

**UNIVERSIDADE FEDERAL DE MATO GROSSO
FACULDADE DE ENGENHARIA FLORESTAL
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA FLORESTAL**



**ESTRUTURAS DE MADEIRA PARA COBERTURAS,
SOB A ÓTICA DA NBR 7190/1997**

NORMAN BARROS LOGSDON

CUIABÁ, MT. - 2002

**UNIVERSIDADE FEDERAL DE MATO GROSSO
FACULDADE DE ENGENHARIA FLORESTAL
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA FLORESTAL**

**ESTRUTURAS DE MADEIRA PARA COBERTURAS,
SOB A ÓTICA DA NBR 7190/1997**

NORMAN BARROS LOGSDON*

*** Professor Adjunto da Faculdade de Engenharia Florestal – Universidade Federal de Mato Grosso. Doutor em Engenharia de Estruturas.**

CUIABÁ, MT. - 2002

LOGSDON, N. B. – Estruturas de madeira para coberturas, sob a ótica da NBR 7190/1997.
Faculdade de Engenharia Florestal, Universidade Federal de Mato Grosso. Cuiabá, MT.
2002.

RESUMO: Neste trabalho, preparado para se utilizar como Notas de Aula, apresentam-se alguns dados e conceitos que permitem escolher e dimensionar estruturas de madeiras para coberturas, incluindo o cálculo rápido de telhados em duas águas. No trabalho são definidos os tipos de coberturas usuais, os elementos que a compõem, apresentam-se tabelas com os dados sobre as telhas mais utilizadas, e se descreve sucintamente as etapas a serem seguidas durante o cálculo de telhados de madeira. As etapas prevista pela NBR 7190/1997, para o Projeto de Estruturas de Madeira, foram incorporadas a este trabalho.

SUMÁRIO

ESTRUTURAS DE MADEIRA PARA COBERTURAS, SOB A ÓTICA DA NBR 7190/1997

CONTEÚDO	PÁGINA
1. INTRODUÇÃO	1
2. TIPOS DE COBERTURAS	1
3. TIPOS DE TELHAS	2
3.1. Telhas cerâmicas	2
3.2. Telhas de fibrocimento	4
4. TRAMA OU ARMAÇÃO	9
4.1. Trama para um telhado com telhas cerâmicas	9
4.2. Trama para um telhado com telhas de fibrocimento	10
5. ESTRUTURA PRINCIPAL DO TELHADO	13
6. CONTRAVENTAMENTOS	17
7. ROTEIRO PARA CÁLCULO SIMPLIFICADO DE UM TELHADO	27
8. EXEMPLO DE APLICAÇÃO	36
8.1. Esquema Geral	36
8.2. Carregamentos	36
8.3. Esforços nas barras	36
8.4. Dimensionamento das barras	36
8.5. Flecha e contraflecha	36
8.6. Dimensionamento das ligações	36
8.7. Detalhamento	36
9. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	36
ANEXOS	38
ANEXO I – A AÇÃO DO VENTO SOBRE OS TELHADOS	39

1. INTRODUÇÃO

A madeira, como material estrutural, tem sua aplicação mais comum nas estruturas de telhados, para coberturas dos mais variados tipos.

O termo cobertura é utilizado para designar todo o conjunto da obra destinado a abrigá-la das intempéries. Assim, entende-se por cobertura ao conjunto formado: pelas telhas; pela estrutura secundária de apoio às telhas, denominada trama ou armação; pela estrutura principal de apoio, que pode ser uma estrutura maciça, treliçada ou lamelar; e pelas estruturas secundárias, que têm a função de manter a estabilidade do conjunto, usualmente denominada contraventamentos. Nas coberturas residenciais, a estrutura principal mais utilizada é uma treliça triangular, usualmente denominada tesoura.

Ao conjunto formado pelo trama, pela estrutura principal (tesouras) e pelos contraventamentos, costuma-se designar telhado. Entretanto, talvez por parecer ser o coletivo de telhas, o termo telhado, tem sido utilizado também como sendo o conjunto de telhas que cobre a obra (vedação), ou mesmo o conjunto de telhas e madeiramento que cobre a obra (cobertura). Essa confusão generalizou-se ao longo do tempo e, atualmente, alguns autores utilizam o termo telhado indistintamente, tanto para designar a cobertura, quanto o próprio telhado.

Pretende-se, neste trabalho, apresentar os principais elementos utilizados nas coberturas e os dados necessários ao projeto de telhados de madeira.

2. TIPOS DE COBERTURAS

As coberturas podem ser construídas nos mais diferentes formatos, dando origem a diversos tipos de coberturas. Alguns tipos de coberturas têm sua denominação originada no número de planos para escoamento das águas, denominados “águas do telhado”.

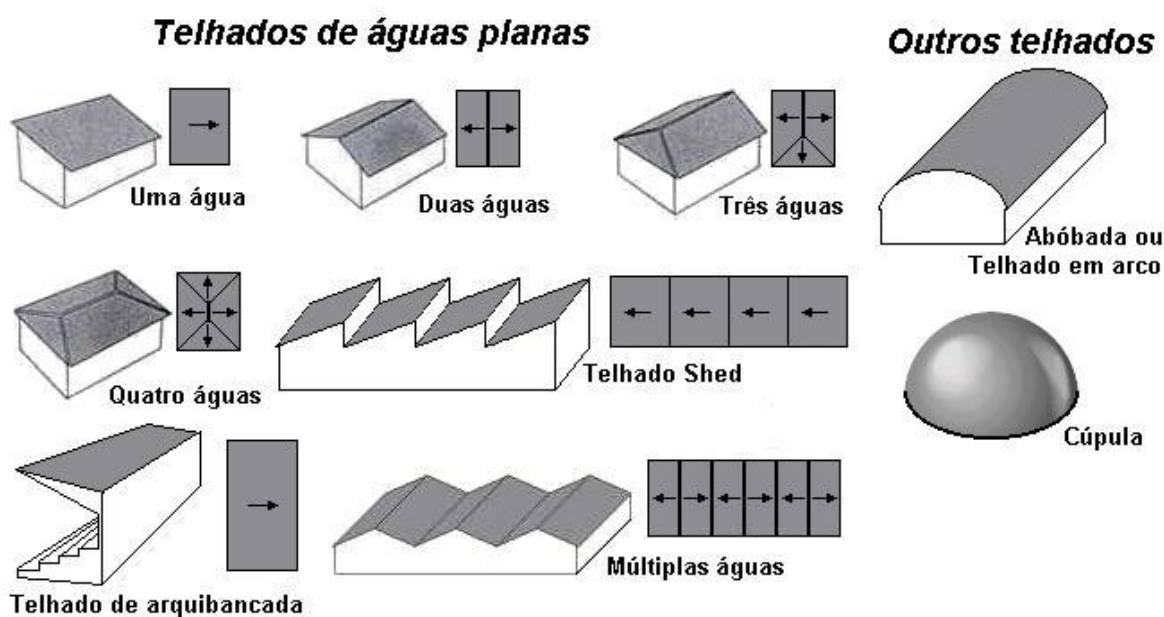


Figura 01 – Tipos de coberturas

3. TIPOS DE TELHAS

Existem telhas de aço corrugado, alumínio, zinco, madeira, barro (cerâmicas), fibrocimento (cimento amianto) e outras. As telhas cerâmicas e as de fibrocimento são as mais utilizadas no Brasil. As telhas de aço corrugado, ou as de alumínio, são de aplicação quase restrita às indústrias. As telhas de zinco, pouco utilizadas atualmente, são encontradas em obras rústicas, depósitos e abrigo para animais. As telhas de madeira, utilizadas em países europeus, são recobertas com material betuminoso e se parecem com “escamas”. No Brasil, as telhas de madeira são como chapas de madeira compensada, mas onduladas e, em geral, recobertas por fina camada de material metálico.

3.1. Telhas cerâmicas

As telhas cerâmicas são muito utilizadas em residências, dada a facilidade de ser encontrada e utilizada, bem como a diversidade oferecida no comércio. Além disso possibilita um conforto térmico muito melhor que as demais. Apresentam-se, nas figuras 02 e 03, os principais tipos de telhas cerâmicas encontrados no comércio. Os dados, para o projeto de telhados, são apresentados adiante na tabela 04.

As telhas cerâmicas de encaixe, apresentadas na figura 02, segundo CALIL JÚNIOR (1995), apresentam em suas bordas saliências e reentrâncias que permitem o encaixe (ajuste) entre elas.

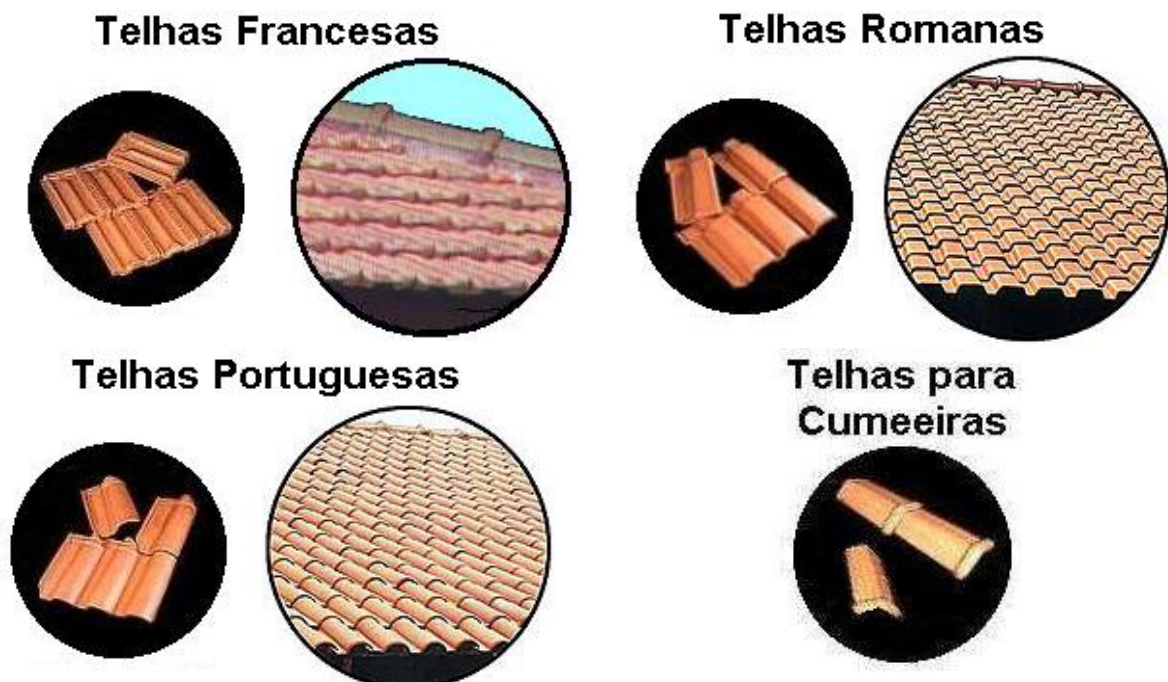


Figura 02 – Telhas cerâmicas de encaixe

Fonte: CERÂMICA 7 (2002) e MIRANDA CORRÊA (2002) – Figura adaptada.

As telhas do tipo capa e canal, apresentadas na figura 03, segundo CALIL JÚNIOR (1995), são telhas com formato meia-cana, caracterizadas por peças côncavas (canais), que se apoiam sobre as ripas, e por peças convexas (capas), que, por sua vez, se apoiam sobre os canais.

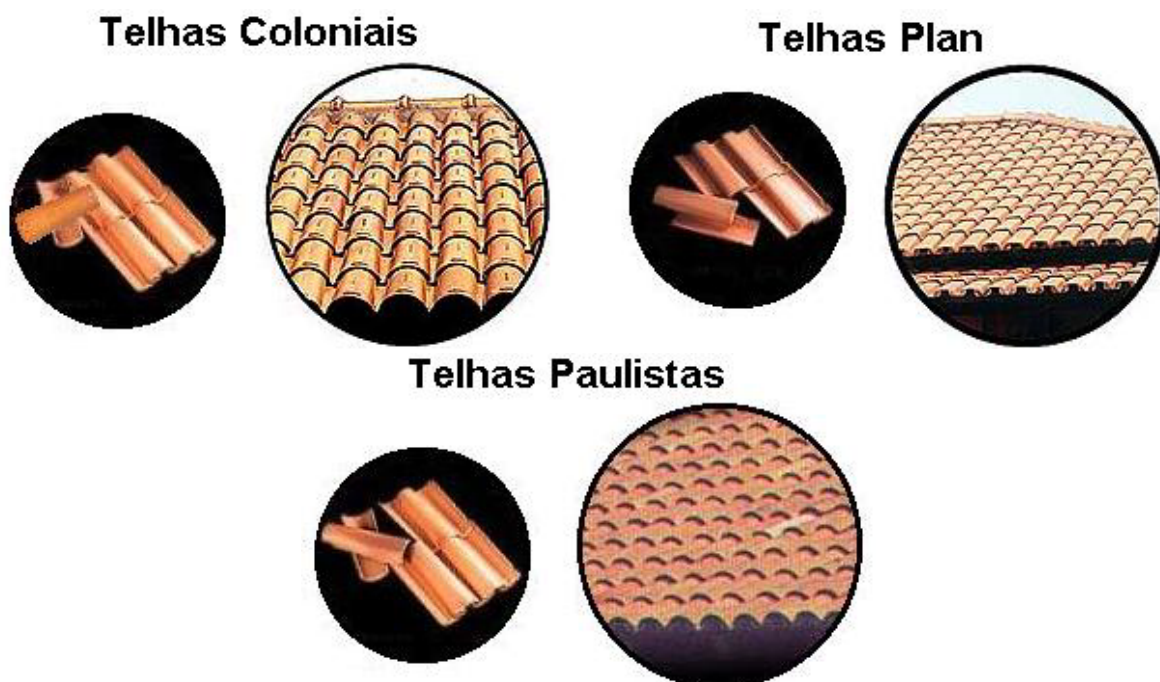
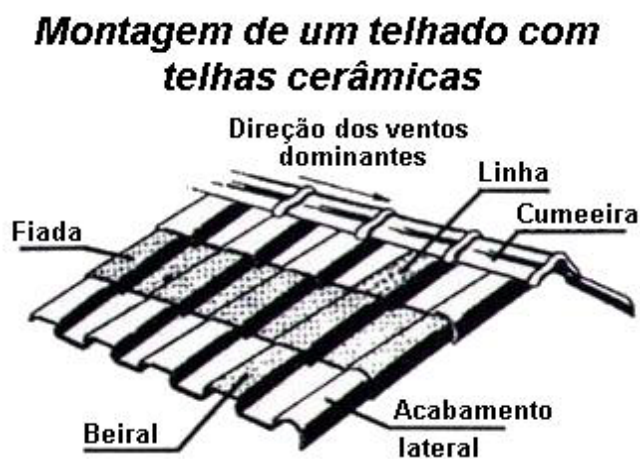


Figura 03 – Telhas cerâmicas do tipo capa e canal

Fonte: CERÂMICA 7 (2002) e MIRANDA CORRÊA (2002) – Figura adaptada.

As telhas de encaixe romanas e portuguesas, também são conhecidas por telhas “capa e canal peça única”, por sua semelhança com as telhas tipo capa e canal.

A colocação das telhas, na montagem de um telhado com telhas cerâmicas, é feita no sentido do beiral para a cumeeira, como se indica na figura 04. Recomenda-se observar a direção dos ventos dominantes, para evitar o “arrancamento” das peças da cumeeira.



As telhas devem ser colocadas no sentido do beiral para a cumeeira.

Figura 04 – Montagem de um telhado, com telhas cerâmicas

Fonte: CERÂMICA 7 (2002) e MIRANDA CORRÊA (2002) – Figura adaptada.

3.2. Telhas de fibrocimento

As telhas de fibrocimento são utilizadas tanto nas coberturas residenciais como nas industriais. São telhas muito maiores que as cerâmicas, de sorte que, alguns modelos são utilizados diretamente sobre as paredes, dispensando todo o madeiramento do telhado, são as telhas conhecidas por autoportantes. Outros modelos, não dispensam o madeiramento, mas ele é muito reduzido, se comparado às telhas cerâmicas.

Nas figuras 05 a 10 são apresentados alguns modelos de telhas autoportantes de fibrocimento.

A telha de fibrocimento mais utilizada é a telha ondulada, apresentada na figura 11

A colocação das telhas, na montagem de um telhado com telhas de fibrocimento, deve seguir a seqüência recomendada pelo fabricante e indicada na figura 12. Recomenda-se observar a direção dos ventos dominantes, como forma de proteção das telhas ao “arrancamento”.

A fim de possibilitar inúmeras soluções para os telhados, com telhas de fibrocimento, o fabricante oferece várias peças complementares, como as apresentadas na figura 13.

Outros detalhes a respeito das telhas onduladas de fibrocimento serão apresentados oportunamente. Os dados, para o projeto de telhados, são apresentados adiante na tabela 04.

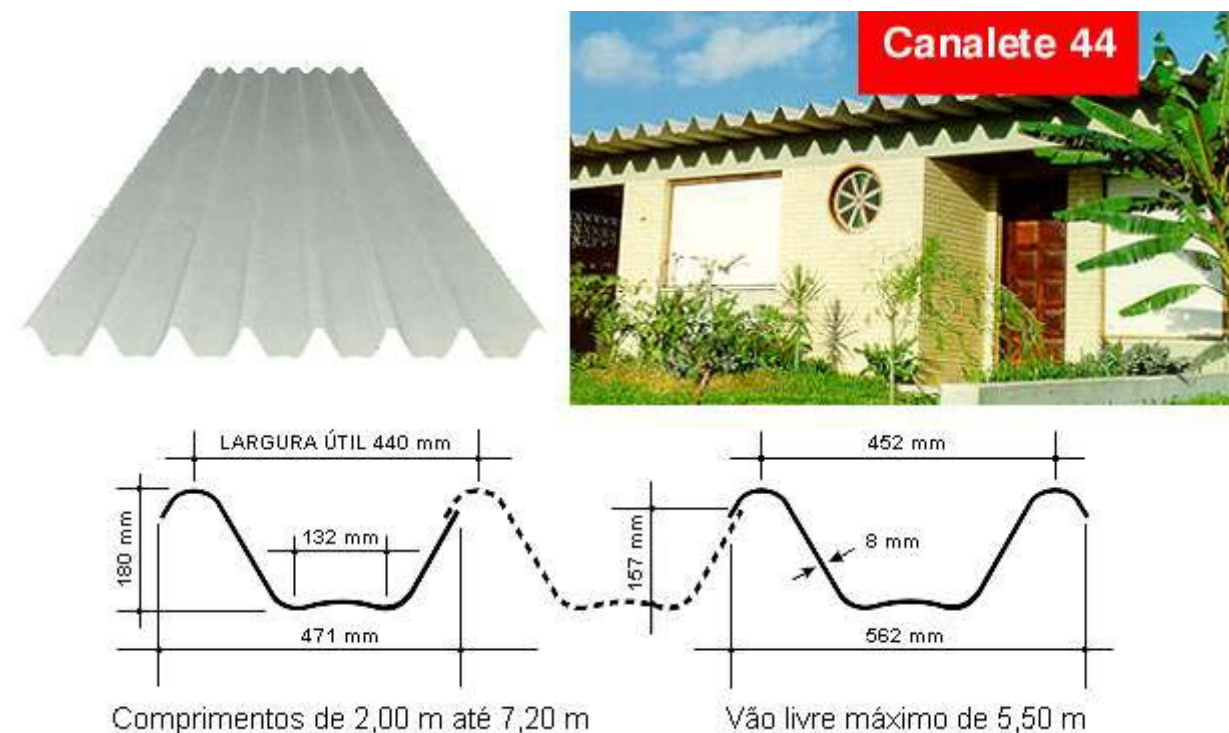


Figura 05 – Telha autoportante de fibrocimento – modelo “Canalete 44”.

Fonte: ETERNIT (2002)

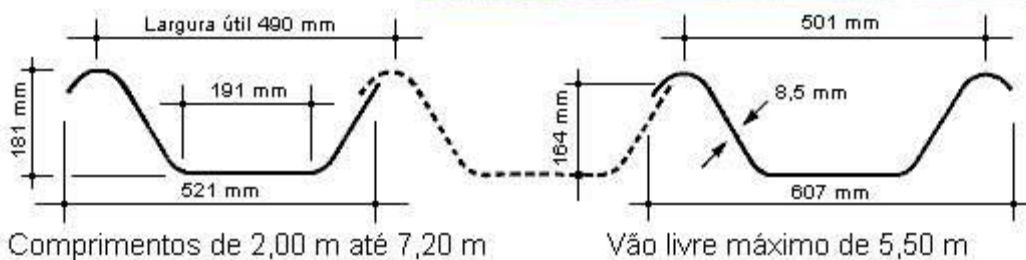


Figura 06 – Telha autoportante de fibrocimento – modelo “Canaleta 49”.
 Fonte: ETERNIT (2002)

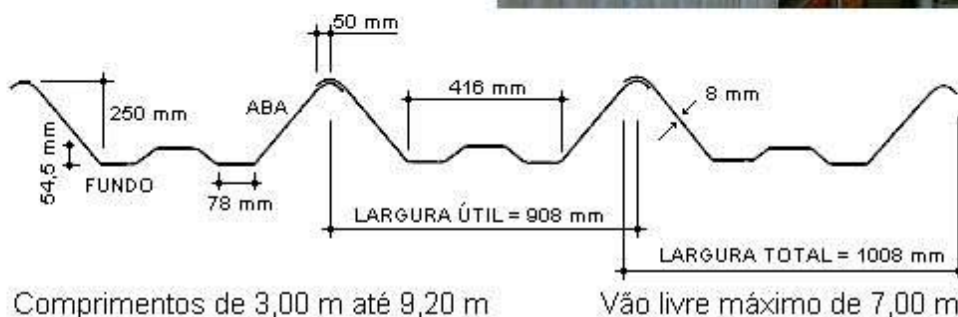


Figura 07 – Telha autoportante de fibrocimento – modelo “Canaleta 90”.
 Fonte: ETERNIT (2002)

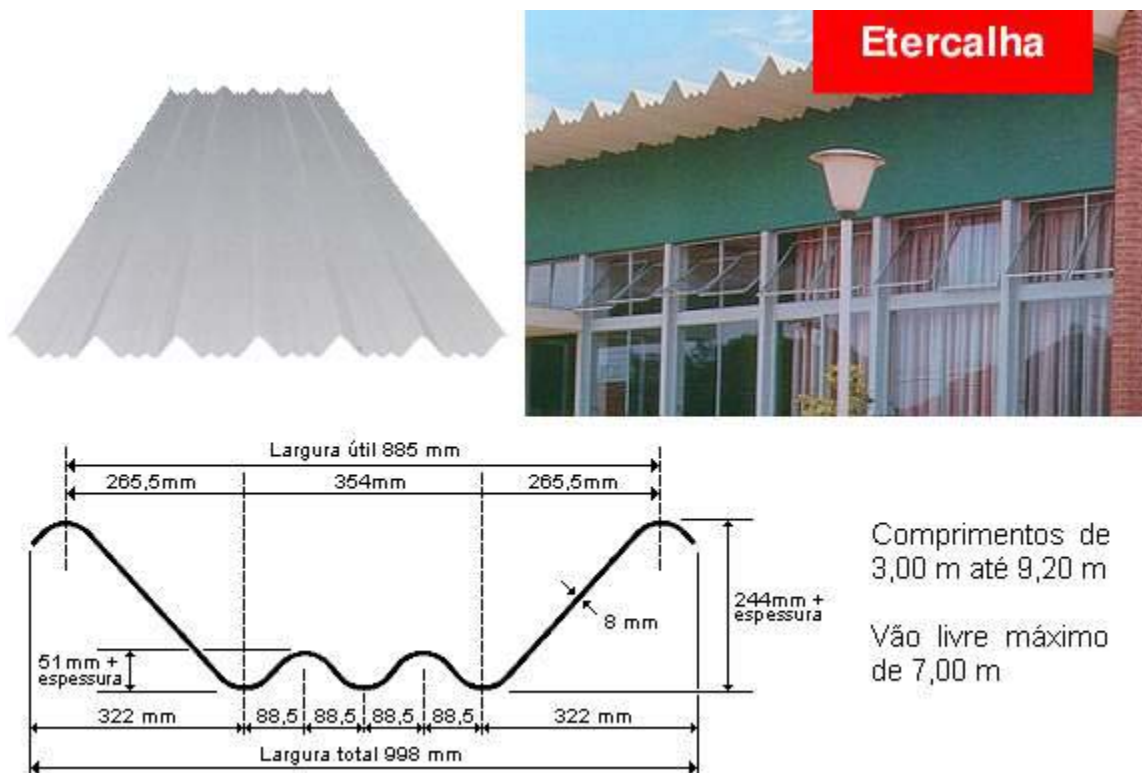


Figura 08 – Telha autoportante de fibrocimento – modelo “Etercalha”.
Fonte: ETERNIT (2002)

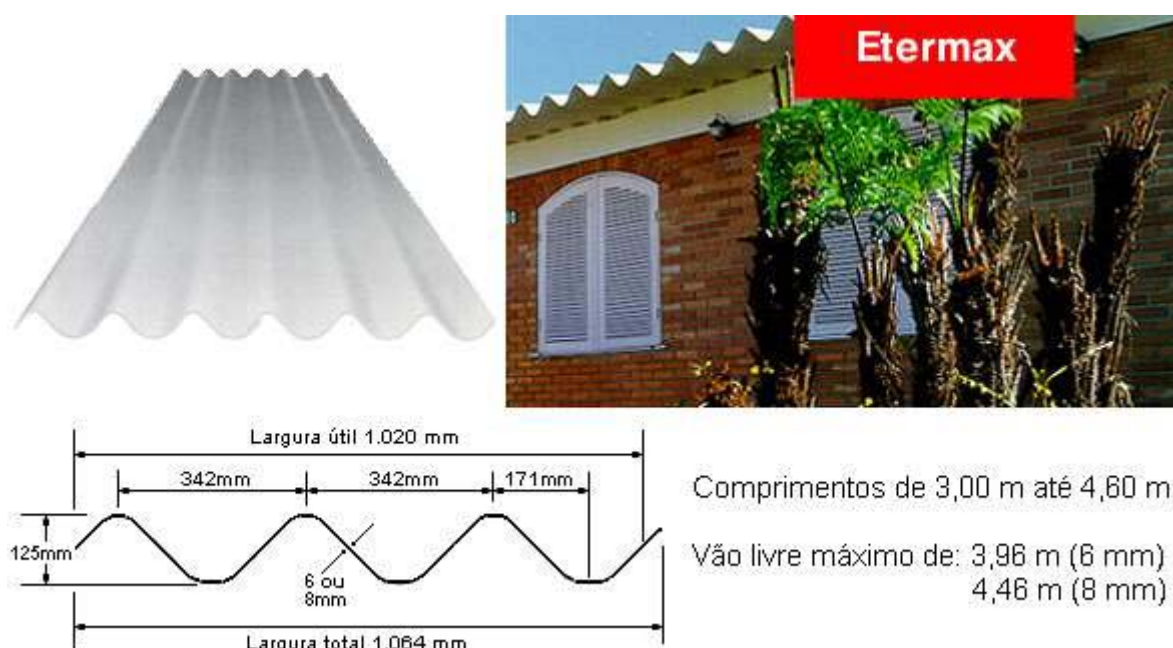
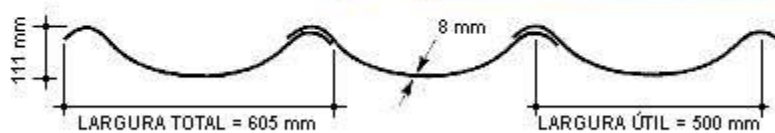


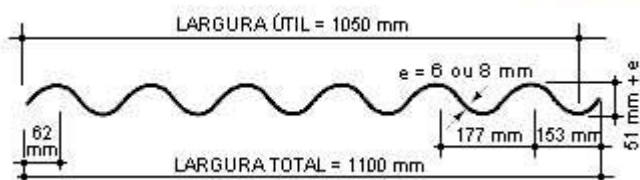
Figura 09 – Telha autoportante de fibrocimento – modelo “Etermax”.
Fonte: ETERNIT (2002)



Comprimentos de 1,85 m até 4,60 m Vão livre máximo de 3,00 m

Figura 10 – Telha autoportante de fibrocimento – modelo “Modulada”.

Fonte: ETERNIT (2002)



Comprimentos de 0,91 m até 3,05 m

Vão livre máximo: depende do comprimento da telha

Figura 11 – Telha de fibrocimento – modelo “Ondulada”.

Fonte: ETERNIT (2002)

Montagem de um telhado com telhas de fibrocimento

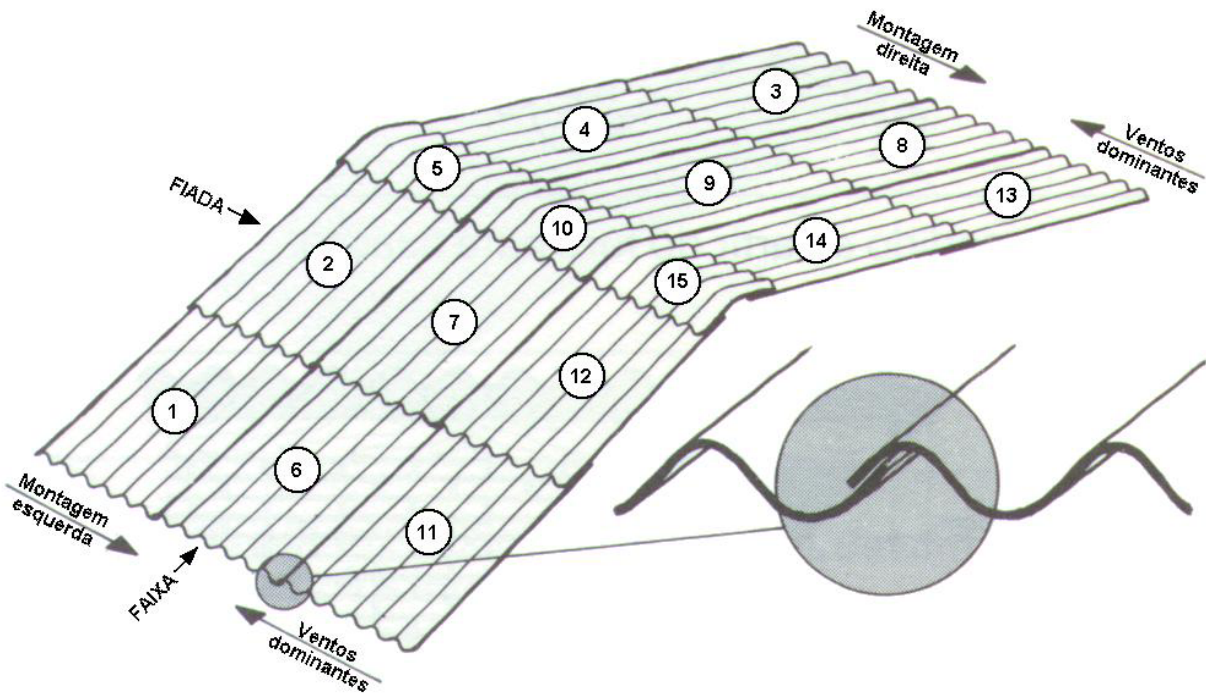


Figura 12 – Montagem de um telhado, com telhas de fibrocimento modelo “Ondulada”
Fonte: ETERNIT (2002)

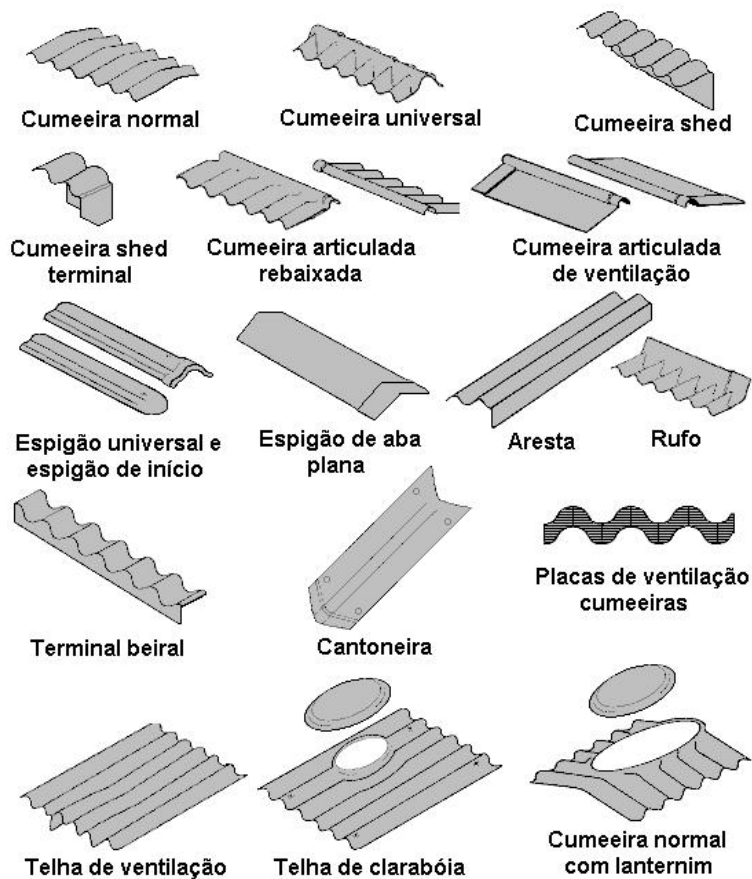


Figura 13 – Peças complementares para telhados com telhas “Onduladas”
Fonte: ETERNIT (2002)

4. TRAMA OU ARMAÇÃO

O trama, ou armação, segundo HELLMEISTER (1977), é constituído pelas peças que recebem as telhas, quer sejam cerâmicas, de fibrocimento, de alumínio, ferro galvanizado, madeira ou outras. O trama se apoia sobre as tesouras.

4.1. Trama para um telhado com telhas cerâmicas

Um trama para telhados com telhas cerâmicas é formado por ripas, caibros e terças (ver figura 14). As telhas se apoiam sobre as ripas, que se apoiam sobre os caibros, que se apoiam sobre vigas, denominadas terças, que descarregam sobre as tesouras.

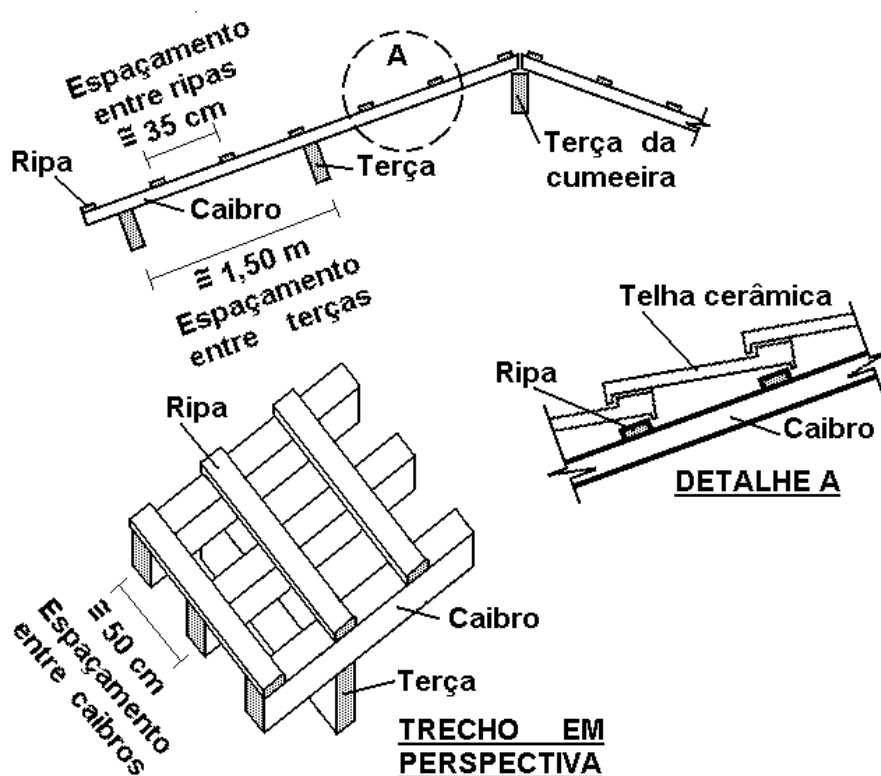


Figura 14 – Trama de um telhado convencional com telhas cerâmicas

- Ripas

As ripas são as peças que recebem as telhas. Geralmente têm seção de 1,5 cm x 5,0 cm ou de 1,0 cm x 5,0 cm. O espaçamento entre as ripas, normalmente denominado “galga”, depende do tipo e tamanho das telhas usadas, motivo pelo qual se utiliza um gabarito, construído na obra, para fixar as telhas nos caibros. Para o cálculo do madeiramento é usual adotar 35 cm para o espaçamento entre ripas.

As ripas, de espessura 1,5 cm ou 1,0 cm, suportam bem as cargas usuais de um telhado, entretanto não suportam o peso de um homem. Alguns profissionais têm dado mais atenção ao lado social, procurando evitar acidentes durante a construção, e têm utilizado ripões (2,5 cm x 5,0 cm) no lugar de ripas.

- Caibros

Os caibros servem de apoio às ripas, geralmente têm seção de 5,0 cm x 6,0 cm ou 6,0 cm x 6,0 cm. O espaçamento dos caibros depende do tipo de telhas usado e da resistência das ripas, varia entre 40 e 60 cm, sendo comum utilizar 50 cm, sem qualquer cálculo.

- Terças

As terças são vigas que recebem o carregamento dos caibros e o descarrega nas estruturas principais do telhado (tesouras, no caso mais comum). As terças, geralmente, têm a seção de 6,0 cm x 12,0 cm ou 6,0 cm x 16,0 cm. O espaçamento entre terças depende, basicamente do tipo de telha utilizada e da resistência dos caibros, gira em torno de 1,50 m nos tramas dos telhados para telhas cerâmicas e varia com o tamanho da telha, nos tramas dos telhados para telhas de fibrocimento.

As terças também funcionam como travamentos, reduzindo o comprimento de flambagem do banzo superior da estrutura principal do telhado (tesoura, no caso mais comum), motivo pelo qual a ligação entre a terça e esta estrutura deve ser bastante resistente.

4.2. Trama para um telhado com telhas de fibrocimento

No caso das telhas de fibrocimento, metálicas ou de madeira, o trama fica reduzido às terças. O esquema desse trama pode ser observado na figura 15.

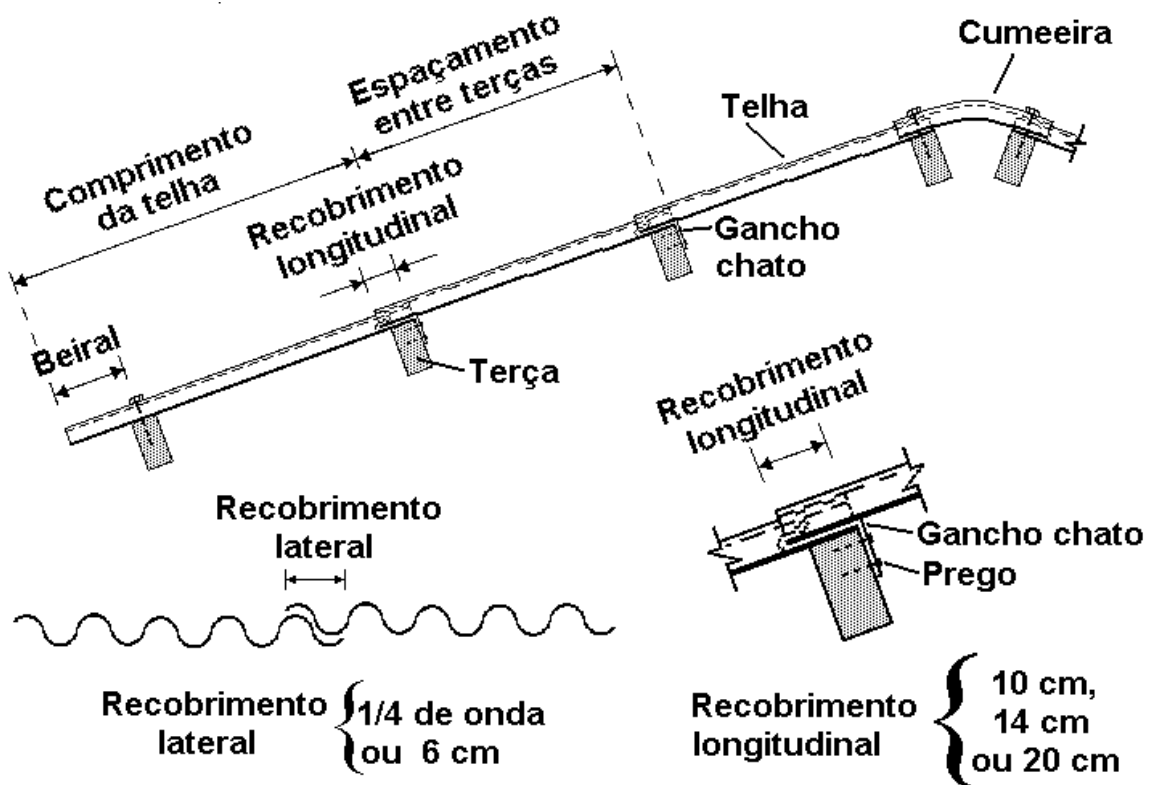


Figura 15 – Trama de um telhado convencional com telhas de fibrocimento

Para se evitar a entrada de águas de chuva é necessário se manter valores mínimos de recobrimentos laterais e longitudinais, como se apresenta na figura 15. A ação do vento sobre as telhas, que compõem o beiral, pode danificá-las, assim, é necessário limitar o comprimento do beiral, apresentado na figura 16, aos valores fornecidos na tabela 01.

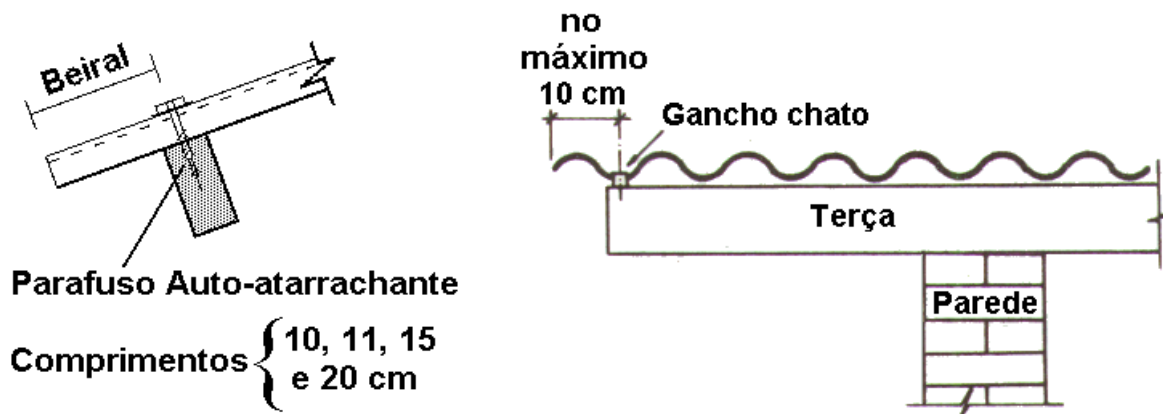
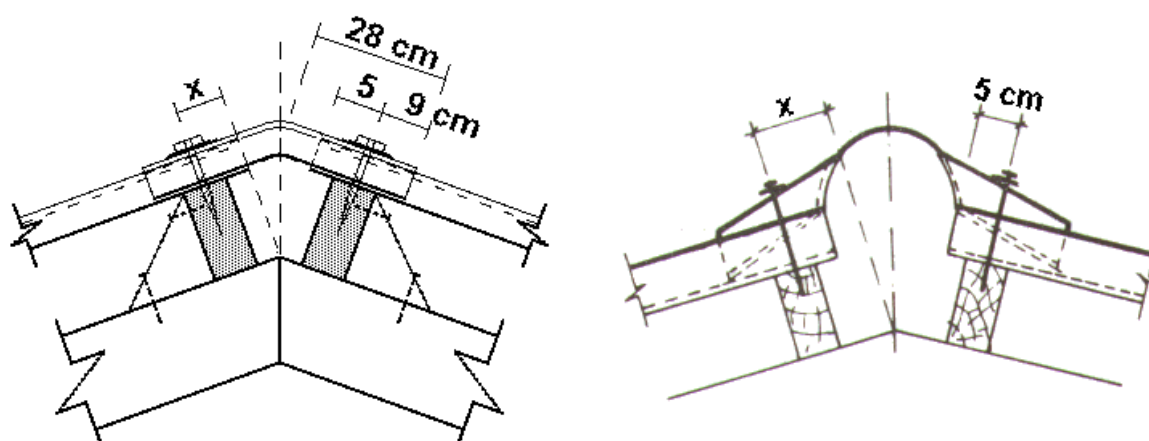


Figura 16 – Beiral

TABELA 01 - LIMITES DOS BEIRAIIS EM TELHAS DE FIBROCIMENTO

BEIRAL	SEM CALHA	COM CALHA
Máximo	40 cm	25 cm
Mínimo	25 cm	10 cm

As telhas para cumeeiras são fabricadas com diversas inclinações, segundo HELLMEISTER (1977), assim, durante o cálculo, para conhecer a posição das terças sobre a tesoura, é necessário saber os valores de "x" apresentados na figura 17 e nas tabelas 02 e 03.



a) Cumeeira normal

b) Cumeeira universal

Figura 17 – Cumeeiras

TABELA 02 – VALORES DE x (CUMEEIRA NORMAL)

VALORES DE x (cm)		
INCLINAÇÃO	SEÇÃO DAS TERÇAS (cm x cm)	
	6 x 12	6 x 16
10°	17,00	16,00
15°	16,00	15,00 *
20°	14,50	13,00 *
25°	13,50	11,50
30°	12,00	10,00

* Mais utilizadas.

TABELA 03 – VALORES DE x (CUMEEIRA UNIVERSAL)

VALORES DE x (cm)		
INCLINAÇÃO	SEÇÃO DAS TERÇAS (cm x cm)	
	6 x 12	6 x 16
10°	13,00	12,00
De 11° a 15°	11,50	10,00
De 16° a 20°	10,00	8,50
De 21° a 25°	9,00	7,00
De 26° a 30°	8,50	6,00

Ao apoiar uma telha de fibrocimento, como mostra a alínea a da figura 18, deve-se evitar fazê-lo sobre uma aresta. Nas coberturas em arco a diferença de inclinação entre uma telha e outra não deve ultrapassar seis graus (ver figura 18, alínea b).

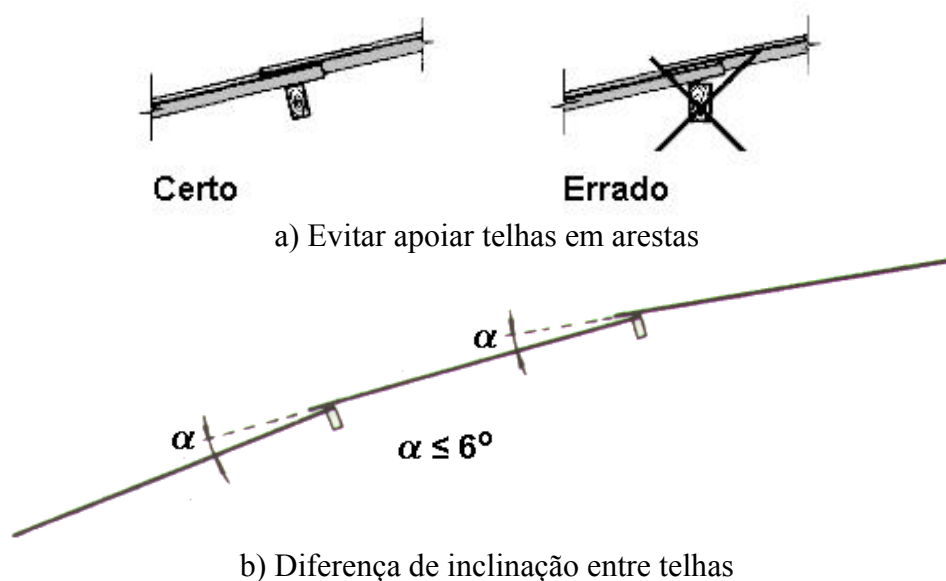


Figura 18 – Detalhes a considerar nos telhados com telhas de fibrocimento

5. ESTRUTURA PRINCIPAL DO TELHADO

Para receber o trama podem ser utilizados vários tipos de estruturas, dependendo do formato desejado para a cobertura. Apresentam-se, na figura 19, alguns tipos de estruturas principais utilizadas em coberturas.

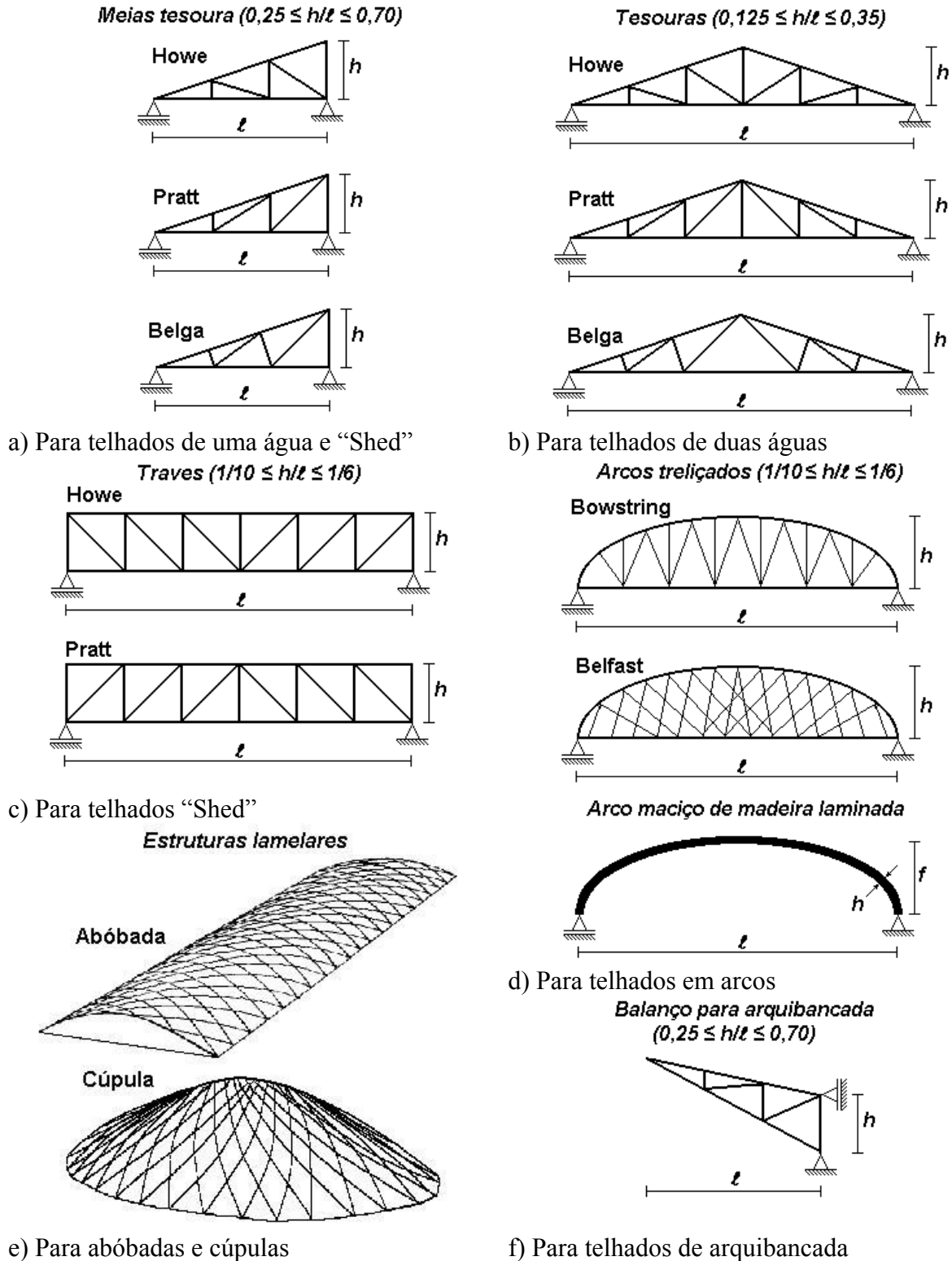


Figura 19 – Tipos de estruturas principais utilizadas em telhados

Em geral, ao se utilizar estruturas treliçadas, procura-se evitar momentos secundários posicionando as terças sobre os nós. Ao se utilizar treliças bowstring, segundo CALIL JÚNIOR (1995), deve-se fugir a esta regra, colocando propositamente as terças entre os nós, para criar um o momento secundário que alivie o momento causado pelo produto da força normal e a excentricidade do banzo superior.

Entre as estruturas apresentadas na figura 19, sem dúvida as tesouras são as mais utilizadas.

As tesouras são estruturas planas verticais (treliças) projetadas para receber cargas, que atuem paralelamente a seu plano, transmitindo-as aos apoios.

O ângulo entre os banzos superior e inferior da tesoura, segundo HELLMEISTER (1977), é conhecido como inclinação do telhado. A relação entre a altura e o vão da tesoura é o ponto.



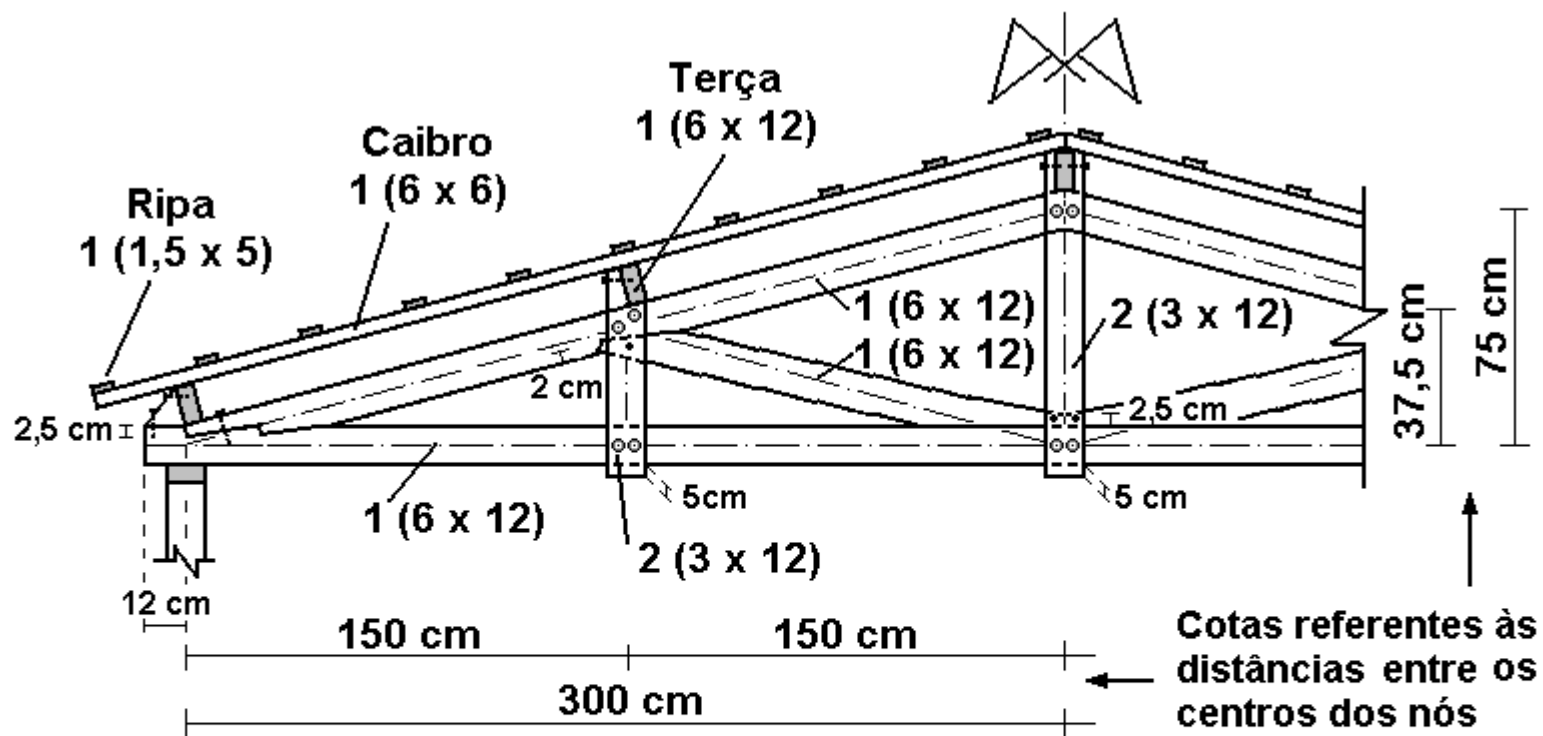
a) Inclinação



b) Ponto

Figura 20 – Inclinação e ponto de uma tesoura

O espaçamento entre as tesouras é limitado pela resistência das terças e geralmente varia entre 2,00 m e 4,00 m. Apresenta-se, na figura 21, o detalhamento de uma tesoura. Na tabela 04, a partir dos dados de HELLMEISTER (1977), CALIL JÚNIOR (1995), CERÂMICA 7 (2002), MIRANDA CORRÊA (2002) e ETERNIT (2002), são fornecidos os dados necessários ao cálculo simplificado de uma tesoura.



LEGENDA

- n (a x b)** - Barra de seção transversal composta por "n" peças de seção "a" cm x "b" cm;
- ou ↙ - Pregos de número comercial 20 x 42;
- - Parafusos de 1/2" de diâmetro e 18 cm de comprimento, e
- - Linhas de eixo da treliça.

Figura 21 – Exemplo de detalhamento de uma tesoura

TABELA 04 – DADOS PARA O CÁLCULO SIMPLIFICADO DE TELHADOS CONVENCIONAIS DE MADEIRA

TIPO DE TELHA	INCLINAÇÃO		Número de telhas por m ² de cobertura	ESPAÇAMENTOS MÁXIMOS			CARREGAMENTO POR m ² DE COBERTURA DEVIDO À:			
	Mínima (°)	Máxima (°)		Entre caibros (m)	Entre terças (m)	Entre tesouras (m)	Peso de telhas (N/m ²)	Peso de madeira (N/m ²)	Peso de água (N/m ²)	
CERÂMICAS	Francesa	16	25	15 – 16	0,50	1,60	2,75	450	430	113
	Romana	16	25	16 – 18	0,55	1,65	2,80	430	400	108
	Portuguesa	16	25	15 – 18	0,55	1,70	2,85	410	400	103
	Colonial	17	25	26 – 28	0,45	1,55	2,60	500	480	125
	Plan	11	17	26 – 28	0,45	1,50	2,55	540	500	135
	Paulista	11	17	26 – 28	0,45	1,50	2,50	550	500	138
FIBROCIMENTO (Onduladas)	0,915 m – 6 mm	Recomenda-se adotar inclinação mínima de 15°, entretanto, aplicando-se cordões de vedação podem ser utilizadas inclinações a partir de 5°.	Recomenda-se limitar a inclinação em 40°, evitando grandes esforços por flexão oblíqua nas terças. O fabricante não limita a inclinação máxima.	1,50	-----	0,775	3,60	138	200	35
	0,915 m – 8 mm			1,50	-----	0,775	3,60	183	220	46
	1,220 m – 6 mm			1,10	-----	1,080	3,20	138	200	35
	1,220 m – 8 mm			1,10	-----	1,080	3,20	183	220	46
	1,530 m – 6 mm			0,83	-----	1,390	3,00	138	200	35
	1,530 m – 8 mm			0,83	-----	1,390	3,00	183	220	46
	1,830 m – 6 mm ⁽¹⁾			0,70	-----	1,690	2,80	138	200	35
	1,830 m – 8 mm ⁽¹⁾			0,70	-----	1,690	2,80	183	220	46
	2,130 m – 6 mm			0,60	-----	1,990	2,65	138	200	35
	2,130 m – 8 mm			0,60	-----	1,990	2,65	183	220	46
	2,440 m – 6 mm			0,50	-----	1,150 ⁽²⁾	3,20	138	200	35
	2,440 m – 8 mm			0,50	-----	1,150 ⁽²⁾	3,20	183	220	46
	3,050 m – 6 mm			0,40	-----	1,455 ⁽²⁾	2,95	138	200	35
	3,050 m – 8 mm			0,40	-----	1,455 ⁽²⁾	2,95	183	220	46

⁽¹⁾ Telhas mais usadas – ⁽²⁾ A telha exige mais um apoio no centro.

OBSERVAÇÕES: Os dados da tabela foram obtidos para uma madeira de características médias, como as dicotiledôneas da classe C-30, terças de seção 6 cm x 16 cm, caibros de seção 6 cm x 6 cm e ripas de seção 1,5 cm x 5 cm.

Na denominação das telhas onduladas de fibrocimento (ℓ m – e mm), foram apresentados seu comprimento “ ℓ ” em m e sua espessura “e” em mm. A largura da telha é de 1,10 m.

6. CONTRAVENTAMENTOS

A principal carga acidental, que incide sobre o telhado, é provocada pelo vento. A ação do vento as vezes é transmitida às estruturas principais segundo direções não contidas no plano das mesmas, tornando-se necessária a utilização de uma estrutura auxiliar destinada a resistir a esses esforços. Essas estruturas são denominadas genericamente por contraventamentos.

Os contraventamentos são necessários, segundo CALIL JÚNIOR (1995), para resistir às forças laterais e para manter as estruturas principais alinhadas e a prumo.

Existem dois tipos de contraventamento, o temporário e o permanente, ambos se aplicam em cada obra. O contraventamento temporário é aquele que é colocado durante a montagem, para manter as estruturas principais em posição segura, até se executar um contraventamento permanente que oferecerá completa estabilidade.

As estruturas principais, tesouras no caso mais comum, não podem ser carregadas antes de ser colocado todo o contraventamento permanente, que é parte importante do telhado e necessita atenção especial no projeto e durante a montagem.

No projeto de tesouras, elas são tratadas como treliças planas, contidas no plano vertical. Assim, uma tesoura é uma estrutura rígida no seu próprio plano, mas muito flexível em planos transversais a ele. Caso as cargas mortas causem uma componente de força na direção flexível, esta força pode, rapidamente, fazer com que a tesoura se desvie de sua posição, causando altas forças de flexão lateral não consideradas no projeto.

Se uma cobertura não é adequadamente contraventada, segundo CALIL JÚNIOR (1995), as tesouras podem mover-se fora do plano vertical ou do alinhamento, causando tensões laterais progressivas. Portanto, o contraventamento permanente não deve ser subestimado, pois as tesouras perderiam toda a sua resistência ao serem mal contraventadas.

O contraventamento fixa tanto as peças individuais das tesouras como toda a estrutura, de maneira que a armação completa forma uma construção estável.

O contraventamento de peças comprimidas de seção retangular maciça, ou de peças comprimidas múltiplas, segundo a NBR 7190/97 (item 10.3), é necessário sempre que seu comprimento teórico de referência (L_0) exceda 40 vezes a dimensão transversal correspondente. Este limite corresponde a um índice de esbeltez de aproximadamente 140 ($\lambda \leq 140$).

Para cumprir esta condição, podem ser necessários um ou mais contraventamentos por peça, evitando sua instabilidade. Esses contraventamentos devem ser colocados ao longo do comprimento do edifício e, em seus extremos, descansar sobre pontos fixos, que podem se originar de uma parede ou uma treliça paralela. Se esses pontos fixos não forem previstos, todas as peças flambam na mesma direção e o contraventamento não surtirá nenhum efeito.

Sendo o problema de instabilidade indeterminado, não se sabe, à princípio, o sentido tomado pela peça ao perder estabilidade, isto deve ser considerado ao se idealizar o contraventamento (ver figura 22). Se os elementos de contraventamento forem comprimidos, eles também deverão ter sua estabilidade verificada. Essa verificação é dispensada quando os elementos de

contraventamento forem efetivamente fixados em ambas as extremidades, de modo que eles possam cumprir sua função sendo solicitados apenas à tração em um de seus lados.

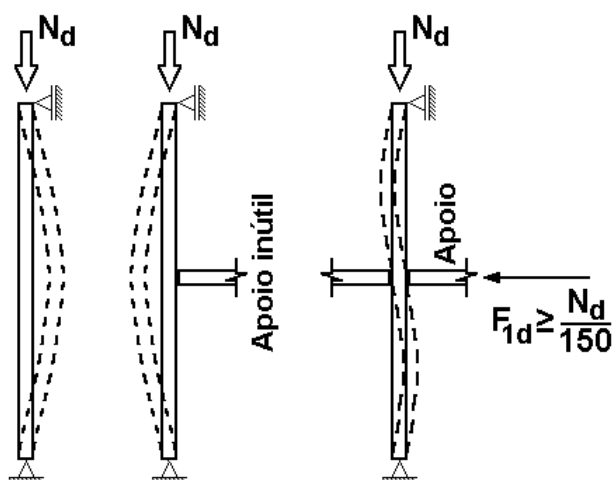


Figura 22 – Contraventamento, através de peças comprimidas

Para evitar a instabilidade lateral da peça comprimida, o contravento deverá absorver, segundo a NBR 7190/97 (item 7.6.2), uma força com o valor mínimo convencional de 1/150 da força axial da peça comprimida (valores de cálculo).

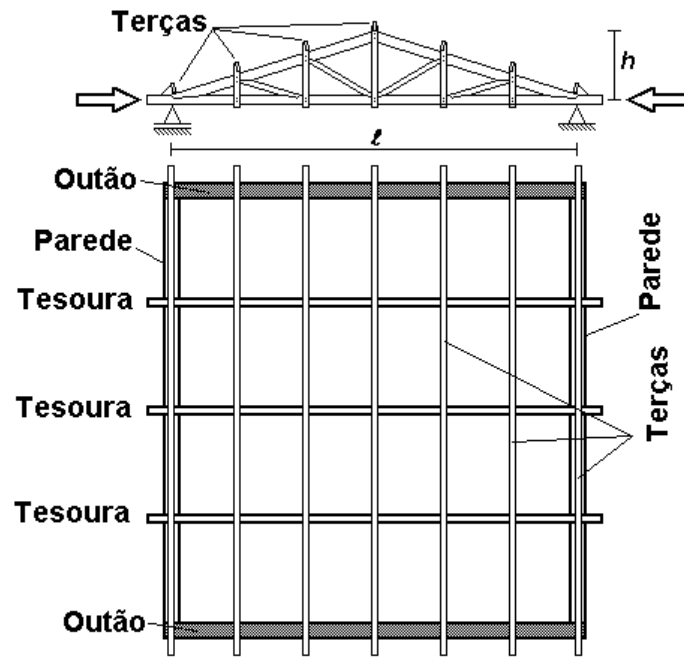
No projeto de uma tesoura é usual admitir um comprimento teórico de referência igual ao comprimento da barra, para cada barra comprimida do banzo superior. Essa hipótese só estará correta se cada nó, do banzo superior da treliça, for adequadamente contraventado.

Uma ligação adequada entre cada terço com as tesouras, possibilitará a transmissão de esforços, transversais às tesouras, para pontos fixos nas paredes de outão, que deverá ter resistência para absorvê-los. Na figura 23, esquematiza-se este sistema de contraventamento, comum em telhados de pequenos vãos, nos quais se pode contar com paredes de outão resistentes.

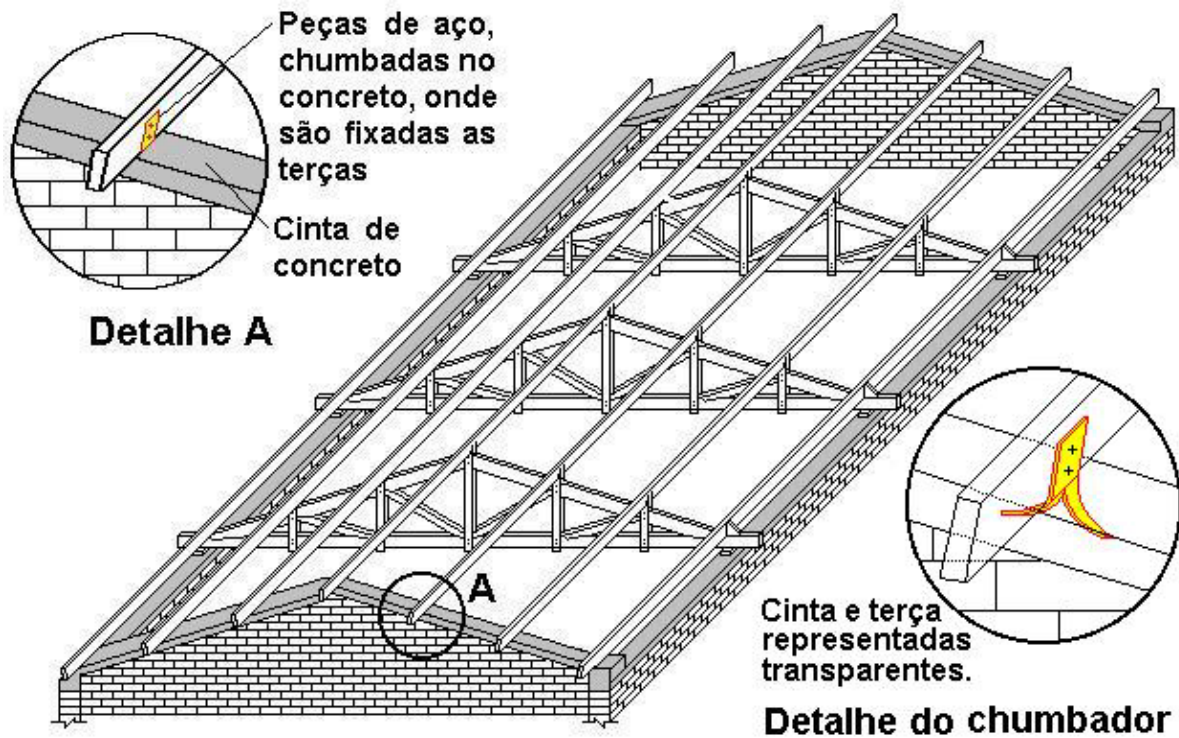
Em cada ponto fixo, a força, a ser absorvida, segundo CALIL JÚNIOR (1995), corresponde a força de contraventamento oriunda de cada uma das tesouras contraventadas, sendo, portanto, acumulativa. O Sistema de contraventamento e detalhes de conexão a esse ponto devem ser projetados para resistir essa força.

Não se podendo contar com a resistência da parede de outão, como no caso de se ter uma tesoura de outão, a conexão com o ponto fixo deve ser considerada cuidadosamente. Nestes casos se deve providenciar um contraventamento vertical, em “X”, unindo os montantes centrais das tesouras. Na figura 24, esquematiza-se este sistema de contraventamento.

A parte final de um telhado em quatro águas é auto-suficiente em contraventamento. A resistência lateral dos extremos da cobertura é dado neste caso pela colocação de cavaletes e caibros ou, nos telhados de maior vão, pelas estruturas em meia tesoura necessárias ao apoio das terças. Na parte interna pode ser necessária a utilização de contraventamentos verticais. A figura 25, esquematiza esta situação.

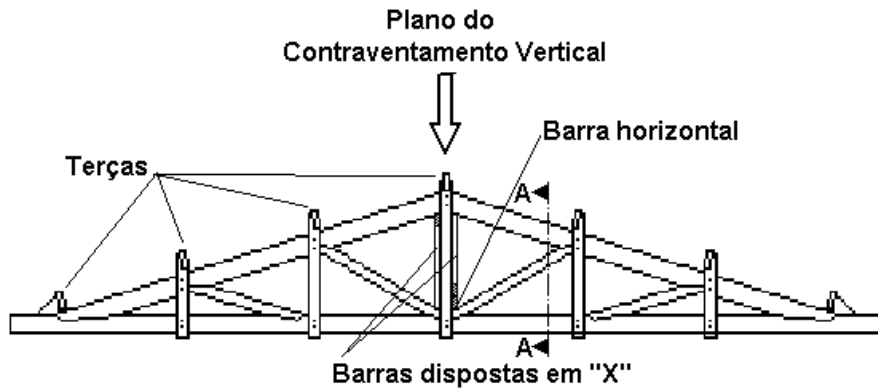


a) Esquema do contraventamento – vistas frontal e superior

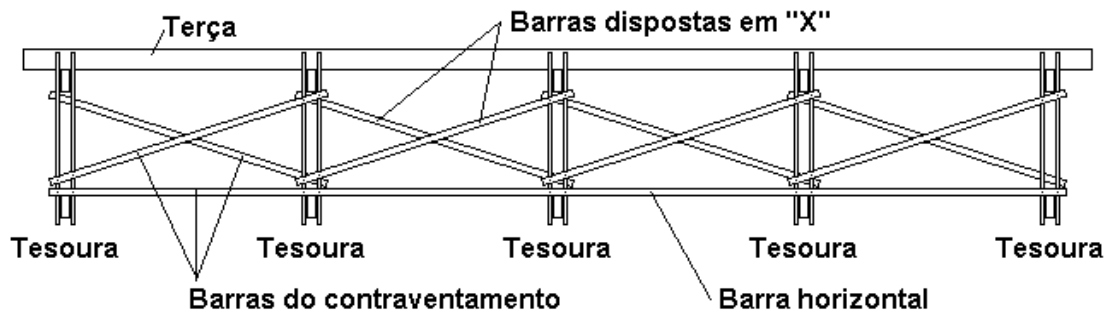


b) Perspectiva

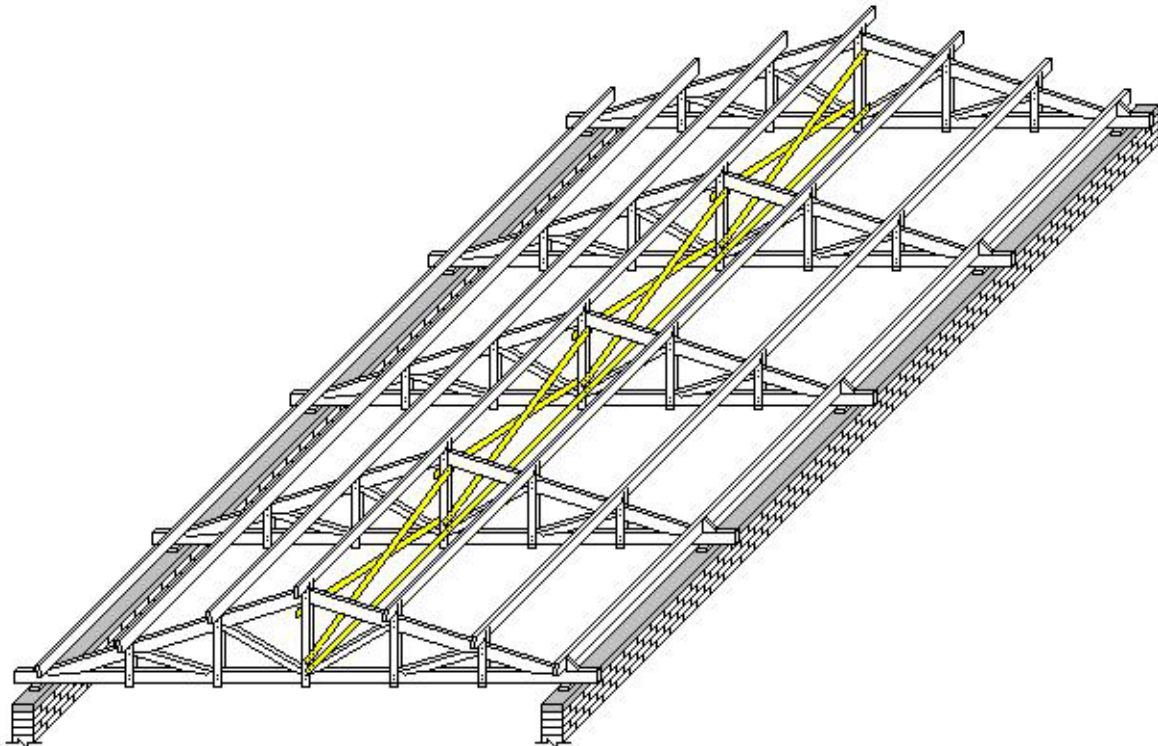
Figura 23 – Contraventamento de um telhado, de pequeno vão, com paredes resistentes de outão. As terças, se ligadas adequadamente às tesouras, transmitem os esforços transversais às paredes de outão, onde também devem ter ligação adequada.



a) Vista frontal da tesoura indicando a posição do contravento



b) Corte A-A apresentando o esquema do contravento vertical



c) Perspectiva

Figura 24 – Contravento vertical, em um telhado, de pequeno vão, com tesouras de outão. Barras em “X”, no plano vertical dos montantes centrais das tesouras, formam uma treliça plana com condições de absorver esforços, transversais às tesouras.

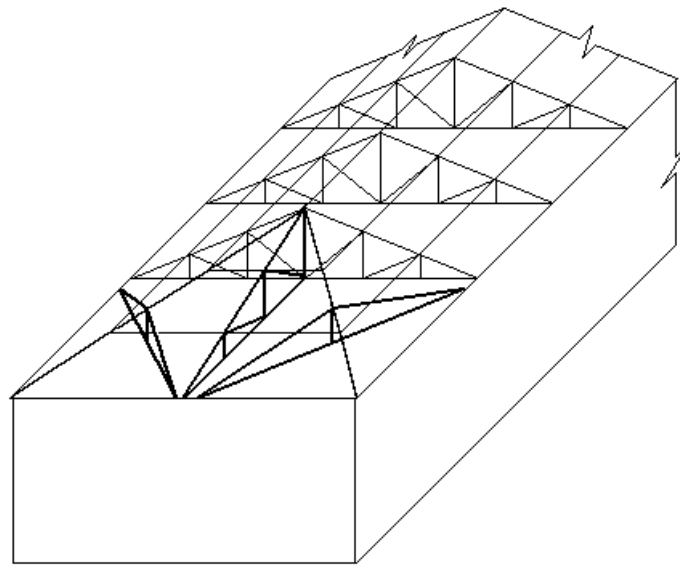
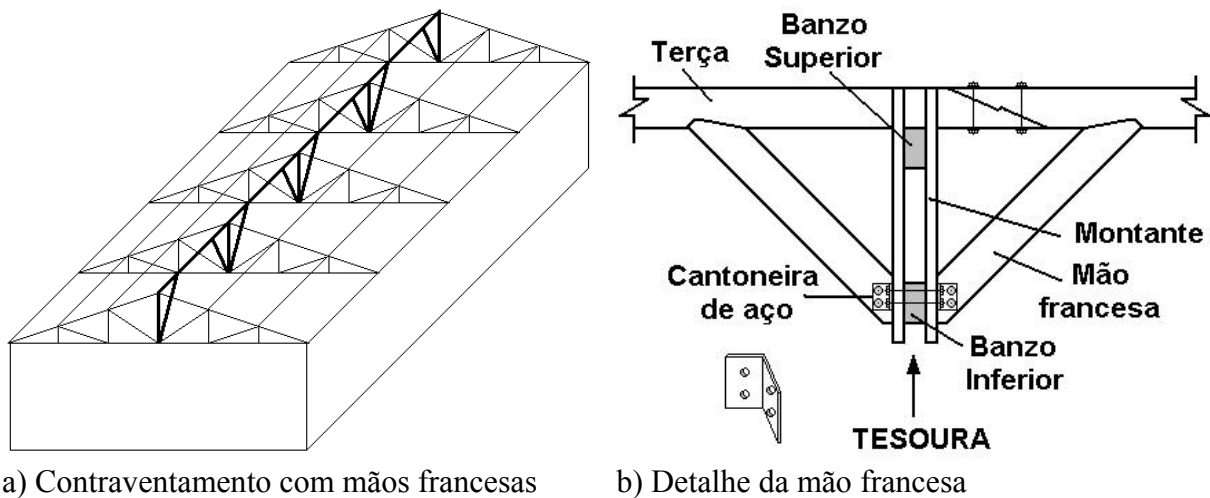


Figura 25 – Auto-suficiência, em contraventamento, dos extremos de um telhado em quatro águas.

Um substituto ao contraventamento vertical, porém menos eficiente, é a utilização de mãos francesas. Na figura 26, apresentam-se um esquema deste tipo de contraventamento e um detalhe da mão francesa.



a) Contraventamento com mãos francesas b) Detalhe da mão francesa

Figura 26 – O uso de mão francesa, como substituto ao contraventamento vertical.

Nos telhados de maiores vãos, apenas um contraventamento vertical, no centro, pode ser insuficiente como se apresenta na figura 27. Nestes casos podem ser utilizados outros contraventamentos verticais, dispostos lateralmente como esquematizado na figura 28.

Recomenda-se utilizar contraventamentos verticais espaçados entre si de no máximo seis metros, no caso de se utilizar telhas cerâmicas, ou oito metros, ao se utilizar telhas onduladas de fibrocimento.

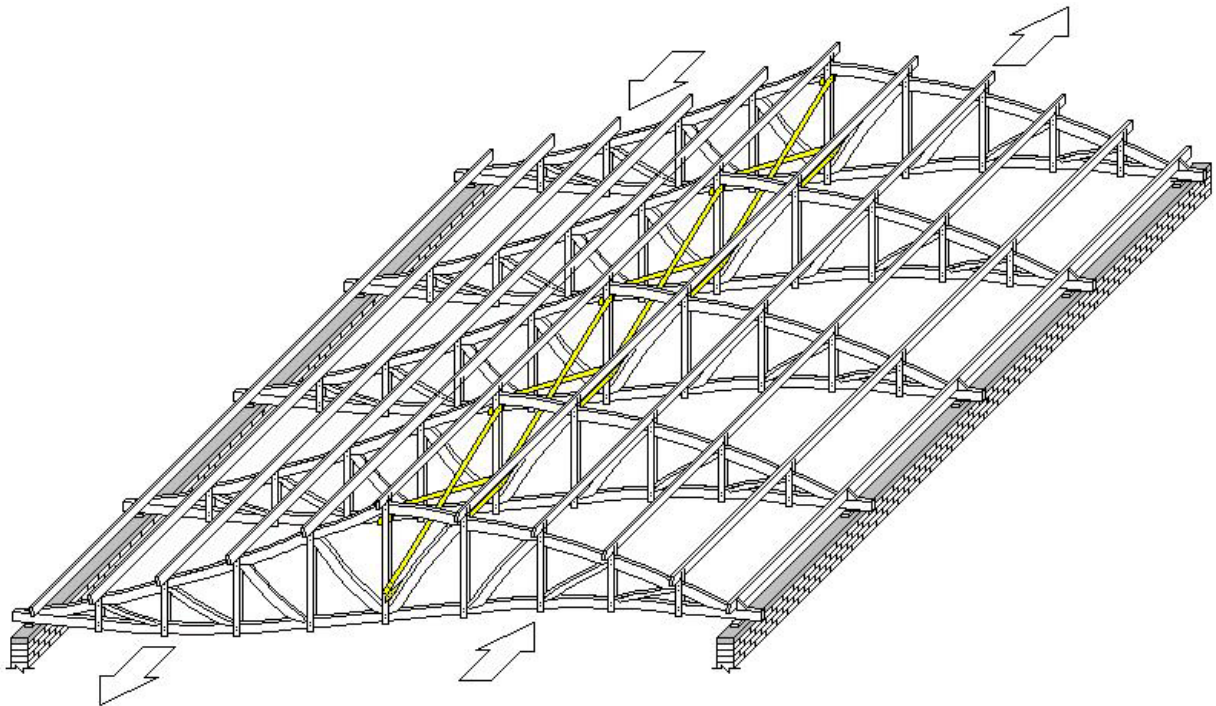


Figura 27 – Telhado deformado, devido a instabilidade das tesouras, por insuficiência de contraventamento.

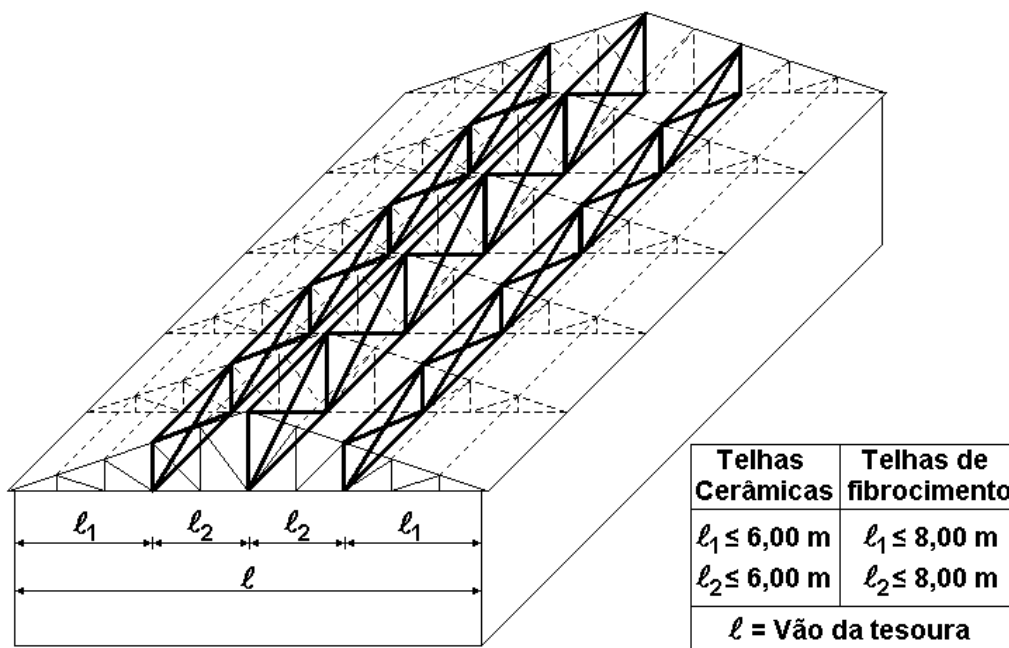


Figura 28 – Esquema de contraventamento com vários contraventamentos verticais.

Outro problema, que ocorre nos telhados maiores, é a insuficiência de resistência das paredes, da frente e do fundo, para receber os carregamentos horizontais, descarregados pelas terças ou contraventamentos verticais, que se sabe serem cumulativos. Nestes casos podem ser criadas treliças, no plano do trama, adicionando barras em “X” aos quadros formados pelas terças e

pelas barras do banzo superior. Estas treliças têm condições de absorver as cargas horizontais (F), e descarregá-las nas paredes laterais (R_1), como se apresenta na figura 29. Com o mesmo sistema, pode-se enrijecer os quadros do contorno, em contato com as paredes laterais, para que parcelas (R_2) da força horizontal (F) sejam distribuídas ao longo do comprimento das paredes. Recomenda-se distribuir as treliças, formadas no plano do trama, a no máximo cada doze metros. Na figura 29 se apresenta, esquematicamente, um contraventamento no plano do trama.

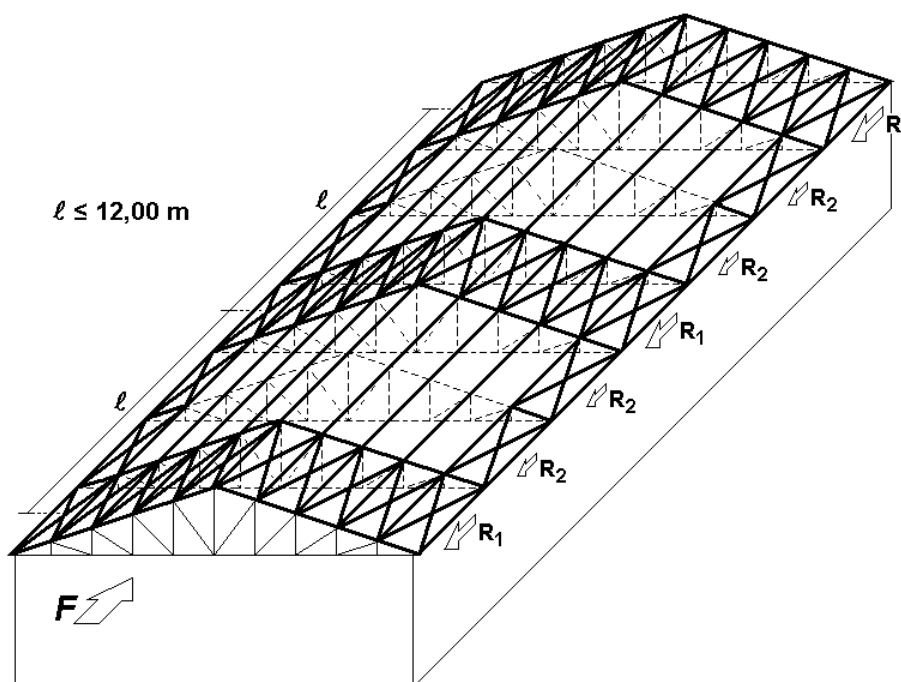


Figura 29 – Contraventamento no plano do trama.

O banzo inferior também pode estar submetido a compressão, devido a ação de um vento em sucção, ou em alguns tramos de tesouras em balanço. Nesses casos, se existir forro, aplicado em barrotes fixados no banzo inferior, com resistência suficiente e adequadamente unido ao banzo, não é necessário um contraventamento adicional no plano do banzo inferior. Por outro lado, para construções abertas e sem forro, deve-se providenciar um contraventamento no plano horizontal, que contém os banzos inferiores das tesouras, de forma semelhante ao contraventamento no plano do trama. Na figura 30 se apresenta, esquematicamente, um contraventamento no plano horizontal dos banzos inferiores. Deve-se ressaltar, entretanto, que a existência do contraventamento, no plano horizontal dos banzos inferiores, não substitui o contraventamento para as barras do banzo superior e deve ser utilizado em associação com contraventamentos verticais para esse fim.

Os contraventamentos apresentados, até o momento, consideram uma construção sólida sob o telhado. Esta condição é atendida, em geral, por um sistema de vigas e pilares, engastados na fundação, em concreto armado, comum às paredes de alvenaria.

Para os edifícios tipo galpão, sem paredes ou com paredes sem resistência lateral, nos quais o telhado se apoia, em geral, em pilares de madeira, articulados à fundação em concreto

armado, o contraventamento deve enrijecer tanto as paredes como os pilares, tornando-se mais importante e oneroso.

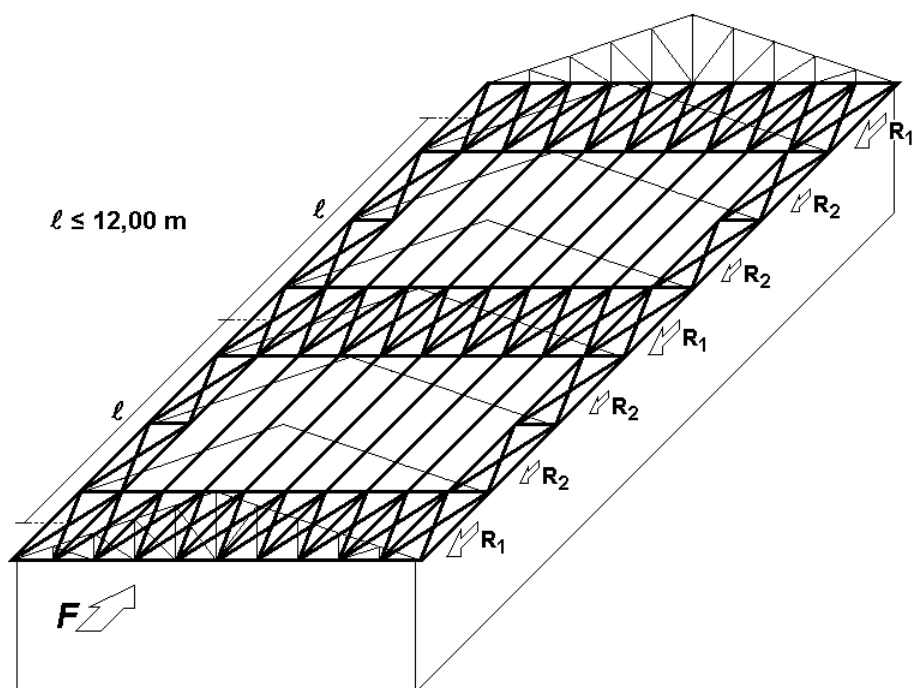
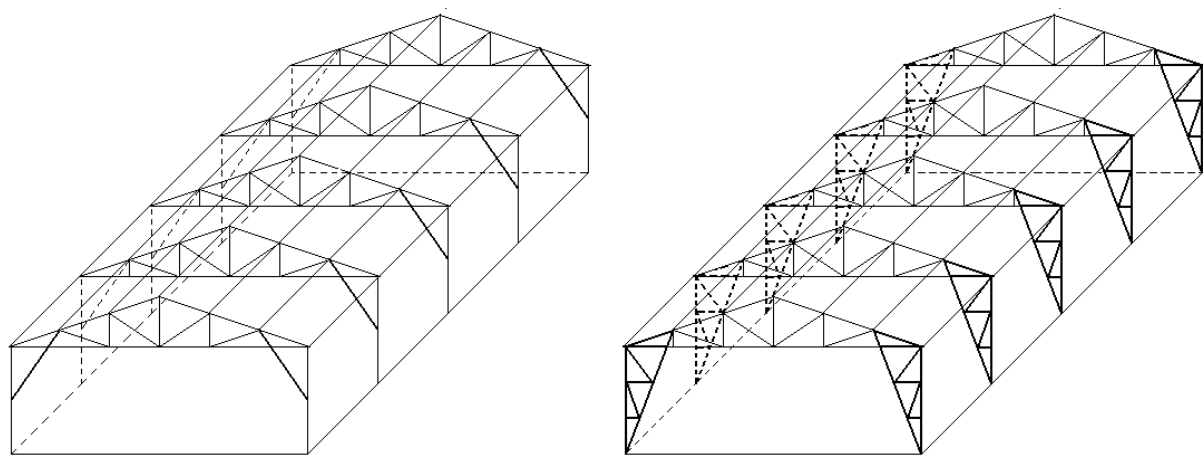


Figura 30 – Contraventamento no plano horizontal dos banzos inferiores.

Para enrijecer a ligação entre as tesouras e os pilares pode-se, aproveitando-se os montantes das extremidades da tesoura, executar mãos francesas como se apresenta na alínea a da figura 31. Uma opção melhor é transformar as tesouras em pórticos, bi-articulados, como se apresenta na alínea b da figura 32.



a) Utilização de mãos francesas

Figura 31 – Enrijecimento dos pilares de um edifício tipo galpão

Para enrijecer as paredes, contraventamentos em “X”, nos cantos da edificação e sob as treliças do contraventamento no plano do trama, como se apresenta na figura 32, é uma boa

solução, embora apresente a desvantagem de complicar o acesso à construção. Caso, a vedação das paredes seja em painéis pré-fabricados, o contraventamento em “X”, pode ser incorporado ao painel.

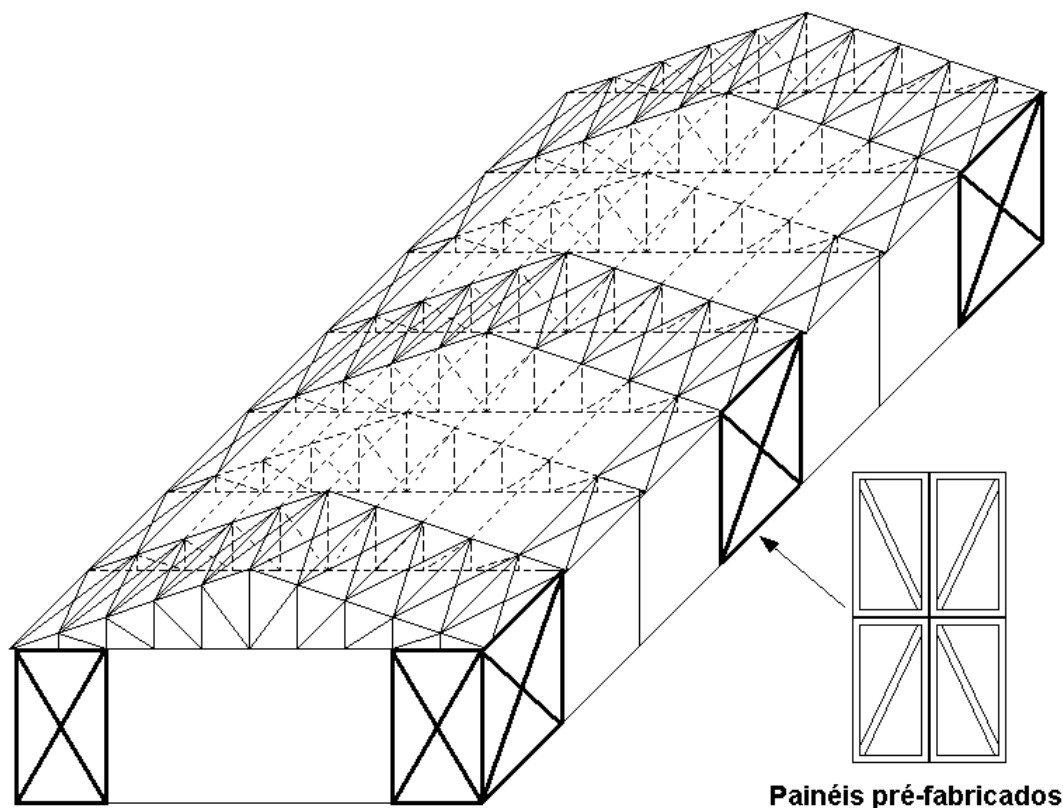


Figura 32 – Enrijecimento das paredes em um edifício tipo galpão

Uma boa prática de engenharia, segundo CALIL JÚNIOR (1995), é a de prover sempre colunas de aço, ou de concreto armado, chumbadas em blocos de concreto nos quatro cantos do galpão.

É lógico que em um galpão fechado com paredes, sem resistência lateral, resultam forças mais altas no contraventamento, que no caso do edifício aberto, pois o contraventamento terá a função extra de absorver parte da ação do vento que incidirá sobre as paredes. Portanto, se existir intenção de fechar o galpão no futuro, é necessário projetar-se a estrutura de acordo com este fato. Caso contrário, o fechamento deverá ser feito com paredes que possuam resistência lateral.

Para telhados de duas águas sob construção sólida, utilizando tesouras, segundo LOGSDON (1999), pode-se escolher o esquema do contraventamento a ser utilizado, através das tabelas 05 e 06.

A utilização de contraventamentos em “X”, traz em seu bojo a idéia de que uma das barras será comprimida e a outra tracionada. Utilizando-se peças de elevado índice de esbelteza, a peça comprimida perde estabilidade, o quadro hiperestático, preenchido com as barras em “X”, trabalhará como uma treliça isostática, formada por dois triângulos, onde a diagonal tracionada transmitirá os esforços. Dessa forma as barras do “X” poderão ter seção transversal

relativamente pequena, pois a madeira resiste bem à tração. Recomenda-se a seção mínima de 2,5 cm x 7,5 cm, cuja espessura acarretará em pequeno raio de giração, portanto elevado índice de esbeltez, e cuja largura proverá espaço suficiente para a ligação tracionada.

TABELA 05 – CONTRAVENTAMENTOS EM UM TELHADO CONVENCIONAL DE MADEIRA, EM DUAS ÁGUAS COM PAREDES DE OUTÃO

VÃO DO TELHADO, PARA:		CONTRAVENTAMENTO INDICADO
TELHAS CERÂMICAS	TELHAS DE FIBROCIMENTO	
até 8,00 m	até 10,00 m	Apenas uma boa ligação entre as tesouras e as terças.
de 8,00 a 12,00 m	de 12,00 a 15,00 m	Um contraventamento vertical, no centro.
de 12,00 a 20,00 m	de 15,00 a 30,00 m	Um contraventamento vertical, no centro, e dois laterais.
acima de 20,00 m	acima de 30,00 m	Um contraventamento vertical a cada 6,00 m (ou 8,00 m) e contraventamentos no plano do trama.

TABELA 06 – CONTRAVENTAMENTOS EM UM TELHADO CONVENCIONAL DE MADEIRA, EM DUAS ÁGUAS SEM PAREDES DE OUTÃO

VÃO DO TELHADO, PARA:		CONTRAVENTAMENTO INDICADO
TELHAS CERÂMICAS	TELHAS DE FIBROCIMENTO	
até 8,00 m	até 10,00 m	Um contraventamento vertical, no centro.
de 8,00 a 12,00 m	de 12,00 a 15,00 m	Um contraventamento vertical, no centro, e contraventamentos no plano do trama.
acima de 12,00 m	acima de 15,00m	Um contraventamento vertical a cada 6,00 m (ou 8,00 m, se telhas de fibrocimento), no máximo, e contraventamentos no plano do trama.

É relativamente comum, nos telhados de maior porte, substituir-se as barras horizontais tracionadas, dos contraventamentos verticais e/ou no plano horizontal dos banzos inferiores, por tirantes de ferro redondo provido de esticadores (ver detalhe na figura 33). A utilização de tirantes de ferro redondo se baseia na extraordinária resistência do aço à tração, que possibilita barras muito delgadas. O uso de esticadores se deve à manutenção, pois o aço tem elevado coeficiente de dilatação térmica e, por isto pode apresentar-se “frouxo” em dias muito quentes, tornando necessário esticar as barras do contraventamento.

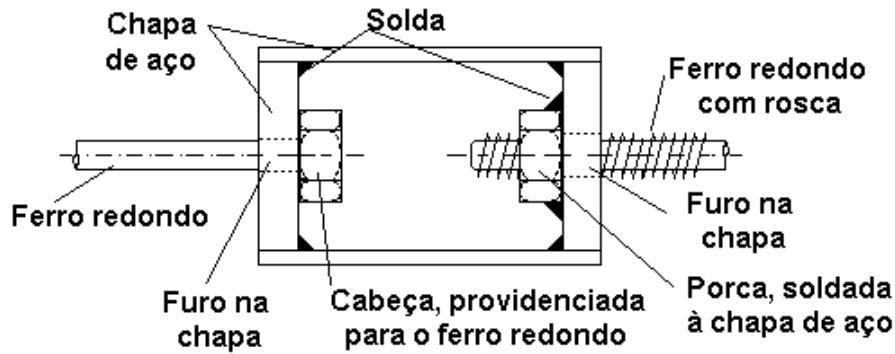


Figura 33 – Detalhe de um esticador (esquemático)

7. ROTEIRO PARA CÁLCULO SIMPLIFICADO DE UM TELhado

1 – Definir o esquema geral

O esquema geral é a esquematização de como será o telhado, mostrando as dimensões básicas e a forma de todos os elementos do telhado. A figura 34 apresenta um exemplo de esquema geral.

Para se fazer o esquema geral é necessário o conhecimento da área a ser coberta e dos dados constantes na tabela 04, para a telha escolhida.

2 – Definir os carregamentos

O carregamento permanente em um telhado é definido pelo peso próprio do madeiramento e das telhas.

O peso próprio do madeiramento, segundo a NBR 7190/97 (item 5.5.2), é estimado pelo produto entre o volume de madeira e seu peso específico, acrescido de 3% para considerar as peças metálicas das ligações (pregos e/ou parafusos). O peso específico, para avaliação do peso próprio do madeiramento, refere-se ao teor de umidade de 12%.

O peso próprio das telhas é obtido a partir das informações do fabricante, a respeito do peso de cada telha e da área útil coberta por ela.

O peso próprio real, avaliado depois do dimensionamento final da estrutura, segundo a NBR 7190/97 (item 5.5.2), não deve diferir de mais de 10% do peso próprio inicialmente admitido. Em um cálculo simplificado podem ser utilizados os dados apresentados na tabela 04.

O carregamento variável, por sua vez, é definido pelo peso da água absorvida pelas telhas e pela ação do vento.

O carregamento devido à água absorvida pelas telhas, segundo HELLMEISTER (1977), dificilmente supera a 25% do peso das telhas e, em um cálculo simplificado, pode ser obtido a partir dos dados apresentados na tabela 04.

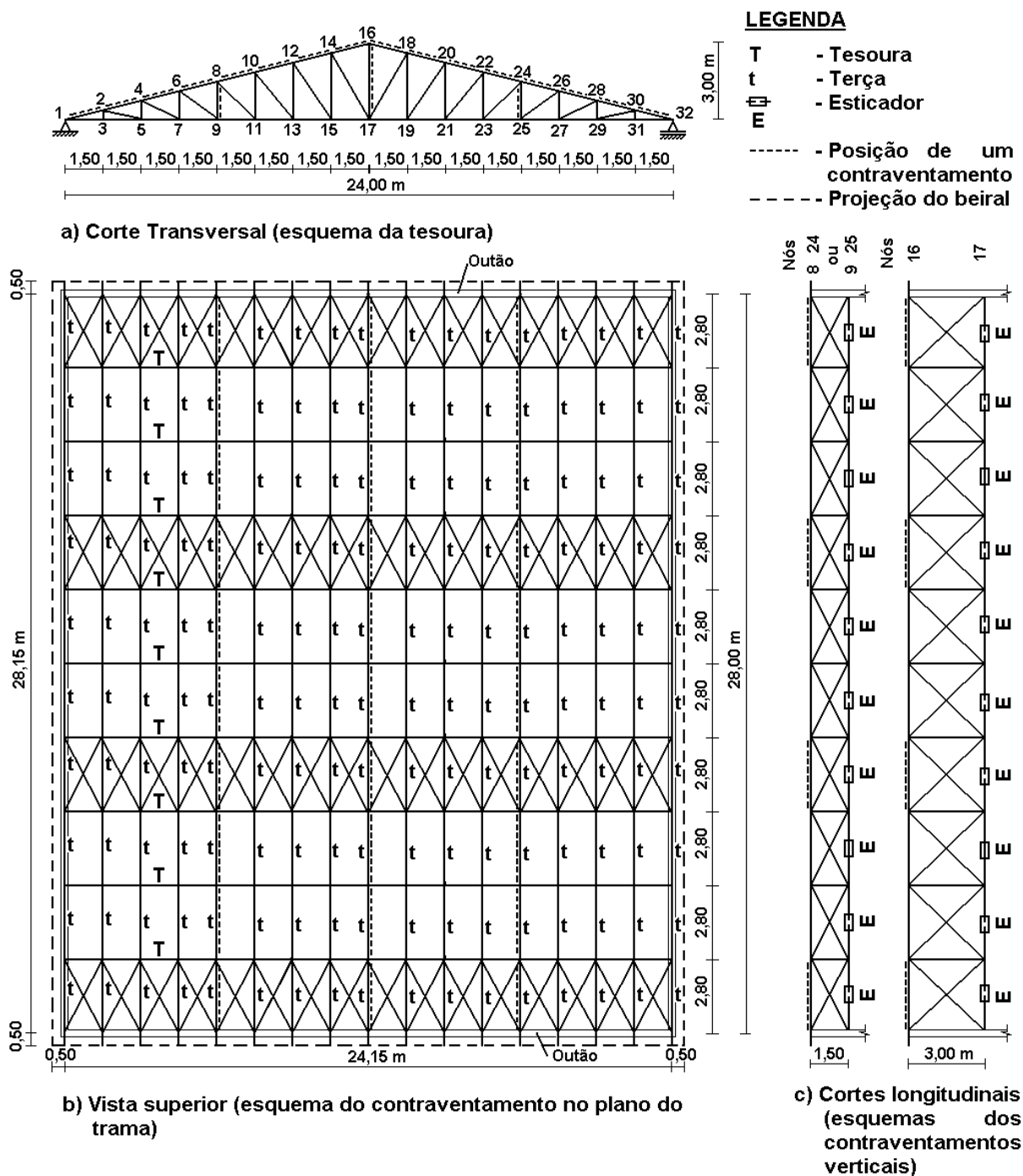


Figura 34 – Exemplo de um Esquema Geral

Quanto a ação do vento devem ser avaliados pelo menos dois carregamentos: o carregamento que produz esforços de mesma direção do carregamento permanente, denominado vento de pressão; e o que produz esforços na direção contrária à do carregamento permanente, denominado de vento de sucção. A obtenção destes carregamentos é definida pela “NBR 6123 – Forças devidas ao vento em edificações”, da ABNT (1988). No anexo I, do presente trabalho, se apresenta um breve resumo da NBR 6123/88 no que tange aos telhados.

Além destes carregamentos, para a avaliação da flecha máxima da tesoura, é necessário obter os esforços devidos à carga unitária, vertical e para baixo, aplicada ao nó inferior do montante central da tesoura (carregamento unitário).

3 – Definir esforços nas barras

Para cada carregamento descrito no item anterior, podem ser obtidos os esforços característicos nas barras. Isto pode ser feito utilizando qualquer dos métodos conhecidos para cálculo de esforços normais em treliças. Atualmente, programas específicos, que utilizam microcomputador, têm sido muito utilizados para este fim.

A partir destes esforços podem ser obtidos os esforços de cálculo, máximo e mínimo, em cada barra, aplicando a correspondente combinação linear definida na NBR 7190/97. No anexo II, do presente trabalho, se apresenta, resumidamente, as recomendações da NBR 7190/97 para a obtenção dos esforços de cálculo. Para obter os esforços de cálculo é prático utilizar uma tabela de esforços, cujo modelo é apresentado na tabela 07.

TABELA 07 – TABELA DE ESFORÇOS (Modelo)

TIPO	Barra	Esforços característicos				Esforços de cálculo					
		N _g (N)	N _{água} (N)	N _{v.p.} (N)	N _{v.s.} (N)	Hipótese 1 Vento é F _{q1}		Hipótese 2 Água é F _{q1}		Conclusão ⁽¹⁾ N _d (N)	
						N _{d max (+)}	N _{d max (-)}	N _{d max (+)}	N _{d max (-)}	N _{d max (+)}	N _{d max (-)}
Banzo Superior											
Banzo Inferior											
Montantes											
Diagonais											

⁽¹⁾ Já considerando a simetria do telhado e a possibilidade do vento atuar nas duas direções

Com os esforços de cálculo se dimensiona cada barra da tesoura, e com os esforços para o carregamento unitário se avalia a flecha máxima na tesoura.

4 – Definir a seção das barras da tesoura (dimensionamento)

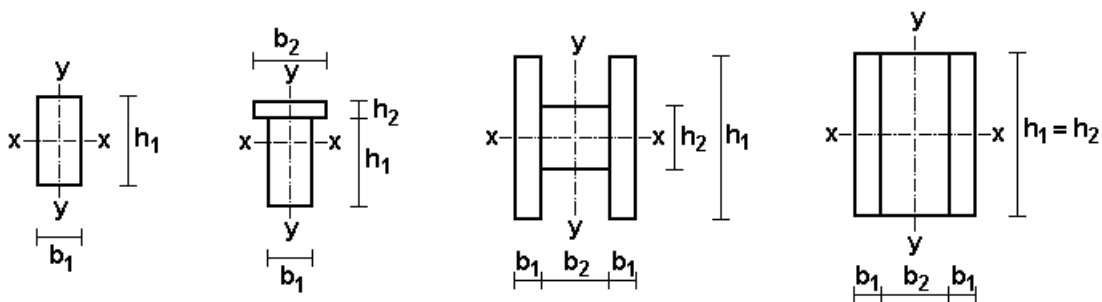
Obtidos os esforços de cálculo pode-se dimensionar as barras da tesoura (obter a seção), verificando cada barra à tração e/ou compressão paralela. No anexo IV, apresentam-se, resumidamente, os roteiros para verificação de barras tracionadas e comprimidas.

Para facilitar os cálculos é comum utilizar-se de uma tabela, conhecida como tabela de dimensionamento. Apresenta-se na tabela 08 um modelo de tabela de dimensionamento.

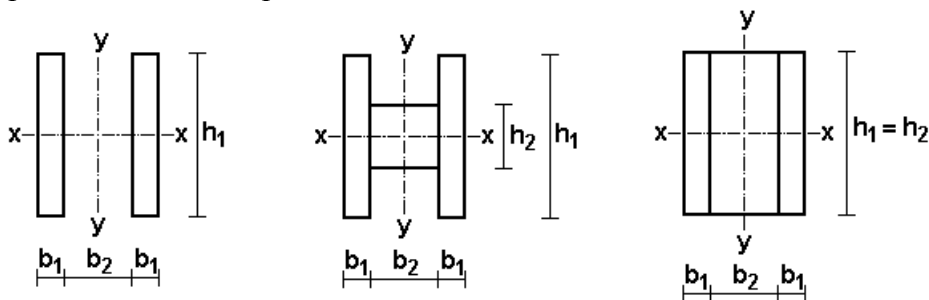
É usual, por simplicidade de confecção das ligações, utilizar seções como as descritas a seguir:

- Banzos e diagonais – Uma peça de seção retangular “b x h”, onde “b” geralmente é 6 cm.
- Montantes – Duas peças de seção retangular “2.(b_m x h_m)”, afastadas entre si da largura dos banzos e diagonais, “b”, que é, em geral, de 6 cm.

Seções mais robustas, como as apresentadas na figura 35, também podem ser utilizadas.



a) Seções típicas de barras comprimidas



b) Seções típicas de barras tracionadas

Figura 35 – Seções utilizadas nas tesouras

Vale ressaltar, que ao se utilizar seções compostas em “I” ou “T”, solidarizadas por ligações rígidas pregadas, segundo a NBR 7190/97 (item 7.7.2), deve-se utilizar um momento de inércia efetivo (I_{ef}), reduzido em relação ao momento de inércia teórico (I_{th}), dado por:

$$I_{ef} = \alpha_r \cdot I_{th} \quad \left| \begin{array}{l} \bullet \text{ para seções T} \rightarrow \alpha_r = 0,95 \\ \bullet \text{ para seções I ou caixão} \rightarrow \alpha_r = 0,85 \end{array} \right.$$

TABELA 08 – TABELA DE DIMENSIONAMENTO (Modelo)

T i p o r a	Esforços ⁽¹⁾				Características geométricas da seção						L ₀ mm	λ	Tipo de peça	F _E N	Excentricidades						M _d N.mm	Tensões			Verificação à:	
	Nominais		De cálculo		Seção adotada	A mm ²	A _{ef} mm ²	I mm ⁴	y mm	i _{min} mm					e _a mm	e _i mm	e _l mm	e _c mm	e _{l,ef} mm	e _d mm		σ _{cd} MPa	σ _{td} MPa	σ _{Md} MPa	Tração	Com - pressão
	N _{g,k}	N _{q,k}	N _{d(+)}	N _{d(-)}																						
	N	N	N	N																						
B																										
S																										
u																										
p																										
B																										
I																										
n																										
f																										
M																										
o																										
n																										
t																										
D																										
i																										
a																										
g																										

⁽¹⁾ Já considerando a variável principal (N_{q,k}) de cada barra, a simetria do telhado e a possibilidade do vento atuar nas duas direções.

5 – Verificação da flecha

O deslocamento vertical (flecha), de um determinado ponto, em uma estruturas treliçada resulta da combinação da variação dimensional elástica de suas barras e da deformação dos nós.

O cálculo do deslocamento vertical (flecha), devida a deformação elástica das barras, produzido por cada carregamento, segundo LOGSDON (1989), pode ser feito através da seguinte equação:

$$u_{e,k} = \sum_{i=1}^n \frac{N_{k,i} \bar{N}_{k,i} \cdot \ell_i}{E_{co,ef} \cdot A_i}$$

Onde:

$N_{k,i}$ = esforço característico na barra i , devido ao carregamento considerado;

$\bar{N}_{k,i}$ = esforço característico na barra i , devido ao carregamento unitário;

ℓ_i = comprimento da barra i ;

$E_{co,ef}$ = módulo de elasticidade efetivo, da barra i ;

A_i = área da seção transversal da barra i ;

n = número de barras da tesoura;

$u_{e,k}$ = deslocamento vertical característico, devido à deformação elástica das barras, para o carregamento considerado, no ponto de aplicação da carga unitária;

A deformação na ligação ocorre nos nós de estruturas treliçadas, exceto se forem utilizados adesivos (ligações coladas), e esta deformação conduz a deslocamentos em toda a estrutura. Por vários motivos, segundo CALIL JÚNIOR (1995), tais como tolerâncias de montagem, furos dos parafusos e conectores, etc., não é possível prever exatamente o valor da deformação em cada nó, e portanto não é possível prever exatamente o deslocamento total da treliça.

A prática tem mostrado, segundo CALIL JÚNIOR (1995), que o acréscimo no deslocamento vertical, devido à deformação nas ligações, pode ser estimado pela seguinte expressão:

$$u_{nós,k} = \sum_{i=1}^n \bar{N}_{k,i} \cdot \Delta s_{k,i}$$

Onde:

$\bar{N}_{k,i}$ = esforço característico na barra i , devido ao carregamento unitário;

$\Delta s_{k,i}$ = deformação total das ligações existentes na barra i (nos dois nós e, se for o caso, emendas situadas na barra);

$u_{n\acute{o}s,k}$ = deslocamento vertical característico, devido à deformação dos nós, no ponto de aplicação da carga unitária;

Para deformação de cada nó, segundo CALIL JÚNIOR (1995), podem ser considerados os valores apresentados na tabela 09.

TABELA 09 – DEFORMAÇÃO NAS LIGAÇÕES

Tipo de Conector	Deformação da ligação (mm)
Adesivo	Nenhuma
Parafusos	2,60
Placas dentadas	2,60
Anéis metálicos de 64 mm	0,80
Anéis metálicos de 104 mm	0,10

Deve-se ressaltar que apenas as ligações de algumas barras apresentarão participação na flecha da treliça. Na prática os banzos costumam ser contínuos, possuindo ligações apenas em suas extremidades e em eventuais emendas. As diagonais e montantes, exceto o central, nas treliças Howe das tesouras usuais, têm o esforço devido ao carregamento unitário nulo ($\bar{N}_{k,i} = 0$), portanto a deformação das ligações destas barras não contribuem para a flecha total da tesoura.

Obtidos os deslocamentos verticais (flechas) característicos nos diversos carregamentos, obtém-se o deslocamento (flecha) de cálculo e se verifica se ele não supera o limite estabelecido pela NBR 7190/1997, aplicando-se:

$$u_{d,uti} = \sum_{i=1}^m u_{gi,k} + \sum_{j=1}^n \psi_{2j} . u_{qj,k} \leq u_{lim} = \frac{\ell}{200}$$

Onde:

$u_{gi,k}$ = deslocamento vertical característico, devido ao carregamento permanente i;

OBS.: A flecha provocada pela deformação das ligações é considerada permanente, pois esta deformação se deve ao ajuste das peças da ligação, que ocorre após o carregamento ser aplicado, e não é recuperável.

$u_{qi,k}$ = deslocamento vertical característico, devido ao carregamento variável j;

$\psi_{2,j}$ = fator de combinação, correspondente ao carregamento variável j, definido na NBR 7190/97 e tabelado no anexo II deste trabalho;

i = identifica um carregamento permanente;

m = número de cargas permanentes na combinação de esforços consideradas;

j = identifica um carregamento variável;

n = número de cargas variáveis na combinação de esforços consideradas;

u_{lim} = limite do deslocamento vertical, estabelecido pela NBR 7190/1997, e

ℓ = vão da tesoura.

Para facilitar o cálculo, dos deslocamentos devidos à deformação elástica das barras, é usual se preparar uma tabela, conhecida como tabela de flechas. A tabela 10 apresenta um modelo de tabela de flechas.

TABELA 10 - TABELA DE FLECHAS (Modelo)

TIPO	Barra	Esforços Característicos					Características da barra			Contribuição na flecha:			
		$N_{g,k}$ (N)	$N_{\text{água},k}$ (N)	$N_{v,p,k}$ (N)	$N_{v,s,k}$ (N)	\overline{N}_i	ℓ_i (mm)	A_i (mm ²)	$E_{co,ef}$ MPa	Perm (mm)	Água (mm)	V.P. (mm)	V.S. (mm)
Banzo Superior													
Banzo Inferior													
Montantes													
Diagonais													
Somatórias $\Rightarrow u_{carg,k} =$													

Montada a tabela e calculadas as contribuições das deformações nas ligações, a aplicação da equação de verificação é imediata. Se for necessário devem ser providenciadas eventuais alterações na tabela de dimensionamento (nestes casos aumentar seção dos banzos).

As flechas devidas as ações permanentes podem ser compensadas por contraflechas. Neste caso, no cálculo de verificação da flecha, a flecha efetiva pode ser reduzida do valor da contraflecha, entretanto, segundo a NBR 7190/97 (item 9.2.1), não se deve considerar reduções superiores a 2/3 da flecha devida ao carregamento permanente.

É usual, na prática, aplicar contraflecha aproximadamente igual à flecha total devida ao carregamento permanente. O valor da contraflecha, neste caso, seria a soma da flecha

elástica, devida ao carregamento permanente, com a flecha correspondente às deformações das ligações.

Segundo a NBR 7190/97 (item 10.5.2) a distribuição das contraflechas, aplicadas nas posições das emendas dos banzos inferior e superior, deve seguir uma equação parabólica do tipo:

$$y = a \cdot x^2 + b$$

Onde:

y = ordenada da parábola na posição da emenda considerada;
 x = abcissa correspondente a posição da emenda considerada;
 a e b = coeficientes da parábola.

Os coeficientes da parábola, definida acima, são obtidos com as seguintes condições de contorno:

- Em $x = 0$, $y = 0 \Rightarrow b = 0$;
- Em $x = \frac{\ell}{2}$ (*centro do vão*), $y = u_{total} \Rightarrow a = \frac{4 \cdot u_{total}}{\ell^2}$

Onde:

ℓ = vão da treliça;
 u_{total} = flecha total, devida ao carregamento permanente (contraflecha no centro do vão).

6 – Dimensionamento das ligações

Obtidas as seções das barras, são calculadas e detalhadas as ligações. No anexo V, apresentam-se, resumidamente, roteiros para o dimensionamento dos principais tipos de ligações.

7 – Detalhamento final

Terminado o cálculo se preparam os desenhos (detalhamento), para que o telhado possa ser construído por terceiros. O detalhamento deve conter, no mínimo:

- Esquema geral do telhado (a figura 34 é um exemplo)
- Detalhe da tesoura e ligações (a figura 21 é um exemplo)
- Detalhe do contraventamento

No anexo VI, apresentam-se algumas noções sobre o desenho de estruturas de madeira.

8. EXEMPLO DE APLICAÇÃO

8.1. Esquema geral

8.2. Carregamentos

8.3. Esforços nas barras

8.4. Dimensionamento das barras

8.5. Flecha e contraflecha

8.6. Dimensionamento das ligações

8.7. Detalhamento

9. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT (1988). *Forças devidas ao vento em edificações - NBR 6123*. Associação Brasileira de Normas Técnicas. Rio de Janeiro, RJ. 1961.

ABNT (1997). *Projeto de estruturas de madeira - NBR 7190*. Associação Brasileira de Normas Técnicas. Rio de Janeiro, RJ. 1997.

HELLMEISTER, J. C. (1977). *Estruturas de Madeira*. Escola de Engenharia de São Carlos - Universidade de São Paulo. 2ed. rev. São Carlos, SP. 1977. (Notas de Aula).

LOGSDON, N. B. (1989). *Elementos de Resistência dos Materiais e de Estática das Estruturas*. Faculdade de Engenharia Florestal - Universidade Federal de Mato Grosso. Cuiabá, MT. 1989. (Notas de Aula).

CERÂMICA 7 (2002). Cerâmica 7 – Qualidade lá em cima. <http://www.ceramica7.com.br>. Acesso em 18/02/2002.

MIRANDA CORRÊA (2002). Telhas Miranda Corrêa. <http://www.ecenter.com.br/mirandacorrea>. Acesso em 18/02/2002.

CALIL JÚNIOR, C. (1995). Treliças de madeira para coberturas – Notas de aula. SET 406 – Estruturas de Madeira. Laboratório de Madeiras e de Estruturas de Madeira. Departamento de Estruturas. Escola de Engenharia de São Carlos. Universidade de São Paulo. Publicação 054/95. Reimpressão. São Carlos. 1995. 79 p.

ETERNIT (2002). Eternit – Conheça nossos produtos. <http://www.eternit.com.br>. Acesso em 18/02/2002.

LOGSDON, N. B. (1999). *Uma abordagem ao cálculo rápido de telhados de madeira, sob a ótica da NBR 7190/1997*. Faculdade de Engenharia Florestal, Universidade Federal de Mato Grosso. Cuiabá, MT. 1999

ANEXOS

ANEXO I

A AÇÃO DO VENTO SOBRE OS TELHADOS

1. PRESSÃO CAUSADA PELO VENTO

A norma brasileira “NBR 6123 – Forças devidas ao vento em edificações”, da ABNT (1988), considera que a força do vento depende da diferença de pressão nas faces opostas (externa e interna) da parte da edificação em estudo e adota:

$$\Delta p = (C_{pe} - C_{pi}) \cdot q$$

sendo:

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

e,

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

Onde:

Δp = diferença de pressão nas faces opostas (externa e interna);

C_{pe} = coeficiente de pressão externo;

C_{pi} = coeficiente de pressão interno;

q = pressão dinâmica, em N/m^2 ;

V_k = velocidade característica do vento, em m/s;

V_0 = velocidade básica do vento, em m/s;

S_1 = fator que considera a topografia;

S_2 = fator que considera a rugosidade do terreno e a altura (onde atua o vento);

S_3 = fator estatístico, que considera o grau de segurança requerido e a vida útil da edificação;

$\Delta C_p = C_{pe} - C_{pi}$ = coeficiente de pressão (total).

2. VELOCIDADE DO VENTO

2.1. Velocidade básica do vento

As estações meteorológicas registram a velocidade do vento ao longo do tempo. Fixando-se um pequeno intervalo de tempo padrão obtém-se a velocidade média do vento neste intervalo. A velocidade média, assim encontrada, é uma velocidade média básica ou de referência. A NBR 6123/88 adota, para a velocidade básica V_0 os valores apresentados na figura 01.

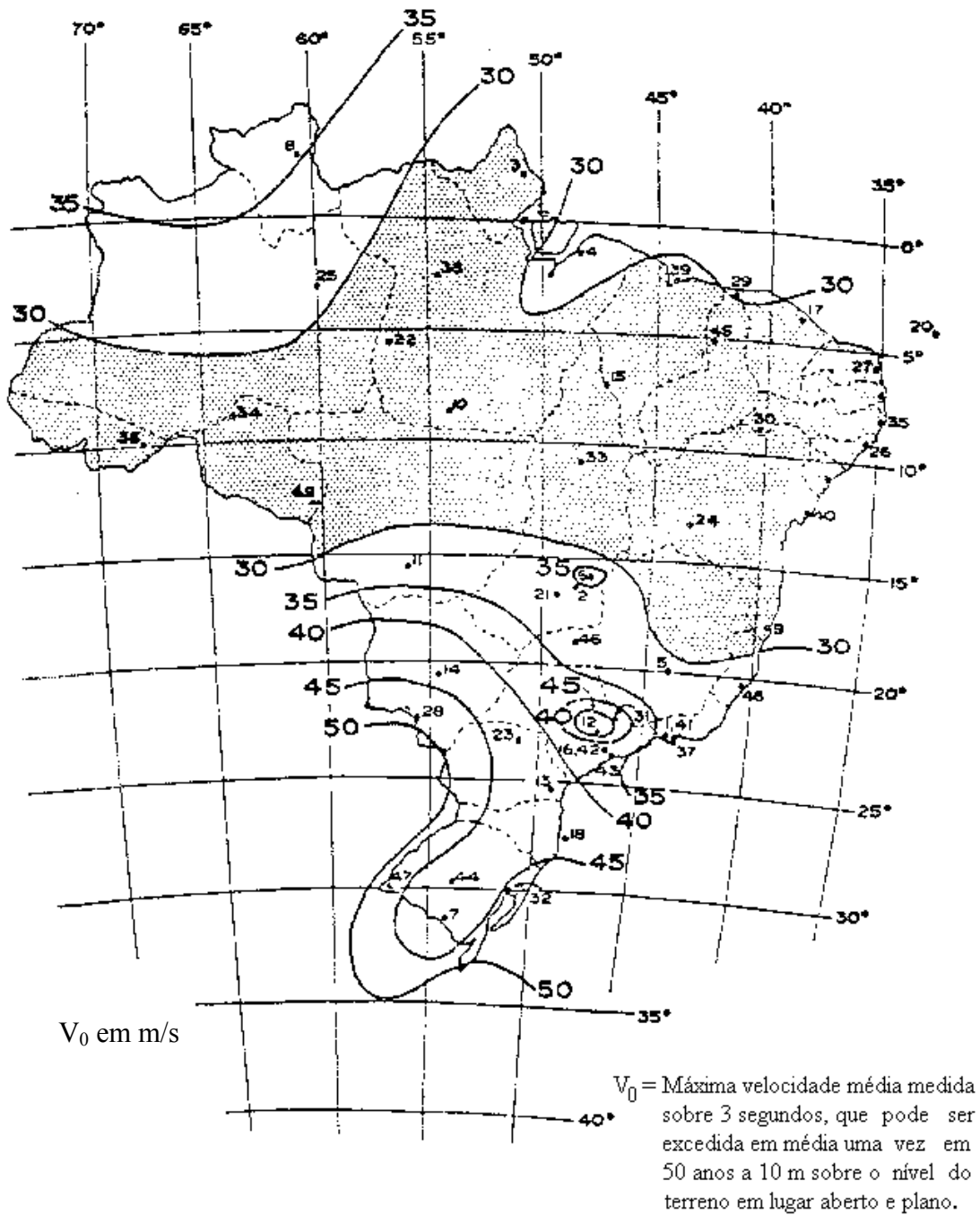


Figura 01 – Velocidades básicas adotadas no Brasil
 Fonte: ABNT (1988)

2.2. Efeitos do terreno e altura

A velocidade do vento depende do atrito encontrado pelo vento com o meio, assim depende das obstruções fornecidas ao nível do solo (árvores, construções e etc.) e também da altura em relação ao solo, pois para alturas maiores o ar circundante (mais rarefeito) fornece menor atrito.

Para considerar este efeito a norma brasileira (ABNT, 1988) utiliza o fator S_2 , apresentado na tabela 01, em função da categoria do terreno e da classe da edificação.

A norma brasileira (ABNT, 1988) admite as seguintes categorias de terrenos:

- **Categoria I** - Superfícies lisas de grandes dimensões.
- **Categoria II** - Terrenos abertos em nível, ou aproximadamente em nível, com poucos obstáculos isolados.
- **Categoria III** - Terrenos planos ou ondulados com obstáculos, tais como: sebes e muros, poucos quebra-ventos de árvores, edificações baixas e esparsas (cota média do topo dos obstáculos de 3,00 m).
- **Categoria IV** - Terrenos cobertos por obstáculos numerosos e pouco espaçados em zona florestal, industrial ou urbanizada (cota média do topo dos obstáculos de 10,00 m).
- **Categoria V** - Terrenos cobertos por obstáculos numerosos, grandes, altos e pouco espaçados (cota média do topo dos obstáculos de 25,00 m ou mais).

A fim de considerar a parte da edificação em estudo, sua forma e tamanho, a norma brasileira (ABNT, 1988) define as seguintes classes:

- **Classe A** - Todas as unidades de vedação, seus elementos de fixação e peças individuais de estruturas sem vedação. Toda edificação na qual a maior dimensão horizontal ou vertical não exceda 20 metros.
- **Classe B** - Toda edificação, ou parte de edificação, para a qual a maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal esteja entre 20 e 50 metros.
- **Classe C** - Toda edificação, ou parte de edificação, para a qual a maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal exceda 50 metros.

A norma brasileira (ABNT, 1988) construiu uma tabela, que fornece diretamente o fator S_2 em função da altura z (onde se deseja obter a velocidade do vento), das categorias de terrenos (I, II, III, IV e V) e das classes de edificações (A, B e C). Na tabela 01 se reproduziu esta tabela.

2.3. Efeitos do relevo do terreno

Além da correção pela rugosidade e altura, a norma brasileira (ABNT, 1988) também corrige a velocidade do vento por um fator topográfico S_1 . O fator topográfico, S_1 , segundo a NBR 6123/88, leva em conta as variações do relevo do terreno e é determinado como segue:

- Terreno plano ou fracamente acidentado: $S_1 = 1,00$;

- Taludes e morros alongados nos quais pode ser admitido um fluxo de ar bidimensional soprando no sentido indicado na figura 02:

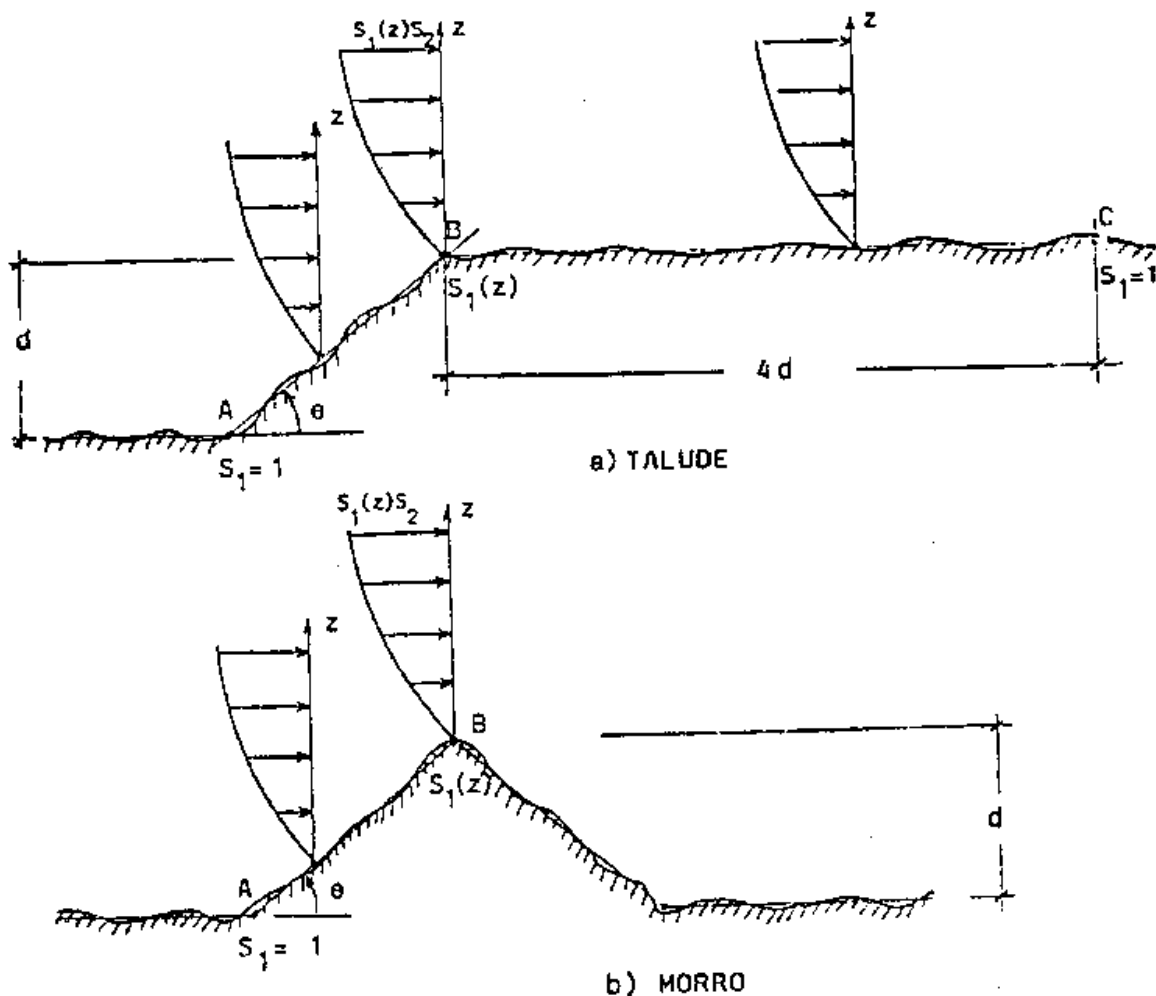


Figura 02 – Fator topográfico S_1 , em taludes e morros

Fonte: ABNT (1988)

- No ponto A (morros) e pontos A e C (taludes): $S_1 = 1,00$;
- No ponto B (S_1 é uma função $S_1(z)$):
 - ◆ $\theta \leq 3^\circ \Rightarrow S_1(z) = 1,00$
 - ◆ $6^\circ \leq \theta \leq 17^\circ \Rightarrow S_1(z) = 1,00 + \left(2,5 - \frac{z}{d}\right) \cdot \text{tg}(\theta - 3^\circ) \geq 1,00$
 - ◆ $\theta \geq 45^\circ \Rightarrow S_1(z) = 1,00 + \left(2,5 - \frac{z}{d}\right) \cdot 0,31 \geq 1,00$
 - ◆ $3^\circ < \theta < 6^\circ$ e $17^\circ < \theta < 45^\circ \Rightarrow$ interpolar linearmente
 - ◆ Entre os pontos A e B (ou B e C), o fator S_1 também deve ser obtido por interpolação linear.

- Vales profundos, protegidos de ventos de qualquer direção: $S_f = 0,90$

Nas quais:

S_f = fator topográfico;

z = altura medida a partir da superfície do terreno no ponto considerado;

d = diferença de nível entre a base e o topo do talude ou morro;

θ = inclinação média do talude ou encosta do morro.

TABELA 01 – FATOR S_2

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

Fonte: ABNT (1988)

TABELA 01 – FATOR S_2 (CONTINUAÇÃO)

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

Fonte: ABNT (1988)

2.4. Probabilidades associadas a velocidade de referência

A ocorrência de ventos extremos é um fenômeno aleatório e, portanto, a velocidade básica, ou de referência, utilizada no projeto deve ser obtida para cada localização sobre bases probabilísticas.

A norma brasileira NBR 6123/88, adota um período de recorrência de 50 anos, que fornece uma probabilidade de 63% de que a velocidade básica (V_0) seja igualada ou superada neste período. Este nível de probabilidade, com este período de recorrência, é considerado adequado, para a segurança das edificações normais destinadas a moradias, hotéis, escritórios, etc. (Grupo 2, na tabela 02). Para os demais casos a norma brasileira recomenda corrigir a velocidade básica (fornecida na figura 01) pelo fator estatístico S_3 , apresentado na tabela 02.

TABELA 02 – VALORES MÍNIMOS DO FATOR ESTATÍSTICO S_3

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

Fonte: ABNT (1988)

3. COEFICIENTES DE PRESSÃO, DE FORMA, DE ARRASTO E DE FORÇA

Os coeficientes de pressão, C_{pe} e C_{pi} , são coeficientes adimensionais que consideram as dimensões e a forma da estrutura. Os valores destes coeficientes são determinados experimentalmente em túneis de vento.

A norma brasileira NBR 123/88, também define e utiliza outros coeficientes, como os coeficientes de forma externo e interno, C_e e C_i , que são aplicados de forma idêntica aos coeficientes de pressão. Também são definidos e utilizados coeficientes de arrasto e de força, C_a e C_f , que são aplicados de forma idêntica ao coeficiente de pressão (total), $\Delta Cp = C_{pe} - C_{pi}$.

3.1. Coeficientes de pressão e de forma internos

Para edificações com paredes internas permeáveis, segundo a NBR 6123/88, a pressão interna pode ser considerada uniforme. Neste caso devem ser adotados os seguintes valores para o coeficiente de pressão interna C_{pi} :

a) Duas faces opostas igualmente permeáveis (as outras faces impermeáveis)

- Vento perpendicular a uma face permeável $\rightarrow C_{pi} = +0,2$
- Vento perpendicular a uma face impermeável $\rightarrow C_{pi} = -0,3$

b) Quatro faces igualmente permeáveis

- $C_{pi} = -0,3$ ou $0,0$ (considerar o valor mais nocivo)

Para edificações efetivamente estanques e com janelas fixas, que tenham uma probabilidade desprezível de serem rompidas por acidente, segundo a NBR 6123/88, deve-se considerar o mais nocivo dos seguintes valores:

- $C_{pi} = -0,2$ ou $0,0$ (considerar o valor mais nocivo)

3.2. Coeficientes de pressão e de forma externos

As tabelas 03 a 09, transcritas da NBR 6123/88, apresentam os coeficientes de pressão e forma externos, ou os coeficientes de arrasto ou força, para paredes e telhados em águas planas de edificações retangulares.

As pressões externas em superfícies curvas, segundo a NBR 6123/88, dependem da localização dos pontos de separação do fluxo, os quais variam com a velocidade do vento, características de sua turbulência, dimensões e relação entre as dimensões da edificação, curvatura da superfície externa da cobertura e sua rugosidade, etc..

Desta forma os coeficientes apresentados nas tabelas 10 a 18 devem ser utilizados com cautela. Nas edificações de grandes dimensões, ou que se afastem em demasia dos casos apresentados nas tabelas 10 a 18 e nas figuras 03 a 06, estudos especiais devem ser realizados.

O número de Reynolds, um valor característico da turbulência, segundo a NBR 6123/88, é obtido por:

$$Re = 70000 \cdot V_k \cdot \ell$$

Onde:

Re = número de Reynolds;


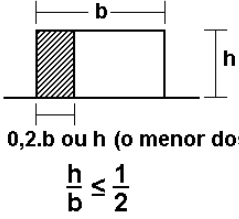
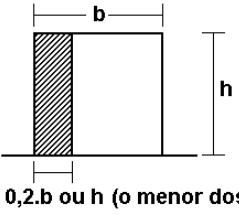
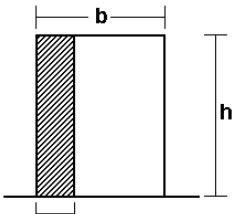
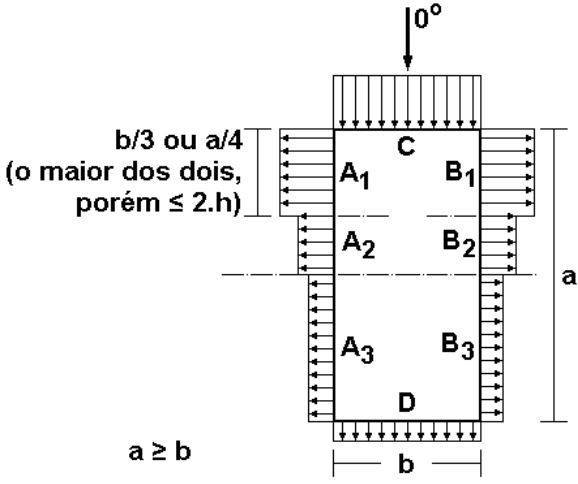
V_k = velocidade característica do vento ($V_k = V_0 \cdot S_1 \cdot S_2 \cdot S_3$), em m/s;

ℓ = menor lado da seção, ou diâmetro do cilindro (no caso de edificações cilíndricas), em m.

Conforme o número de Reynolds, pode-se considerar o regime do fluxo como:


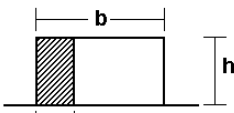
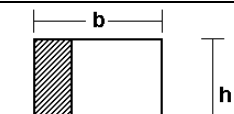
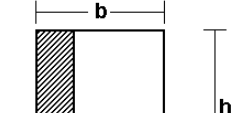
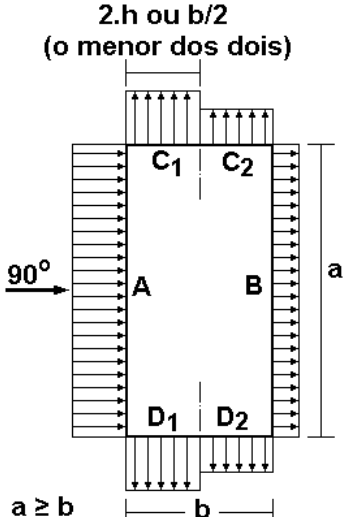
- Subcrítico para $Re < 4,2 \cdot 10^{-5}$;
- Crítico para $Re = 4,2 \cdot 10^{-5}$; e,
- Acima da região crítica para $Re > 4,2 \cdot 10^{-5}$.

TABELA 03 – COEFICIENTES DE PRESSÃO E DE FORMA, EXTERNOS, PARA PAREDES DE EDIFICAÇÕES DE PLANTA RETANGULAR

Altura relativa		Valores de C_e para					C_{pe} médio 
		$\alpha = 0^\circ$ (Direção do vento)					
Em fachada	Em planta	A ₁ e B ₁	A ₂ e B ₂	A ₃ e B ₃	C	D	
 <p>0,2.b ou h (o menor dos dois) $\frac{h}{b} \leq \frac{1}{2}$</p>	$a = b$	-0,8	-0,5	-0,5	+0,7	-0,4	-0,9
	$1 < \frac{a}{b} \leq \frac{3}{2}$	-0,8	-0,5	Interpo-lar	+0,7	-0,4	-0,9
	$\frac{3}{2} < \frac{a}{b} < 2$	INTERPOLAR LINEARMENTE					
	$2 \leq \frac{a}{b} \leq 4$	-0,8	-0,4	-0,2	+0,7	-0,3	-1,0
 <p>0,2.b ou h (o menor dos dois) $\frac{1}{2} < \frac{h}{b} \leq \frac{3}{2}$</p>	$a = b$	-0,9	-0,5	-0,5	+0,7	-0,5	-1,1
	$1 < \frac{a}{b} \leq \frac{3}{2}$	-0,9	-0,5	Interpo-lar	+0,7	-0,5	-1,1
	$\frac{3}{2} < \frac{a}{b} < 2$	INTERPOLAR LINEARMENTE					
	$2 \leq \frac{a}{b} \leq 4$	-0,9	-0,4	-0,2	+0,7	-0,3	-1,1
 <p>0,2.b ou h (o menor dos dois) $\frac{3}{2} < \frac{h}{b} \leq 6$</p>	$a = b$	-1,0	-0,6	-0,6	+0,8	-0,6	-1,2
	$1 < \frac{a}{b} \leq \frac{3}{2}$	-1,0	-0,6	Interpo-lar	+0,8	-0,6	-1,2
	$\frac{3}{2} < \frac{a}{b} < 2$	INTERPOLAR LINEARMENTE					
	$2 \leq \frac{a}{b} \leq 4$	-1,0	-0,5	-0,2	+0,8	-0,3	-1,2
<p>Nota:</p> <ul style="list-style-type: none"> O coeficiente de pressão médio externo, C_{pe} médio, é aplicado à parte de barlavento das paredes paralelas ao vento, em uma distância igual a 0,2.b ou h, considerando-se o menor destes dois valores. 		 <p>$a \geq b$</p>					




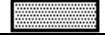
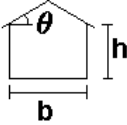
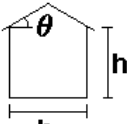

Fonte: ABNT (1988)

TABELA 03 – COEFICIENTES DE PRESSÃO E DE FORMA, EXTERNOS, PARA PAREDES DE EDIFICAÇÕES DE PLANTA RETANGULAR (Continuação)

Altura relativa		Valores de C_e para				C_{pe} médio 
		$\alpha = 90^\circ$ (Direção do vento)				
Em fachada	Em planta	A	B	C_1 e D_1	C_2 e D_2	
 0,2.b ou h (o menor dos dois) $\frac{h}{b} \leq \frac{1}{2}$	$1 \leq \frac{a}{b} \leq \frac{3}{2}$	+0,7	-0,4	-0,8	-0,4	-0,9
	$2 \leq \frac{a}{b} \leq 4$	+0,7	-0,5	-0,9	-0,5	-1,0
 0,2.b ou h (o menor dos dois) $\frac{1}{2} < \frac{h}{b} \leq \frac{3}{2}$	$1 \leq \frac{a}{b} \leq \frac{3}{2}$	+0,7	-0,5	-0,9	-0,5	-1,0
	$2 \leq \frac{a}{b} \leq 4$	+0,7	-0,6	-0,9	-0,5	-1,0
 0,2.b ou h (o menor dos dois) $\frac{3}{2} < \frac{h}{b} \leq 6$	$1 \leq \frac{a}{b} \leq \frac{3}{2}$	+0,8	-0,6	-1,0	-0,6	-1,2
	$2 \leq \frac{a}{b} \leq 4$	+0,8	-0,6	-1,0	-0,6	-1,2
<p>Nota:</p> <ul style="list-style-type: none"> O coeficiente de pressão médio externo, C_{pe} médio, é aplicado à parte de barlavento das paredes paralelas ao vento, em uma distância igual a 0,2.b ou h, considerando-se o menor destes dois valores. 						

Fonte: ABNT (1988)

TABELA 04 – COEFICIENTES DE PRESSÃO E DE FORMA, EXTERNOS, PARA TELHADOS COM DUAS ÁGUAS, SIMÉTRICOS, DE EDIFICAÇÕES DE PLANTA RETANGULAR

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

NOTAS

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

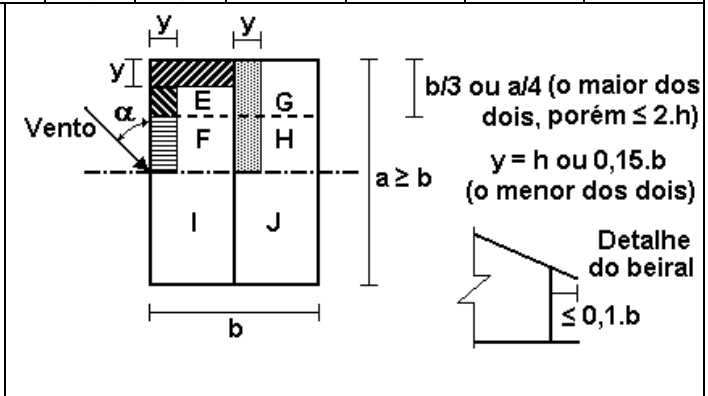
b) Nas zonas em torno de partes salientes da edificação (chaminés, torres, reservatórios, etc.), deve ser considerado um coeficiente de forma $C_e = -1,2$, até uma distância

igual a metade da dimensão da diagonal da saliência vista em planta.

c) Na cobertura de lanternins, $C_e \text{ médio} = -2,0$

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

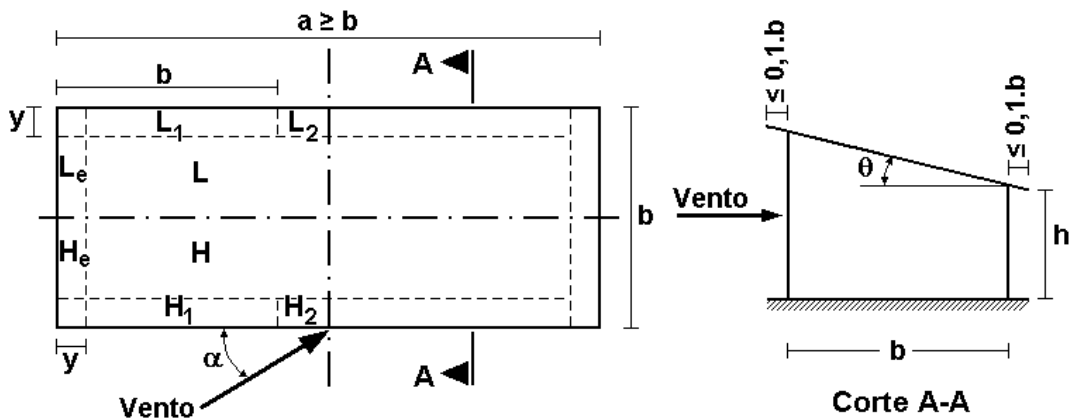
- $a = b \rightarrow$ mesmos valores das partes F e H
- $a/b \geq 2 \rightarrow C_e = -0,2$
- $1 < a/b < 2 \rightarrow$ Interpolar linearmente



Fonte: ABNT (1988)

TABELA 05 – COEFICIENTES DE PRESSÃO E DE FORMA, EXTERNOS, PARA TELHADOS COM UMA ÁGUA EM EDIFICAÇÕES RETANGULARES, COM $h/b < 2$

θ	Valores de C_e para ângulo de incidência de:										C_{pe} médio					
	90° (A)		45°		0°		-45°		-90°							
	H	L	H	L	H e L (B)	H e L (C)	H	L	H	L	H ₁	H ₂	L ₁	L ₂	H _e	L _e
05°	-1,0	-0,5	-1,0	-0,9	-1,0	-0,5	-0,9	-1,0	-0,5	-1,0	-2,0	-1,5	-2,0	-1,5	-2,0	-2,0
10°	-1,0	-0,5	-1,0	-0,8	-1,0	-0,5	-0,8	-1,0	-0,4	-1,0	-2,0	-1,5	-2,0	-1,5	-2,0	-2,0
15°	-0,9	-0,5	-1,0	-0,7	-1,0	-0,5	-0,6	-1,0	-0,3	-1,0	-1,8	-0,9	-1,8	-1,4	-2,0	-2,0
20°	-0,8	-0,5	-1,0	-0,6	-0,9	-0,5	-0,5	-1,0	-0,2	-1,0	-1,8	-0,8	-1,8	-1,4	-2,0	-2,0
25°	-0,7	-0,5	-1,0	-0,6	-0,8	-0,5	-0,3	-0,9	-0,1	-0,9	-1,8	-0,7	-0,9	-0,9	-2,0	-2,0
30°	-0,5	-0,5	-1,0	-0,6	-0,8	-0,5	-0,1	-0,6	0	-0,6	-1,8	-0,5	-0,5	-0,5	-2,0	-2,0



$y = h$ ou $0,15.b$ (tomar o menor dos dois valores)
 As superfícies H e L referem-se a todo o respectivo quadrante

- (A) Considerar valores simétricos do outro lado do eixo de simetria paralelo ao vento
 (B) Até uma profundidade igual a $b/2$
 (C) De $b/2$ até $a/2$

NOTA:

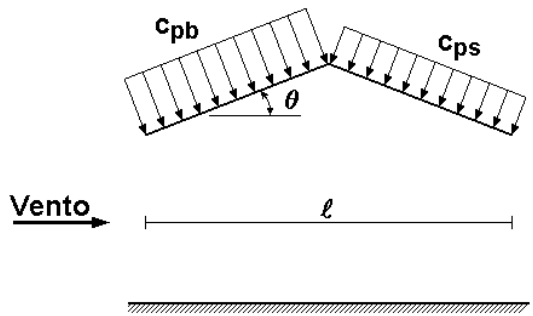
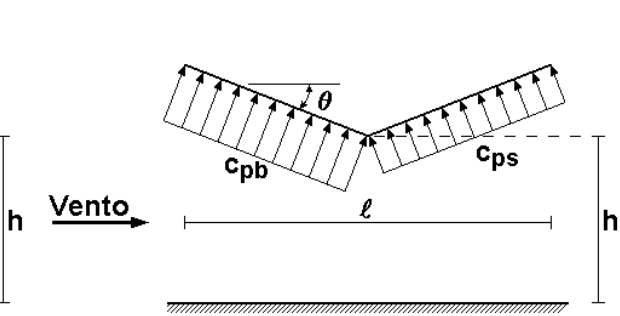
Para vento a 0° , nas partes I e J que se referem aos respectivos quadrantes) o coeficiente de forma C_e tem os seguintes valores:

- $a = b \rightarrow$ mesmos valores das partes H e L
- $a/b = 2 \rightarrow C_e = -0,2$
- $1 < a/b < 2 \rightarrow$ Interpolar linearmente

Fonte: ABNT (1988)

TABELA 06 – COEFICIENTES DE PRESSÃO (TOTAL) EM COBERTURAS ISOLADAS A DUAS ÁGUAS PLANAS SIMÉTRICAS

Coeficientes	Primeiro carregamento		Segundo carregamento	
	$0,07 \leq \text{tg}\theta \leq 0,4$	$0,4 \leq \text{tg}\theta \leq 0,6$	$0,07 \leq \text{tg}\theta \leq 0,4$	$0,4 \leq \text{tg}\theta \leq 0,6$
C_{pb}	$2,4.\text{tg}\theta + 0,6$	$2,4.\text{tg}\theta + 0,6 \leq 2,0$	$0,6.\text{tg}\theta - 0,74$	$6,5.\text{tg}\theta - 3,1$
C_{ps}	$3,0.\text{tg}\theta - 0,5$	$+ 0,7$	$- 1,0$	$5,0.\text{tg}\theta - 3,0$

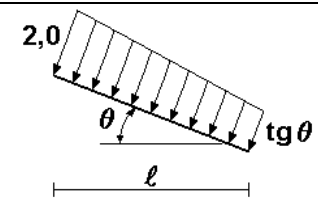
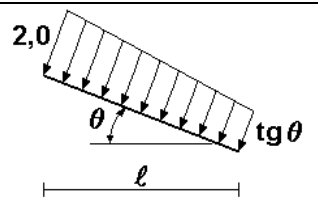
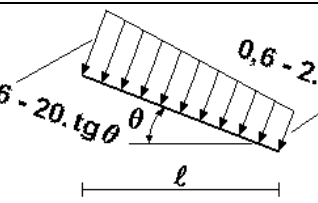
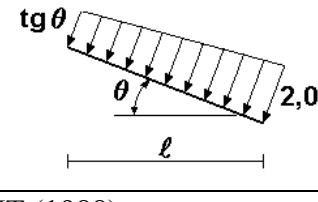
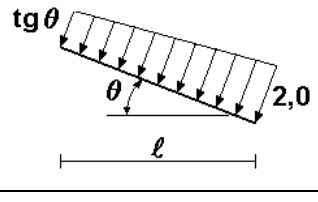
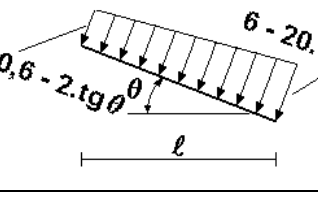



Sentidos positivos dos coeficientes de pressão

Onde:
 C_{pb} = Coeficiente de pressão à barlavento, e
 C_{ps} = Coeficiente de pressão à sotavento.

Fonte: ABNT (1988)

TABELA 07 – COEFICIENTES DE PRESSÃO (TOTAL) EM COBERTURAS ISOLADAS A UMA ÁGUAS PLANA

Vento	Primeiro carregamento	Segundo carregamento	
	$0,0 \leq \text{tg}\theta \leq 0,7$	$0,0 \leq \text{tg}\theta \leq 0,2$	$0,2 \leq \text{tg}\theta \leq 0,3$
→			
←			

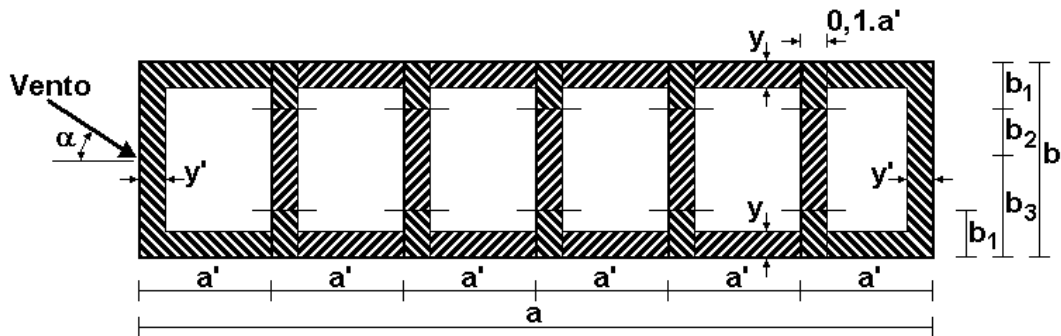
Fonte: ABNT (1988)

TABELA 08 – COEFICIENTES DE PRESSÃO E DE FORMA, EXTERNOS, PARA TELHADOS MÚLTIPLOS COM UMA ÁGUA VERTICAL (TELHADOS SHED), DE TRAMOS IGUAIS

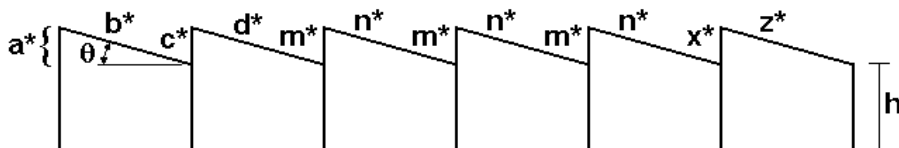
Inclinação do telhado	Ângulo de incidência do vento	C_e								C_{pe} médio	
		Primeiro tramo		Primeiro tramo intermediário		Demais tramos intermediários		Último tramo			
θ	α	a^*	b^*	c^*	d^*	m^*	n^*	x^*	z^*		
10°	0°	+0,6	-0,6	-0,5	-0,2	+0,2	-0,2	+0,2	-0,2	-2,0	-1,5
	180°	-0,2	-0,1	-0,2	-0,1	-0,2	-0,2	-0,4	-0,2		
15°	0°	+0,6	-0,7	-0,6	-0,2	+0,1	-0,2	+0,1	-0,3		
	180°	-0,2	-0,1	-0,2	-0,1	-0,2	-0,2	-0,5	-0,2		
30°	0°	+0,7	-0,7	-0,6	-0,4	+0,1 ⁽¹⁾	-0,2	+0,1	-0,2		
	180°	-0,2	-0,1	-0,1	-0,1	-0,2	-0,1 ⁽²⁾	-0,6	+0,1		

⁽¹⁾ $C_e = -0,3$ no segundo tramo intermediário

⁽²⁾ $C_e = +0,5$ no último tramo intermediário



$y = h$ ou $0,1.b$ (tomar o menor dos dois valores)
 $y' = h$ ou $0,1.b$ ou $0,25.a'$ (tomar o menor dos três valores)
 $b_1 = b_2 = h$



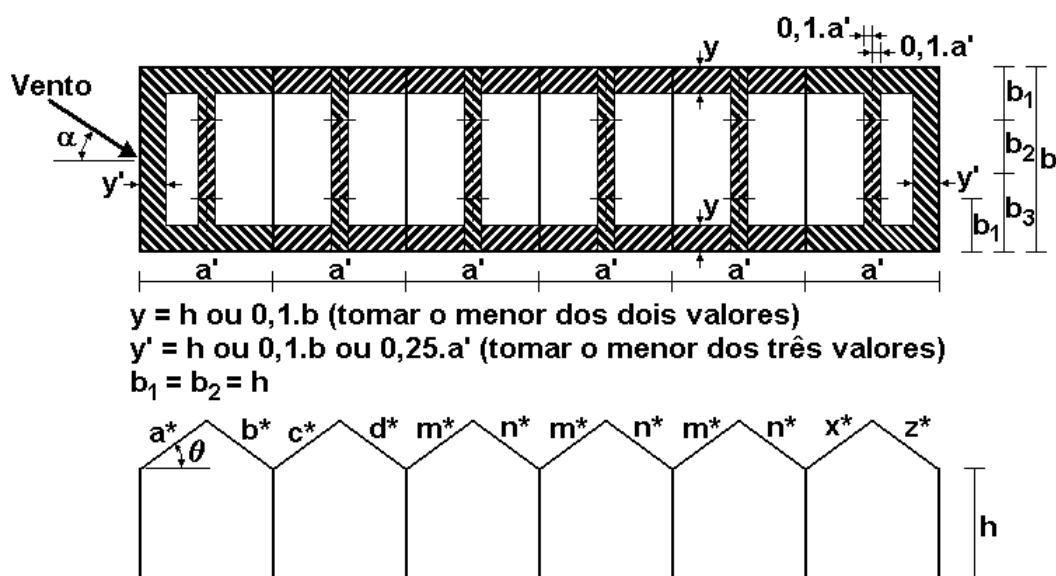
As faixas laterais ao lado maior do pavilhão (de largura y) incluem as faces verticais (a^* , c^* , m^* e x^*)

Inclinação do telhado θ	Ângulo de incidência do vento α	C_e na distância		
		b_1	b_2	b_3
10°	90°			
15°		-0,8	-0,6	-0,2
30°		-0,9	-0,6	-0,3

Fonte: ABNT (1988)

TABELA 09 – COEFICIENTES DE PRESSÃO E DE FORMA, EXTERNOS, PARA TELHADOS MÚLTIPLOS, SIMÉTRICOS, DE TRAMOS IGUAIS

Inclinação do telhado	Ângulo de incidência do vento	C_e								C_{pe} médio	
		Primeiro tramo		Primeiro tramo intermediário		Demais tramos intermediários		Último tramo			
θ	α	a^*	b^*	c^*	d^*	m^*	n^*	x^*	z^*		
5^0	0^0	-0,9	-0,6	-0,4	-0,3	-0,3	-0,3	-0,3	-0,3	-2,0	-1,5
10^0		-1,1	-0,6	-0,4	-0,3	-0,3	-0,3	-0,3	-0,4		
20^0		-0,7	-0,6	-0,4	-0,3	-0,3	-0,3	-0,3	-0,5		
30^0		-0,2	-0,6	-0,4	-0,3	-0,2	-0,3	-0,2	-0,5		
45^0		+0,3	-0,6	-0,4	-0,4	-0,2	-0,4	-0,2	-0,5		



Inclinação do telhado	Ângulo de incidência do vento	C_e na distância		
		b_1	b_2	b_3
$\theta < 45^0$	90^0	-0,8	-0,6	-0,2

NOTAS:

- a) Forças de atrito
 - Para $\alpha = 0^0$ as forças horizontais de atrito já estão consideradas nos valores da tabela;
 - Para $\alpha = 90^0$ as forças horizontais de atrito devem ser determinadas.
- b) Informações sobre telhados múltiplos são ainda incompletas. Casos diferentes dos apresentados devem ser especificamente estudados.

Fonte: ABNT (1988)

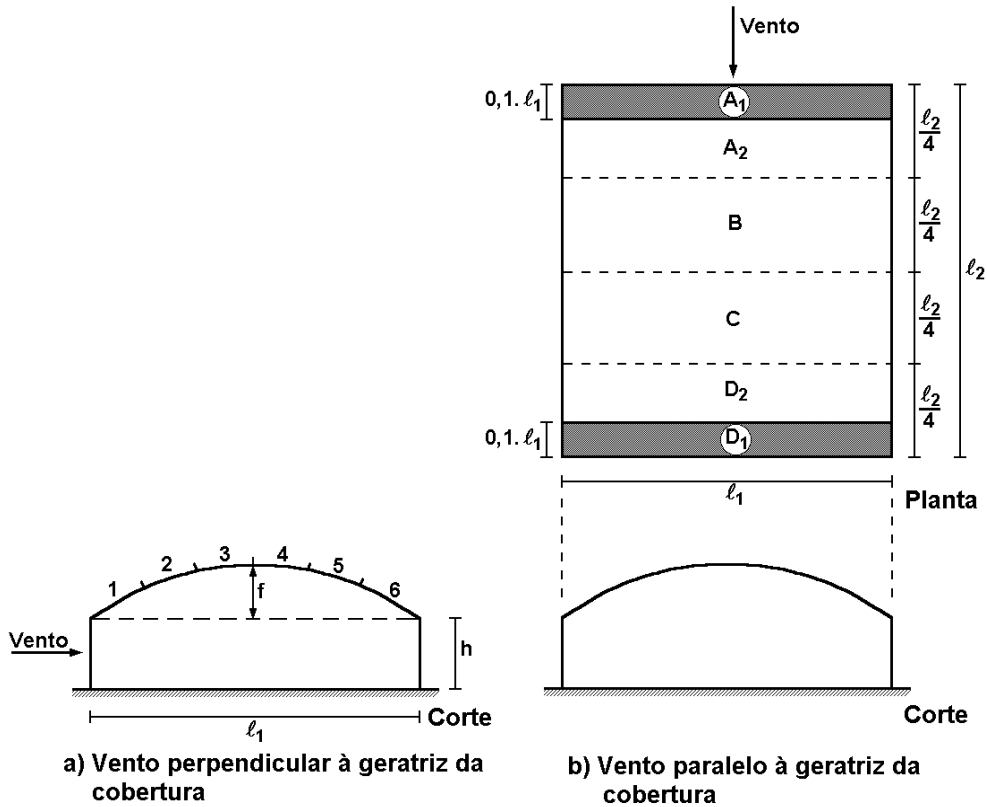


Figura 03 – Abóbadas cilíndricas de seção circular, superfície rugosa, com $0,5.l_2 < l_1 < 3.l_2$ (vento de fluxo aproximadamente uniforme, de baixa turbulência, e com número de Reynolds subcrítico)
 Fonte: ABNT (1988)

TABELA 10 – COEFICIENTES DE PRESSÃO EXTERNA C_{pe} PARA VENTO PERPENDICULAR À GERATRIZ DE ABÓBADAS CILÍNDRICAS, SEÇÃO CIRCULAR, SUPERFÍCIE RUGOSA, COM $0,5.l_2 < l_1 < 3.l_2$ (Vento de fluxo aproximadamente uniforme, de baixa turbulência, e com número de Reynolds subcrítico)

f/l_1	h/l_1	C_{pe} para a parte:					
		1	2	3	4	5	6
1/5	0	+0,3	-0,3	-0,6	-0,7	-0,6	-0,2
	1/8	-0,5	-0,5	-0,7	-0,7	-0,5	-0,2
	1/4	-0,9	-0,6	-0,8	-0,8	-0,4	-0,2
	1/2	-1,2	-0,7	-0,9	-0,8	-0,3	-0,2
	1	-1,4	-0,8	-0,9	-0,9	-0,4	-0,4
1/10	5	-1,8	-1,0	-1,1	-1,2	-0,8	-0,7
	1/8	-1,0	-0,4	-0,4	-0,4	-0,4	-0,3
	1/4	-1,2	-0,5	-0,4	-0,4	-0,4	-0,3
	1/2	-1,5	-1,0	-0,7	-0,5	-0,4	-0,3
	1	-1,6	-1,0	-0,8	-0,6	-0,4	-0,3

Fonte: ABNT (1988)

TABELA 11 – COEFICIENTES DE PRESSÃO EXTERNA C_{pe} PARA VENTO SOPRANDO PARALELAMENTE À GERATRIZ DE ABÓBADAS CILÍNDRICAS, SEÇÃO CIRCULAR, SUPERFÍCIE RUGOSA, COM $0,5.l_2 < l_1 < 3.l_2$ (Vento de fluxo aproximadamente uniforme, de baixa turbulência, e com número de Reynolds subcrítico)

Parte da cobertura	A ₁ + A ₂	B	C	D ₁ + D ₂
C_{pe}	-0,8	-0,6	-0,3	-0,2

Fonte: ABNT (1988)

TABELA 12 – COEFICIENTES DE PRESSÃO EXTERNA C_{pe} PARA VENTO SOPRANDO OBLIQUAMENTE À GERATRIZ DE ABÓBADAS CILÍNDRICAS, SEÇÃO CIRCULAR, SUPERFÍCIE RUGOSA, COM $0,5.l_2 < l_1 < 3.l_2$ (Vento de fluxo aproximadamente uniforme, de baixa turbulência, e com número de Reynolds subcrítico)

Parte da cobertura	A ₁	D ₁
C_{pe}	-1,8	-1,8

Fonte: ABNT (1988)

TABELA 13 – COEFICIENTES DE PRESSÃO EXTERNA C_{pe} PARA VENTO PERPENDICULAR À GERATRIZ DE ABÓBADAS CILÍNDRICAS, COM SUPERFÍCIE EXTERNA RUGOSA, DE SEÇÃO CIRCULAR (fluxo de ar turbulento e com número de Reynolds acima da região crítica)

Série	a/b	f/b	h/b*	C_{pe} para a parte:					
				1	2	3	4	5	6
S ₁	4	1/5	1/4	-0,3	-0,7	-0,8	-0,6	-0,4	-0,4
			1/2	-0,9	-0,9	-0,9	-0,7	-0,5	-0,5
		1/4	1/4	-1,0	-0,6	-0,6	-0,6	-0,4	-0,3
			1/2	-1,0	-0,8	-0,7	-0,7	-0,5	-0,4
S ₂	-5	-1/3	-1/9	+0,4	-0,6	-1,2	-0,9	-0,7	-0,7

* Para a série S₂ → h_b/b

Fonte: ABNT (1988)

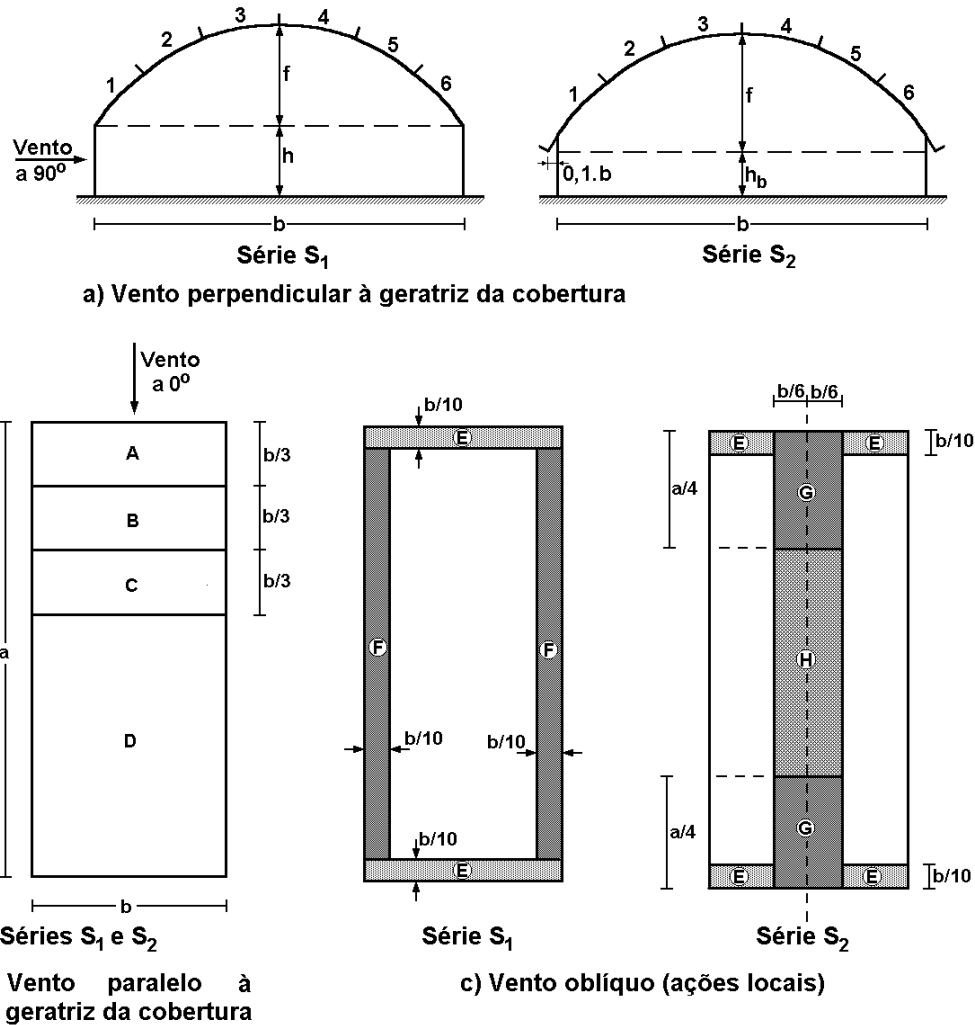


Figura 04 – Abóbadas cilíndricas, com superfície externa rugosa, de seção circular (fluxo de ar turbulento e com número de Reynolds acima da região crítica)
 Fonte: ABNT (1988)

TABELA 14 – COEFICIENTES DE PRESSÃO EXTERNA C_{pe} PARA VENTO SOPRANDO PARALELAMENTE À GERATRIZ DE ABÓBADAS CILÍNDRICAS, COM SUPERFÍCIE EXTERNA RUGOSA, DE SEÇÃO CIRCULAR (fluxo de ar turbulento e com número de Reynolds acima da região crítica)

Série	a/b	f/b	h/b^*	C_{pe} para a parte:			
				A	B	C	D
S ₁	4	1/5	1/4	-0,8	-0,4	-0,3	-0,2
			1/2	-0,8	-0,6	-0,3	-0,2
		1/4	1/4	-0,8	-0,4	-0,3	-0,2
			1/2	-0,9	-0,6	-0,3	-0,2
S ₂	-5	-1/3	-1/9	-0,8	-0,4	-0,2	-0,2

* Para a série S₂ → h_b/b

Fonte: ABNT (1988)

TABELA 15 – COEFICIENTES DE PRESSÃO EXTERNA C_{pe} PARA VENTO SOPRAN-DO OBLIQUAMENTE À GERATRIZ DE ABÓBADAS CILÍNDRICAS, COM SUPERFÍCIE EXTERNA RUGOSA, DE SEÇÃO CIRCULAR (fluxo de ar turbulento e com número de Reynolds acima da região crítica)

Série	a/b	f/b	h/b*	C_{pe} para a parte:			
				E	F	G	H
S ₁	4	1/5	1/4	-1,6	---	---	---
			1/2	-2,4	-1,2	---	---
		1/4	1/4	-1,4	-1,4	---	---
			1/2	-1,6	-1,8	---	---
S ₂	-5	-1/3	-1/9	-1,5	---	-1,8	-1,5

* Para a série S₂ → h_b/b

Fonte: ABNT (1988)

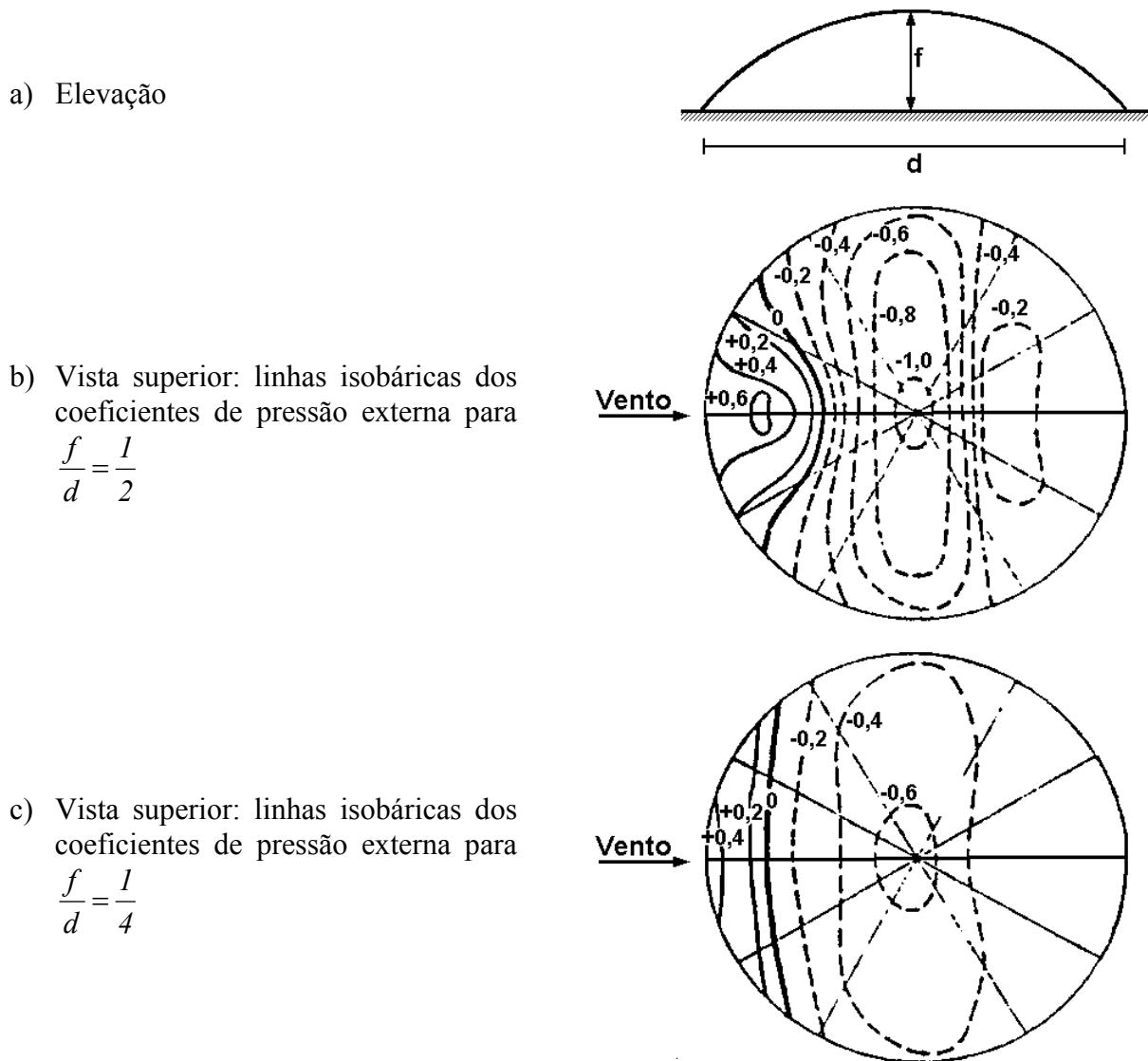


Figura 05 – Linhas isobáricas (de mesmo C_{pe}) em cúpulas sobre terreno

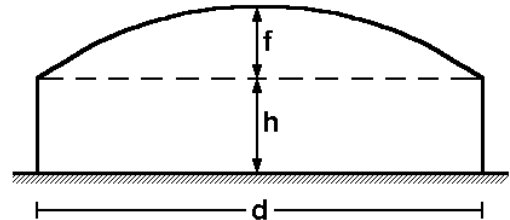
Fonte: ABNT (1988)

TABELA 16 – VALORES LIMITES DOS COEFICIENTES DE PRESSÃO EXTERNA C_{pe} E DOS COEFICIENTES DE SUSTENTAÇÃO C_s , PARA CÚPULAS SOBRE TERRENO

f/d	C_{pe}		C_s
	Sobrepressão	Sucção	
1/15	+0,10	-0,30	0,15
1/10	+0,20	-0,30	0,20
1/8	+0,20	-0,40	0,20
1/6	+0,30	-0,50	0,30
1/4	+0,40	-0,60	0,30
1/2	+0,60	-1,00	0,50

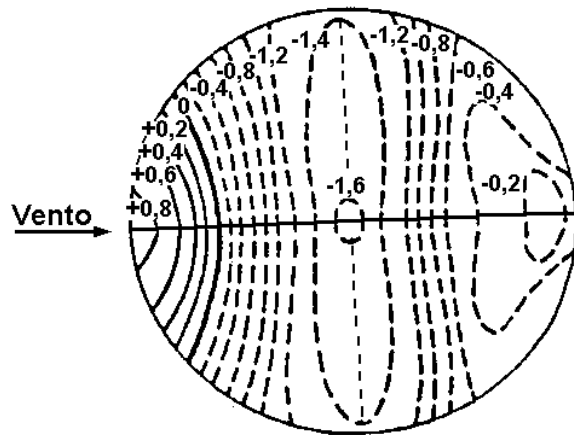
Fonte: ABNT (1988)

a) Elevação



b) Vista superior: linhas isobáricas dos coeficientes de pressão externa para

$$\frac{f}{d} = \frac{1}{2} \text{ e } \frac{h}{d} = \frac{1}{2}$$



c) Vista superior: linhas isobáricas dos coeficientes de pressão externa para

$$\frac{f}{d} = \frac{1}{10} \text{ e } \frac{h}{d} = 1$$

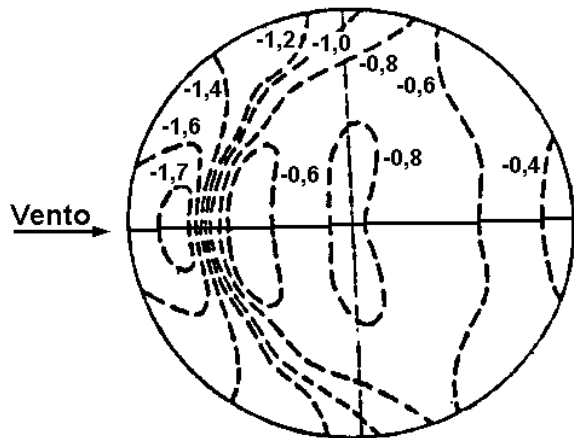


Figura 06 – Linhas isobáricas (de mesmo C_{pe}) em cúpulas sobre paredes cilíndricas

Fonte: ABNT (1988)

TABELA 17 – VALORES LIMITES DOS COEFICIENTES DE PRESSÃO EXTERNA C_{pe} EM CÚPULAS SOBRE PAREDES CILÍNDRICAS

f/d	h/d	C_{pe}		
		A barlavento	No Topo	Lateralmente
1/2	1/4	+0,9	-1,5	-0,4
	1/2	+0,8	-1,7	-0,4
	1	+0,8	-1,7	-0,5
1/6 1/10 1/15 1/20	1/4	-0,1	-0,9	-0,4
		-1,2	-0,6	-0,3
		-1,4	-0,5	-0,3
		-1,4	-0,4	-0,2
1/6 1/10 1/15 1/20	1	-1,4	-1,1	-0,4
		-1,7	-0,8	-0,4
		-1,5	-0,5	-0,4
		-1,4	-0,5	-0,4

NOTA: Para coeficientes de pressão na parede cilíndrica devem ser adotados os valores fornecidos na tabela 18.

Fonte: ABNT (1988)

4. EFEITOS DE VIZINHANÇA

Há certas situações, segundo a NBR 6123/88, em que é necessário considerar a influência de edificações situadas nas vizinhanças daquela em estudo. Essas edificações podem causar aumento das forças do vento de três modos diferentes: por efeito venturi, por deflexão do vento na direção vertical, e pela turbulência da esteira.

4.1. Por efeito venturi

Edificações vizinhas podem, por suas dimensões, forma e orientação, causar um “afunilamento” do vento, acelerando o fluxo de ar, com uma conseqüente alteração nas pressões. Este efeito aparece principalmente em edificações muito próximas, caso em que já foram observados coeficientes de pressão negativos (sucções) excedendo, em módulo, o valor 2,0. Estas pontas de sucção verificaram-se nas paredes confrontantes das duas edificações, próximo à aresta de barlavento.

4.2. Por deflexão do vento na direção vertical

Edificações altas defletem para baixo parte do vento que incide em sua fachada de barlavento, aumentando a velocidade em zonas próximas ao solo. Edificações mais baixas, situadas nestas zonas, poderão ter as cargas do vento aumentadas por este efeito, com os coeficientes de forma atingindo valores entre -1,5 e -2,0.

TABELA 18 – DISTRIBUIÇÃO DAS PRESSÕES EXTERNAS EM EDIFICAÇÕES CILÍNDRICAS DE SEÇÃO CIRCULAR

β	Coeficiente de pressão externa, C_{pe}			
	Superfície rugosa ou com saliências		Superfície lisa	
	$h/d = 10$	$h/d \leq 2,5$	$h/d = 10$	$h/d \leq 2,5$
0^0	+1,00	+1,00	+1,00	+1,00
10^0	+0,90	+0,90	+0,90	+0,90
20^0	+0,70	+0,70	+0,70	+0,70
30^0	+0,40	+0,40	+0,35	+0,35
40^0	0,00	0,00	0,00	0,00
50^0	-0,50	-0,40	-0,70	-0,50
60^0	-0,95	-0,80	-1,20	-1,05
70^0	-1,25	-1,10	-1,40	-1,25
80^0	-1,20	-1,05	-1,45	-1,30
90^0	-1,00	-0,85	-1,40	-1,20
100^0	-0,80	-0,65	-1,10	-0,85
120^0	-0,50	-0,35	-0,60	-0,40
140^0	-0,40	-0,30	-0,35	-0,25
160^0	-0,40	-0,30	-0,35	-0,25
180^0	-0,40	-0,30	-0,35	-0,25

Fonte: ABNT (1988)

4.3. Pela turbulência da esteira

Uma edificação situada a sotavento de outra pode ser afetada sensivelmente pela turbulência gerada na esteira da edificação de barlavento, podendo causar efeitos dinâmicos (“efeitos de golpe”) consideráveis e alterações nas pressões. Estas são particularmente importantes em edificações com coberturas e painéis de vedação feitos de materiais leves.

4.4. Determinação dos efeitos de vizinhança

Não é possível, segundo a NBR 6123/88, indicar valores numéricos para efeitos de vizinhança de um modo genérico e normativo.

Estes efeitos podem ser determinados por ensaios em túnel de vento, em que se reproduzem as condições de vizinhança e as características do vento natural que possam influir nos resultados.

O problema é agravado pela possibilidade de alterações desfavoráveis das condições de vizinhança durante a vida útil da edificação em estudo.

A NBR 6123/88 fornece uma indicação aproximada dos aumentos que podem sofrer os coeficientes aerodinâmicos por efeitos de vizinhança. Esta indicação não será transcrita, entretanto, recomenda-se que na existência de edificações na vizinhança, a norma seja consultada.

5. EFEITOS DINÂMICOS EM EDIFICAÇÕES ESBELTAS E FLEXÍVEIS

Certas edificações esbeltas e flexíveis, segundo a NBR 6123/88, apresentam um comportamento intrinsecamente dinâmico quando expostas ao vento, sendo que nem sempre a velocidade mais desfavorável é a velocidade máxima prevista para o vento. Torna-se necessário estudar sua estabilidade, por via matemática e/ou experimental, em uma gama bastante extensa de velocidades do vento. A resposta dinâmica da edificação à excitação do vento depende não só de sua forma externa, mas também dos materiais empregados, do amortecimento e da rigidez estrutural.

Em geral as vibrações são originadas por uma ou mais das seguintes causas: desprendimento cadenciado de vórtices, efeitos de golpe, galope, drapejamento ou energia contida na turbulência atmosférica.

5.1. Desprendimento cadenciado de vórtices

Movimentos transversais à direção do vento podem ser produzidos por estes vórtices se uma das frequências naturais da estrutura ou de um elemento estrutural for igual à frequência de desprendimento de um par destes vórtices, dentro da faixa de velocidades esperadas para o vento. Este fenômeno pode ser particularmente nocivo em chaminés e torres cilíndricas metálicas.

A energia dos vórtices e a correlação espacial de seu desprendimento são influenciados, entre outros fatores, pela oscilação da estrutura ou elemento estrutural e pelas características da turbulência do vento.

Os efeitos sobre a estrutura ou elemento estrutural aumentam com a diminuição da turbulência do vento e do amortecimento estrutural.

A velocidade crítica do vento é a velocidade para a qual a frequência de desprendimento, de um par de vórtices, coincide com uma das frequências naturais da estrutura ou de um elemento estrutural. Efeitos dinâmicos são possíveis se a velocidade crítica for igual ou menor, que a máxima velocidade média prevista para o local da edificação.

A NBR 6123/88 fornece uma indicação para obtenção das velocidade crítica e média previstas para o local da estrutura. Esta indicação não será transcrita, entretanto, recomenda-se que para edificações esbeltas e flexíveis a norma seja consultada.

5.2. Efeitos de golpe

A edificação sofre efeitos dinâmicos causados pela turbulência existente na esteira de outra edificação. Estes efeitos podem ser consideráveis, tanto em edificações leves e esbeltas como em edifícios de grande altura e esbeltez.

5.3. Galope

O efeito denominado de galope é devido a forças determinadas pelo movimento da edificação e por sua forma. Entre as formas sensíveis a este fenômeno estão as edificações prismáticas de seção retangular e triangular. O galope aparece ao ser excedida uma certa velocidade do vento, produzindo oscilações transversais à direção do vento. Estas oscilações aumentam em amplitude com a velocidade do vento, podendo ser muito maiores do que as provocadas por vórtices cadenciados. São propensas a este fenômeno edificações esbeltas, leves e flexíveis, tais como pilares vazados de viadutos de grande altura.

5.4. Drapejamento

Trata-se de efeito dinâmico que envolve dois ou mais graus de liberdade da estrutura, com acoplamento de vibrações. É um fenômeno típico de estruturas esbeltas com proporções semelhantes às de asa de avião, tal como um edifício muito alto e esbelto, de seção retangular não próxima do quadrado.

5.5. Energia contida na turbulência atmosférica

Apesar das rajadas de vento constituírem um fenômeno aleatório, as características de admittância mecânica da estrutura podem fazer com que a energia cinética contida nas rajadas de vento origine uma oscilação não desprezível da edificação.

6. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT (1988). *Forças devido ao vento em edificações*. NBR 6123. Associação Brasileira de Normas Técnicas. Junho, 1988.