,00
	25°	+1,72 ou -0,07	+0,70 ou -0,67
	30°	+1,99 ou +0,65	+0,70 ou -0,11
	5°	-0,81 ou +0,69	+0,24 ou +1,00
	10°	-1,02 ou +0,63	-0,03 ou +1,00
	15°	-1,24 ou +0,58	-0,30 ou +1,00
	20°	-1,47 ou +0,52	-0,59 ou +1,00
	25°	-1,72 ou +0,07	-0,70 ou +0,67
	30°	-1,99 ou -0,65	-0,70 ou +0,11

Usar simultaneamente os primeiros ou segundos valores em ambas as águas

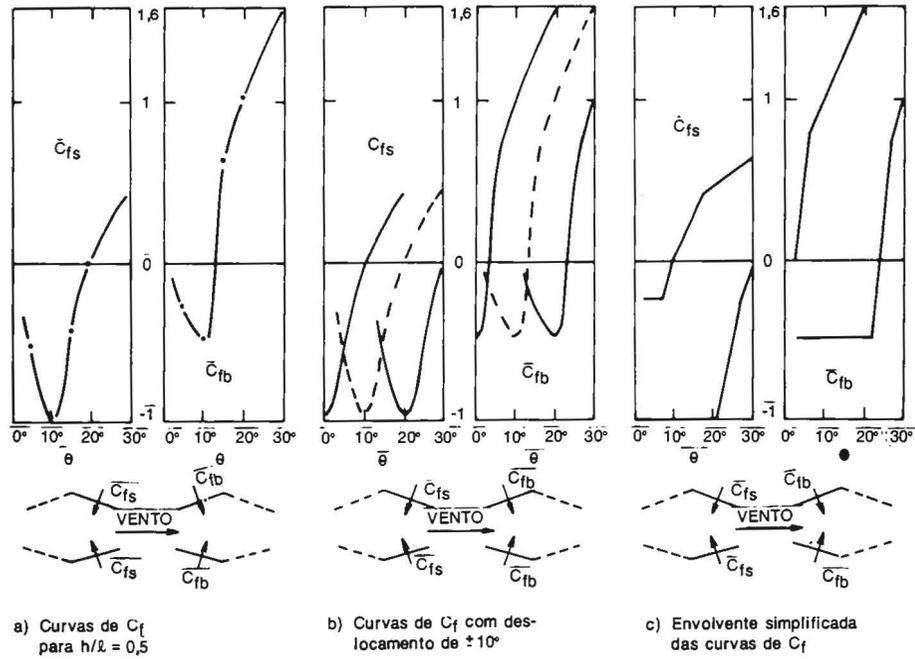


Figura 4.12 – Determinação gráfica das envolventes dos ensaios de Jensen e Franck

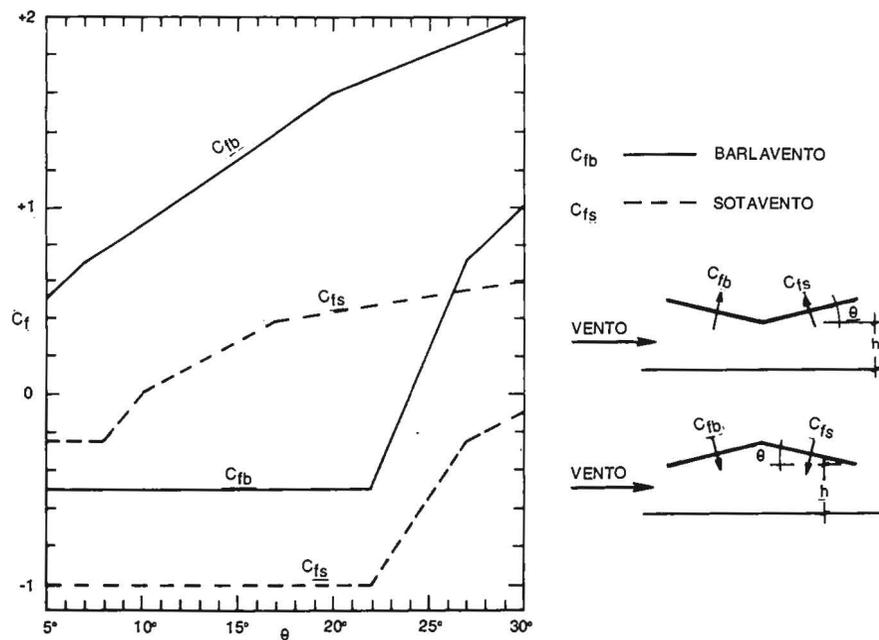
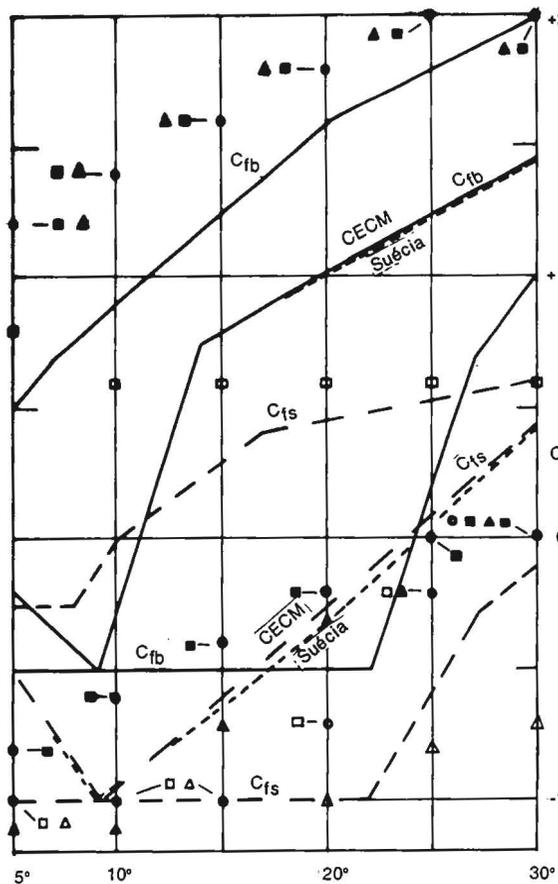


Figura 4.13 – Envolvente dos ensaios de Jensen e Franck com deslocamento das curvas de $\pm 10^\circ$



BARL. SOT.
 Brasil ● ○
 Port. ▲ △
 Port. ▼ □

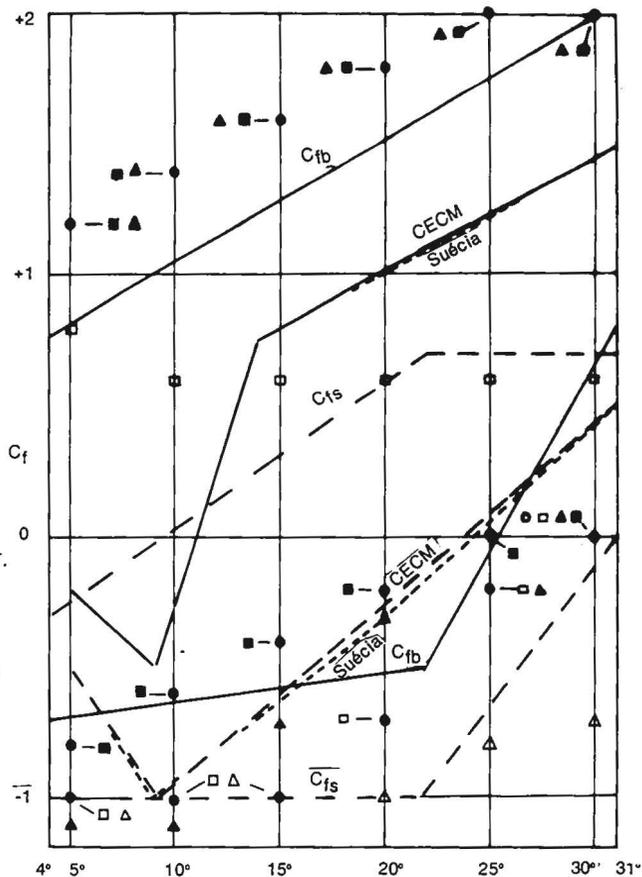


Figura 4.15 - Sugestão. Comparação com normas

Figura 4.14 - Envelopes. Comparação com normas

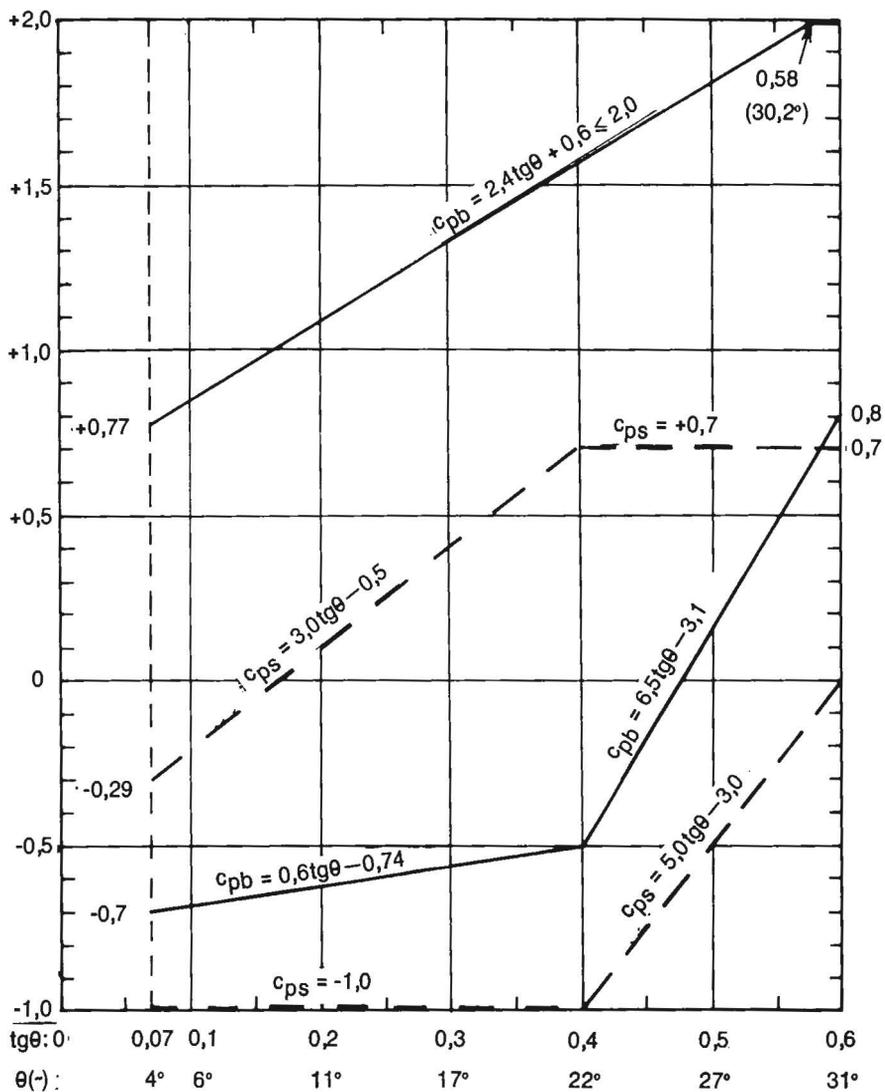


Figura 4.16 — Sugestão para a NB-599 (NBR-6123)

ANEXO 1 – NBR-6123: RETICULADOS

(Numeração do original da Norma)

7 – COEFICIENTES DE FORÇA PARA BARRAS PRISMÁTICAS E RETICULADOS

7.1 – Barras prismáticas

7.1.1 – Os coeficientes de força referem-se a barras prismáticas de comprimento infinito (fluxo bidimensional). Para barras prismáticas de comprimento finito, os coeficientes de força devem ser multiplicados por um fator K que depende da relação l/c_{α} , sendo:

- l – comprimento da barra prismática;
- c_{α} – largura da barra prismática medida em direção perpendicular à do vento (projeção ortogonal da seção da barra sobre uma reta perpendicular à direção do vento – ver nota da Tabela 12).

Valores do fator de redução K são dados na Tabela 11.

TABELA 11 – VALORES DO FATOR DE REDUÇÃO K PARA BARRAS DE COMPRIMENTO FINITO

l/c_{α} ou l/d	2	5	10	20	40	50	100	∞
Barras prismáticas de seção circular em regime subcrítico ($Re < 4,2 \cdot 10^5$)	0,58	0,62	0,68	0,74	0,82	0,87	0,98	1,0
Barras prismáticas de seção circular em regime acima do crítico ($Re \geq 4,2 \cdot 10^5$)	0,80	0,80	0,82	0,90	0,98	0,99	1,0	1,0
Barras prismáticas de faces planas	0,62	0,66	0,69	0,81	0,87	0,90	0,95	1,0

7.1.2 – Quando uma barra prismática é ligada a uma placa ou parede de modo a impedir o fluxo livre do ar em torno deste extremo da barra, a relação ℓ/c_{α} deve ser duplicada para a determinação de K. Quando ambos os extremos da barra prismática são assim obstruídos, a relação ℓ/c_{α} deve ser considerada infinita.

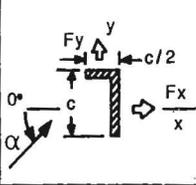
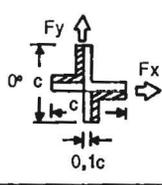
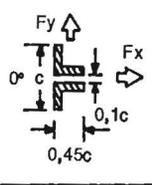
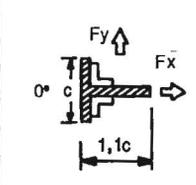
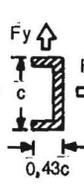
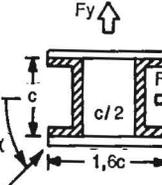
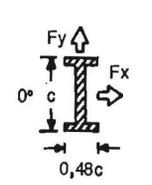
7.1.3 – Barras que por suas dimensões e velocidade característica do vento estiverem no regime de fluxo acima do crítico podem exigir cálculos adicionais para verificar se forças maiores não ocorrem com velocidade do vento abaixo da máxima, com o fluxo em regime subcrítico.

7.2 – Barras prismáticas de faces planas

Os coeficientes de força C_x e C_y dados na Tabela 12 referem-se a duas direções mutuamente perpendiculares, x e y, como indicado na figura. Os coeficientes de força referem-se a vento agindo perpendicularmente ao eixo longitudinal da barra. As forças correspondentes são calculadas por:

- força na direção x: $F_x = C_x q K \ell c$;
- força na direção y: $F_y = C_y q K \ell c$.

TABELA 12 – COEFICIENTES DE FORÇA C_x E C_y PARA BARRAS PRISMÁTICAS DE FACES PLANAS DE COMPRIMENTO INFINITO

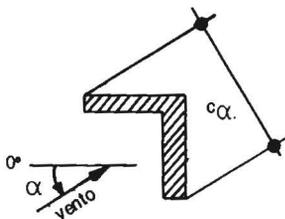
α								
	C_x	C_y	C_x	C_y	C_x	C_y	C_x	C_y
0°	+1,9	+0,95	+1,8	+1,8	+1,75	+0,1	+1,6	0
45°	+1,8	+0,8	+2,1	+1,8	+0,85	+0,85	+1,5	-0,1
90°	+2,0	+1,7	-1,9	-1,0	+0,1	+1,75	-0,95	+0,7
135°	-1,8	-0,1	-2,0	+0,3	-0,75	+0,75	-0,5	+1,05
180°	-2,0	+0,1	-1,4	-1,4	-1,75	-0,1	-1,5	0
								

α	C_x	C_y	C_x	C_y	C_x	C_y	C_x	C_y
0°	+2,0	0	+2,05	0	+1,4	0	+2,05	0
45°	+1,2	+0,9	+1,85	+0,6	+1,2	+1,6	+1,95	+0,6
90°	-1,6	+2,15	0	+0,6	0	+2,2	+0,5	+0,9
135°	-1,1	+2,4	-1,6	+0,4	-	-	-	-
180°	-1,7	+2,1	-1,8	0	-	-	-	-

--	--	--	--

α	C_x	C_y	C_x	C_y	C_x	C_y	C_x	C_y
0°	+1,6	0	+2,0	0	+2,1	0	+2,0	0
45°	+1,5	+1,5	+1,8	+0,1	+1,4	+0,7	+1,55	+1,55
90°	0	+1,9	0	+0,1	0	+0,75	0	+2,0

NOTA 1 — Nesta itabela: os coeficientes de força C_x e C_y são dados em relação à dimensão c e não, como em outras tabelas, em relação à área frontal efetiva A_e .
 NOTA 2 — A dimensão c_α é utilizada para determinar o fator de redução K (ver itabela 11).



7.3 — Barras prismáticas de secção circular

Para barras prismáticas de secção circular os coeficientes de arrasto C_a dependem do valor do número de Reynolds, Re , e são dados na Tabela 13. Os valores de C_a dados nesta tabela aplicam-se a todas as superfícies de rugosidade uniformemente distribuída de altura menor do que 1/100 do diâmetro d da barra, isto é, são válidos para todos os acabamentos normais de superfície.

7.3.1 — A força de arrasto é calculada por

$$F_a = C_a q K l d.$$

TABELA 13 – COEFICIENTES DE ARRASTO C_a PARA BARRAS PRISMÁTICAS DE SECÇÃO CIRCULAR E DE COMPRIMENTO INFINITO

Regime de fluxo ($Re = 70000 V_k d$) [V_k em m/s ; d em m]		C_a
Subcrítico	$Re < 4,2 \cdot 10^5$	1,2
Acima do crítico	$4,2 \cdot 10^5 \leq Re < 8,4 \cdot 10^5$	0,6
	$8,4 \cdot 10^5 \leq Re < 2,3 \cdot 10^6$	0,7
	$Re \geq 2,3 \cdot 10^6$	0,8

7.4 – Fios e cabos

Para fios e cabos os coeficientes de arrasto C_a dependem do valor do número de Reynolds, Re , e são dados na Tabela 14, sendo:

- r' – raio dos fios ou cabos secundários da camada externa do cabo;
- d – diâmetro do círculo circunscrito da secção do fio ou cabo;
- ℓ – comprimento do fio ou cabo.

7.4.1 – Para fios e cabos perpendiculares à direcção do vento a força de arrasto é calculada por

$$F_a = C_a q \ell d.$$

Se a direcção do vento (suposta horizontal) formar um ângulo α com a corda do fio ou cabo, a força F_y , perpendicular à corda, é calculada por

$$F_y = F_a \sin^2 \alpha.$$

A força F_x , na direcção da corda, pode ser desprezada.

TABELA 14 – COEFICIENTE DE ARRASTO C_a PARA FIOS E CABOS COM $\ell/d > 60$

Regime do fluxo ($Re = 70000 V_k d$) [V_k em m/s ; d em m]	Coeficiente de arrasto C_a para:			
	fio liso	fio moderadamente liso (galvanizado) (ou pintado)	cabos torcidos de fios finos $r'/d \leq 1/30$	cabos torcidos de fios grossos $r'/d \geq 1/25$
$Re \leq 2,5 \cdot 10^4$	–	–	1,2	1,3
$Re \geq 4,2 \cdot 10^4$	–	–	0,9	1,1
$Re \leq 2,5 \cdot 10^5$	1,2	1,2	–	–
$Re \geq 4,2 \cdot 10^5$	0,5	0,7	–	–

Para Re e r'/d intermediários os valores de C_a são obtidos por interpolação

7.5 – Reticulados planos isolados

Para os fins desta norma considera-se como reticulada toda estrutura constituída por barras retas.

7.5.1 – A força de arrasto é calculada por

$$F_a = C_a q A_e$$

sendo:

A_e – área frontal efetiva do reticulado: área da projeção ortogonal das barras do reticulado sobre um plano perpendicular à direção do vento.

O gráfico da Fig. 6 fornece os valores do coeficiente de arrasto C_a para um reticulado plano formado por barras prismáticas de faces planas e o gráfico da Fig. 7 fornece os valores de C_a para um reticulado plano formado por barras de secção circular. O índice de área exposta, φ , é igual à área frontal efetiva do reticulado dividida pela área frontal da superfície limitada pelo contorno do reticulado.

Em reticulados compostos de barras de secção circular, o número de Reynolds é dado por

$$Re = 70000 V_k d \quad (V_k \text{ em m/s; } d \text{ em m}),$$

sendo:

d – diâmetro das barras da treliça.

No caso de reticulados constituídos por barras prismáticas de faces planas e/ou por barras de secção circular de um ou mais diâmetros diferentes, os coeficientes respectivos são aplicados proporcionalmente às áreas frontais das respectivas barras (áreas das projeções ortogonais das barras sobre um plano perpendicular à direção do vento – “área de sombra”). O índice de área exposta refere-se sempre ao conjunto de todas as barras do reticulado.

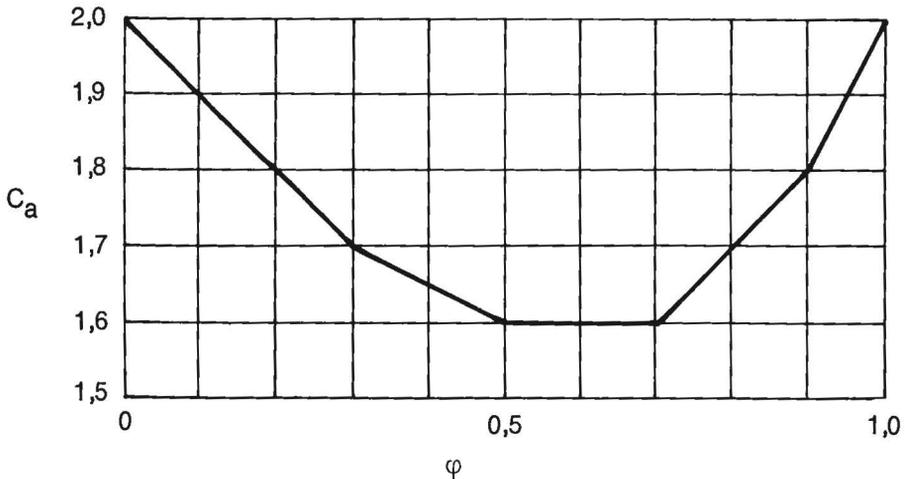


Figura 6 – Coeficiente de arrasto C_a para reticulados planos formados por barras prismáticas de cantos vivos ou levemente arredondados

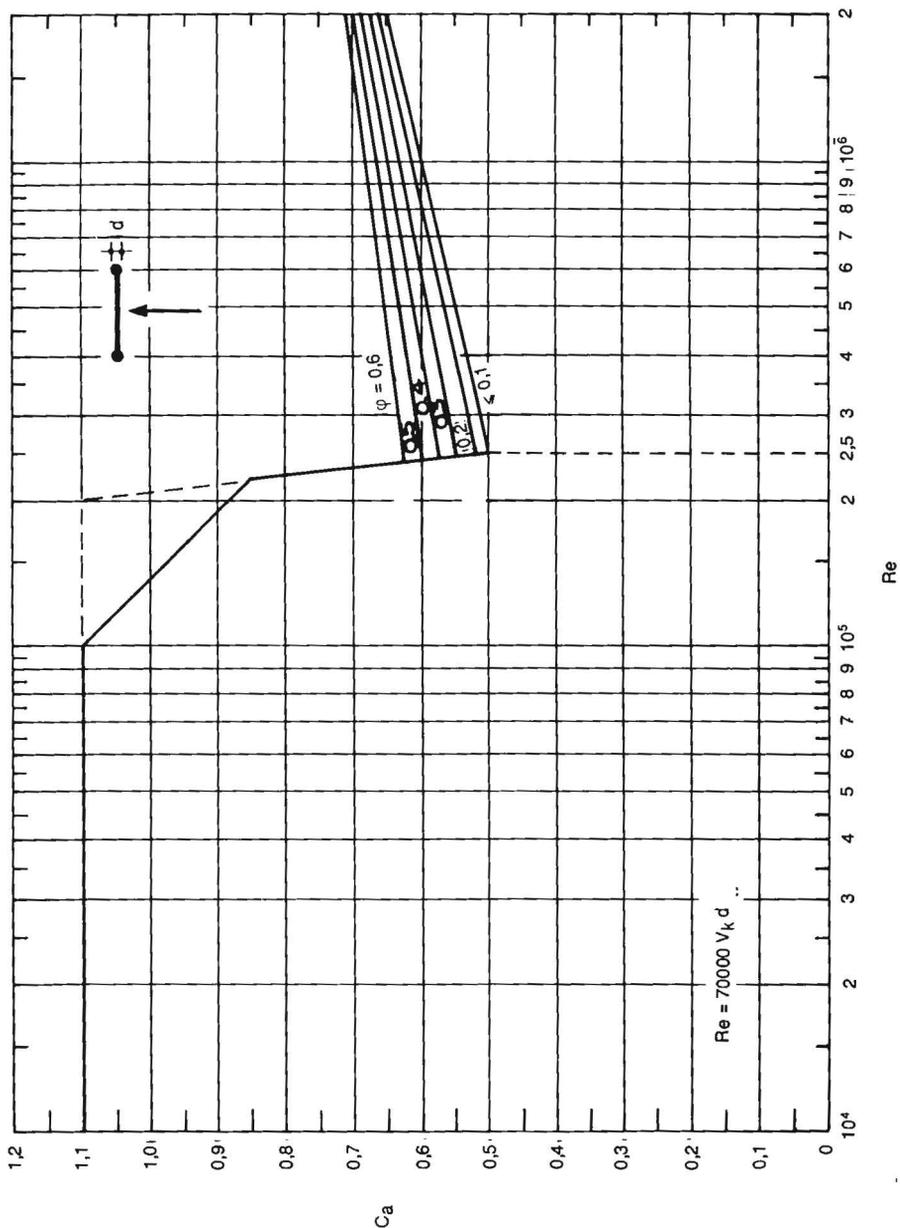


Figura 7 - Coeficiente de arrasto C_a para reticulados planos formados por barras de seção circular

7.6 – Reticulados planos múltiplos

Esta secção aplica-se a estruturas constituídas por dois ou mais reticulados planos paralelos, equidistantes e de banzos paralelos, nos quais o reticulado de barlavento pode ter um efeito de protecção sobre os demais reticulados. O reticulado de barlavento e todas as partes dos outros reticulados não protegidos pelo primeiro devem ser calculados como foi indicado em 7.5. As forças do vento nas partes protegidas dos reticulados devem ser multiplicadas por um fator de protecção η (Fig. 8), que depende do índice de área exposta do reticulado situado imediatamente a barlavento do reticulado em estudo, e do respectivo afastamento relativo e/h .

7.6.1 – Para o caso de n reticulados iguais e igualmente afastados, o coeficiente de arrasto do conjunto dos n reticulados C_{an} , é dado por

$$C_{an} = C_{a1} [1 + (n - 1) \eta]$$

sendo:

C_{a1} – coeficiente de arrasto de um reticulado isolado, determinado de acordo com 7.5.

7.6.2 – A força de arrasto do conjunto de n reticulados é calculada por

$$F_{an} = C_{an} q A_e$$

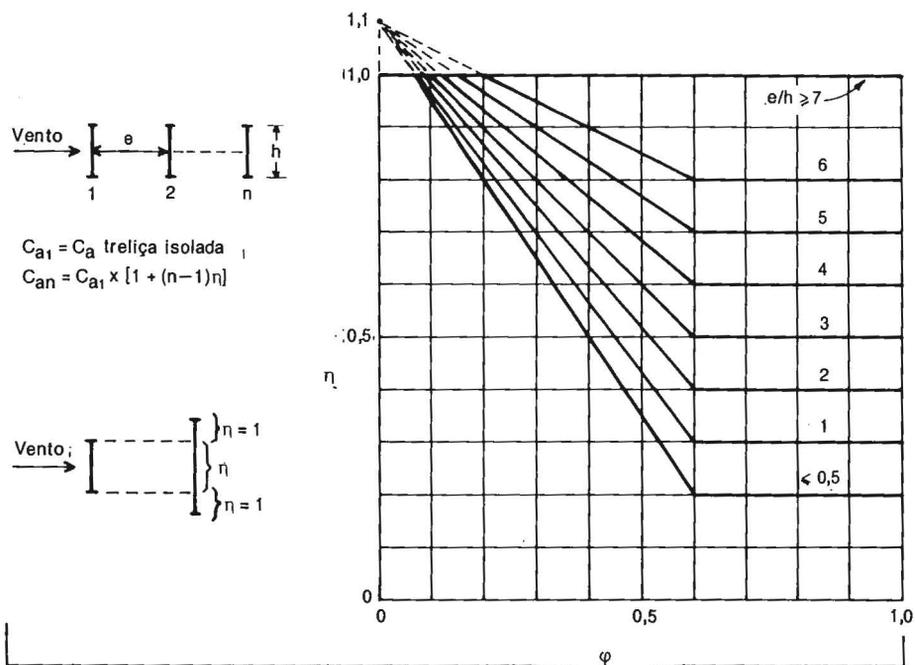


Figura 8 – Fator de protecção η para dois ou mais reticulados planos paralelos igualmente afastados

7.7 – Torres reticuladas

7.7.1 – Torres reticuladas de secção retangular podem ser calculadas de acordo com o item 7.6, para vento incidindo perpendicularmente a cada par de faces paralelas. A força do vento sobre as faces paralelas à direção do vento é considerada nula.

7.7.2 – Torres reticuladas de secção quadrada ou triangular equilátera, com reticulados iguais em todas as faces, constituem casos especiais para os quais pode ser conveniente determinar a força global do vento diretamente. Para estes casos a força de arrasto é calculada por

$$F_a = C_a q A_e$$

sendo:

A_e – área frontal efetiva de uma das faces da torre reticulada: área da projeção ortogonal das barras de uma das faces da torre reticulada sobre um plano paralelo a esta face.

7.7.2.1 – Para torres reticuladas constituídas por barras prismáticas de faces planas, com cantos vivos ou levemente arredondados, os valores do coeficiente de arrasto, C_a , para vento incidindo perpendicularmente a uma das faces, são fornecidos no gráfico da Fig. 9.

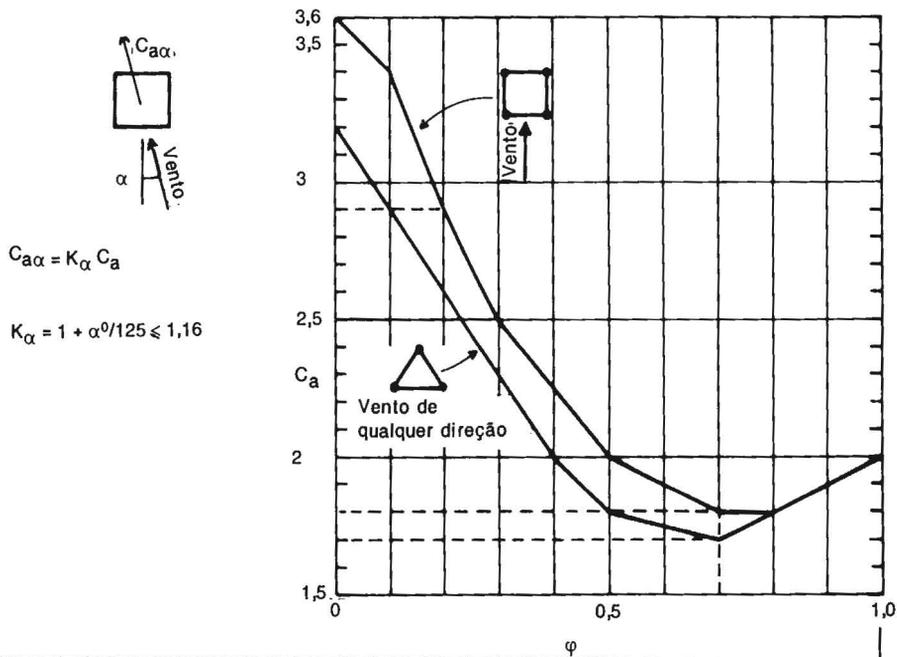


Figura 9 – Coeficiente de arrasto C_a para torres reticuladas de secção quadrada e triangular equilátera, formadas por barras prismáticas de cantos vivos ou levemente arredondados

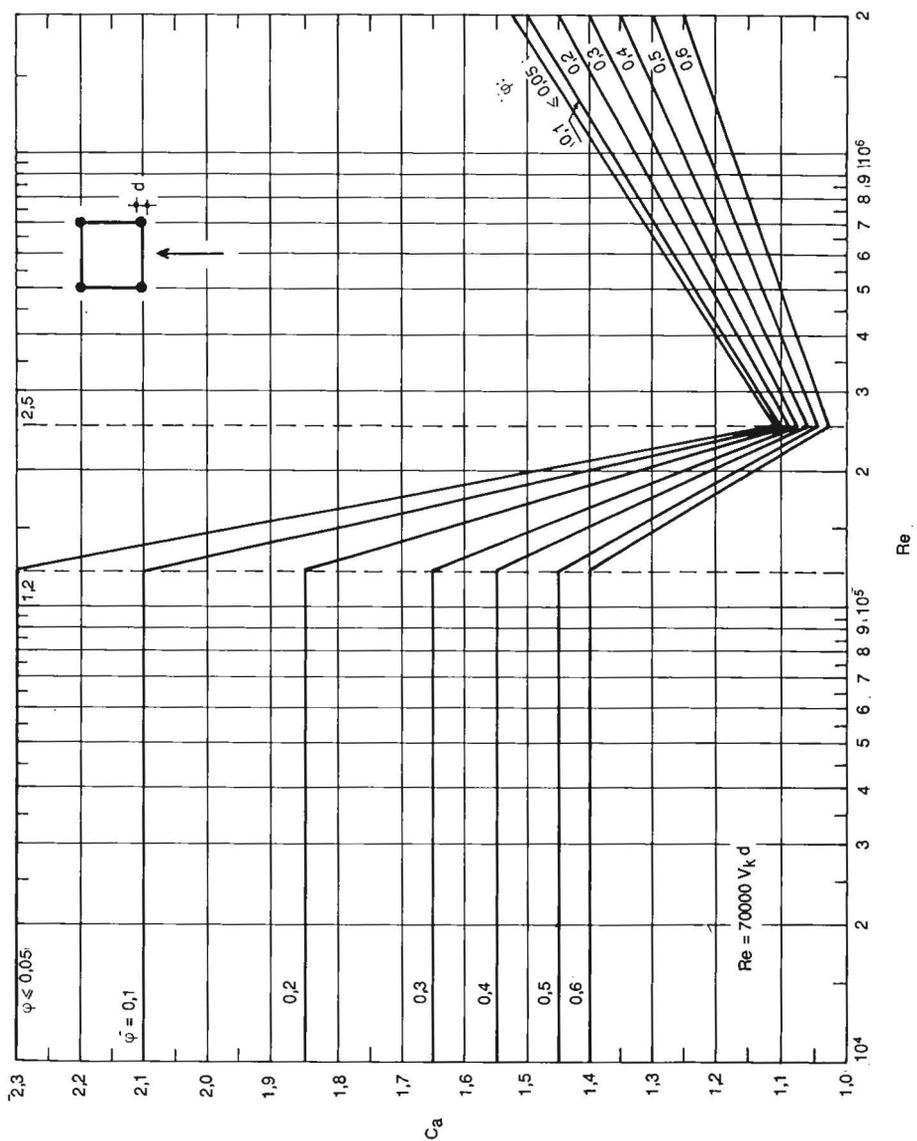


Figura 10 — Coeficiente de arrasto C_a para torres reticuladas de seção quadrada, formadas por barras de seção circular. Vento incidindo perpendicularmente a duas faces paralelas

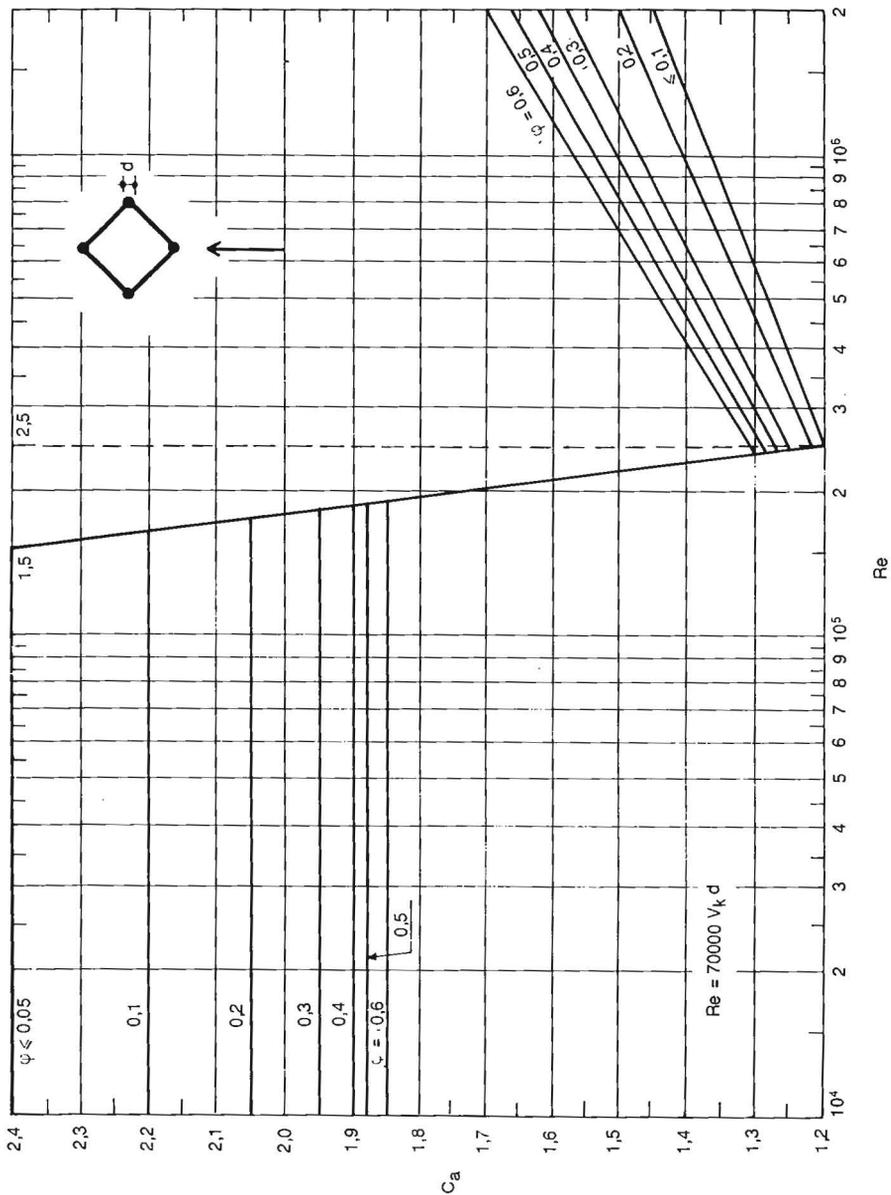


Figura 11 - Coeficiente de arrasto C_a para torres reticuladas de seção quadrada, formadas por barras de seção circular. Vento incidindo segundo uma diagonal

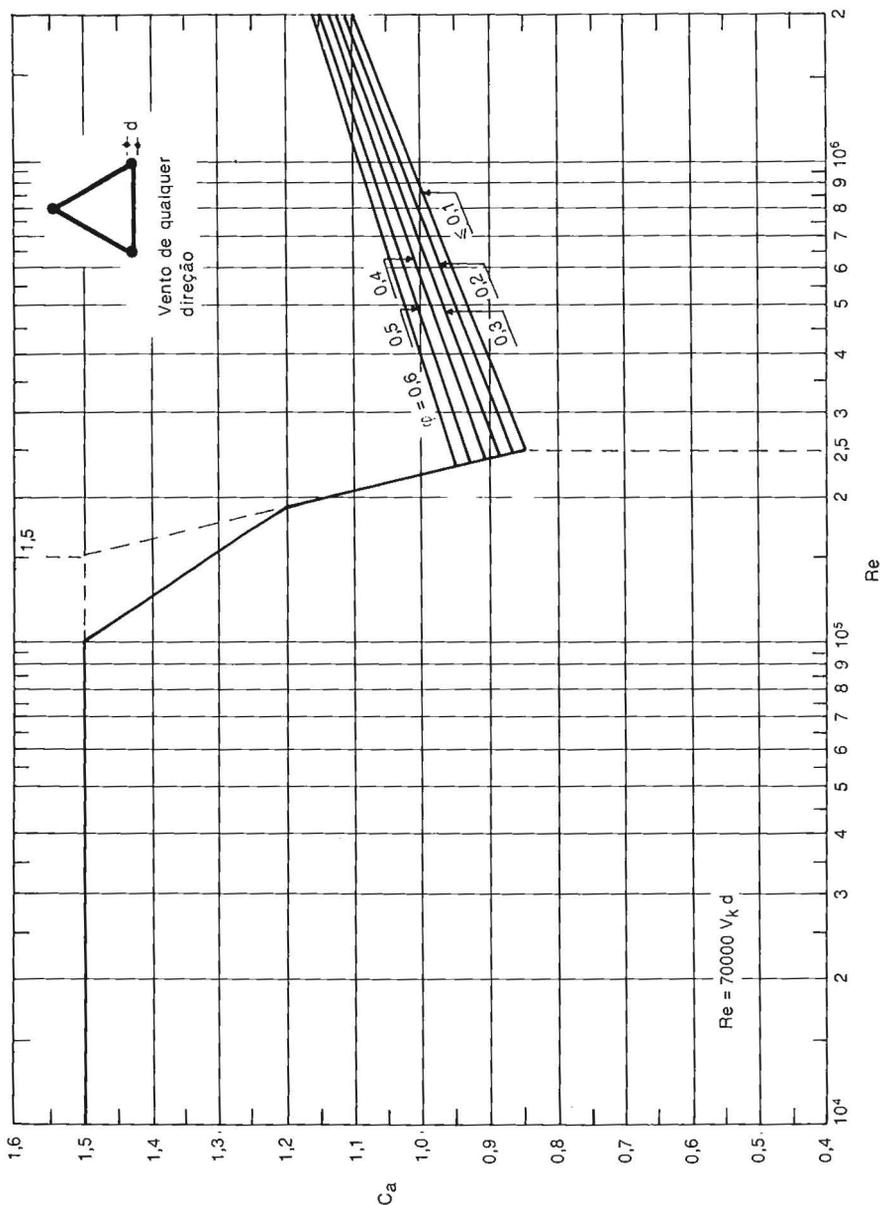


Figura 12 – Coeficiente de arrasto C_a pra torres reticuladas de secção triangular equilátera, formadas por barras de secção circular. Vento de qualquer direção

Para torres reticuladas de secção quadrada o coeficiente de arrasto para vento incidindo com um ângulo α em relação à perpendicular à face de barlavento, $C_{a\alpha}$, é obtido por

$$C_{a\alpha} = K_{\alpha} C_a$$

sendo:

$$K_{\alpha} = 1 + \alpha^{\circ} / 125 \dots\dots\dots 0^{\circ} < \alpha < 20^{\circ}$$

$$K_{\alpha} = 1,16 \dots\dots\dots 20^{\circ} < \alpha \leq 45^{\circ}.$$

Para torres reticuladas de secção triangular equilátera a força do vento pode ser admitida constante para qualquer ângulo de incidência do vento.

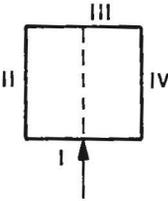
7.7.2.2 – Para torres reticuladas constituídas por barras prismáticas de secção circular, os valores do coeficiente de arrasto, C_a , são fornecidos nos gráficos das figuras 10 a 12.

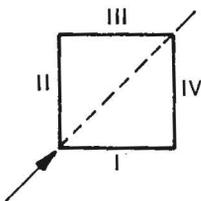
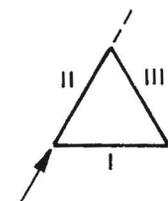
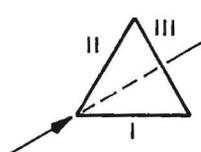
7.7.2.3 – No caso de torres reticuladas constituídas por barras prismáticas de faces planas e/ou por barras de secção circular de um ou mais diâmetros diferentes, os respectivos coeficientes são aplicados proporcionalmente às áreas frontais das respectivas barras. O índice de área exposta refere-se sempre ao conjunto de todas as barras de uma das faces da torre.

7.7.2.4 – As componentes da força de arrasto, F_a , nas faces da torre, são obtidas multiplicando F_a pelos valores dados na Tabela 15.

TABELA 15 – COMPONENTES DA FORÇA DE ARRASTO NAS FACES DE TORRES RETICULADAS DE SECÇÃO QUADRADA OU TRIANGULAR EQUILÁTERA

As componentes da força de arrasto F_a são obtidas multiplicando F_a pelos valores dados nesta tabela, onde η é o fator de proteção definido em 7.6.

Direção do vento		Face I	Face II	Face III	Face IV
	n	$\frac{1}{1 + \eta}$	0	$\frac{\eta}{1 + \eta}$	0
	t	0	0	0	0

	n	0,20	0,20	0,15	0,15
	t	0,20	0,20	0,15	0,15
	n	0,57	0,11	0,11	—
	t	0	0,19	0,19	—
	n	0,50	0	0,37	—
	t	0,29	0	0,21	—
	n	0,14	0,14	0,43	—
	t	0,25	0,25	0	—
n: componente perpendicular à face t: componente paralela à face					

ANEXO 2 – NBR-6123: COBERTURAS PLANAS ISOLADAS (Numeração do original da Norma)

8.2 – Coberturas isoladas a águas planas

8.2.1 – Nas coberturas isoladas, isto é, nas coberturas sobre suportes de reduzidas dimensões, e que por este motivo não constituem obstáculo significativo ao fluxo de ar, a ação do vento é exercida diretamente sobre as faces superior e inferior da cobertura.

8.2.2 – Para as coberturas isoladas a uma ou duas águas planas em que a altura livre entre o piso e o nível da aresta horizontal mais baixa da cobertura satisfaça as condições do item 8.2.3, e para vento incidindo perpendicularmente à geratriz da cobertura, aplicam-se os coeficientes indicados nas tabelas 17 e 18. Estas tabelas fornecem os valores e os sentidos dos coeficientes de pressão, os quais englobam as ações que se exercem perpendicularmente às duas faces da cobertura. Nos casos em que são indicados dois carregamentos, as duas situações respectivas de forças devem ser consideradas independentemente.

8.2.3 – Os coeficientes das tabelas 17 e 18 aplicam-se somente quando forem satisfeitas as seguintes condições:

coberturas a uma água (tabela 17): $0 \leq \operatorname{tg} \theta \leq 0,7$, $h \geq 0,5 \ell_2$

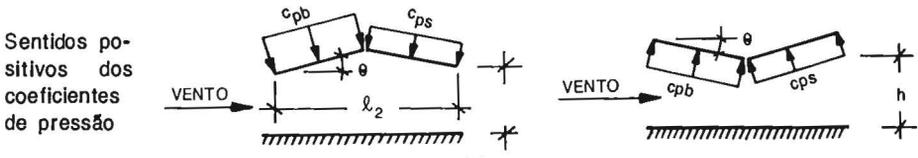
coberturas a duas águas (tabela 18): $0,07 \leq \operatorname{tg} \theta \leq 0,6$, $h \geq 0,5 \ell_2$

TABELA 17 – COEFICIENTES DE PRESSÃO EM COBERTURAS ISOLADAS A UMA ÁGUA PLANA

Vento	1º Carregamento	2º Carregamento	
	$0 \leq \operatorname{tg} \theta \leq 0,7$	$0 \leq \operatorname{tg} \theta \leq 0,2$	$0,2 \leq \operatorname{tg} \theta \leq 0,3$

TABELA 18 – COEFICIENTES DE PRESSÃO EM COBERTURAS ISOLADAS A DUAS ÁGUAS PLANAS SIMÉTRICAS

Coeficientes	1º Carregamento		2º Carregamento	
	$0,07 \leq \text{tg}\theta \leq 0,4$	$0,4 \leq \text{tg}\theta \leq 0,6$	$0,07 \leq \text{tg}\theta \leq 0,4$	$0,4 \leq \text{tg}\theta \leq 0,6$
c_{pb}	$2,4\text{tg}\theta + 0,6$	$2,4\text{tg}\theta + 0,6 \leq 0,2$	$0,6\text{tg}\theta - 0,74$	$6,5\text{tg}\theta - 3,1$
c_{ps}	$3,0\text{tg}\theta - 0,5$	$+0,7$	$-1,0$	$5,0\text{tg}\theta - 3,0$



sendo:

- h – altura livre entre o piso e o nível da aresta horizontal mais baixa da cobertura;
- l_2 – profundidade da cobertura;
- θ – ângulo de inclinação das águas da cobertura.

8.2.4 – Para os casos em que altura h seja inferior ao limite fixado em 8.2.3, ou em que obstruções possam ser colocadas sob ou junto à cobertura, esta deve resistir à ação do vento, na zona de obstrução, calculada para uma edificação fechada e de mesma cobertura, com $c_{pi} = +0,8$, para obstruções na borda de sotavento, e com $c_{pi} = -0,3$, para obstruções na borda de barlavento.

8.2.5 – Para vento paralelo à geratriz da cobertura devem ser consideradas forças horizontais de atrito calculadas pela expressão

$$F_{at} = 0,05 q a b$$

sendo a e b as dimensões em planta da cobertura. Estas forças englobam a ação do vento sobre as duas faces da cobertura.

8.2.6 – Forças horizontais devidas à ação do vento sobre placas colocadas acima ou abaixo da cobertura são calculadas de acordo com 8.1 (muros e placas retangulares), sendo a face da cobertura mais próxima da placa considerada como o terreno.

8.2.7 – No caso de reticulados diretamente expostos ao vento devem ser adotadas as indicações contidas em 7.5 (reticulados planos isolados) e em 7.6 (reticulados planos múltiplos).

8.2.8 – Em abas (planas ou aproximadamente planas) porventura existentes ao longo das bordas da cobertura deve ser considerada uma pressão uniformemente distribuída, com força resultante calculada pela expressão

$F = 1,3 q A_e$, para a aba de barlavento, e

$F = 0,8 q A_e$, para a aba de sotavento,

sendo A_e a área frontal efetiva das placas e elementos afins que constituem a aba em estudo. As expressões acima são válidas para abas que formem em relação à vertical um ângulo de no máximo 30°. As forças assim calculadas englobam as pressões que agem em ambas as faces das abas perpendiculares à direção do vento.

8.2.9 — Nas abas paralelas à direção do vento devem ser consideradas forças horizontais de atrito calculadas pela expressão

$$F_{at} = 0,05 q A_e$$

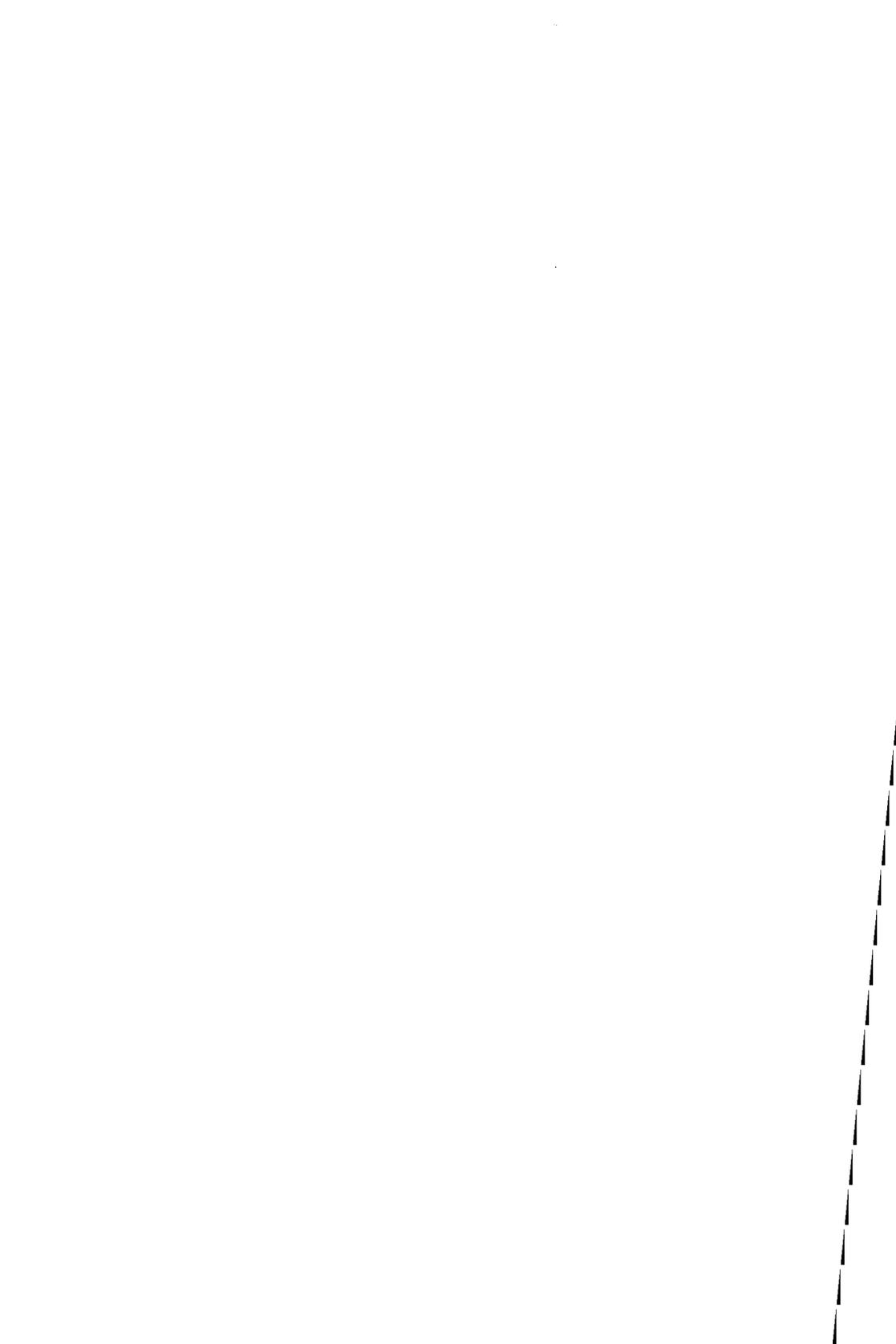
e aplicadas à meia altura das abas. Estas forças englobam a ação do vento sobre as duas faces das abas.

8.2.10 — Cada elemento de vedação deve ser calculado com $c_p = \pm 2,0$.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, ABNT. *NBR-6123: Forças devidas ao vento em edificações*. Rio de Janeiro, 1987.
2. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, ABNT. *NB-5: Cargas acidentais em edifícios*. Rio de Janeiro, 1961.
3. BLESSMANN, J. *Intervalo de tempo para cálculo da velocidade básica do vento*. 3.ed. Porto Alegre, Editora da Universidade/UFRGS, 1988. (Série Engenharia Estrutural/3.)
4. BLESSMANN, J. *O vento na engenharia estrutural*. 1.part. Porto Alegre, 1986. Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul. (Caderno de Engenharia CE-10.)
5. GROUPE DE COORDINATION DES TEXTES TECHNIQUES. *Règles définissant les effets de la neige et du vent sur les constructions*. Règles NV.65. Paris, Ed. Eyrolles, Juin 1980.
6. ASSOCIATE COMMITTEE ON THE NATIONAL BUILDING CODE. *Supplement n.º 4 to the National Building Code of Canada*. NRC 11530. Ottawa, 1980.
7. BLESSMANN, J. *Efeitos do vento em edifícios*. 2.ed. Porto Alegre, Ed. Universidade/UFRGS, 1988. (Série Engenharia Estrutural/7.)
8. RAYMER, W.G. & NIXON, H.L. *Drag and cross wind force of square and angle sections*. Teddington, National Physical Laboratory, 1955. (NPL Aero 281.)
9. INSTITUT BELGE DE NORMALISATION. *Action du vent sur les constructions – Bâtiments*. NBN 460.02. Bruxelles, 1960.
10. HERRNSTADT, T. *510m hoher Fernsehmast in Cape Girardeau, Mo., USA*. Der Stahlbau, mar. 1961. n.3. p.91-2.
11. HAYASHI, K. & SHIMADA, K. *Die Maste zur Überquerung der Meeressunde im Zuge der 220-kV-Chushi-Freileitung*. Berlin, Der Stahlbau, Aug. 1965. n.8. p.225-31.
12. FLACHBART, O. *Winddruck auf vollwandige Bauwerke und Gitterfachwerke*. Mémoires Association Internationale des Ponts et Charpentes, 1932. p.153-72.
13. FLACHSBART, O. *Modellversuche über die Belastung von Gitterfachwerken durch Windkräfte*. Berlin, Der Stahlbau, Apr./Mai. 1934. n.9. p.65-9. n.10. p.73-9.
14. FLACHBART, O. & WINTER, H. *Modellversuche über die Belastung von Gitterfachwerken durch Windkräfte. 2. Teil: Räumliche Gitterfachwerke*. Berlin, Der Stahlbau, Apr./Mai. 1935. n.8. p.57-63. n.9. p.65-9. n.10. p.73-7.
15. WHITBREAD, R.E. The influence of shielding on the wind forces experienced by arrays of lattice frames. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON WIND ENGINEERING. 5. Fort Collins, Colorado, USA, 1979. Proceedings. V.1. Paper IV-6.
16. CONVENTION EUROPÉENNE DE LA CONSTRUCTION MÉTALLIQUE. *Calcul des effets du vent sur les constructions*. Recommandations de la CECM. Construction Métallique. Paris, sept.1979. n.3. p.25-96.

17. DEUTSCHES INSTITUT FÜR NORMUNG. *Lastannahmen für Bauten. Verkehrslasten. Aerodynamische Formbeiwerte für Baukörper. DIN 1055.* Teil 45. Berlin, Mai.1977.
18. BRITISH STANDARD INSTITUTION. *Code of basic data for the design of buildings. Wind loads.* Loading, London, 1972. Chapter 5. Part 2.
19. DEUTSCHES INSTITUT FÜR NORMUNG. *Antennentragwerke aus Stahl. DIN 4131.* Berlin, März 1969.
20. COHEN, E. & PERRIN, H. Design of multi-level guyed towers: wind loading. Proceedings of the ASCE. *Journal of the Structural Division.* sept.1957. n.5. 29p.
21. VANDEPERRE, L. *L'action du vent sur les bâtiments.* Annales Travaux Publiques du Belge, 1934. p.69-109, 199-242, 521-553.
22. GEORGIU, P.N. & VICKERY, B.J. Wind loads on building frames. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON WIND ENGINEERING. 5. Fort Collins, Colorado, USA, 1979. Proceedings. V.1. Paper IV-7.
23. FLINT, A.R. & SMITH, B.W. The development of the British draft Code of Practice for the loading of lattice towers. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON WIND ENGINEERING. 5. Fort Collins, Colorado, USA, 1979. Proceedings. V.2. Paper X-4.
24. BAYAR, D.C. Drag coefficients of latticed towers. *Journal of Structural Engineering - ASCE.* Feb.1986. v.112. n.2. p.417-430.
25. BRITISH CODE. *Code of Practice. Lattice Towers.* Loading. Third Draft, Jan.1978.
26. BLESSMANN, J. *Vento em coberturas planas isoladas.* Porto Alegre, 1985. Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul. (Caderno de Engenharia CE-1.)
27. NORMA DA SUÉCIA. SBN 1975.
28. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT. *NBR-6123: Forças devidas ao vento em edificações.* Rio de Janeiro, 1980.
29. NORMA DA DINAMARCA. *Last pa baerende konstruktioner. 2. Vindlast. Dansk Standard DS 410-2.* Oktober 1977.
30. NORMA DA NORUEGA. *Prosjektering av bygningskonstruksjoner. 4.2. Vindlast, NS 3479.* Feb.1981.
31. NORMA DE PORTUGAL. *Regulamento de segurança e acções para estruturas de edifícios e pontes. 5. Acção do vento.* 1982.
32. NORMA DA AUSTRÁLIA. *Rules for minimum design loads on structures. Part 2. Wind forces. AS 1170.* Part 2. 1975.
33. NORMA DA ALEMANHA OCIDENTAL. *Lastannahmen für Bauten. Verkehrslasten. Windlasten nicht schwingungsanfälliger Bauwerke. DIN 1055, Teil 4.* Mai. 1977.
34. NORMA DA SUÍÇA. *Normes concernant les charges, la mise en service et la surveillance des constructions. SNV 505 160, Art. 26. Action du vent.* 1970.
35. NORMA DA TCHECOSLOVÁQUIA. *Zatzen Stavebních konstrukcí, CSN 73 0035.* 1978.
36. NORMA DA ESPANHA. *Acciones en la edificación. 5. Acciones del viento. NBE-MV 101.* 1962.
37. NORMA DA FRANÇA. *Règles définissant les effets de la neige et du vent sur les constructions. Règles N.V. 1946.* 1947.
38. JENSEN, M. & FRANCK, N. *Model-scale tests in turbulent wind. Part 2.* The Danish Technical Press, Copenhagen, 1965.



ERRATA

Na página 29 - Tabela 2.3 – Esforços para as classes – $C_a = 1,65$

Onde se lê: 302 3020 -- --
 -- -- 719 13180

Leia-se : 309 3090 304 3040
 -- -- 727 13326

Na página 30 – As dez primeiras linhas (desde “Para $h_i = 80,00m$ ” até “acima a partir de F_a e M_a ”) devem ser substituídas por:

Para $h_i = 80,00m$:

$$\frac{M_a(A)}{M_a(C)} = \frac{F_a(A)}{F_a(C)} = 1,040$$

Para $h_i = 60,00m$:

$$\frac{M_a(B)}{M_a(C)} = \frac{F_a(B)}{F_a(C)} = 1,020$$

A diferença percentual máxima foi de 4%. Erro maior é, em alguns casos, cometido ao ser considerado o mesmo valor de C_a em toda a altura do pilar.



Série ENGENHARIA ESTRUTURAL

Joaquim Blessmann

1. Ação do vento em cúpulas

*Ensaíos em outros países;
ensaíos no Brasil; normas
e comparação de resultados;
conclusões.*

2. Acidentes causados pelo vento

*Causas aerodinâmicas
e estruturais dos acidentes;
exemplos de acidentes;
torres e linhas de transmissão;
conclusões e recomendações.*

3. Intervalo de tempo para cálculo da velocidade básica do vento

*Fatores a considerar;
intervalo de tempo;
mudança de intervalo de tempo;
exemplos;
conclusões e recomendações.*

4. Ação do vento em pavilhões industriais

Coberturas a duas águas planas;

*coberturas curvas;
coberturas múltiplas;
beirais e platibandas.*

5. Pressão interna

*Ensaíos: permeabilidade das paredes e lanternins;
cálculo da pressão interna;
normas;
conclusões e recomendações.*

6. Tópicos de normas de vento

*Pressão dinâmica;
forças devidas ao vento;
reticulados;
coberturas planas isoladas;
anexo (NBR-6123).*

7. Ação do vento em edifícios

*Aerodinâmica: ação estática do vento;
efeitos nocivos do vento;
aplicações da NBR-6123.*

8. Aerodinâmica das construções

*Noções de aerodinâmica aplicáveis à engenharia civil;
efeitos estáticos do vento em sólidos simples.*

Série Engenharia Estrutural

Joaquim Blessmann

1. Ação do vento em cúpulas
2. Acidentes causados pelo vento
3. Intervalo de tempo para cálculo da velocidade básica do vento
4. Ação do vento em pavilhões industriais
5. Pressão interna
6. Tópicos de normas de vento
7. Ação do vento em edifícios
8. Aerodinâmica das construções



Editora
da Universidade

Universidade Federal do Rio Grande do Sul

ISBN 85-7025-196-3