



ACIDENTES CAUSADOS PELO VENTO

Joaquim Blessmann

Série Engenharia Estrutural/2



Editora da Universidade
Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Terceira edição
revista e ampliada

5

Acid
A111
3 d. rev.
122 pl

ACIDENTES CAUSADOS PELO VENTO

Antiga
Universic
Fone :

RESERVA TECNICA
Editora da UFRGS

**UNIVERSIDADE FEDERAL
DO RIO GRANDE DO SUL**

Reitor
Francisco Luis dos Santos Ferraz

Vice-Reitor
Gerhard Jacob

Pró-Reitor de Extensão
Flávio Loureiro Chaves

Pró-Reitor de Pesquisa e Pós-Graduação
Helgio Casses Trindade

Pró-Reitor de Administração
Luiz Carlos Ribeiro Bortolini

Pró-Reitor de Planejamento
Roberto Alves Pinto

Pró-Reitor de Assistência à Comunidade Universitária
Valentim Emílio Uberti Costa

Pró-Reitor de Graduação
Walter Otto Cybis

EDITORA DA UNIVERSIDADE

Diretor
Luiz Osvaldo Leite

CONSELHO EDITORIAL

Titulares
Alberto André
Helga Winge
João Guilherme Corrêa de Souza
Jorge Alberto Villwock
Walter Koch

Suplentes
Juan José Mouriño Mosquera
Oscar Miranda Froes
Ricardo Schneiders da Silva

Presidente
Luiz Osvaldo Leite





ACIDENTES CAUSADOS PELO VENTO

Joaquim Blessmann

Série Engenharia Estrutural/2



Editora da Universidade
Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Terceira edição
revista e ampliada

Porto Alegre/1986

RESERVA TÉCNICA
Editora do CERGS

© de Joaquim Blessmann

1ª edição: 1971

Direitos reservados desta edição

Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Capa: Paulo Antonio da Silveira

Administração: Antonio A. Dallazen

Editoração: Geraldo F. Huff

Revisão: Beta Timm, Mônica Ballejo Canto

Montagem: Rubens Renato Abreu

JOAQUIM BLESSMANN

Engenheiro Civil

Mestre e Doutor em Ciências pela Divisão

de Engenharia Aeronáutica do Instituto Tecnológico da Aeronáutica

Professor Adjunto na Escola de Engenharia

da Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Pesquisador-Titular do Conselho Nacional

de Desenvolvimento Científico e Tecnológico (CNPq)

Blessmann, Joaquim

Acidentes causados pelo vento. 3.ed. rev. e ampl. Porto Alegre, Ed.
da Universidade/UFRGS, 1986.

81p. 23cm.

CDU 624.042

CDD 624.175

ISBN 85-7025-128-9

W^o de registro: 8

W^o de obra: 3

Data: 29/09/00

SUMÁRIO

- 1. Introdução/7**
- 2. Causas aerodinâmicas dos acidentes/13**
 - 2.1. Coeficientes aerodinâmicos/13**
 - 2.2. Velocidade máxima do vento/14**
 - 2.3. Pressão interna/14**
 - 2.4. Objetos lançados pelo vento/15**
- 3. Causas estruturais dos acidentes/17**
- 4. Exemplos de acidentes no exterior/19**
- 5. Exemplos de acidentes no Rio Grande do Sul/27**
- 6. Torres e linhas de transmissão/61**
- 7. Conclusões e recomendações/75**
- Referências bibliográficas/81**

1 – INTRODUÇÃO

a) Neste trabalho estudaremos acidentes causados por ação estática do vento, principalmente em construções baixas.

A importância dos efeitos do vento nas construções está intimamente ligada ao desenvolvimento da tecnologia dos materiais, e da ciência e técnica das construções, bem como a um melhor aproveitamento dos terrenos, com a construção de edifícios cada vez mais altos.

O vento não era problema em construções baixas e pesadas de grossas paredes, mas passou a ser, e em medida crescente, quando as construções foram-se tornando mais e mais esbeltas, e as estruturas usando cada vez menos quantidade de material.

Atualmente as paredes de edifícios altos não têm, em geral, função resistente, mas apenas de vedação. São, em muitos casos, constituídas de leves painéis de vedação, fazendo com que já apareçam problemas de arrancamento de painéis, pelas altas sucções que aparecem próximo às quinas. Foi o que aconteceu em um arranha-céu de Nova York, em março de 1966,¹⁶ onde o vento arrancou um painel entre duas janelas, bem como os vidros das janelas do 18º e 21º pisos, nas proximidades da quina do edifício.

Este tipo de acidente tem sido noticiado seguidamente nos últimos anos, pois os leves painéis de revestimento e suas ancoragens nem sempre foram projetados para resistirem às altas sucções que surgem nas faces laterais de edifícios altos, especialmente quando efeitos de vizinhança provocam aumento destas sucções.

b) O estudo racional da ação do vento, através da aerodinâmica, tem permitido chegar a formas estruturais mais econômicas. Assim, por exemplo, a forma cilíndrica dos arcos e montantes da ponte de Askerofjord, Suécia, a forma levemente cônica das torres em treliça de Cadiz, Espanha, a forma das pontes de Tancarville, França, e Severn Bridge, Grã-Bretanha, permitiram reduzir em muito os esforços estáticos do vento.

c) Acidentes em edifícios são raros. Clássico é o colapso do Meyer-Kiser Bank Building, Flórida, USA, pelo furacão de 18 de setembro de 1926.⁴¹ Este edifício foi torcido, ficando sua estrutura metálica deformada, as paredes fendilhadas, tendo algumas ruído. Já o arrancamento de paredes, sem danos na estrutura, é um acidente mais comum.

Acidentes em pontes são bastante numerosos. Principalmente no século passado diversas pontes tiveram apenas alguns meses ou anos de vida útil, antes de serem total ou parcialmente destruídas³⁴ pelo vento. O assunto hoje em dia é particularmente importante em torres de transmissão de energia elétrica, torres de rádio, TV e microondas, antenas do radar e outras estruturas semelhantes. Na Europa, após a Segunda Guerra Mundial, centenas de torres reticuladas estaiadas foram construídas, tendo um bom número delas sido destruídas pelo vento.

d) Entretanto, a maioria dos acidentes ocorre em construções leves, principalmente de grandes vãos livres, tais como hangares, pavilhões de feiras e de exposições, pavilhões industriais, oficinas, grandes mercados, depósitos de cereais, armazéns portuários, estações ferroviárias, garagens, sedes de clubes sociais, coberturas de estádios e hipódromos, ginásios cobertos, cinemas, teatros, igrejas, pavilhões para fins agrícolas e pecuários, etc.

Um único acidente destes, isoladamente, não representa muito no conjunto da economia nacional. Mas somados, os prejuízos causados à economia das nações por todos estes acidentes representam um valor apreciável.

e) Assim, por exemplo, uma companhia de seguros do estado de Iowa, USA, pagou cerca de 1,5 milhão de dólares por danos causados pela tempestade de outubro de 1949, e mais de 3 milhões pelos causados por uma tempestade ainda mais devastadora, em maio de 1950.¹⁷

f) O furacão de Flórida, em 1926, causou 75 milhões de dólares de prejuízo.

g) Dois furacões na ilha de Antígua, no ano de 1950, causaram 1 milhão de dólares de prejuízo. Trotnian,³⁸ chama a atenção de que após o furacão de 1928 foram tomadas precauções para tornar as construções resistentes aos furacões. Mas à medida que o tempo foi passando e o acidente foi esquecido, a maioria das estruturas foram construídas para resistir apenas a condições normais e não estavam aptas para resistir aos esforços de ventos mais violentos.

O mesmo, diga-se de passagem, aconteceu após o desastre com a ponte Tay Bridge, Escócia, 1879. As normas aumentaram bastante os esforços do vento, e com o correr dos anos foram diminuído de novo.

As construções de madeira que sofreram danos nos dois furacões citados por Trotman em sua maioria eram leves, insuficientemente contraventadas e inadequadamente fixadas em suas fundações. Muitas outras ruíram por detalhes construtivos impróprios ou devido à falta de manutenção.

h) Wilson,⁴⁰ indica que, de acordo com os dados do *Factory Mutual System*, no período de 1935 a 1949 as perdas em média foram de 1 milhão de dólares por ano. Na maioria dos casos os danos foram nos telhados e na maior parte, por ventos com velocidade entre 120 e 200km/h. Na tempestade de 25 de novembro de 1950 os danos foram de mais de 4 milhões de dólares, incluindo as perdas pela chuva.

i) Um tornado em Ontário, Canadá,³⁶ em maio de 1953, causou prejuízos de mais de 20 milhões de dólares. Ao menos metade deste total corresponde a construções rurais. Todas as edificações afetadas sofreram danos nos telhados, sendo que em 60 por cento dos celeiros danificados e em 78 por cento das casas danificadas somente os telhados sofreram danos.

j) O furacão Camille, em agosto de 1969,¹⁴ um dos mais violentos e danosos dos que assolaram os Estados Unidos, causou um total de 248 mortes e um prejuízo de 1,42 bilhões de dólares. Alguns anos antes, em 1965, o furacão Betsy¹⁴ causara quase cem mortes e um prejuízo de cerca de 1,76 bilhões de dólares. As rajadas de vento, neste furacão, devem ter ultrapassado a velocidade de 300km/h.

k) No Reino Unido, no período 1962-1969,^{23,12} cerca de cem mil construções foram danificadas, em média, por ano; o prejuízo anual médio foi estimado em 46 milhões de libras (ao valor da libra em 1982). Danos pequenos começaram quando as rajadas de vento ultrapassaram 20m/s (72km/h), enquanto que danos importantes apareceram com velocidades do vento a partir de 32,5m/s (117km/h).

No período 1970-1976^{9,12} o número de construções danificadas por ano, em média, subiu para 230 mil; porém o prejuízo anual médio foi reduzido para 16,4 milhões de libras (ao valor da libra em 1982). Para danos pequenos a velocidade mínima das rajadas foi também de 20m/s (72km/h). A maioria das construções danificadas eram antigas e construídas, portanto, antes da nova norma britânica,⁸ na qual se baseia a norma brasileira.⁴ Danos em edificações novas freqüentemente ocorreram em revestimentos leves, especialmente coberturas, sendo que muitas vezes durante a execução da obra.

O número de mortes, entre 1962 e 1981, foi de 97, além de 158 pessoas com ferimentos graves e 1087 com ferimentos leves.¹²

l) O ciclone Tracy,²² que se abateu sobre a cidade de Darwin, em 25 de dezembro de 1974, foi o ciclone (furacão) mais devastador na Austrália. Levou de quatro a cinco horas para passar sobre a cidade, deixando um saldo de cerca de 50 mortes e prejuízos acima de 300 milhões de dólares americanos. A longa duração e a anormalmente baixa velocidade de deslocamento (6-8km/h, apenas) são as razões principais dos pesados danos, sendo que muitas construções teriam resistido a ventos de igual velocidade que atuassem por um tempo menor.

m) Um acidente típico, em obras de grandes vãos internos, é o arrancamento parcial ou total das telhas. Se estas estão bem presas, então parte ou toda a estrutura do telhado pode ser levada junto (caibros e ou terças, e às vezes também as tesouras), em alguns casos por centenas ou mesmo milhares de metros. Kármán²¹ cita o caso de um telhado em arco construído sobre pilares, mas ainda sem as paredes; um forte vento fez com que o telhado, qual asa gigante, fosse levado a alguns quilômetros de distância.

Embora de proporções bem mais modestas, temos notícia de um acidente semelhante ocorrido há alguns anos em Porto Alegre: ao levantar-se, o proprietário de uma casa deparou com o telhado da mesma "pousado", praticamente intacto, em um terreno baldio vizinho.

Outras vezes além do telhado também as paredes de alvenaria e mesmo estruturas em aço, madeira ou concreto armado são destruídas, parcial ou totalmente.

Muitos prejuízos são causados, não pela ação direta dos ventos, mas sim por parte de construções e de árvores arrancadas pelo vento de outros locais e lançadas ou deixadas cair mais adiante, ou por detritos coletados pelo vento junto ao terreno (projéteis).

n) Para tornados em geral não há interesse em projetar as construções leves para resistir à sua ação. É muito mais econômico reconstruir as construções que ficam no caminho relativamente estreito do tornado, do que calcular todas elas para resistir a seus efeitos.

o) Mesmo para ventos com velocidades previstas nas normas, há casos em que não é econômico calcular a construção para resistir a eles. Um caso muito comum é o de muros de divisa (1,80m de altura, meio tijolo de espessura, 11 a 12cm, contrafortes cada 2,50 a 3,00m). Eles não resistem à força do vento especificada nas normas. Entretanto, são relativamente poucos os muros que tombam por ação do vento, pois a probabilidade de se ter uma rajada máxima de cálculo sobre um muro, e com a incidência mais nociva, é pequena. É mais econômico reconstruir estes poucos muros que desabam do que construir todos eles para resistir (o consumo de material e de mão-de-obra seria duplo).

Critério análogo tem sido adotado, em certos casos, para linhas de transmissão, como se verá no capítulo 6, *Torres e linhas de transmissão*.

p) Um problema assaz importante em cidades com edifícios de grande altura e com considerável superfície coberta por vidros (algumas vezes em 100 por cento das fachadas) é o da ruptura destes vidros, que pode ter várias causas:²⁰

- pressões do vento superiores às previstas nas normas;
- impacto de fragmentos lançados pelo vento;
- vidros que caem de edifícios vizinhos;
- canalização do vento em torno de edifícios (efeitos de vizinhança);
- degradação da resistência do vidro;
- duração efetiva das cargas;
- tensões por deslocamento estrutural.

Muitos vidros têm sido quebrados durante a reposição de vidros em edifícios vizinhos simplesmente porque o vidraceiro, em vez de recolher para o interior os pedaços de vidro que ficaram presos nas esquadrias ou em seus suportes, simplesmente os lança para fora.²⁰

Ao ser estudada a quebra de vidros em edifícios altos em Houston,²⁰ foi constatado que não houve vidros quebrados acima do topo dos edifícios vizinhos, nas fachadas confrontantes. As causas mais importantes da quebra de vidros foram cascalhos oriundos das coberturas próximas e vidros quebrados. Cerca de 3.000 vidros foram quebrados.

A ruptura de vidros não ficou limitada a situações classificadas como de tormentas violentas (tornados e furacões). Muitos destes acidentes ocorreram com a velocidade máxima do vento próxima ou menor que a velocidade de cálculo (que é menor que a de tornados e furacões violentos). Uma grande parte da ruptura de vidros deve-se às pressões do vento e a fragmentos lançados pelo mesmo.²⁴

Na primavera de 1974 a Torre Sears,²⁴ em Chicago, teve seus vidros quebrados em diversas ocasiões. No acidente do dia 22 de fevereiro de 1974, os vidros quebrados estavam situados abaixo do 30º piso. Os fragmentos transportados pelo vento foram a causa principal deste acidente.

Em Lubbock, Texas,²⁴ o tornado de 11 de maio de 1970, por ruptura das janelas de dois edifícios altos, causou prejuízos em seus interiores de cerca de um milhão de dólares em cada um. Estes dois edifícios estavam afastados do centro do tornado e foram afetados por ventos periféricos e não pelo próprio tornado.

q) Em geral as construções não são projetadas para resistir a tornados. As centrais nucleares constituem uma exceção marcante. Porém,

os critérios de segurança nelas adotados são por demais onerosos para as edificações em geral. Por outro lado, um melhor conhecimento das cargas do vento, das características dos materiais de construção e do funcionamento estrutural das construções faz com que estas possam ser projetadas para resistir a tornados não demasiadamente violentos com um custo adicional relativamente pequeno. Chang¹⁰ classifica as construções de acordo com sua importância e vida útil, e estuda a segurança das mesmas para diversas velocidades máximas de ventos de tornados. Pelo critério de Chang, para áreas com uma ocorrência anual de tornado de razão 4 ou maior por 10.000km², as construções são seguras até:

160km/h – residências (25-50 anos de vida útil);

190km/h – edifícios grandes de um ou dois pisos (25-50 anos de vida útil);

240km/h – edifícios de mais de dois pisos (50-100 anos de vida útil). Apartamentos, hotéis, escritórios, bancos, lojas;

320km/h – edifícios de alto risco (100 ou mais anos de vida útil).

Centrais nucleares, edifícios altos e esbeltos, edifícios públicos e para defesa.

Para 400km/h os edifícios de alto risco sofrem danos leves (0-1 por cento de perda) e para 480km/h sofrem danos não estruturais (1-10 por cento de perda).

Lembramos que no Brasil dificilmente a velocidade máxima em um tornado ultrapassará 190km/h. Para esta velocidade, pelo critério de Chang, os danos a residências serão nulos ou leves (0-1 por cento de perda) e as demais construções da classificação acima estarão seguras.

Para 240km/h, os danos são os seguintes:

– residências: danos não estruturais (1-10 por cento de perda);

– edifícios grandes de um ou dois pisos: danos nulos ou leves (0-1 por cento de perda);

– demais construções: com segurança.

Recomendações de Chang são dadas no item 7.m.

r) Um estudo geral dos prejuízos econômicos causados pelo vento nos Estados Unidos é apresentado por Friedman,¹⁹ para diversos tipos de tormentas, em 411 catástrofes ocorridas entre 1949 e 1975. Os valores são dados em dólares referidos ao ano de 1978 (correção da inflação):

<i>Tipo de tormenta</i>	<i>Total</i>	<i>Média anual</i>
Furacão	4,69 bilhões	174 milhões
Tormenta de inverno	1,48 bilhão	55 milhões
Tornado	3,00 bilhões	111 milhões
Trovoada	0,97 bilhão	36 milhões
Granizo	1,35 bilhão	50 milhões

2 – CAUSAS AERODINÂMICAS DOS ACIDENTES

Do ponto de vista aerodinâmico os acidentes são devidos a um ou mais dos seguintes fatores: coeficientes aerodinâmicos, velocidade do vento, pressão interna, objetos lançados pelo vento.

2.1 – *Coefficientes aerodinâmicos*

a) O ângulo de incidência do vento e as proporções entre as dimensões da construção são dois fatores que influem bastante no coeficiente de forma, e que muitas normas não levavam em conta. Assim, por exemplo, grandes sucções locais aparecem com vento incidindo entre 15° , 30° e 45° com a parede. Estas sucções aparecem nas proximidades das quinas, tanto horizontais como verticais.

Ensaio em túneis de vento e normas atualizadas mostram que o máximo de sucção média (apresentada como coeficiente de forma) aparece em coberturas com inclinação entre 8° e 12° , para certas proporções da construção, exatamente as inclinações de uso corrente na arquitetura atual, em um grande número de construções.

b) Em ensaios que realizamos em São Paulo,⁵ obtivemos no topo de uma construção alta com cobertura plana um coeficiente de pressão de $-3,60$ (sucção), enquanto que em Iowa¹¹, em construção baixa, chegou-se a $-7,40$. É um acidente comum o arrancamento parcial de telhados constituídos de telhas metálicas onduladas, em virtude destas fortes sucções locais. A solução está em reforçar a fixação das telhas nas terças. (Os picos de sucção indicados devem ser considerados com reservas uma vez que os ensaios foram feitos em túneis aerodinâmicos, com corrente de ar uniforme).

2.2 – *Velocidade máxima do vento*

a) A velocidade máxima do vento a considerar no projeto estrutural de uma edificação depende da localização da mesma. No Brasil, a norma NBR-6123⁴ incorporou os resultados dos estudos desenvolvidos no Laboratório de Aerodinâmica das Construções do Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Nestes estudos foram considerados os registros das velocidades máximas do vento em 49 estações do Serviço de Proteção ao Vôo do Ministério de Aeronáutica, os quais foram processados e exaustivamente testados, do ponto de vista probabilístico. Duas teses de mestrado e diversas publicações são os resultados destes estudos.

De acordo com a NBR-6123 a velocidade básica do vento (velocidade de uma rajada de três segundos de duração, a 10 metros de altura, em terreno aberto e plano, com um período médio de recorrência de 50 anos) varia, no país, entre 30 e 50m/s. Como a força devida ao vento é proporcional ao quadrado de sua velocidade, segue que as forças correspondentes estão na razão de 9 para 25. Isto é, conforme a localização de uma dada edificação dentro do país, os esforços devidos ao vento podem, no limite, quase que triplicar.

b) A velocidade máxima do vento a considerar depende também de outros fatores, tais como: condições topográficas locais, que podem aumentar ou diminuir a velocidade do vento (Fator S_1 da norma); características da rugosidade superficial, que influem no perfil de velocidades médias, na altura da camada-limite atmosférica e nas características da turbulência (Fator S_2); dimensões da edificação (Fator S_2); probabilidade de ocorrência do vento de velocidade máxima durante a vida útil da edificação, risco de vidas humanas, lucros cessantes, etc. (Fator S_3).

2.3 – *Pressão interna*

a) A consideração da pressão interna correta torna-se particularmente importante no caso de grandes recintos, tais como pavilhões para exposição e indústria, hangares, estações ferroviárias cobertas, etc. Também aqui algumas normas antigas dão valores bem abaixo dos reais, como veremos ao explicar a causa de alguns colapsos.

b) Acidentes têm sido evitados fazendo reinar no interior da construção uma depressão, que diminui o esforço externo de sucção. Isto se consegue com aberturas na zona em sucção. Estas aberturas podem ser de emergência ou permanentes. Por exemplo, abrindo uma boa parte

do oitão situado na esteira da construção (emergência); ou construindo janelas basculantes tipo válvula, que se abrem com sucção e se fecham com sobrepressão (permanente).⁶

2.4 – Objetos lançados pelo vento

a) Objetos lançados pelo vento tanto podem causar danos a edificações e veículos como a pessoas e animais. Telhas arrancadas e levadas pelo vento podem constituir projéteis perigosos, principalmente telhas leves de grandes dimensões (de alumínio, folha galvanizada, fibrocimento).

Em certos casos, a quase totalidade de vidros quebrados o foram por fragmentos contra eles lançados pelo vento. Além de telhas, também vidros arrancados ou quebrados em edificações vizinhas, fragmentos das mesmas, esquadrias, portas, galhos de árvores, arbustos e mesmo árvores de pequeno porte, animais pequenos e detritos existentes sobre o terreno podem servir como projéteis.

3 – CAUSAS ESTRUTURAIS DOS ACIDENTES

a) Examinando-se os acidentes, chegamos à conclusão de que, quanto à resistência da estrutura, em geral o problema é de *falta de ancoragem*, seja das telhas nas terças, seja destas na estrutura do telhado (tesouras, arcos, etc.), seja destes últimos no restante da estrutura, ou ainda desta nas fundações. Ou então há falta de ancoragem dos painéis de vedação na estrutura secundária, ou desta na estrutura principal, ou de elementos estruturais entre si. O acidente mais comum neste item é o arrancamento de telhas, por estarem mal ou insuficientemente ancoradas.

b) Também um *contraventamento insuficiente* de paredes e telhados pode levar a estrutura ao colapso, principalmente estruturas de madeira e metálicas.

c) Em alguns casos, porém, o problema é de *dimensionamento insuficiente*, como ocorreu na flambagem de arcos em treliça de um pavilhão na cidade de Gravataí, Rio Grande do Sul, e na flambagem de linhas de tesouras tipo Polonceau, nas proximidades de Ribeirão Preto, São Paulo.

Outras causas são as seguintes:

d) *Fundações inadequadas*. Em muitos casos a fundação não tem o peso ou a profundidade necessária para, juntamente com o terreno interessado, resistir à força ascensional causadas pelas altas sucções que aparecem em certos telhados. Assim, por exemplo, a força ascensional em um hangar de cobertura curva pode ser superior a seu peso próprio.

Em outros casos as dimensões das fundações não são suficientes para resistir aos momentos que aparecem (tombamento).

e) *Paredes inadequadas*. As paredes podem tombar por ser fraca a argamassa ou, no caso de grandes painéis, por não terem uma estrutura

em concreto ou metálica que lhes dê estabilidade. Ou simplesmente por falta de ancoragem nos pilares.

A parede pode estar resistindo enquanto o telhado está firme em seu lugar, mas irá abaixo assim que este é arrancado.

f) *Deformabilidade excessiva* da edificação. Uma estrutura muito deformável pode causar fendas nas paredes e danos às esquadrias e/ou vidros, que podem romper. As deformações podem ser por flexão, cisalhamento e torção.

4 – EXEMPLOS DE ACIDENTES NO EXTERIOR

a) Esmay e Giese,¹⁷ em um estudo sobre danos causados pelo vento em construções rurais, apresentam os resultados de um trabalho estatístico de 20 anos desenvolvido pela Iowa Agricultural Experiment Station. Destacamos as seguintes conclusões: *“Alguns celeiros aparentemente resistentes foram demolidos devido à falta de consideração do contraventamento, bem como de uma adequada ancoragem dos telhados. Quase todos estes danos teriam sido evitados com apenas um pequeno custo extra”*. Já para o problema da cobertura dos telhados, *“para evitar a maioria dos acidentes será necessário um esforço dos fabricantes e colocadores para obter economicamente elementos de coberturas que resistam ao vento”*.*

b) Scruton e Newberry³¹ citam diversos casos de arrancamento de elementos de cobertura ou de todo o telhado. Por exemplo: uma cobertura asfáltica em telhado pouco inclinado de uma água foi arrancada pela sucção, nas proximidades da quina de barlavento. Outro caso interessante é o de parte de cobertura de telhado arrancada pela sucção que se formou atrás de uma torre de igreja. Problema análogo apareceu em igreja de Porto Alegre, em que o telhado atrás da torre foi por várias vezes danificado por se encontrar em zona de fortes sucções (esteira muito turbulenta da torre).

Scruton e Newberry constataram centenas de casos de telhados danificados a sotavento de chaminés nos vendavais do inverno de 1962-63 (Grã-Bretanha).

c) Font,¹⁸ estudando os danos causados por furacões em Porto Rico, chegou às conclusões a seguir expostas. A velocidade máxima do vento foi de cerca de 220km/h.

*ESMAY, Merle & GIESE, Henry. *Wind damage to farm buildings*. Agricultural Engineering, St. Joseph, Mich., 32:277, May 1951.

As estruturas de aço e concreto armado danificadas tinham projeto estrutural deficiente. Ou eram fracas demais, ou o contraventamento era deficiente ou inexistente, ou a esbeltez dos pilares de aço era demasiada.

Outras conclusões, mais específicas, são:

- 1º — a pressão do vento usada nos cálculos é muito baixa;
- 2º — construções de concreto armado, quando bem calculadas e apropriadamente construídas são à prova de furacões;
- 3º — contraventamento e conexões dos contraventamentos das estruturas de aço devem ser cuidadosamente estudados, e não apenas feita uma estimativa;
- 4º — coberturas em painéis leves (zinco, ferro galvanizado, alumínio, etc.) e telhas de barro são inseguros e um elemento de perigo durante furacões. Um grande número de mortes foi devido a pedaços de coberturas que voavam;
- 5º — o único telhado à prova de furacões é o de laje de concreto;
- 6º — usar janelas com vidros reforçados, quando são diretamente expostos ao vento;
- 7º — telhados a quatro águas resistem mais que os de duas;
- 8º — ferragens comuns de portas e janelas não são suficientes. Elas voam fora;
- 9º — treliças de telhados devem ser seguramente ancoradas às paredes da construção;
- 10º — no caso de linhas telefônicas, telegráficas e de força elétrica, é mais econômico segurá-las do que construí-las à prova de ciclones.

d) Saffir,³⁰ estudando furacões de Miami, concluiu que o dano mais comum foi em telhados de residências e de pequenas estruturas. Coberturas de papelão alcatroado foram arrancadas de residências pela força do vento. Altas sucções apareceram principalmente em coberturas planas de residências, que sofreram mais danos que telhados inclinados. Algumas residências mostraram insuficiência de ancoragem dos telhados. Em muitos casos a razão de colapso de telhados foi a falta de atenção para detalhes construtivos supostamente sem importância. Parece ter sido ignorada a possibilidade da existência de altas sucções.

Torres metálicas de rádio em geral sofreram danos, e 11 foram completamente destruídas. A ruína parece ter iniciado por flambagem de barras, individualmente. Nenhuma torre ruiu por tombamento da estrutura inteira. Diversas torres estaiadas resistiram à força do furacão sem dano.

Saffir, para resumir, salienta que além de danos gerais em telhados de pequenas estruturas e em torres de rádio, não houve grande dano estrutural na tempestade de 1950.

e) É interessante assinalar que Wilson⁴⁰ concluiu que a ancoragem dos telhados poderia evitar praticamente todos os danos a telhados causados por ventos fortes e furacões (120 a 200km/h) e poderia também evitar alguns dos danos dos tornados, fora da trajetória de seu núcleo. Dos acidentes estudados por Wilson, o tipo mais freqüente de danos foi justamente sobre coberturas de telhados.

Quanto às paredes, os danos em geral foram devidos ao levantamento de telhados sem ancoragem, com o conseqüente colapso das paredes por falta de suporte lateral no nível do telhado. Também paredes de alvenaria de edifícios em construção foram demolidas por inadequada ancoragem.

Janelas foram freqüentemente danificadas por tempestades comuns e também por furacões. Em geral devido à fixação fraca, mas também por colocação imprópria.

Também lanternins sofreram danos.

A principal recomendação de Wilson é: *ancorar telhados* (nenhum caso de acidente foi constatado nos telhados ancorados e calculados com uma força de sustentação adequada). *“Se os telhados estão ancorados, e assim sendo não podem ser levantados pelo vento, de modo que as paredes têm apoio na parte superior, é extremamente improvável que elas sejam danificadas.”**

Para paredes em construção Wilson recomenda usar contraventamento provisório sempre que a altura da parede seja superior a 10 vezes sua espessura. Um acidente por falta deste contraventamento ocorreu no município de Canoas, Rio Grande do Sul, em dezembro de 1962. Toda uma parede em construção, com 60m de comprimento e cerca de 2m de altura, ruiu. Maiores detalhes serão dados no item 5.f.

f) Furacão de Miami de 1950 (velocidade do vento acima de 240km/h, a 69m de altura). Da revista *Civil Engineering*¹ extraímos os seguintes comentários:

O código de Miami especifica cuidadosa ancoragem de todas as tesouras; muito poucos casos foram encontrados onde tesouras e estruturas de telhados foram danificados. Os danos em geral foram em detalhes dos telhados. Observe-se que só 0,3 por cento do número total de construções sofreu danos, enquanto que o furacão de 1926 danificou 80 por cento. Isto indica que o novo código de construção levou em conta devidamente a lição.

*WILSON, J.A. *Windstorms and their affect on buildings*. Journal of the Boston Society of Civil Engineers, Boston, Mass., 38(1):271, Jan. 1951.

g) Furacão da Flórida,²⁵ 18 de setembro de 1926. Causou danos de 75 milhões de dólares. Vento de 200km/h, com rajadas de maior velocidade. De cerca de 25 edifícios, três foram danificados. Todos eles eram muito estreitos e estavam abertamente expostos ao vento em todas as direções.

Por outro lado, a percentagem de acidentes em construções com grandes áreas sem repartições (garagens, igrejas, salões, etc.) foi bem maior: freqüentemente sofreram colapso completo. Algumas delas tinham vigas e pilares nos planos das paredes, mas não vigas transversais, de modo a formar uma estrutura espacial.

O processo de destruição em geral foi o seguinte: as platibandas foram jogadas sobre o telhado ou para um lado. Isto abriu uma entrada para o vento através do telhado danificado ou ao longo da linha aberta entre telhado e parede. A sobrepressão interna e sucção externa arrancaram o telhado. As paredes, sem o apoio superior, ruíram.

Vê-se, pois, a grande importância de usar telhados de boa resistência e bem ancorados. Telhados em chapas de papelão alcatroado e fixadas com pregos em geral são rasgados. Telhas de barro são geralmente arrancadas; se as telhas são enganchadas, resistem mais. Telhados de folhas galvanizadas foram invariavelmente arrancados. Muito dano foi causado a telhados por objetos pesados que voavam, inclusive telhas arrancadas de outras construções.

h) Editorial de *Engineering News-Record*,¹⁵ chama a atenção de que os relatórios de danos de furacões mostram que a maior causa de danos é a falta ou insuficiência de ancoragem dos telhados nas construções.

i) Theakston e Walpole,³⁶ estudando os acidentes causados pelo tornado que assolou Ontário, no Canadá, em 1953, chegaram, entre outras, à conclusão de que uma considerável parcela dos danos inflingidos a edificações adjacentes à trajetória do tornado teriam sido evitados ou reduzidos se:

- o telhado estivesse em boas condições;
- os caibros estivessem firmemente ancorados;
- o contraventamento interno tivesse sido adequado;
- a estrutura tivesse sido ancorada à fundação.

Os autores estão se referindo principalmente a construções rurais, de madeira.

j) A lista dos acidentes provocados pelo furacão Camille²⁹ é a seguinte:

- 5.662 casas destruídas;
- 13.915 casas com grandes danos;
- 33.933 casas com pequenos danos;
- 1.082 casas móveis (*mobile homes*) destruídas;
- 621 casas móveis com grandes danos;
- 775 construções rurais destruídas;
- 2.289 construções rurais com grandes danos;
- 679 lojas pequenas destruídas ou com grandes danos.

Os autores do relatório chamam a atenção de que muitos detalhes estruturais eram inadequados para assegurar resistência a furacões. Além disso, objetos e fragmentos volantes causaram danos consideráveis às estruturas, evidenciando o fato de que elementos leves, placas metálicas e afins podem causar considerável dano funcionando como projéteis voadores, durante furacões.

k) De dois relatórios que tratam do tornado que se abateu sobre Lubbock, Texas^{33,10} extraímos as seguintes informações:

- 28 mortes e 2.000 pessoas feridas;
- prejuízos de 135 milhões de dólares;
- área de danos severos: 23km² ;
- área de danos leves: 15km² ;
- residências destruídas: 460;
- residências com danos consideráveis: 489;
- residências com danos pequenos: 764;
- casas móveis destruídas: 80;
- casas móveis com danos consideráveis: 30;
- lojas pequenas destruídas: 250;
- unidades de apartamentos destruídas: 600 (inclui nove edifícios com 240 unidades).

A velocidade média de translação do tornado foi de cerca de 34km/h. A velocidade máxima (de translação e de rotação combinadas) não pôde ser determinada. Pelos danos, uma estimativa razoável é de 320km/h no centro da cidade, aumentando para 480km/h na região mais atingida.

l) Marshall, em seu relatório sobre o furacão Tracy, em Darwin, Austrália,²² estudando os danos por ele causados, chega à conclusão de que são necessárias pesquisas adicionais nos tópicos seguintes entre outros:

- comportamento de edificações sujeitas a pressões internas anormalmente altas em virtude da ruptura de portas e janelas;
- comportamento de telhas de folhas galvanizadas e sistemas de fixação sob cargas repetidas;
- resistência de materiais frágeis, tais como fibrocimento, ao impacto de projéteis.

m) Do estudo de Cook¹² sobre o comportamento das edificações no Reino Unido sob a ação dos ventos tiraram-se os comentários a seguir expostos.

Residências. Os danos foram principalmente remoção de telhas e ardósias, danos ou remoção de chaminés, danos a oitões e paredes laterais e quebra de janelas. O dano mais comum foi em telhados, e muitas vezes iniciava nos cantos ou ao longo das bordas ou cumeeira. Danos superficiais em telhados cobertos com telhas começaram com velocidades de vento com período médio de recorrência de apenas dois anos. A remoção completa do telhado, incluindo a estrutura de madeira, foi mais rara e geralmente em construções antigas.

Danos em paredes de alvenaria de tijolo foi geralmente em oitões, especialmente onde o aceleração do vento entre casas originou grandes sucções (efeito Venturi).

Revestimentos leves. Revestimentos, em particular em coberturas leves de telhados de pequena inclinação, são freqüentemente danificados. Em geral as folhas de metal ou asbesto são arrancadas de suas fixações, deixando o restante do telhado intacto. De modo análogo foram danificados revestimentos leves de paredes.

Construções abertas. Arquibancadas cobertas, exemplo típico de construções abertas, são vulneráveis à ação do vento, pois podem estar sujeitas a sobrepressões internas consideráveis, que somam seus efeitos às sucções externas, originando assim grandes forças ascencionais. Danos a 45 arquibancadas cobertas foram registradas apenas no período de 1970 a 1976. Em geral o revestimento foi removido, mas ocasionalmente grande parte da estrutura foi destruída. Algumas arquibancadas cobertas pequenas ruíram.

Durante a construção. A presença de grandes aberturas em edificações em construção faz com que as mesmas possam estar submetidas a cargas semelhantes às que aparecem em construções abertas, sem que estejam, muitas vezes, com sua estrutura resistente terminada. Diversos reservatórios de grandes dimensões foram danificados antes da montagem de suas coberturas, embora tenham sido usados enrijecedores temporários. Também houve falhas em estruturas de grandes dimensões, tanto em aço como em concreto armado, pela falta de contraventamento. A falha mais comum em residências durante a construção foi

nos oitões, que funcionavam como paredes em balanço, antes da construção do telhado, ao qual são fixados.

Outros tipos. Muitos danos foram causados a estruturas pequenas e temporárias, tais como cercas, paredes, andaimes, galpões, estufas, etc. Muitos muros foram derrubados integralmente.

n) O edifício John Hancock, em Boston,^{35,24}, durante o ano de 1973 começou a ter seus vidros rompidos, sempre que a velocidade do vento chegava a 22m/s (80km/h). No total foram quebrados cerca de cinco mil vidros, os quais foram sendo substituídos por placas de madeira compensada, enquanto o problema era estudado.

A causa dos sucessivos acidentes não era nenhuma das usuais: fragmentos volantes, sobrepressão ou sucção elevadas (por rajadas violentas, pela turbulência gerada nos edifícios a barlavento ou por efeito Venturi). Foi constatado que o edifício apresentava uma deformação por torção demasiadamente grande, com o que as janelas se deformavam e os vidros saltavam fora.

Para solucionar o problema, 300 vigas de aço em forma de cantoneira foram utilizadas para reforçar a estrutura. Um amortecedor gigante com 600 toneladas de chumbo e aço foi fixado por molas ao 58º piso. Vidro temperado mais resistente foi instalado em todas as 10.344 janelas. O custo destas obras foi de 15 milhões de dólares, fazendo subir o custo total do edifício a 150 milhões de dólares.

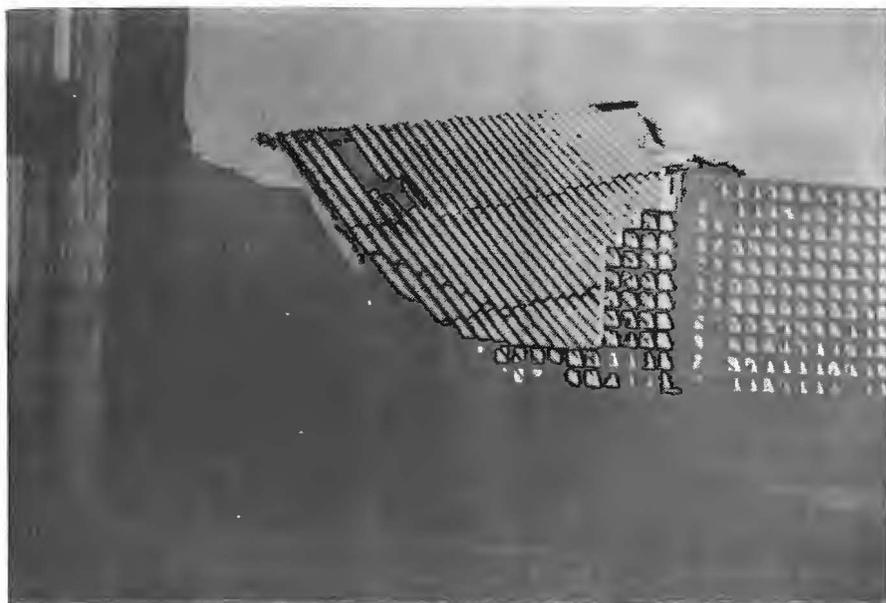
o) Para terminar este capítulo daremos algumas informações sobre as características meteorológicas de três furacões de grande violência.²²

Furacão	Tracy	Camille	Celia
	(1974)	(1969)	(1970)
	Austrália	Mississippi	Texas
Pressão central (mbar)	940-950	905-915	940-950
Velocidade máxima do vento (m/s)	60-75	75-85	70-75
Raio do círculo com ventos acima de 50m/s (km)	10-12	30-50	25-30
Diâmetro do núcleo (km)	8-10	8-10	20-30
Velocidade de deslocamento (km/h)	6-8	20-25	20-25

5 – EXEMPLOS DE ACIDENTES NO RIO GRANDE DO SUL

a) Grupo Escolar em Júlio de Castilhos. Temporal da noite de 29 de agosto de 1961. O vento incidiu obliquamente a uma das fachadas, justamente a que possuía uma parte em elementos vazados (figura 1.a), situados perpendicularmente a uma parede maciça de pedra. Esta é uma solução arquitetônica aerodinamicamente perigosa, pois o vento, incidindo obliquamente a ambas as paredes, ocasiona uma região entre as duas paredes com altas sobrepressões externas, as quais se transmitem ao interior da construção pelos elementos vazados. Esta sobrepressão interna somou sua ação ascensional à sucção externa (inclinação do telhado: 12°), arrancando todo o telhado (cobertura e estrutura) e grande parte das vigas de ancoragem do mesmo (figura 1.b). Um dos extremos de uma destas vigas estava por sua vez ancorado com dois ferros de 2m em uma parede de pedra. Estes ferros foram arrancados (figura 1.c). Em outro local, onde a viga de ancoragem estava melhor ancorada, o parafuso que solidarizava tesoura e viga levou consigo um cilindro perfeito de concreto, de base delimitada pela placa inferior de ancoragem (figura 1.d).

b) Depósito de cereais em Carazinho. Com este depósito ocorreu uma série de acidentes. No primeiro deles o vento arrancou diversas telhas, o que levou os responsáveis a ancorarem-nas melhor. Uma segunda ventania levou então telhas e terças, arrancando as peças em U, com pontas de lança, que uniam terças e arcos de madeira (figura 2). A ligação danificada foi refeita com várias voltas de ferro comum de construção. A ventania de 26 de setembro de 1961, com rajadas de 67km/h, encontrando uma boa ancoragem na parte superior, partiu pela base os pilares de concreto armado de barlavento. Neste lado a ancoragem dos arcos nos pilares já tinha sido reforçada com ferros de $\emptyset 12,5\text{mm}$, em braçadeiras (as duas pontas mergulhadas no pilar). Na parede de sotavento isto fora feito apenas em alguns pilares. Na maioria deles ("zona danificada" da figura) ainda estava a ancoragem primitiva, de ferros



Figuras 1a, 1b, 1c, 1d – Grupo Escolar em Júlio de Castilhos, RS



Figura 1b

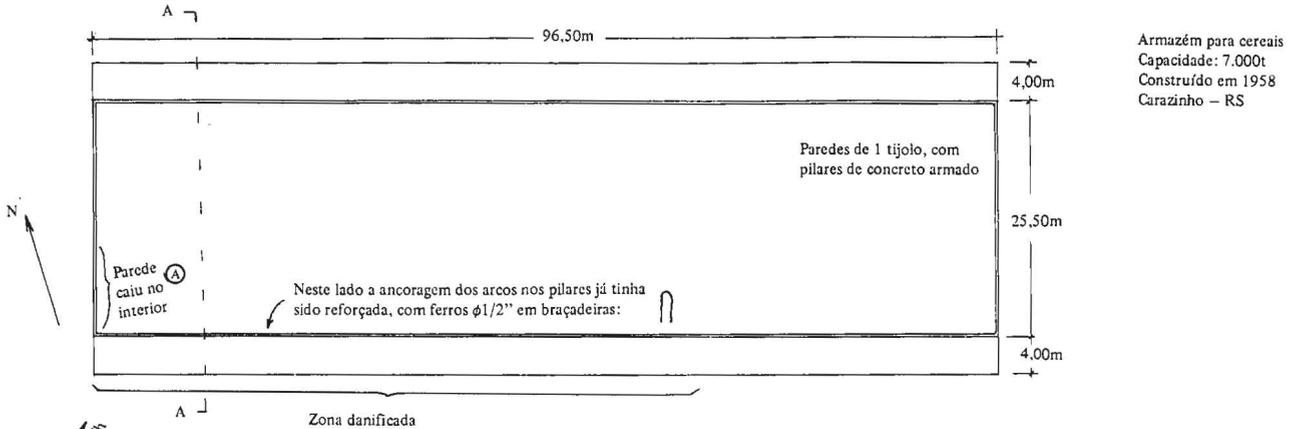


Figura 1c



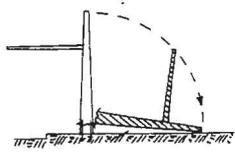
Figura 1d

Figura 2 – Depósito de cereais em Carazinho, RS

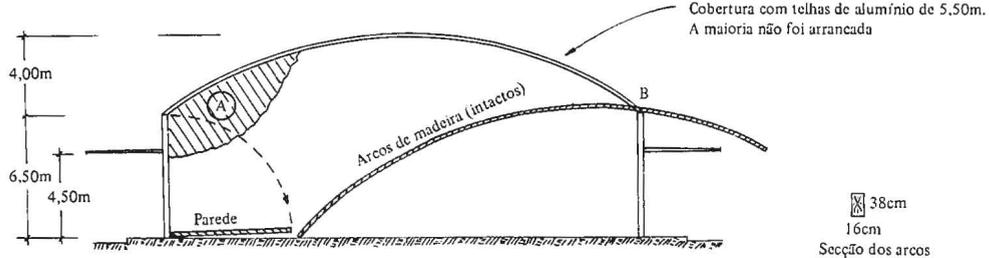


Armazém para cereais
 Capacidade: 7.000t
 Construído em 1958
 Carazinho – RS

Vento SW
 Velocidade – 38km/h
 Rajadas – 67km/h
 26/9/61 – 3h30min



Pilares de concreto armado
 (Trespasse insuficiente na emenda das esperas)



Corte A-A

38cm
 16cm
 Seção dos arcos

Os arcos estavam ancorados nos pilares com ferros $\phi 3/8''$ dobrados em gancho:



Abriam os ganchos em B, na zona ainda não reforçada (zona danificada)

Em temporal no ano anterior as terças foram arrancadas dos arcos, apesar da ancoragem:





Figuras 3a, 3b – Praia do Curumim



Figura 3b

Ø 9,5mm apenas dobrados em gancho. Estes ganchos foram retificados e os arcos foram levantados a sotavento pela força ascensional do vento. Estabeleceu-se no interior uma sucção, que aliada à sobrepressão externa na parede de barlavento, empurrou esta para dentro da construção. Os pilares de concreto armado de barlavento ruíram, em virtude da justaposição insuficiente das barras de aço das "esperas" das fundações. Mesmo ruindo os pilares conservaram-se solidários aos arcos, que se apoiaram intermediariamente nos pilares de sotavento (figura 2). Os arcos ficaram intactos. A cobertura era de telhas de alumínio de 5,50m, e poucas foram arrancadas. Uma parte da parede lateral mais de barlavento ruiu para o interior do pavilhão.

Moral da história: se toda a estrutura não for convenientemente dimensionada, incluindo fundações, o melhor é deixar as telhas voarem (se a construção estiver isolada e as telhas volantes não puderem causar danos a pessoas, veículos, edificações, etc.).

c) Praia do Curumim. Temporal de 30 de novembro de 1961. Diversas residências de veraneio tiveram os telhados danificados, sendo que de uma delas voaram todas as telhas de fibrocimento. O acidente mais notável foi o ocorrido no clube social.

O telhado do clube "arfava", movendo-se como uma membrana, para cima e para baixo. Em dado momento os vidros das janelas da frente não resistiram à sobrepressão e estalaram (figura 3.a). Imediatamente o telhado levantou vôo, levando junto lâmpadas e lustres que nele estavam fixados. O conjunto passou por sobre uma parede interna e a dos fundos, indo cair a cerca de 40 metros (figura 3.b). A cobertura era de telhas de fibrocimento; telhado de duas águas de pequena inclinação.

Causa do acidente: alta sobrepressão interna, devido à ruptura dos vidros, aliada a alta sucção externa, provocaram uma força de sustentação superior ao peso próprio; não havendo ancoragem do telhado nas paredes, ele foi levantado.

Uma segunda ventania, dias após, derrubou uma das paredes, que ficara livre em seu extremo superior.

d) Prédio nos arredores de Porto Alegre, 1962 e 1963. No temporal de 3 de dezembro de 1962 o vento incidiu obliquamente à ala sul. Observa-se na figura 4 que o telhado completo (cobertura de alumínio, terças e tesouras) foi arrancado em seus primeiros 20 metros, indo parte cair no solo e parte na ala vizinha. Em outro temporal, mais violento, em 16 de março de 1963, os 9 metros mais de barlavento do telhado foram arrancados, indo parar a mais de 100 metros de distância. Também neste caso a incidência do vento foi oblíqua.

A causa do arrancamento do telhado, em ambos os casos, foi a falta de ancoragem.



Figura 4 – Prédio nos arredores de Porto Alegre, RS

Também outras construções situadas nas proximidades tiveram seus telhados arrancados total ou parcialmente, e lançados alguns deles a grandes distâncias.

e) Pavilhão da FENAC, Novo Hamburgo. Em abril de 1963 o vento danificou o pavilhão da FENAC, que mede 40 x 100m, com telhado curvo revestido com telhas de fibrocimento. A estrutura do telhado é constituída por arcos triarticulados, de treliça metálica. O vento agiu quase axialmente, pela frente. Ainda não estavam colocados os vidros do oitão da frente. Os portões têm dimensões de 3 x 4m. Estavam abertos os três portões da frente e os quatro das paredes laterais (dois em cada). Os dois portões da parede dos fundos estavam fechados, e o oitão desta parede já tinha os vidros colocados. Nestas condições, o esforço de sobrepessão interna somou seus efeitos à sucção externa. A força ascensional levantou a cumeeira do telhado e inverteu o sentido do empuxo nos dois apoios. A vinculação destes era incompleta, apta a resistir apenas a empuxo para fora. Com a inversão deste, os dois extremos dos arcos correram para dentro e o telhado caiu no interior do pavilhão (figuras 5.a e 5.b).

De acordo com a norma brasileira da época, a NB-5, o coeficiente de pressão é constituído de um coeficiente de pressão interna de 0,5 e de um coeficiente de pressão externa de $-0,5$, supostos uniformemente



Figuras 5a, 5b – Pavilhão da FENAC em Novo Hamburgo, RS



Figura 5b

distribuídos. Portanto, o coeficiente de pressão será numericamente igual à sua soma:

$$c_p = 1,0$$

Ensaio e normas mais atualizadas indicam um coeficiente de pressão interna de 0,8, e um externo de $-1,1$ (nas condições da obra em estudo e na região mais de barlavento). Assim sendo, o coeficiente de pressão na região mais de barlavento será

$$c_p = 1,9$$

Isto é, um valor praticamente duplo do da NB-5, e que ocasiona um esforço para cima de

$$F = C q = 1,9 \cdot 60 = 114 \text{ kgf/m}^2 \text{ (de 6-20 m)}$$

superior ao peso próprio do telhado.

A causa do acidente foi, portanto, o esforço ascensional muito superior ao de cálculo, aliado a uma ancoragem deficiente.

Este acidente mostra a importância, em certos casos, da ordem de fechamento de paredes e/ou aberturas. Os oitões deveriam ter sido envidraçados simultaneamente. Ou, caso fosse conhecida a orientação dos ventos mais violentos, fechar primeiro o oitão de barlavento, para evitar o aparecimento de altas sobrepressões internas.

f) Um outro exemplo típico da importância do modo de fechamento de uma edificação é fornecido pelo acidente ocorrido durante a construção de uma fábrica em Canoas, RS.

O vento incidiu contra a fachada situada à esquerda, na figura 6. Esta fachada já estava com as paredes prontas, porém sem esquadrias. Estava em construção a parede da fachada oposta, que ruiu integralmente. Esta parede estava praticamente na situação de um muro isolado, pois sua ligação aos pilares era muito fraca, apenas com argamassa; não tinham sido deixados ferros horizontais nos pilares, para uma ancoragem eficiente das paredes.

Os muros isolados, aos quais comparamos a parede que ruiu, são muito sensíveis à ação do vento, pois têm apenas seu peso próprio para garantir sua estabilidade. Como regra aproximada, um muro isolado não pode ter uma altura superior a dez vezes sua espessura resistente (isto é, não se considera a espessura do reboco). Contraventar durante a construção, se for necessário ultrapassar esta altura, é uma prática recomendável para o construtor não ter surpresas desagradáveis.

Muros de divisas em geral não obedecem a esta regra. É só aparecer uma rajada de vento com uma boa intensidade e na obliquidade mais

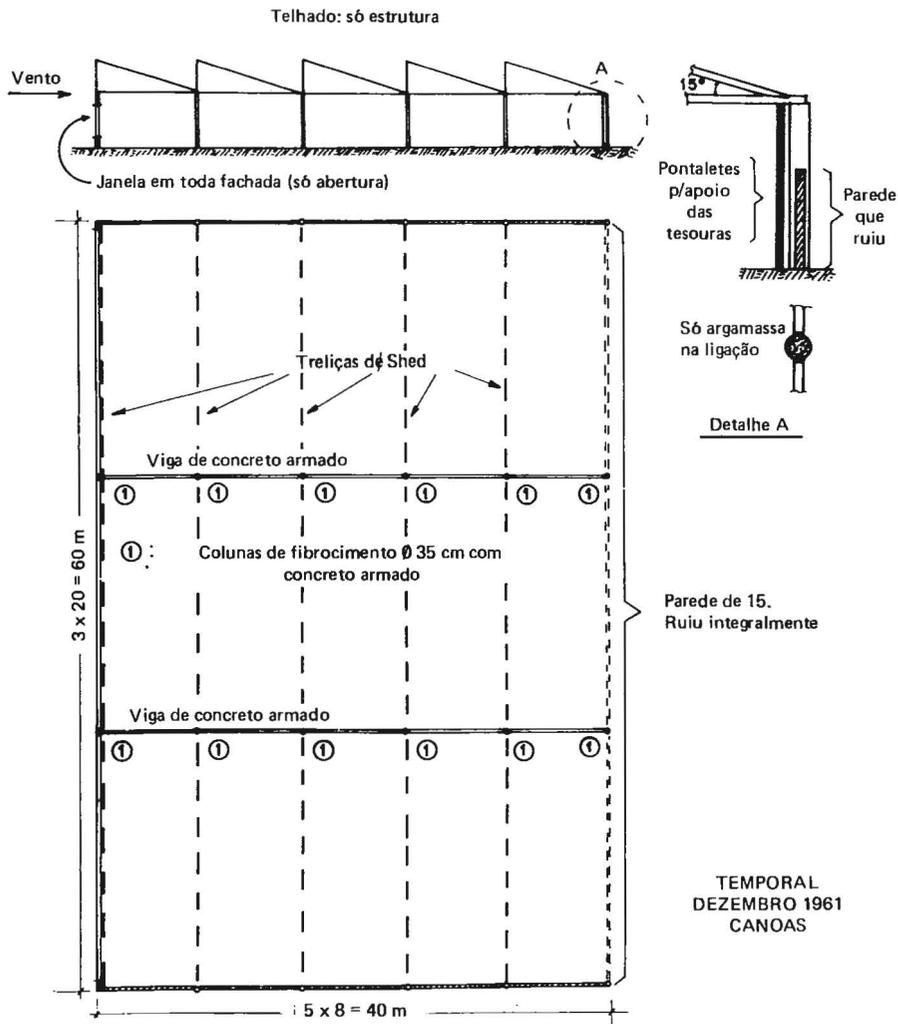


Figura 6 – Fábrica em construção em Canoas, RS

nociva que ele ruirá (vento oblíquo origina forças maiores que vento perpendicular ao muro – ver NBR-6123).

g) Cinema em construção, em Caxias do Sul. Temporal de 1963. Todo o telhado (com cobertura de alumínio) subiu com a força ascencinal do vento e depois caiu no interior vazio da construção. Foi rapidamente retirada a alvenaria dos painéis superiores das paredes, para aliviar o esforço na estrutura e evitar sua ruína. Mesmo assim a parede

lateral de sotavento ficou fortemente encurvada, com nítidas fissuras de corte nas ligações vigas-pilares. Observe-se na figura 7 que as paredes eram estruturadas em seus planos. As tesouras não estavam ancoradas nas paredes, o que ocasionou o arrancamento do telhado e conseqüente deformação das paredes, que ficaram sem apoio na parte superior.

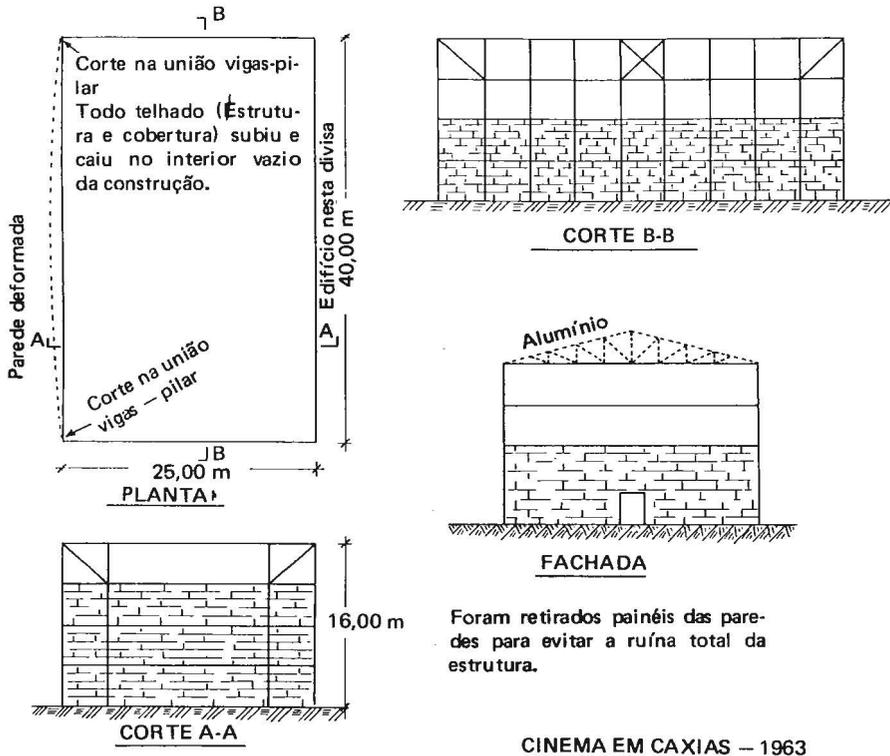


Figura 7 – Cinema em construção em Caxias do Sul, RS

h) Acampamento para construção de barragens, em Santiago. Temporal de 23 de agosto de 1963. Foram arrancadas as coberturas dos telhados, de folhas onduladas de ferro galvanizado, de todas as construções do acampamento. Em alguns casos parte das terças foram arrancadas, solidárias às telhas, indo cair o conjunto algumas dezenas de metros adiante. No escritório, também as tesouras foram levadas pelo vento, bem como as tampas dos reservatórios de fibrocimento. A porta que ficava no fim do patamar foi arrancada (figura 8.a).

Na figura 8.b aparece um dos pavilhões para máquinas. Observe-se que os pilares e tesouras, convenientemente contraventados, resistiram



Figuras 8a, 8b – Acampamento para construção de barragens em Santiago

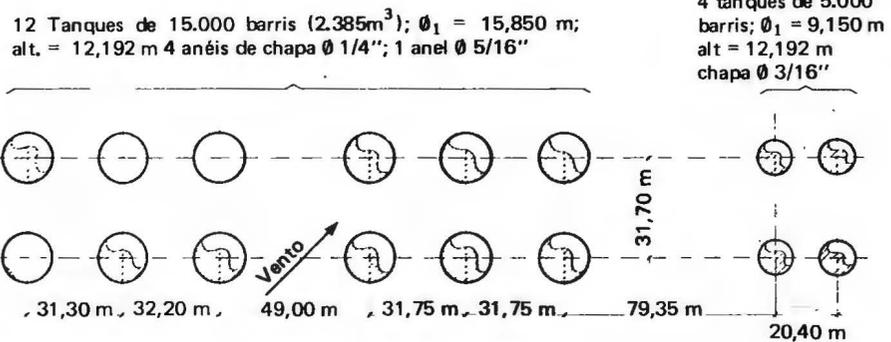


Figura 8b

ao esforço do vento. A parede dos fundos permaneceu intacta; a parte da frente era aberta. A sobrepressão interna somou seus efeitos à sucção externa.

i) Depósitos da Petrobrás, em Canoas, 12 de abril de 1964. De um conjunto de dezesseis tanques de petróleo (doze de 15.000 barris e quatro de 5.000 barris), o vento danificou quinze, sendo que treze foram fortemente amassados (figura 9.b) e dois tanques tiveram duas chapas deformadas. O anel inferior dos tanques maiores era de chapa 08mm (este anel não foi deformado), e os quatro anéis acima deste de chapas 06,4mm.

O vento incidiu obliquamente ao eixo do conjunto de tanques (figura 9.a). Note-se que não houve efeito de proteção: os tanques situados na esteira dos demais sofreram danos iguais ou maiores que estes.



Figuras 9a, 9b — Depósitos da Petrobrás em Canoas, RS



Figura 9b

Os tanques estavam em construção; não tinham ainda tampa nem anel superior de enrijecimento. A velocidade do vento não foi muito alta. Estimaram-na em 40 km/h; cremos que deve ter sido maior, embora não excepcionalmente alta.

O acidente foi causado pela sobrepressão exercida na parte de barlavento, e pelas altas sucções laterais. Aos efeitos da sobrepressão adicionaram-se os efeitos da sucção interna (que diminuiu mas não anulou as sucções laterais).

j) Escola Municipal nos arredores de Porto Alegre. Destruída por uma ventania em 1966. Causa: apesar de já estar colocado o revestimento externo de madeira e a cobertura do telhado, a estrutura de madeira ainda não estava contraventada. Tombou inteira para um dos lados (figura 10).

k) Outros acidentes que julgamos de interesse mencionar são os seguintes:

- arrancamento total da cobertura em forma de parabolóide hiperbólico do ginásio coberto do Gremio Futebol Portoalegrense (figura 11).

- arrancamento da cobertura de um posto de serviço, em Canoas, RS (figura 12). Para maiores detalhes sobre a ação do vento em coberturas isoladas, consultar a referência 7.

- deslocamento e deformação de uma escola na zona rural gaúcha (figura 13).

- arrancamento de telhas de fibrocimento de grande porte, a partir do beiral não forrado (figura 14).

- destruição total da cobertura e paredes laterais de um hangar, em Carazinho, RS (figura 15).

Os acidentes descritos neste item e nos anteriores ocorreram com ventos fortes, porém não excepcionais, em geral com velocidades abaixo do valor máximo previsto pela norma brasileira. São acidentes evitáveis, se forem devidamente considerados os fenômenos aerodinâmicos no projeto da estrutura.

Porém, há casos de ventos de velocidades excepcionais, alguns com características de tornados, embora não alcancem velocidades tão altas como em outras regiões, tais como a Argentina e os Estados Unidos da América.

Entre os casos de tornados constatados no Brasil citamos três exemplos:



Figuras 10a, 10b – Escola Municipal nos arredores de Porto Alegre, RS



Figura 10b



Figura 11 – Ginásio do Grêmio Futebol Portoalegrense, RS



Figura 12 – Posto de serviço em Canoas, RS



Figura 13 — Escola em zona rural gaúcha



Figura 14 — Arrancamento de telhas de fibrocimento de grande porte

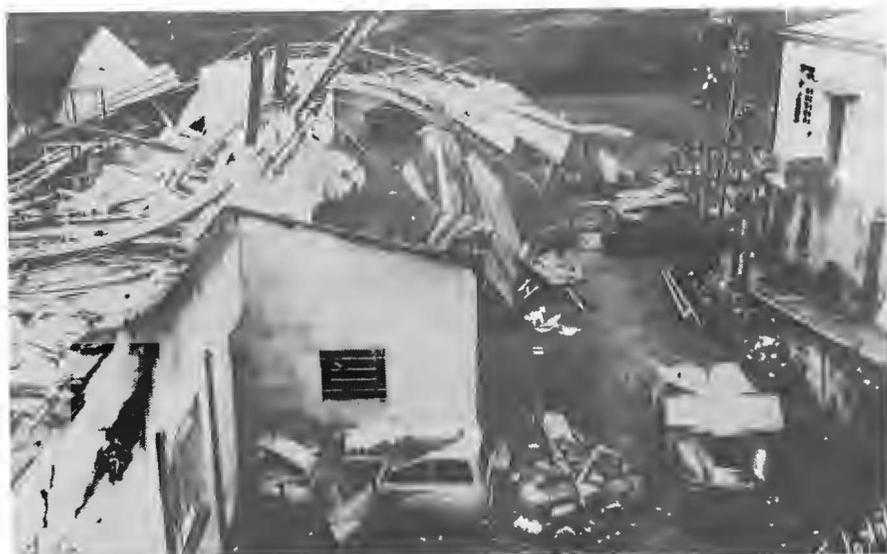


Figura 15 – Hangar em Carazinho, RS

l) No tornado que atingiu a cidade de Lageado, RS, em 1967, a velocidade do vento deve ter ultrapassado 150km/h. Os prejuízos materiais foram enormes, além de seis mortos e 40 feridos. Foram danificadas 214 casas, sendo que outras 22 foram totalmente demolidas. Postes e árvores foram arrancados. Casas de madeira foram tiradas de sobre suas fundações. O pavilhão de feiras (FENAL) teve seu telhado completamente destuído, à semelhança da FENAC (item 5.e).

O pavilhão paroquial (figura 16.a) teve todo seu telhado e parte das paredes demolidos, danificando os carros estacionados nas proximidades. Quase nada sobrou da cobertura e dos oitões da casa que aparece na figura 16.b que além disso teve uma parede tombada para dentro. O parque de exposição de animais, de madeira, ficou totalmente destruído (figura 16.c). Outros danos podem ser vistos nas figuras 16.d e 16.e.

m) Alvorada, RS. A figura 17 mostra como ficou um dos pavilhões do terminal de uma empresa de ônibus. Um dos ônibus tombou, no pátio do terminal. A largura da faixa atingida pelo tornado ficou claramente indicada por uma linha de postes de iluminação de uma das ruas, perpendicular à trajetória do tornado, que foram fortemente inclinados pelo vento. Nesta faixa a destruição foi intensa, com casas de madeira inteira ou parcialmente destruídas, árvores e muros tombados, postes inclinados, casas deslocadas de suas fundações, coberturas e estruturas de telhados arrancados total ou parcialmente etc. Este acidente ocorreu em 1976 (figura 18).



Figuras 16a – Pavilhão paroquial em Lageado, RS
16b – Residência em Lageado, RS
16c – Parque de exposição de animais em Lageado, RS
16d, 16e – Outros detalhes dos danos ocorridos em Lageado, RS



Figura 16b



Figura 16c



Figura 16d



Figura 16e



Figura 17 – Pavilhão do terminal de ônibus em Alvorada, RS

n) Guaíba, RS, 1978. O tornado atingiu as vizinhanças da cidade, arrancando pedaços de árvores e árvores inteiras, derrubando postes, arrancando coberturas e estruturas de telhados, etc. Em uma das casas atingidas, além de todo o telhado foi arrancado o forro do quarto de casal e foram succionados os móveis aí existentes. A figura 19 mostra a que ficou reduzido um pavilhão industrial em fase de construção e que já se encontrava parcialmente coberto.



Figuras 18a, 18b, 18c – Alvorada, RS



Figura 18b



Figura 18c



Figura 19 – Pavilhão industrial em construção em Guaíba, RS

o) Em 23 de fevereiro de 1976 ruíram por completo as coberturas dos armazéns 29, 32 e 33 da Companhia Docas de Santos, situados no Cais do Macuro, Porto de Santos, SP, sendo destruídos 26.500m² de cobertura. O acidente deu-se em consequência da ação do vento, com rajadas que atingiram velocidades de até 80km/h nos anemômetros das estações do Ministério da Agricultura, na Ponta da Praia, e da Base Aérea de Santos. O que não significa que no local do acidente não tenham sido alcançadas velocidades maiores.

As dimensões em planta dos galpões são de 50x150m no armazém 29 e de 50x190m nos armazéns 32 e 33. As coberturas tinham forma cilíndrica, com lanternim fechado de grandes dimensões (retângulo circunscrito de 9,0x2,7m). Altura das paredes: 8,0m. Flecha da cobertura: 7,2m.

A estrutura principal do telhado era formada por arcos biarticulados atirantados com vão de 50m, espaçados de 5m ou 10m e apoiados em pilares de concreto a cada 10m. O peso da cobertura (estrutura e telhas de alumínio) era de aproximadamente 15kgf/m² passando para cerca de 50kgf/m² com o projeto estrutural de reconstrução. Como sistema estrutural foram adotados ainda arcos em treliça biarticulados, porém agora com tirantes rígidos, para permitir inversões de esforços sem alteração do esquema resistente. A figura 20 mostra dois dos pavilhões acidentados.



Figura 20 – Armazéns da Companhia Docas de Santos, no Cais do Macuro, Porto de Santos, SP

O novo projeto estrutural foi baseado nas forças do vento obtidas a partir de ensaios aerodinâmicos feitos, sobre modelo reduzido, no túnel de vento TV-2 da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

p) Neste mesmo ano de 1976 um temporal fez diversos estragos na região de Taquari e Venâncio Aires, no Rio Grande do Sul. De uma fábrica de móveis em Taquari só ficaram de pé duas paredes internas (figura 21).



Figuras 21a, 21b – Fábrica de móveis em Taquari, RS



Figura 21b

Na beira da estrada que liga as duas cidades um prédio escolar, de madeira, foi deslocado de suas fundações (figura 13). Um aviário teve suas instalações completamente destruídas. Em Venâncio Aires um silo metálico, em fase final de montagem (faltava sua fixação às fundações), foi derrubado (figura 22). No mesmo conjunto de silos um elevador de grãos foi parcialmente destruído e lançado contra outro silo, danificando-o.



Figura 22 – Silo metálico em fase final de montagem, em Venâncio Aires, RS

q) Na barragem de Bom Retiro do Sul, RS, o temporal do dia 29 de janeiro de 1977 provocou um sério acidente com o pórtico de manobras. O exame dos danos causado pelo temporal na região levou-nos à conclusão de que a velocidade máxima de rajada de três segundos de duração, a dez metros de altura, em local plano e sem obstruções (velocidade de referência), foi de 130km/h. No centro de gravidade do pórtico foi estimada uma velocidade de rajada de três segundos de 138km/h, a que corresponde uma pressão dinâmica de 92kgf/m². Estudos feitos a partir da literatura especializada, do anteprojeto da norma de vento NB-599 e de ensaios feitos no túnel de vento TV-2 da UFRGS (figura 23) mostraram que as forças devidas ao vento que realmente atuaram no pórtico de manobras, na parte mais violenta do temporal, foram de cerca de duas vezes as forças previstas pela NB-5.

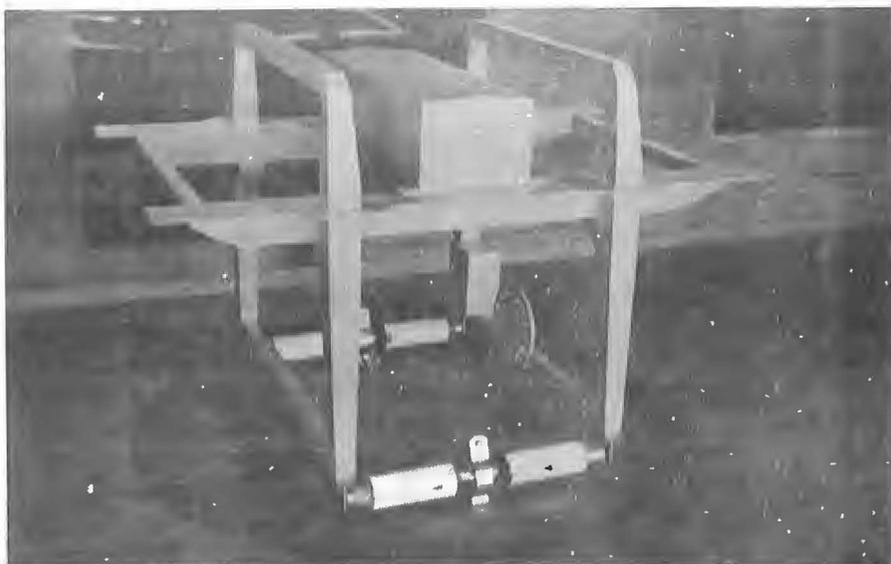


Figura 23 – Túnel de vento TV-2 da Universidade Federal do Rio Grande do Sul – UFRGS

O pórtico de manobras, apesar de estar frenado mecânica e eletricamente, foi arrastado ao longo dos trilhos por cerca de 70 metros, terminando por cair dentro do rio, após se chocar com o vertedouro (figura 24).

r) Acidentes com torres de microondas e de linhas de transmissão têm ocorrido com, relativamente, demasiada frequência, em diversos países, incluindo o nosso.



Figuras 24a, 24b – Pórtico de manobras na barragem de Bom Retiro do Sul, RS



Figura 24b

A figura 25 mostra a torre de microondas da Companhia Riograndense de Comunicações em Pinheiro Machado, após um forte temporal no dia 15 de janeiro de 1975. A torre ruiu completamente, sem se desligar das fundações. Tratava-se de uma torre em treliça metálica, com 80m de altura e base quadrada 10x10m.



Figura 25 – Torre de microondas da Companhia Riograndense de Comunicações em Pinheiro Machado, RS

Outros acidentes com o mesmo temporal e na mesma região foram os seguintes.

— por toda a região de Pinheiro Machado, Seival e Candiota, houve quebra de galhos de árvores grandes, derrubada de árvores finas e mesmo de eucaliptus de dimensões médias, bem como inclinação a cerca de 45º de postes de madeira de iluminação;

— o vento, incidindo perpendicularmente a um quebra-ventos de eucaliptus, arrancou os galhos da parte inferior das árvores, deixando intacta apenas a terça parte superior;

— dezenas de casas tiveram seus telhados danificados parcial ou totalmente; a maioria delas tinha telhados de pequena inclinação e leves. Porém alguns telhados eram de inclinação maior, com cobertura de telhas francesas;

— a torre em treliça metálica e estaiada da estação repetidora do Canal 10 de Televisão, em Pinheiro Machado, com cerca de 30m de altura, ruiu dobrando-se a cerca de meia altura.

s) Temporal ocorrido na tarde do dia 8 de dezembro de 1979 provocou a ruína de cinco torres da linha de transmissão entre a Usina Termelétrica Presidente Médici e Quinta, no Rio Grande do Sul. Esta linha de transmissão, em circuito duplo de 230 e 138kV fornece energia para a maior parte dos municípios da zona sul do estado. As torres danificadas foram as de número 36 a 40.

Também a nova vila residencial da Companhia Estadual de Energia Elétrica — CEEE — em construção nas imediações da usina, sofreu diversos danos, principalmente arrancamento parcial ou total de coberturas, com ou sem a estrutura do telhado. Houve um grande número de arrancamento de telhas de barro, tipo colonial (de canal), situadas nos beirais horizontais ou de oitões. Estes acidentes devem ter ocorrido pela falta de um forro relativamente estanque sob o telhado, e não por rajadas de grande velocidade. Somaram-se os efeitos da sucção na parte superior das telhas e da sobrepressão na parte inferior das mesmas. A solução para evitar futuros arrancamentos consiste na colocação de forros razoavelmente estanques em todos os beirais e passagens com cobertura.

Telhas de barro francesas foram arrancadas em telhados de pequena inclinação. Coberturas leves, com pequena inclinação, foram parcialmente arrancadas, enquanto que em outras também a estrutura do telhado foi retirada de sua posição.

Uma construção em madeira ficou completamente demolida, com o arrancamento total do telhado e conseqüente desabamento das paredes, por falta de contraventamento eficiente. A causa do início da ruína da construção (arrancamento total do telhado) deve ter sido o

ângulo de inclinação da cobertura (as maiores sucções aparecem, via de regra, em telhados com inclinação em torno de 10°), o seu pouco peso e a falta de uma ancoragem adequada no restante da estrutura.

t) Poder-se-iam encher páginas e páginas com relato de acidentes causados pelo vento no Rio Grande do Sul. Cada uma destas ventanias destrói ou danifica dezenas de casas de madeira e mesmo de alvenaria, bem como fábricas, escolas, igrejas, hangares, estádios esportivos e pavilhões que, via de regra, têm seus telhados arrancados total ou parcialmente seguindo-se em muitos casos o tombamento parcial ou total das paredes.

São muros, postes e painéis de propaganda que são destruídos às dezenas. São paredes não-estruturadas que são demolidas, como foi o caso de um cinema em Porto Alegre, em 9 de outubro de 1963, cuja parede nos fundos foi arrancada pela sucção do vento.

Em muitos casos o acidente se dá durante a construção, por inexistência de um contraventamento provisório. Em 1958 um cinema em construção na cidade de Lajes, estado de Santa Catarina, ainda sem a estrutura do telhado, teve uma das paredes laterais totalmente demolida. Acidente análogo ocorreu em dois cinemas nos arredores de Buenos Aires, em 1959.

Há acidentes pitorescos, como o da árvore que foi arrancada e lançada contra um portão de campo de futebol, rompendo-o. Ou o do carro-tanque ferroviário, com cerca de 30 toneladas de peso, que foi tombado pela força do vento (Santa Maria, 1963).

u) Estes acidentes, repetimos, salvo casos excepcionais, podem ser evitados. Isto porque o problema maior é o da insuficiência dos coeficientes aerodinâmicos adotados nas normas antigas, muito menores que os obtidos em ensaios em túneis túneis de vento.

Para confirmar o que dissemos, damos o exemplo de dois pavilhões iguais construídos em Gravataí, Rio Grande do Sul. A estrutura do telhado é constituída por arcos em treliça metálica. Um deles foi calculado de acordo com a NB-5 e o outro, construído mais recentemente, conforme os resultados experimentais. Em um temporal ocorrido há poucos anos o telhado do pavilhão antigo entrou em colapso por flambagem das barras inferiores da treliça, enquanto que o pavilhão novo resistiu. É que a inversão de esforços nas barras, em virtude da grande força ascensional, fora prevista no cálculo do segundo pavilhão.

v) Levantamento efetuado em Belo Horizonte sobre edificações abaladas na respectiva região metropolitana por diversos tipos de sinistros (incêndio, inundação, destelhamento, desabamento de muro e "não-especificado") mostra que de um total de 429 casos registrados

no período 1980 a novembro de 1984, 90 por cento (386) foram de destelhamento. Dos 12 casos de desabamento, pelo que expusemos anteriormente, é bastante provável que diversos tenham sido causados pelo vento.

x) No Rio Grande do Sul grande número de escolas têm sido danificadas pelo vento. Os acidentes a seguir descritos referem-se a prédios pertencentes à Secretaria de Obras Públicas e Desenvolvimento Regional do Rio Grande do Sul. Os acidentes constaram de arrancamento parcial ou total da cobertura, com ou sem madeiramento e forro. A quase totalidade destes acidentes ocorreu com escolas.

Na tabela 1 os acidentes estão classificados pela região climática. Na região do planalto ocorreram aproximadamente 20 por cento dos acidentes, tanto em número de prédios acidentados como em custo. A depressão central leste, alto vale do Uruguai e planalto, em conjunto englobam mais de 50 por cento dos acidentes, tanto em número de prédios acidentados como em custo.

Tabela 1
DANOS POR TIPO DE COBERTURA, NO PERÍODO 1979-1982

Ano	Descrição	NÚMERO				PERCENTAGEM		
		cim. am.	barro	metal	Total	cim. am.	barro	metal
1979	Prédios acidentados	69	17	4	90	76,7	18,9	4,4
	Danos em ORTN	18152	1944	718	20814	87,2	9,3	3,5
1980	Prédios acidentados	57	16	1	74	77,0	21,6	1,4
	Danos em ORTN	17264	2898	1157	21319	81,0	13,6	5,4
1981	Prédios acidentados	36	17	2	55	65,5	30,9	3,6
	Danos em ORTN	9222	4524	829	14575	63,3	31,0	5,7
1982	Prédios acidentados	118	13	5	136	86,8	9,5	3,7
	Danos em ORTN	46923	3597	3242	53762	87,3	6,7	6,0

Já na tabela 2 os acidentes estão classificados pelo tipo de material de cobertura. A maior parte dos acidentes ocorreu em coberturas de fibrocimento. Embora uma apreciação correta exija o conhecimento da percentagem de prédios com este tipo de cobertura, é de esperar que para igual percentagem, os acidentes sejam em maior número em coberturas de fibrocimento e chapas metálicas (aço galvanizado, alumínio).

Isto porque trata-se de coberturas leves e usadas geralmente com pequenas inclinações do telhado, inclinações para as quais aparecem valores elevados de sucções externas. Pela mesma razão, o número reduzido de acidentes com telhas metálicas está a indicar que poucos devem ser os prédios cobertos com este tipo de cobertura.

Tabela 2
DANOS POR REGIÃO CLIMÁTICA, NO PERÍODO 1979-1982

Região	Ano				Número		Danos	
	79	80	81	82	Total	%	ORTN	%
Campanha	3	7	3	10	23	6,5	6541	5,9
Serra do sudeste	8	3	—	1	12	3,4	2520	2,3
Litoral — norte	—	2	1	3	6	1,7	2666	2,4
Litoral — sul	—	—	—	8	8	2,2	6211	5,6
Depressão central — centro	8	7	5	10	30	8,4	7841	7,1
— oeste	3	4	—	6	13	3,7	4149	3,8
— leste	6	10	12	27	55	15,5	13827	12,5
Vale Uruguai — alto	23	6	9	17	55	15,5	16537	15,0
— baixo	6	5	6	5	22	6,2	7642	6,9
Missões	11	4	4	20	39	11,0	11936	10,8
Planalto	17	22	7	26	72	20,3	21932	19,9
Serra do nordeste	5	4	8	3	20	5,6	8669	7,8
TOTAL	90	74	55	130	355	100	110470	100

Convém assinalar que as coberturas em fibrocimento e metálicas terão a segurança adequada se forem convenientemente fixadas à estrutura do telhado e este ancorado ao restante da estrutura do prédio, uma vez determinados os respectivos esforços de acordo com as especificações da norma NBR-6123.³

Uma distribuição dos acidentes ao longo dos meses do ano pode ser vista na figura 26, que mostra um acúmulo dos acidentes no último trimestre do ano. De março a julho o número de acidentes mensais ficou sempre abaixo de dez.

A figura 27 apresenta o número total de acidentes por ano no período 1976-1983 (este último com resultados parciais). O número de acidentes nos últimos anos cresceu acentuadamente. Certamente estes prédios não foram projetados após a vigência da NBR-6123.³ Ou excepcionalmente apareceram ventos de violência acima da prevista nas normas; mais provavelmente, ambas as causas.

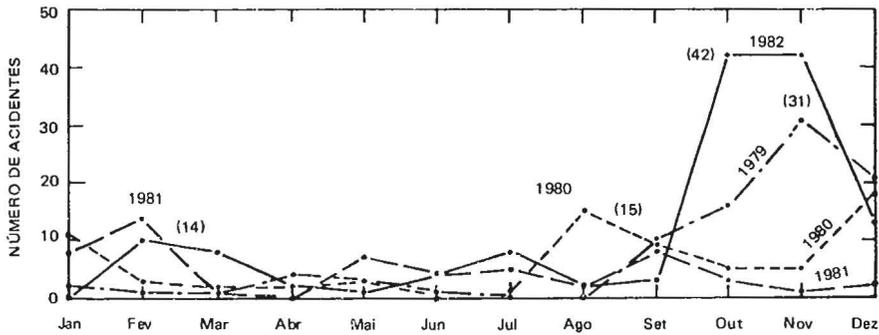


Figura 26 — Prédios da Secretaria de Obras Públicas do Rio Grande do Sul. Acidentes por mês

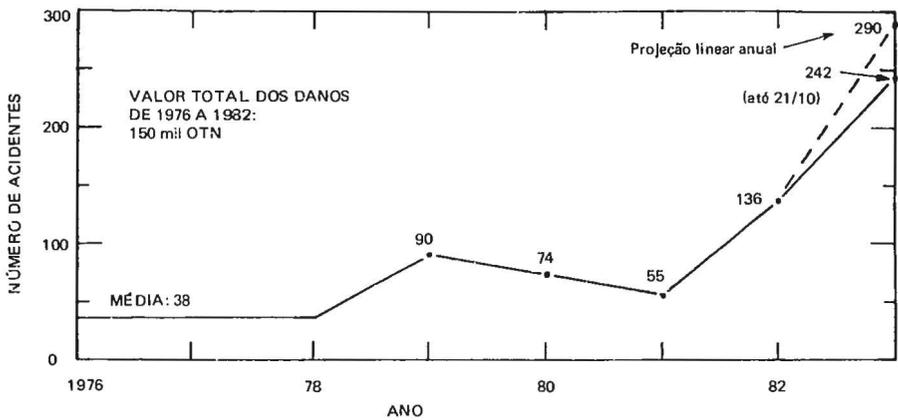


Figura 27 — Prédios da Secretaria de Obras Públicas do Rio Grande do Sul acidentados pelo vento

6 – TORRES E LINHAS DE TRANSMISSÃO

a) Por sua importância, dedicaremos um capítulo especial ao problema de torres e linhas de transmissão. Algumas normas ainda em uso apresentam valores dos coeficientes aerodinâmicos aplicáveis a treliças e cabos bastante afastados da realidade. Por exemplo, para os perfis metálicos da torre de TV de Cape Girardeau, USA, com cerca de 510m de altura e estaiada, foi adotado um coeficiente de força igual a 1,32. Para estes perfis de faces planas os coeficientes de força indicados por normas recentes e obtidos em ensaios situa-se em torno de 2. Por exemplo, para as torres de transmissão de energia elétrica situadas na entrada da baía, em Ohkunoshima, Japão, com 226m de altura, foram adotados os seguintes valores:

- perfis simples: $C_f = 1,8$
- perfis compostos: $C_f = 2,1$.

A propósito, não são raros os acidentes com torres em treliça nos Estados Unidos. Uma das razões pode ser os baixos valores dos coeficientes de força usados no projeto de tais torres.

b) No Japão, país assolado por furacões violentos, o número de acidentes com torres de linhas de transmissão tem diminuído com o decorrer dos anos em virtude do progresso tecnológico no projeto e construção das torres, bem como por um melhor conhecimento dos coeficientes aerodinâmicos. Sichiri³² indica o número de torres acidentadas em três furacões de violência praticamente igual, com velocidades máximas de rajadas acima de 60m/s (216km/h):

- furacão Muroto, em 1934: 230 torres;
- furacão Isewan, em 1959: 164 torres;
- furacão Muroto 2, em 1961: 24 torres.

O Japão está utilizando principalmente perfis tubulares cilíndricos na estrutura principal das torres, pois a força exercida pelo vento é bem menor que a correspondente aos tradicionais perfis de faces planas. A maior parte da estrutura das torres para uma nova linha de 500kV foi fabricada com tubos cilíndricos de aço enchidos com concreto.

c) Voltemos ao acidente que provocou a ruína das torres de número 36 a 40 na linha de transmissão entre a Usina Termelétrica Presidente Médici e Quinta (item 5.r). A primeira torre a entrar em colapso deve ter sido a do meio, atingida por uma rajada de vento excepcionalmente violenta. Esta torre foi arrancada de suas fundações, levando consigo parte das duas fundações em concreto armado do lado de barlavento. As bases destas duas pernas da torre foram deslocadas, transversalmente à linha, por uma distância de 9,10m (figura 28). O esforço lateral causado nas quatro torres vizinhas (duas de cada lado) pelo deslocamento dos cabos, com o tombamento e deslocamento transversal da torre central, aliado aos esforços originados pelas altas velocidades do vento sobre os cabos e as torres vizinhas, provocou o colapso por flexão das outras quatro torres. O colapso destas quatro torres se deu com ruptura por flexão no terceiro ou quarto painel das torres, a contar da base.



Figura 28 – Torre entre a Usina Termelétrica Presidente Médici e Quinta

d) O acidente descrito no item anterior permitiu um interessante estudo comparativo entre as normas brasileiras NB-182³ e NB-599.⁴

As torres foram dimensionadas pela norma da ABNT *Projeto de linhas aéreas de transmissão e subtransmissão de energia elétrica*, NB-182. De acordo com esta norma (edições 1969 e 1972) a velocidade de cálculo (velocidade característica, pela NB-599) do vento é de 130km/h, na região das torres, sem considerar dimensões e altura da torre ou características de rugosidade e topográficas do terreno. O coeficiente de arrasto desta norma é dado juntamente com o parâmetro meteorológico, critério este que não nos parece aconselhável, por misturar dois fenômenos que podem ser estudados separadamente. Ao que sabemos este processo não é mais usado nas normas recentemente desenvolvidas em diversos países. Diz a NB-182 que a pressão do vento sobre superfícies planas é dada por

$$P = K V^2 \quad (6.1)$$

sendo

P – pressão em kgf/m²
V – velocidade do vento em km/h
K = 0,0075.

De acordo com a expressão usual para a determinação da força estática exercida pelo vento sobre um obstáculo sólido:

$$F = C_f q A \quad (6.2)$$

Para $A = 1\text{m}^2$ devemos ter a igualdade entre (6.1) e (6.2)

$$P = F = K V^2 = C_f q$$
$$K V^2 = C_f (V / 3,6)^2 / 16$$

para ter V em km/h em ambos os membros da igualdade. Portanto:

$$C_f = 207,36 K = 1,56 \quad (6.3)$$

A equação 6.2 fornece o valor do coeficiente de força conforme a definição da NB-599, mas correspondente à NB-182. Para o caso de torre de secção quadrada, de acordo com o item 11.4 da NB-182, "a área real projetada da face a barlavento é multiplicada por no mínimo 1,5, para se ter em conta a área da face de sotavento". Teremos, então, para o coeficiente de força sobre a torre de secção quadrada:

$$C_f = 1,56 \times 1,5 = 2,34.$$

O coeficiente de força na direção do vento é designado por coeficiente de arrasto, C_a :

$$C_a = 2,34 \quad (6.4)$$

Portanto, a força do vento sobre 1m^2 de área exposta da treliça de barlavento (a de sotavento está considerada no coeficiente 1,5) será:

$$F = 1,5 \times 0,0075 V^2 = 1,5 \times 0,0075 (130)^2 = 190\text{kgf/m}^2 \quad (6.5)$$

Vejamos qual o valor de F pela NB-599, *Forças devidas ao vento em edificações*, na parte referente a torres em treliça.

O índice de área exposta das torres de transmissão situa-se entre 0,1 e 0,2. Para as torres atingidas, está em torno de 0,12. Para este valor corresponde (tabela 12):

$$C_f = C_a = 3,7 \quad (6.6)$$

coeficiente este que se aplica a torres constituídas por barras prismáticas de faces planas.

Este valor refere-se a vento soprando perpendicularmente a uma das faces. Para vento soprando segundo a diagonal, este coeficiente deve ser multiplicado por 1,2 (por exemplo, uma torre isolada, sem cabos, podendo assim tombar em qualquer direção sem provocar reações nos cabos). Interessa-nos aqui o caso de vento perpendicular à linha (e, portanto, a uma das faces da torre), caso em que se adicionam os esforços na torre e nos cabos.

Pela NB-599 a velocidade básica do vento na região das torres vale

$$V_o = 45\text{m/s} = 162\text{km/h} \quad (6.7)$$

A velocidade característica é dada por

$$V_k = V_o S_1 S_2 S_3 \quad (6.8)$$

sendo

$S_1 = 1,1$, na torre do meio

$S_2 = 0,95$, a 10m de altura (Terreno Categoria 1, Classe A)

$S_3 = 1,00$.

$$V_k = 47,03\text{m/s} \quad (6.9)$$

Teremos, para a força devida ao vento a 10m de altura:

$$F = C_a q A = 3,7 \frac{47,03^2}{16} \times 1 = 511 \text{kgf/m}^2 \quad (6.10)$$

A relação entre as forças calculadas pelas duas normas será

$$\frac{F \text{ (NB-599)}}{F \text{ (NB-182)}} = \frac{511}{190} = 2,69 \quad (6.11)$$

A NB-599 considera a variação da velocidade do vento com a altura acima do terreno. De modo que, em alturas acima de 10 metros, a relação de forças será ainda maior. Por exemplo, a 30m de altura teremos:

$$V_k = 52,0 \text{m/s e } F = 625 \text{kgf/m}^2 \quad (6.12)$$

e a relação de forças será:

$$\frac{F \text{ (NB-599)}}{F \text{ (NB-182)}} = \frac{625}{190} = 3,29 \quad (6.13)$$

Considerando o fator topográfico $S_1 = 1$, ter-se-á:

A 10m de altura: $F \text{ (NB-599)} = 405 \text{kgf/m}^2$; Rel. = 2,13

A 30m de altura: $F \text{ (NB-599)} = 495 \text{kgf/m}^2$; Rel. = 2,61.

A tabela 3 apresenta um resumo dos principais resultados desenvolvidos acima, além dos esforços nos cabos da linha de transmissão (condutores e pára-raios).

O estudo explica o tombamento da torre com a ocorrência de vento que, embora bastante violento, é inferior ao especificado na NB-599. Os projetos mais antigos consideravam um coeficiente de segurança $s = 1,5$. Mais recentemente foi adotado $s = 2,0$. Como a força devida ao vento sobre a torre e cabos é de 2,5 a 3 vezes superior à obtida pela NB-182, o coeficiente de segurança é ultrapassado mesmo com velocidade inferior à máxima prevista pela NB-599.

A velocidade do vento que atingiu as torres não pode ser estimada pelos acidentes na região (escala Beaufort), pela inexistência de obstáculos tais como árvores, postes, edificações, etc. Entretanto, podemos avaliar a velocidade máxima do vento partindo de informações do projeto estrutural. A ruína da torre central deu-se basicamente por um efeito de flexão do conjunto em plano perpendicular à linha. Portanto, o esforço que deveremos estudar como principal é o correspondente ao momento de tombamento da torre, igualando os valores obtidos por

Tabela 3
FORÇAS NA TORRE E NOS CABOS

FORÇAS NA TORRE	NB-182	NB-599
C_a	2,34	3,7
V_k (km/h).....	130	170*
A 10m de altura:		
F (kgf/m ²)	190	511*
F (599) / F (182)	2,69*	(2,13 ⁺)
A 30m de altura:		
F (kgf/m ²)	190	625*
F(599) / F(182).....	3,29*	(2,61 ⁺)
FORÇAS NOS CABOS		
C_a – CONDUTORES	–	1,1
PÁRA-RAIOS	–	1,3
F (kgf/m ²) C.	3200	8900
P.R.	<u>220</u>	<u>725</u>
TOTAL	3420	9625
F (599) / F (182)	2,81*	(2,33 ⁺)

VELOCIDADE DO VENTO PARA TOMBAMENTO DA TORRE:

$$s = 1,5 \text{ ----- } V_0 = 127\text{km/h}$$

$$s = 2,0 \text{ ----- } V_0 = 147\text{km/h}$$

$$\text{CONFORME NB-599 ----- } V_0 = 158\text{km/h}$$

NOTA: *: $S_1 = 1,1$; +: $S_1 = 1,0$

ambas as normas. Admitindo que a NB-599 indique valores que correspondem aos reais, devemos calcular a velocidade V para a qual as forças correspondentes provocam um momento de tombamento igual ao de ruína calculado segundo a NB-182 (nesta, os esforços atuantes devem ser multiplicados pelo coeficiente de segurança s).

Com este critério e lembrando a (6.8):

$$V = V_0 S_1 S_2 S_3$$

sendo

$$S_1 = 1,1$$

$$S_2 = 1,0 \text{ a } 17\text{m de altura (aproximadamente à meia altura da torre)}$$

$$S_3 = 1,0$$

chega-se a $V = 1,1 V_0$

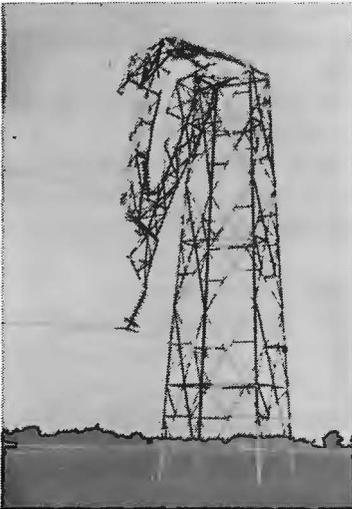
$V_0 = 127\text{km/h}$, para $s = 1,5$

$V_0 = 147\text{km/h}$, para $s = 2,0$.

Pela idade das torres, parece-nos que o coeficiente de segurança usado foi 1,5. Conseqüentemente, a velocidade básica do vento, V_0 , na rajada mais violenta (e que deve ter causado a ruína da torre central) deve ter atingido um valor em torno de 130km/h.

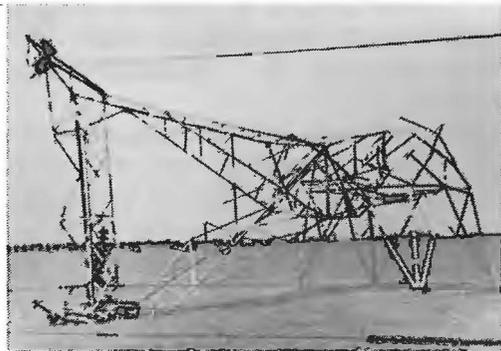
A razão para a grande diferença entre os valores da NB-182 e NB-599 parece ser a seguinte:

A NB-599, que se aplica a edificações em geral (e não apenas a edifícios e assemelhados), considera uma probabilidade de ruína muito pequena, em relação à NB-182. Esta última parece basear-se em certas normas europeias que admitem uma probabilidade de ruína muito maior, em zonas não-povoadas, pela existência na Europa de uma malha bastante densa de linhas de transmissão interligadas. Qualquer interrupção em uma delas é rapidamente suprida por outras linhas. Isto explica, cremos nós, (não só os acidentes ocorridos no Rio Grande do Sul, mas também outros de que temos informações, em São Paulo (CESP) e na Argentina (Aguas y Energia Eléctrica), de cujos acidentes damos dois exemplos na figura 29.



Figuras 29a – Acidente em linhas de transmissão em São Paulo

29b – Acidente em linhas de transmissão na Argentina



É de destacar também a imprecisão do coeficiente para a determinação da força devida ao vento fornecido pela NB-182, que na parte aerodinâmica apresenta um valor muito baixo e único, sem consideração da influência de fatores como o número de Reynolds, proporções dos

elementos estruturais e sua rugosidade superficial. Também a parte meteorológica deste coeficiente é deficiente e incompleta em sua conceituação. Trata-se de coeficientes baseados em estudos e especificações de mais de 40 anos, sem distinguir entre a parte meteorológica e aerodinâmica do coeficiente de força.

e) Além do acidente com a torre estaiada de pequena altura citada anteriormente (item 5.9), temos conhecimento de acidente em torre do mesmo tipo, porém de dimensões bem maiores. Trata-se da torre estaiada da Rádio Farroupilha, de Porto Alegre, RS, com 190m de altura, contados da rótula da base a seu topo. A figura 30 indica a localização dos estais e a figura 31 um esboço em vista aérea da posição da torre após o colapso, no ano de 1970. Na figura 32 vê-se parte da torre acidentada.

A torre, podemos dizer, desmoronou, dobrando-se exatamente nos n pontos de fixação dos estais, com um único ponto de ruptura completa, separando-se em duas partes na secção dos estais centrais.

O acidente deu-se com vento forte, mas ainda assim bem abaixo dos valores indicados pela NB-599. Aliás, o estudo de acidentes com torres estaiadas tem mostrado que a maioria dos acidentes ocorre com velocidades do vento abaixo da velocidade de projeto.²⁷

Os estais têm uma importância decisiva no comportamento da torre, pois além de constituírem apoios elásticos, eles influem dinamicamente, com suas características próprias de massa, mola, amortecimento e forças excitadoras (vibrações dos cabos pelo vento agindo diretamente neles e pela interação com a torre).

Para certas freqüências de excitação, os estais, em vez de aplicarem uma força restauradora à torre, tendem a encurvá-la.¹³

Talvez a causa do acidente tenha sido uma oscilação dos cabos na freqüência do harmônico de ordem $(n + 1)$ — a torre tem n níveis de fixação dos cabos — da torre, levando esta ao colapso por fenômeno de ressonância.²⁸

Lembramos uma das conclusões de trabalho de Vellozzi:³⁹

“Os resultados demonstram que há uma necessidade urgente de ampliar as bases do projeto de torres estaiadas altas para incluir a análise dinâmica para cargas de vento. Isto é sugerido por numerosos relatórios de falhas de torres estaiadas que foram projetadas apenas para carga estática”.

f) Em São Paulo têm ocorrido diversos acidentes com linhas de transmissão de energia elétrica, algumas delas com queda de mais de dez torres consecutivas (no Rio Grande do Sul, o recorde é de cinco torres, no acidente descrito anteriormente). Como exemplo de tais acidentes reproduziremos informações veiculadas em revistas de São Paulo:

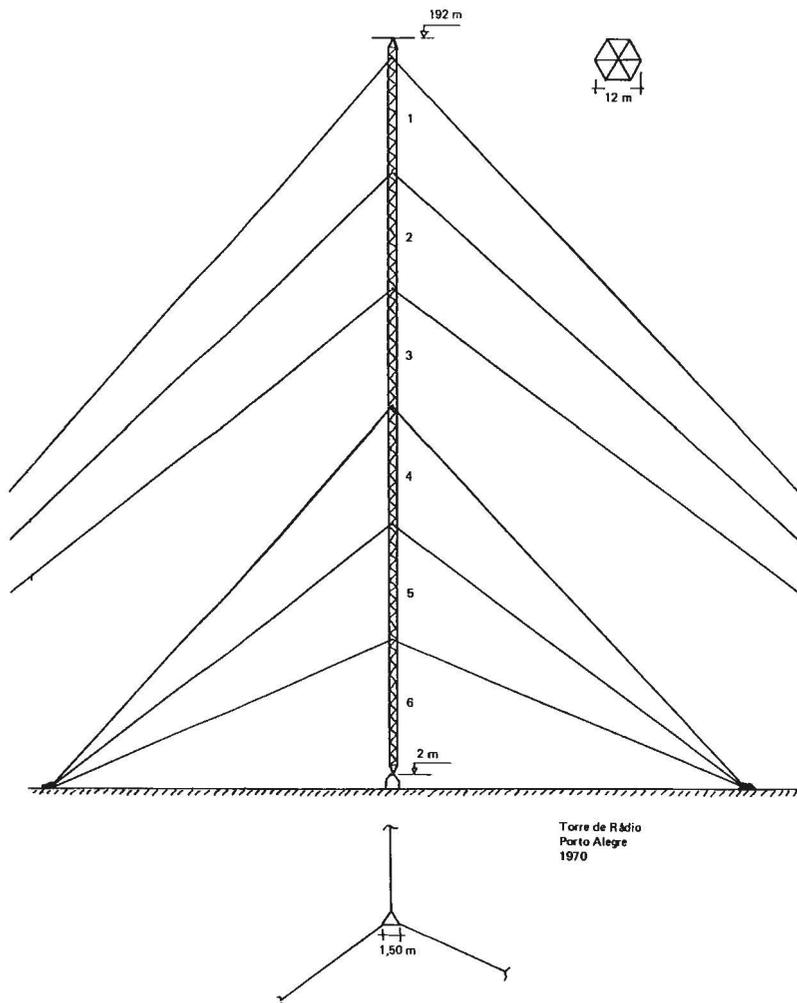


Figura 30 – Localização dos estais da torre da Rádio Farroupilha, de Porto Alegre, RS

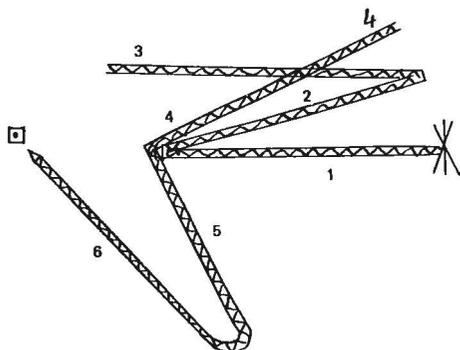


Figura 31 – Posição da torre após o colapso



**Figuras 32a, 32b –
Torre acidentada da
Rádio Farroupilha,
de Porto Alegre, RS**



Figura 32b

*São Paulo Energia:*²⁶ “De novembro de 1970 a junho de 1983, 20 acidentes na CESP (Companhia Energética de São Paulo), com queda ou inclinação acentuada de estrutura de linhas de transmissão de 69 a 460kV. No total foram atingidas 143 estruturas – média de 7,5 por ocorrência”.

*Mundo Elétrico:*² “Os ventos que superaram, em inúmeros locais, 115km/h e derrubaram linhas de transmissão da Cia. Energética de São Paulo (CESP), no dia 12 de outubro último, trouxeram consigo evidência e ensinamentos ao setor elétrico brasileiro.

Das 65 torres irremediavelmente perdidas, 49 sustentavam linhas de 440kV e 18 delas conectavam Ilha Solteira a Bauru, enquanto 31 ligavam Jupiá a Bauru, no Estado de São Paulo. As outras 16, entre Valparaíso e Penápolis, faziam parte de uma linha de 138kV.

Tecnicamente, garante a empresa, todas obedeciam com rigor às normas da ABNT que estabelecem, para São Paulo, as características e os padrões de uma região “B”, na qual os ventos não ultrapassariam 110km/h. O índice de segurança adicional para estas torres e equipamentos é de 1,8 a 2,0, quer dizer: a perda decorreu de ventos de mais de 180km/h, num trecho de quase 20km de extensão de linhas (0,1 por cento do total da Concessionária).

(.)

Na CESP, igualmente, uma vertente de opiniões passou a acreditar que as normas da ABNT precisariam ser revistas, baseadas numa revisão completa do comportamento dos ventos em São Paulo. No bojo desta teoria, vinha implícita a idéia de que entidades como a Força Aérea Brasileira (FAB) acumulam dados eólicos mais precisos, que deverão ser agregados, usados e pensados.

De qualquer maneira, na ótica do binômio custo versus benefício de um empreendimento como uma linha de transmissão, garantem os técnicos, não há meios compatíveis de se obter 100 por cento de segurança todo o tempo”.

g) Teceremos alguns comentários sobre o que foi transcrito.

Texto: “(. . .) as normas da ABNT precisariam ser revistas (. . .) entidades como a FAB acumulam dados eólicos mais precisos (. . .)”.

Comentário: A norma brasileira NB-599 (ou NBR-6123), intitulada *Forças devidas ao vento em edificações*, aprovada em 1978 (portanto, cinco anos antes do artigo que estamos comentando), apresenta valores das velocidades máximas do vento a considerar no projeto estrutural de edificações (estão incluídas nesta denominação também torres em treliça e cabos). Estes valores foram obtidos exatamente a partir dos registros de 49 estações do Serviço de Proteção ao Vão do Ministério de Aeronáutica. As séries de velocidades máximas anuais destas estações foram processadas e exaustivamente testadas, do ponto de vista probabilístico, sendo os parâmetros ajustados mediante o mé-

todo da máxima verossimilhança. Constituíram o tema de duas teses de mestrado do Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, além de outros trabalhos apresentados em Congressos.

Texto: “(. . .) todas obedeciam com rigor às normas da ABNT que estabelecem, para São Paulo, as características e os padrões de uma região “B”, na qual os ventos não ultrapassariam 110km/h. O índice de segurança adicional para estas torres e equipamento é de 1,8 a 2,0, quer dizer: a perda decorreu de ventos de mais de 180km/h (. . .)”.

Comentário: O autor está se referindo à norma brasileira NB-182, que julgamos não ser aplicável às condições brasileiras, conforme exposto ao ser estudado o acidente com cinco torres da CEEE (item 6.d). Os acidentes no Rio Grande do Sul que conhecemos ocorreram, todos eles, em torres calculadas com a NB-182 ou com normas estrangeiras equivalentes. Não temos notícia de acidentes com as torres projetadas de acordo com a NB-599.

Parece haver um pequeno engano na consideração do “índice de segurança”. O coeficiente de segurança, que no caso seria equivalente a um índice de majoração de cargas, aplica-se a cargas. Ora, a carga do vento é proporcional ao quadrado de sua velocidade. Portanto, a velocidade do vento que causou o acidente será de

$$\sqrt{1,8 \text{ a } 2,0} \times 110 = 147 \text{ a } 155 \text{ km/h}$$

e não “de mais de 180km/h”.

Além do que, pela NBR-6123 a velocidade básica em São Paulo varia entre 35 e 45m/s (126 a 162km/h). Isto é, para a região paulista assolada pelos ventos mais violentos, a velocidade característica a 18m de altura (cerca de metade da altura das torres comuns), em terreno aberto e plano sem obstruções, para edificações de classe “B” (maior dimensão entre 20 e 50m) será

$$V_k = V_0 S_1 S_2 S_3 = 162 \times 1 \times 1 \times 1 = 162 \text{ km/h}$$

Isto é, um pouco acima da “velocidade do vento que causou o acidente”, 147 a 155km/h.

Texto: “(. . .) não há meios compatíveis de se obter 100 por cento de segurança todo o tempo”.

Comentário: Porém, a probabilidade de um acidente será bem menor se forem adotadas as ações do vento previstas, de um modo cientificamente correto, na NBR-6123.

Finalmente, lembramos que para linhas de transmissão, dependendo de sua extensão, pode ser de interesse um estudo especial, que colete todos os dados disponíveis na região e que leve em conta a probabilidade de ocorrência de ventos violentos de acordo com sua orientação.

7 – CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

a) Os acidentes causados pelo vento em geral são evitáveis.

b) Para isso é necessário levar em conta os coeficientes aerodinâmicos reais. Eles podem ser obtidos de normas atualizadas ou de ensaios realizados para obras semelhantes a em estudo. Em caso de formas novas ou de obras excepcionais, recomenda-se o estudo direto em túnel de vento, com simulação das principais características do vento natural.

c) Grande importância deve ser dada às sucções externas, que aparecem principalmente em telhados pouco inclinados ou curvos. Também as pressões internas devem ser levadas em consideração. Não esquecer que se os vidros forem rompidos, ou se portas e janelas forem forçadas pela pressão do vento, no interior da construção aparecerá uma forte sobrepressão que somará seus efeitos à sucção externa (isto acontecerá quando os elementos rompidos estiverem na zona em sobrepressão externa; se estiverem na zona em sucção, esta se transmitirá ao interior).

d) A sobrepressão interna poderá ser impedida de aparecer, em muitos casos, pela disposição judiciosa de aberturas permanentes situadas na esteira. Por exemplo: lanternins abertos, aberturas tipo válvula nos oitões, venezianas, etc.⁶

e) Os vidros e as ferragens de portas e janelas devem ser suficientemente fortes para resistir aos esforços do vento.

f) Grande número de acidentes evitáveis deve-se à falta de ancoragem seja dos elementos da cobertura na estrutura do telhado, seja desta estrutura no restante da construção, ou desta nas fundações. Também a falta de contraventamento tem sido o motivo de muitos acidentes.

g) As fundações devem ser suficientemente pesadas e profundas para evitarem tombamento ou ascensão da estrutura.

h) As ligações entre os diferentes elementos estruturais devem ser capazes de resistir aos esforços horizontais e verticais do vento.

i) As paredes, tanto de alvenaria como de painéis de fibrocimento ou metálicos, devem ser suficientemente ancoradas na estrutura, a fim de não serem arrancadas pelos esforços do vento.

j) As obras rurais serão muito mais resistentes ao vento se forem convenientemente contraventadas e ancoradas suas peças constituintes. Isto pode ser conseguido mediante simples peças, de baixo custo. Recomendamos os estudos feitos pelos americanos.^{37,38,40}

k) Em cidades com edifícios altos e com grandes superfícies envidraçadas, considerar a possibilidade de fragmentos lançados pelo vento. Como no Brasil não é usado cascalho nas coberturas, uma melhor fixação dos elementos das coberturas e das janelas (telhas de diversos tipos, gelosias, esquadrias, vidros) já é suficiente para diminuir grande parte do risco de acidentes por fragmentos lançados pelo vento.

Para o caso do impacto de fragmentos lançados pelo vento, e baseando-se no estudo de danos causados a edifícios por mais de 50 tormentas, Minor²⁰ propõe o seguinte:

As fachadas do edifício considerado são divididas em três zonas, com um grau de proteção específico para cada zona (figura 33).

Zona 1: constituída pelos três primeiros pisos. É a parte da fachada que deve ser protegida contra fragmentos relativamente grandes que se deslocam próximo ao terreno.

Zona 2: a partir do limite da Zona 1 até o nível do topo do edifício vizinho mais alto situado a barlavento da fachada em estudo. É a parte da fachada que deve ser protegida contra fragmentos provenientes de telhados adjacentes — principalmente cascalho, mas incluindo material do telhado.

Zona 3: a parte restante de cada fachada. Não necessita ser projetada para fragmentos volantes.

Estas recomendações terão uso restrito em nosso país, onde as tormentas (tormentas ou ciclones extratropicais, tormentas elétricas ou trovoadas, linhas de instabilidade e tornados) não atingem a violência daquelas que lhes serviram de base. A mesma observação é válida para o item seguinte.

m) Chang,¹⁰ ao tratar da resistência de edificações a tornados, apresenta, entre outras, as seguintes sugestões:

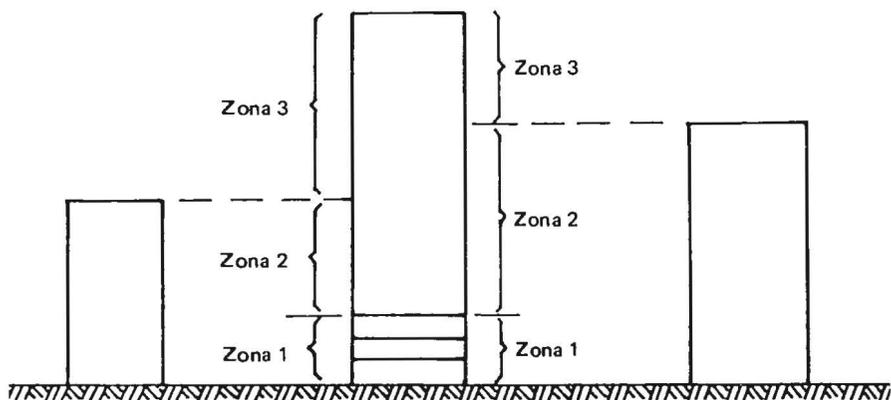


Figura 33 – Zonas em um edifício para ação de objetos lançados pelo vento

- não devem ser usadas paredes de alvenaria não armadas, principalmente blocos de concreto vazados;
- paredes de alvenaria armada devem ser usadas de acordo com as recomendações do *Forest Products Laboratory* constantes nos relatórios FPL 33 (1965) e FPL 123 (1969);
- janelas estreitas são preferíveis, com venezianas de proteção;
- todas as coberturas devem ser automaticamente ventiladas e horizontais, e seguramente ancoradas às paredes e fundações de concreto;
- concreto armado é o melhor material para grandes edifícios altos;
- estruturas altas de aço devem ser soldadas e possuir paredes cortinas (*shear walls*) resistentes e contínuas;
- devem ser evitadas árvores altas e postes nas proximidades das edificações;
- cuidadosa atenção deve ser dada às ancoragens e nós dos elementos de concreto pré-moldado e protendido;
- estruturas de madeira devem ser projetadas com nós apropriados e reforçadas com conexões metálicas.

n) Embora os coeficientes aerodinâmicos sejam valores universais, as forças correspondentes variam com o quadrado da velocidade do vento. Pela NBR-6123, o projeto estrutural é feito com a chamada velocidade característica, cujo valor depende do local da edificação. Assim, uma dada cobertura ou estrutura pode ser estável em uma região do Brasil e ser parcial ou totalmente danificada pelo vento em outra região. Por exemplo: há um tipo de telha ondulada que não é vendido no Rio Grande do Sul, tendo em vista as altas velocidades do vento neste estado.

o) Na fase de projeto é possível adotar algumas providências que ocasionam uma diminuição dos esforços devidos ao vento. Para o caso de edificações leves e baixas (escolas, pavilhões rurais e industriais, coberturas isoladas de postos de serviço, etc.) citamos:

- usar telhados com inclinação não menor que 20°;
- telhas de barro são mais estáveis do que as de fibrocimento e as metálicas;
- beirais não forrados são facilmente danificados, principalmente nos oitões;
- forrar os beirais com forros estanques ao ar; porém, se eles estiverem presos na estrutura do telhado, poderão ser arrancados juntamente com caibros e telhas;
- são recomendáveis forros de concreto;
- evitar a formação de sobrepressões externas junto a paredes vazadas, com venezianas ou outras aberturas permanentes, pois esta sobrepressão passará ao interior da edificação, aumentando a força ascensional sobre o telhado, se o forro for permeável ao ar ou inexistir. O beiral da figura 34 e a parede maciça da figura 35 provocam o aparecimento de altas sobrepressões externas, com vento incidindo conforme indicado nestas figuras;
- evitar edificações no topo de morros ou colinas, pois o vento nestes locais é acelerado pelo efeito Venturi;
- evitar que durante a execução da obra surjam sobrepressões internas de alto valor, por um fechamento das paredes, aberturas e telhados planejados convenientemente;
- usar quebra-ventos de árvores com copa e altura convenientes, dispostos a barlavento da edificação, considerando a orientação de onde provêm os ventos mais velozes;
- usar aberturas permanentes em locais apropriados. Por exemplo: cumeeiras com ventilação, janelas com venezianas fixas nos extremos das paredes maiores e janelas tipo válvula nos oitões; *
- seguir as indicações da norma brasileira NBR-6123.

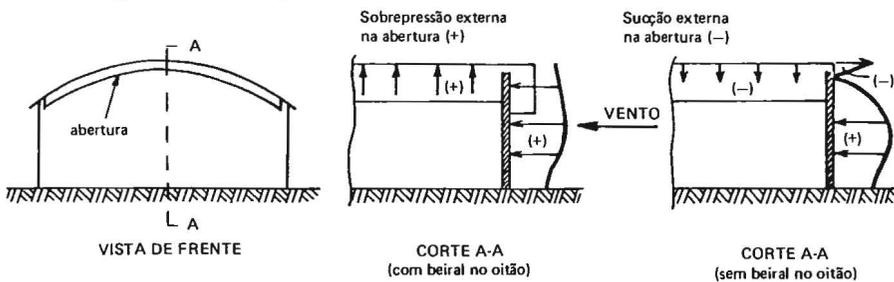


Figura 34 – Influência de um beiral nas pressões internas

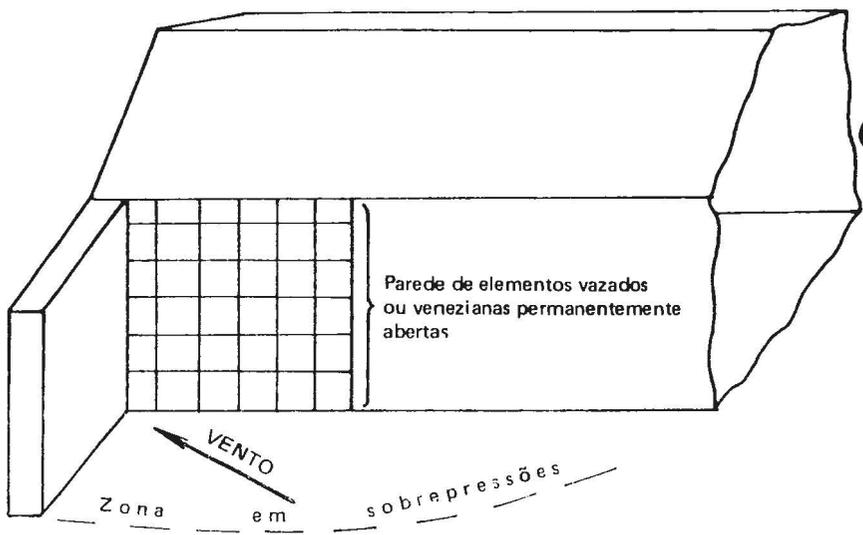


Figura 35 -- Influência nas pressões internas de uma parede vazada situada perpendicularmente a uma parede maciça

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- 1 – ANDERSON, E.A. & SAFFIR, Herbert. Miami suffer slight structural damage in severe burricane. *Civil Engineering*, New York, N.Y., 20(12): 36, Dec. 1950.
- 2 – *As lições de um Vendaval*. São Paulo, Mundo Elétrico, nov. 1981.
- 3 – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, Rio de Janeiro. *Norma brasileira NB-182*; Projeto de linhas aéreas de transmissão e subtransmissão de energia elétrica. Rio de Janeiro, 1972.
- 4 – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, Rio de Janeiro. *Norma brasileira NB-599*; Forças devidas ao vento em edificações. Rio de Janeiro, 1980. (NB-599 ou NBR-6123.)
- 5 – BLESSMAN, J. Efeito do vento em construções civis. *Manual do Engenheiro*. Globo, v.7, tomo 1, p.285-373.
- 6 – _____ . *Pressão interna*, 2.ed. Porto Alegre, Ed. da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 1981. (Série Engenharia Estrutural, 5).
- 7 – _____ . *Vento em coberturas planas isoladas*. Porto Alegre, Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 1985 (Caderno de Engenharia CE-1).
- 8 – BRITISH STANDARD CODE OF PRACTICE. Code of basic data for the design of buildings. Chapter 5. Loading. Part 2. Wind loads. London, British Standards Institution, 1972.
- 9 – BULLER, P.S.J. Winds damage to buildings in the United Kingdom 1970-1976. *Buildings Research Establishment Current Paper CP 42/78*, Building Research Establishment, Garston, England. April 1978.
- 10 – CHANG, C.C. What we learned from the tornado of Lubbock, Texas, U.S.A., May 11, 1970. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON WIND EFFECTS ON BUILDINGS AND STRUCTURES, 3, Tóquio, Japão, 1971. Proceedings, Tóquio, 1971, p.471-80.
- 11 – CHIEN, N., FENG, Y., WANG, H., SIAO, T. *Wind-tunnel studies of distribution on elementary building forms*. Iowa, Iowa Institute of Hydraulic Research, 1951.
- 12 – COOK, N.J. Performance of building in the United Kingdom. In: Engineering Structures, v.6, n.4, p.248-55, Oct. 1984 (Proc. Conference on design against wind-induce failure, Bristol, UK, 12-13 Jan. 1984.).

- 13 – DAVENPORT, A.G. & STEELS, G.N. Dynamic behavior of massive guy cables. Proc ASCE, *J. Struct. Div.* ST2, p.43-70, Apr. 1965.
- 14 – DIKKERS, R.D., MARSHALL, R.D. & THOM, H.C.S. Hurricane Camille-August 1969. *National Bureau of Standards Technical Note 569*, National Bureau of Standards, Washington, D.C., March 1971.
- 15 – EDITORIAL. *Engineering News-Record*, New York, N.Y., 121, Dec. 1938.
- 16 – ENGINEERING approach to designing glass for wind. *Architectural Record*, New York, N.Y., 77: 163-6, Feb. 1967.
- 17 – ESMAY, Merle L. & GIESE, Henry. Wind damage to farm buildings. *Agricultural Engineering*, St. Joseph, Mich, 32: 275-7, May 1951.
- 18 – FONT, M. Lessons from hurricanes in Puerto Rico. *Engineering News-Record*, New York, N.Y., 109(16): 470-1, Oct. 1932.
- 19 – FRIEDMAN, D.G. Economic impact of windstorms in the United States. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON WIND ENGINEERING, 5, Fort Collins, Colorado, USA, 1979. Proceedings (pre-print), Fort Collins, 1979, v.1, p.1.4-1 a 1.4-13.
- 20 – GODFREY, Jr., K.A. *Window glass extreme winds: design for flying debris?*. New York, Civil Engineerings, ASCE, v.54 n.1 Jan. 1984.
- 21 – KÁRMAN, T. von. L'aerodynamique dans l'art de l'ingénieur. *Memoires de la Société des Ingénieurs Civils de France*, Paris, Jul. 1948, p.155-78. Edição Especial.
- 22 – MARSHALL, R.D. Engineering aspects of cyclone Tracy. Darwin, Australia, 1974. *National Bureau of Standards Science Series 86*, National Bureau of Standards, Washington, D.C., June 1976.
- 23 – MENZIES, J.B. Wind damage to buildings in the United Kingdom 1962-1969. *Building Research Station Current Paper CP 35/71*, Building Research Station, Garson, England. Nov.1971.
- 24 – MINOR, J.E. & BEASON, W.L. Window glass failures in windstorms. *Journal of Structural Division*, ASCE, Jan. 1976, v.10, n.ST 1.
- 25 – PECK, R.L. & STINEMAN, N.M. The behavior of engineering structures in recent violent wind storms. *Proceedings of the American Concrete Institute*, Detroit, Mich., 24: 275, 1927.
- 26 – *Por que Caem as Torres de Transmissão?* São Paulo, São Paulo Energia, v.1, n.9, Out.1984.
- 27 – ROITSHTEIN, M. & SAVITSKY, G. The full-scale behaviour of mast guys. *Industrial Aerodynamics Abstracts*, Cranfield, England, 4(2): 1-11, March/April 1973.
- 28 – SACHS, P. *Wind forces in engineering*. 2.ed. Oxford, Pergamon Press, 1978.
- 29 – SAFFIR, H.S. Hurricane Camille: data on storm and structural damage. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON WIND EFFECTS ON BUILDINGS AND STRUCTURES, 3, Tóquio, Japão, 1971. Proceedings, Tóquio, 1971, p.457-69.
- 30 – ————. The effects on structures of winds of hurricane force. Ann Arbor, American Society of Civil Engineers, 1953. Separata n.206 do *Proceedings of the American Society of Civil Engineers*, New York, N.Y., v.79, July, 1953.

- 31 – SCRUTON, C. & NEWBERRY, C.W. On the estimation of wind loads for buildings and structural design. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, London, 25: 95-126, June 1963.
- 32 – SICHIRI, Y. Wind withstanding design for the transmission line tower. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON WIND EFFECTS ON BUILDINGS AND STRUCTURES, 3, Tóquio, Japão, 1971. Proceedings, Tóquio, 1971, p.451-56.
- 33 – SOMES, N.F., DIKKERS, R.D. & BOONE, T.H. Lubbock tornado: a survey of building damage in an urban area. *National Standards Bureau Technical Note 558*, National Bureau of Standards, Washington, D.C., March 1971.
- 34 – STEINMAN, D.B. Design of bridges against wind: I – General considerations; aerostatic consideration. *Civil Engineering*, New York, N.Y., 15(10): 469-72, Oct. 1945.
- 35 – Taming the Tower. *Time*, New York, Oct.11, 1976. p.24.
- 36 – THEAKSTON, F.H. & WALPOLE, E.W. Wind damage to farm buildings as a result of 1953 tornado storms. *Agricultural Institute Review*, Canada, p.11-13, Jan./Feb. 1957.
- 37 – THOMPSON, R.A. *Protection of small building against high velocity winds*. Gainesville, University of Florida Engineering and Industrial Experiment Station, 1949. (Bulletin Series, 28).
- 38 – TROTMAN, L.A.J. The effects of hurricanes on buildings structures. *Civil Engineering and Public Works Review*, London, 48(560): 147-8, Feb.1953.
- 39 – VELLOZZI, J.W. Tall guyed tower response to wind loading. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON WIND EFFECTS ON BUILDINGS AND STRUCTURES, 4, Heathrow, England, 1975. p.735-43.
- 40 – WILSON, J.A. Windstorms and their effects on buildings. *Journal of the Boston Society of Civil Engineers*, Boston, Mass., 38(1): 262-71, Jan. 1951.
- 41 – WIND-BRACED high buildings in the Florida. *Engineering News-Record*, New York, N.Y., 100(9): 151-3, Mar.1928.



IMPRESSO NA:

GRÁFICA E EDITORA NBS Ltda.

Baronesa do Gravataí, 123 - Fone 33-7243
90 000 Porto Alegre - RS

Composição:

K & M – Composição, Arte e Revisão Ltda.

Av. Vicente Monteggia, 1505 – Fone: 49-7071

Porto Alegre-RS

Série ENGENHARIA ESTRUTURAL

Joaquim Blessmann

1. Efeitos do Vento

em Edifícios e Cúpulas

*Noções de aerodinâmica;
vento em edifícios e cúpulas.*

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

Intervalo de tempo;

*mudança de intervalo de tempo;
conclusões e recomendações.*

4. Considerações

sobre alguns Tópicos

para uma Norma de Vento

Ações locais;

*inclinação do telhado;
forma e proporções da construção;
interação e proteção; resumo.*

5. Pressão Interna

Ensaio: permeabilidade

das paredes e lanternins;

*cálculo da pressão interna; normas;
conclusões e recomendações.*

6. Comentários de alguns Tópicos de Normas de Vento

Normas francesa, inglesa e belga;

relatório da ASCE;

conclusões e recomendações.

7. Efeitos do Vento em Edificações

Meteorologia: estrutura do vento;

aerodinâmica: ação estática

e dinâmica do vento;

pesquisas em túnel de vento;

efeitos nocivos do vento.

8. Aerodinâmica das Construções

Noções de aerodinâmica

aplicáveis à engenharia civil;

efeitos estáticos do vento

em sólidos simples.

1. Efeitos do Vento em Edifícios e Cúpulas
2. Acidentes Causados pelo Vento
3. Intervalo de Tempo para Cálculo da Velocidade Básica do Vento
4. Considerações sobre alguns Tópicos para uma Norma de Vento
5. Pressão Interna
6. Comentários de alguns Tópicos de Normas de Vento
7. Efeitos do Vento em Edificações
8. Aerodinâmica das Construções

