

BOVERKETS HANDBOK OM  
SNÖ- OCH VINDLAST

**BSV 97**

# Snö och vindlast

Utgåva 2



**BSV 97**

**Boverkets handbok om**  
**Snö- och vindlast**

**Utgåva 2**

BOVERKET 1997

DIARIENUMMER: B620-920/97  
TITEL: Boverkets handbok om snö- och vindlast, utgåva 2  
UTGIVARE: Boverket, byggavdelningen  
UTGIVNINGSMÅNAD: november, 1997  
UPPLAGA: 1:1  
ANTAL: 6.000 ex  
TRYCK: Tryckeri Balder  
ISBN: 91-7147-394-7  
ISSN: 1400-1012

SAMMANDRAG: I Boverkets handbok om Snö- och vindlast, utgåva 2, beskrivs lastförutsättningar som kan användas vid dimensionering av konstruktioner som utsätts för snö- och vindlast. Handboken innehåller avsnitt om snölast, vindlastens statiska inverkan, vindlastens dynamiska inverkan och formfaktorer för vindlast.

SUMMARY: Boverket's handbook "Snö- och vindlast" (*Snow load and wind action*) presents loading conditions that may be used when structures subjected to actions from snow and wind are designed (according to BKR 94). The three main sections deal with snow load, the static effect of wind action and the dynamic effect of wind action. Shape coefficients for wind action, basic data on the reference wind velocity and characteristic values of the dynamic wind pressures are given in appendices.

SÖKORD: dynamisk inverkan, formfaktorer, handböcker, last, ringsvängningar, snö, vind, virvelavlösningar, BKR 94.

PUBLIKATIONEN KAN BESTÄLLAS FRÅN:  
Boverket  
Publikationsservice  
Box 534  
371 23 Karlskrona  
Fax: 0455-819 27  
E-post: publikationsservice@boverket.se

© Boverket 1997

REDAKTÖRER: Kjell Nero, Sture Åkerlund



# INNEHÅLLSFÖRTECKNING

0	INLEDNING	5
1	SNÖLAST	7
1:1	Allmänt	7
1:11	Beteckningar	7
1:12	Bakgrund	7
1:2	Värdet på $s_0$ för Sveriges kommuner	9
1:3	Formfaktorer $\mu$ för snölast på tak	12
1:4	Den termiska koefficienten, $C_t$	20
1:5	Exempel	23
2	VINDLASTENS STATISKA INVERKAN	24
2:1	Allmänt	24
2:11	Beteckningar	24
2:12	Bakgrund och begränsningar	25
2:2	Vindhastighet	26
2:21	Referensvindhastighet, $v_{ref}$	26
2:22	Terrängtyper	28
2:23	Vindens hastighetsprofil och exponeringsfaktorn, $C_{exp}$	31
2:24	Topografins inverkan på vindhastigheten	32
2:3	Beräkning av vindlast	32
2:31	Allmänt	32
2:32	Referenshastighetstryck, $q_{ref}$	35
2:33	Vindstötsfaktor, $C_{dyn}$	35
2:34	Beräkningshjälpmedel	36
2:4	Formfaktorer för vindlast	37
2:5	Exempel på formfaktorer för vindlast	37
2:51	Formfaktorer för utvändig vindlast	37
2:52	Formfaktorer för ut- och invändig vindlast	41
2:6	Tillfälliga konstruktioner	46
3	VINDLASTENS DYNAMISKA INVERKAN	47
3:1	Allmänt	47
3:11	Beteckningar	47
3:12	Bakgrund och begränsningar	48
3:2	Beräkning av vindstöt	48
3:21	Allmänt	48

3:22	Vindstötsfaktor, $C_{dyn}$	50
3:3	Formfaktorer	58
3:4	Virvelavlösning	58
3:41	Allmänt	58
3:42	Ekvivalent karakteristisk vindlast av virvelavlösning	61
3:43	Åtgärder för att minska dynamisk inverkan av virvelavlösning	62
3:5	Ringsvängningar	63
3:6	Brottnoder för vindbelastade konstruktioner	65
3:61	Lastförutsättningar med hänsyn till lokal buckling	65
3:62	Lastförutsättningar med hänsyn till utmattning	65
3:7	Exempel	67
Bilaga A. Formfaktorer för vindlast		78
A1	Allmänt	78
A2	Utvändig vindlast	78
A2:1	Väggar och tak	78
A2:2	Skärmar	93
A2:3	Skärmtak	95
A2:4	Tangentiell vindlast	100
A2:5	Fackverk	100
A2:6	Fackverksmaster	101
A2:7	Stänger, cylindrar, kablar etc	103
A2:8	Sfärer	106
A3	Invändig vindlast	107
Bilaga B. Basdata för $v_{ref}$		110
Bilaga C. Karakteristiskt hastighetstryck, $q_k$		111
Referenser		113

# 0 INLEDNING

Detta är utgåva 2 av *Boverkets handbok om snö- och vindlast*. Vi har infört förkortningen *BSV 97* för denna handbok. Eftersom det inte är någon ny handbok utan endast en uppdatering av den som kom ut 1994 betecknas denna som utgåva 2.

Den ingår i en serie handböcker som Boverket ger ut. Övriga handböcker i serien är

- *Boverkets handbok om betongkonstruktioner (BBK 94)*,
- *Boverkets handbok om stålkonstruktioner (BSK 94)*,
- *Dimensionering genom provning och*
- *Svängningar, deformationspåverkan och olyckslast.*

Denna handbok behandlar

- snölast i avsnitt 1
- vindlastens statiska inverkan i avsnitt 2
- vindlastens dynamiska inverkan i avsnitt 3
- formfaktorer för vindlast i bilaga A och i bilaga B ges basdata för referensvindhastigheten samt i bilaga C ges karakteristiskt hastighetstryck  $q_k$ .

I avsnitt 3 är den modell på vilken givna samband bygger, en vertikal konsol inspänd i grunden. Det innebär att denna handbok varken är applicerbar på linstagade master eller på broar.

I denna utgåva har vi

- rättat upptäckta fel
- uppdaterat tabellen över snölastens grundvärde i kommunerna
- uppdaterat tabellen över referensvärdet för vindlast i kommunerna. Tre kommuner har fått ändrad referensvindhastighet. Ökning för Öckerö från 25 till 26 m/s, minskning för Orust från 26 till 25 m/s och minskning för Kungälv från 26 till 25 m/s.
- utökat avsnittet om formfaktorer för vindlast och
- utökat avsnitt 2:3 med anvisning om hur den totala vindlasten mot en byggnad bör beräknas och
- gett flera exempel på invändig vindlast och
- gett reduktionsfaktorer för tillfälliga konstruktioner.

De två sista punkterna är väsentligen baserade på gällande engelsk standard, *BS 6399, Loading for Buildings, Part 2. Code of practice for wind loads, 1995*.

I första utgåvan valde vi att citera och rama in relevanta delar av BKR. I denna utgåva avstår vi från detta dels för att alla användare förmodas ha tillgång till BKR dels för inte behöva revidera handboken om vi gör ändringar i snö- eller vindlastavsnitten i BKR som inte påverkar handbokstexten.

Utgåva 2 har utarbetats inom en arbetsgrupp med

Göran Alpsten	Stålbyggnadskontroll AB
Åke Bengtsson	ELU-konsult
Sigge Eggwertz	Bloms Ingenjörbyrå
Kamal Handa	CTH
Kjell Nero	Boverket
Jan-Olof Nylader	NIB-konsult AB
Håkan Sundqvist	KTH
Sture Åkerlund	Boverket

# 1 SNÖLAST

## 1:1 Allmänt

### 1:11 Beteckningar

$A$	area
$C_e$	exponeringsfaktor
$C_t$	termisk koefficient
$R_e$	utvändigt övergångsmotstånd
$T$	temperatur
$U$	värme genomgångskoefficient
$a$	längd
$b$	bredd
$h$	höjd
$l$	längd
$s_0$	snölast på mark
$s_k$	karakteristiskt värde för snölast på tak
$\alpha$	taklutning
$\rho$	tyngd av snö per volymsenhet
$\mu$	formfaktor
$\psi$	lastreduktionsfaktor.

### 1:12 Bakgrund

Grundvärden för snölast på mark i *BKR* är ett karakteristiskt värde som svarar mot 98 %-fraktilen i fördelningen för maximal snölast per år, dvs. den snölast som i genomsnitt återkommer en gång på 50 år. Snölastkartan i *BKR*, som är framtagen av SMHI på Boverkets uppdrag, är baserad på snödjupsmätningar från 40 stationer under perioden 1907-1990 och på densitetsundersökningar dels i *Nord-Taesler* (1) dels från SMHI:s snötaxeringar under perioden 1978-94.

SMHI har valt att ta fram modalvärdet i fördelningen för 50-årsmaximum istället för 98 %-fraktilen i fördelningen för årsmaximum. Detta gäller även referensvindhastigheten.

I allmänhet skiljer sig dessa värden något men för Gumbelfördelningen, som utnyttjats både för snö- och vindlast, är värdena praktiskt taget identiska.

Vid bestämning av snölasten har densitetsdata förenklats och valts på följande sätt :

Norrland, Dalarna, Värmland och Dalsland	230 kg/m <sup>3</sup>
Götalands kustland, Gotland och Öland	280 kg/m <sup>3</sup>
Övriga Sverige	240 kg/m <sup>3</sup>

Dessa värden gäller vid tiden för maximalt snödjup.

Av praktiska skäl är snölastkartan i *BKR 94* i viss mån justerad efter kommungränserna.

Även snölast på tak definieras som ett karakteristiskt värde trots att det sannolikt inte svarar mot 98 %-fraktilen i fördelningen för max snölast per år.

I *SS-ENV 1991-2-3:1995* (2) och även i det senaste *ISO-förslaget*, mars 1992 (3) (revidering av *ISO 4355* (4)), skrivs det allmänna uttrycket för snölast på tak i princip så här

$$s_k = \mu C_e C_t s_0 \quad (1:12a)$$

$\mu$  formfaktor

$C_e$  exponeringsfaktor som tar hänsyn till vindens inverkan

$C_t$  termisk koefficient som t. ex beror på energiförluster genom tak eller annan termisk påverkan

$s_0$  snölastens grundvärde.

Då vi inte anser oss kunna ange värden på  $C_e$  som avviker från 1,0 har vi valt att använda det enkla uttrycket

$$s_k = \mu C_t s_0 \quad (1:12b)$$

Lägg märke till att snölastkartan och även vindlastkartan i *BKR* visar isolinjer, dvs orten för punkter med samma värde på  $s_0$  respektive  $v_{ref}$ . Kartan är alltså ingen snözonskarta. Se även not a till följande tabell 1:2.

## 1:2 Värden på $s_0$ för Sveriges kommuner

Följande tabell 1:2a är framtagen av SMHI på Boverkets uppdrag och den är baserad på snölastkartan i BKR.

Tabell 1:2a.  
Värden på  $s_0$  för Sveriges kommuner.

Kommun	$s_0$	Kommun	$s_0$	Kommun	$s_0$
Ale	1,5	Emmaboda	1,5	Haparanda	3,0
Alingsås	1,5	Enköping	2,0	Heby	2,0
Alvesta	1,5	Eskilstuna	2,0	Hedemora	2,0-2,5 <sup>b</sup>
Aneby	2,0	Eslöv	1,0	Helsingborg	1,0
Arboga	2,0	Essunga	1,5	Herrljunga	1,5
Arjeplog	3,0-5,0 <sup>c</sup>			Hjo	2,0
Arvidsjaur	3,0	Fagersta	2,0	Hofors	2,0-2,5 <sup>b</sup>
Arvika	2,5	Falkenberg	1,0-1,5 <sup>b</sup>	Huddinge	2,0
Askersund	2,0	Falköping	1,5	Hudiksvall	3,0-3,5 <sup>b</sup>
Avesta	2,0-2,5 <sup>b</sup>	Falun	2,5	Hultsfred	2,0
		Filipstad	2,0-2,5 <sup>b</sup>	Hylte	1,5
Bengtstors	2,0	Finspång	2,0	Håbo	2,0
Berg	2,5-4,5 <sup>c</sup>	Flen	2,0	Hällefors	2,0-2,5 <sup>b</sup>
Bjurholm	3,0	Forshaga	2,0-2,5 <sup>b</sup>	Härjedalen	2,5-4,5 <sup>c</sup>
Bjuv	1,0	Färgelanda	1,5-2,0 <sup>b</sup>	Härnösand	3,5
Boden	3,0			Härredalen	1,0-1,5 <sup>b</sup>
Bollebygd	1,5	Gagnef	2,5	Hässleholm	1,0-1,5 <sup>b</sup>
Bollnäs	2,5-3,0 <sup>b</sup>	Gislaved	1,5	Höganäs	1,0
Borgholm	1,5	Gnesta	2,0	Högsby	1,5-2,0 <sup>b</sup>
Borlänge	2,5	Gnosjö	1,5	Hörby	1,0
Borås	1,5	Gotland	1,5-2,0 <sup>b</sup>	Höör	1,0
Botkyrka	2,0	Grums	2,0-2,5 <sup>b</sup>		
Boxholm	2,0	Grästorp	1,5	Jokkmokk	3,0-5,5 <sup>c</sup>
Bromölla	1,5	Gullspång	2,0	Järfälla	2,0
Bräcke	2,5-3,0 <sup>b</sup>	Gällivare	3,0-5,5 <sup>c</sup>	Jönköping	1,5-2,0 <sup>b</sup>
Burlöv	1,0	Gävle	2,0-2,5 <sup>b</sup>		
Båstad	1,0	Göteborg	1,0	Kalix	3,0
		Götene	1,5-2,0 <sup>b</sup>	Kalmar	1,5
Dals-Ed	1,5-2,0 <sup>b</sup>			Karlsborg	2,0
Danderyd	2,0	Habo	1,5-2,0 <sup>b</sup>	Karlshamn	1,5
Degerfors	2,0	Hagfors	2,5	Karlskoga	2,0
Dorotea	3,0-3,5 <sup>b</sup>	Hallsberg	2,0	Karlskrona	1,5
		Hallstahammar	2,0	Karlstad	2,0-2,5 <sup>b</sup>
Eda	2,5	Halmstad	1,0-1,5 <sup>b</sup>	Katrineholm	2,0
Ekerö	2,0	Hammarö	2,0	Kil	2,0-2,5 <sup>b</sup>
Eksjö	2,0	Haninge	2,0	Kinda	2,0

Tabell 1:2a.

Forts: Värdet på  $s_0^a$  för Sveriges kommuner.

Kiruna	2,5-5,5 <sup>c</sup>	Mora	2,5	Sandviken	2,0-2,5 <sup>b</sup>
Klippan	1,0	Motala	2,0	Sigtuna	2,0
Kramfors	3,5	Mullsjö	1,5-2,0 <sup>b</sup>	Simrishamn	1,0
Kristianstad	1,0-1,5 <sup>b</sup>	Munkedal	1,5	Sjöbo	1,0
Kristinehamn	2,0	Munkfors	2,5	Skara	1,5-2,0 <sup>b</sup>
Krokoms	3,0-4,0 <sup>c</sup>	Mölnadal	1,0	Skellefteå	3,0
Kumla	2,0	Mönsterås	1,5-2,0 <sup>b</sup>	Skinnskatteberg	2,0
Kungsbacka	1,0	Mörbylånga	1,5	Skurup	1,0
Kungsör	2,0			Skövde	1,5-2,0 <sup>b</sup>
Kungälv	1,0	Nacka	2,0	Smedjebacken	2,0-2,5 <sup>b</sup>
Kävlinge	1,0	Nora	2,0	Sollefteå	3,0-3,5 <sup>b</sup>
Köping	2,0	Norberg	2,0	Sollentuna	2,0
		Nordanstig	3,0-3,5 <sup>b</sup>	Solna	2,0
Laholm	1,0-1,5 <sup>b</sup>	Nordmaling	3,0	Sorsele	3,0-4,5 <sup>c</sup>
Landskrona	1,0	Norrköping	2,0	Sotenäs	1,0-1,5 <sup>b</sup>
Laxå	2,0	Norrtälje	2,0	Staffanstorps	1,0
Lekeberg	2,0	Norsjö	3,0	Stenungsund	1,0-1,5 <sup>b</sup>
Leksand	2,5	Nybro	1,5	Stockholm	2,0
Lerum	1,5	Nyköping	2,0	Storfors	2,0
Lessebo	1,5	Nynäshamn	2,0	Storuman	3,0-4,5 <sup>c</sup>
Lidingö	2,0	Nässjö	1,5-2,0 <sup>b</sup>	Strängnäs	2,0
Lidköping	1,5-2,0 <sup>b</sup>			Strömstad	1,5
Lilla Edet	1,5	Ockelbo	2,5	Strömsund	3,0-4,0 <sup>c</sup>
Lindesberg	2,0	Olofström	1,5	Sundbyberg	2,0
Linköping	2,0	Orsa	2,5	Sundsvall	3,0-3,5 <sup>b</sup>
Ljungby	1,5	Orust	1,0-1,5 <sup>b</sup>	Sunne	2,5
Ljusdal	2,5-3,0 <sup>b</sup>	Osby	1,5	Surahammar	2,0
Ljusnarsberg	2,0-2,5 <sup>b</sup>	Oskarshamn	2,0	Svalöv	1,0
Lomma	1,0	Ovanåker	2,5-3,0 <sup>b</sup>	Svedala	1,0
Ludvika	2,5	Oxelösund	2,0	Svenljunga	1,5
Luleå	3,0			Säffle	2,0
Lund	1,0	Pajala	2,5-3,0 <sup>b</sup>	Säter	2,5
Lycksele	3,0	Partille	1,0	Sävsjö	1,5
Lysekil	1,0-1,5 <sup>b</sup>	Perstorp	1,0	Söderhamn	2,5-3,0 <sup>b</sup>
		Piteå	3,0	Söderköping	2,0
Malmö	1,0			Södertälje	2,0
Malung	2,5-3,0 <sup>b</sup>	Ragunda	2,5-3,0 <sup>b</sup>	Sölvesborg	1,5
Malå	3,0	Robertsfors	3,0		
Mariestad	2,0	Ronneby	1,5	Tanum	1,0-1,5 <sup>b</sup>
Mark	1,0-1,5 <sup>b</sup>	Rättvik	2,5	Tibro	2,0
Markaryd	1,5			Tidaholm	1,5-2,0 <sup>b</sup>
Mellerud	2,0	Sala	2,0	Tierp	2,0-2,5 <sup>b</sup>
Mjölby	2,0	Salem	2,0	Timrå	3,5



Tabell 1:2a.

Forts: Värdet på  $s_0^a$  för Sveriges kommuner.

Tingsryd	1,5	Vallentuna	2,0	Åre	3,0-4,5 <sup>c</sup>
Tjörn	1,0	Vansbro	2,5	Ärjäng	2,0-2,5 <sup>b</sup>
Tomelilla	1,0	Vara	1,5	Åsele	3,0
Torsby	2,5-3,0 <sup>b</sup>	Varberg	1,0-1,5 <sup>b</sup>	Åstorp	1,0
Torsås	1,5	Vaxholm	2,0	Åtvidaberg	2,0
Tranemo	1,5	Vellinge	1,0		
Tranås	2,0	Vetlanda	1,5-2,0 <sup>a</sup>	Älmhult	1,5
Trelleborg	1,0	Vilhelmina	3,0-4,0 <sup>c</sup>	Älvdalen	2,5-4,0 <sup>c</sup>
Trollhättan	1,5	Vimmerby	2,0	Älvkarleby	2,0-2,5 <sup>b</sup>
Trosa	2,0	Vindeln	3,0	Älvsbyn	3,0
Tyresö	2,0	Vingåker	2,0	Ängelholm	1,0
Täby	2,0	Vårgårda	1,5		
Töreboda	2,0	Vänersborg	1,5-2,0 <sup>b</sup>	Öckerö	1,0
		Vännäs	3,0	Ödeshög	2,0
Uddevalla	1,5	Värmdö	2,0	Örebro	2,0
Ulricehamn	1,5	Värnamo	1,5	Örkelljunga	1,0
Umeå	3,0	Västervik	2,0	Örnsköldsvik	3,0-3,5 <sup>b</sup>
Upplands-Bro	2,0	Västerås	2,0	Östersund	2,5-3,0 <sup>b</sup>
Upplands-Väsby	2,0	Växjö	1,5	Österåker	2,0
Uppsala	2,0			Östhammar	2,0
Uppvidinge	1,5	Ydre	2,0	Östra Göinge	1,5
		Ystad	1,0	Överkalix	3,0
Vadstena	2,0			Övertorneå	3,0
Vaggeryd	1,5	Åmål	2,0		
Valdemarsvik	2,0	Ånge	2,5-3,0 <sup>b</sup>		

<sup>a</sup> Kommunvärdena är avlästa från snölastkartan men avrundade så att t ex  $s_0 = 2,5 \text{ kN/m}^2$  gäller i intervallet  $> 2,25$  och  $< 2,75 \text{ kN/m}^2$ .

<sup>b</sup> Det övre värdet i intervallet gäller i högre belägen terräng. Se även not a och snölastkartan. I tveksamma fall väljs det högsta värdet.

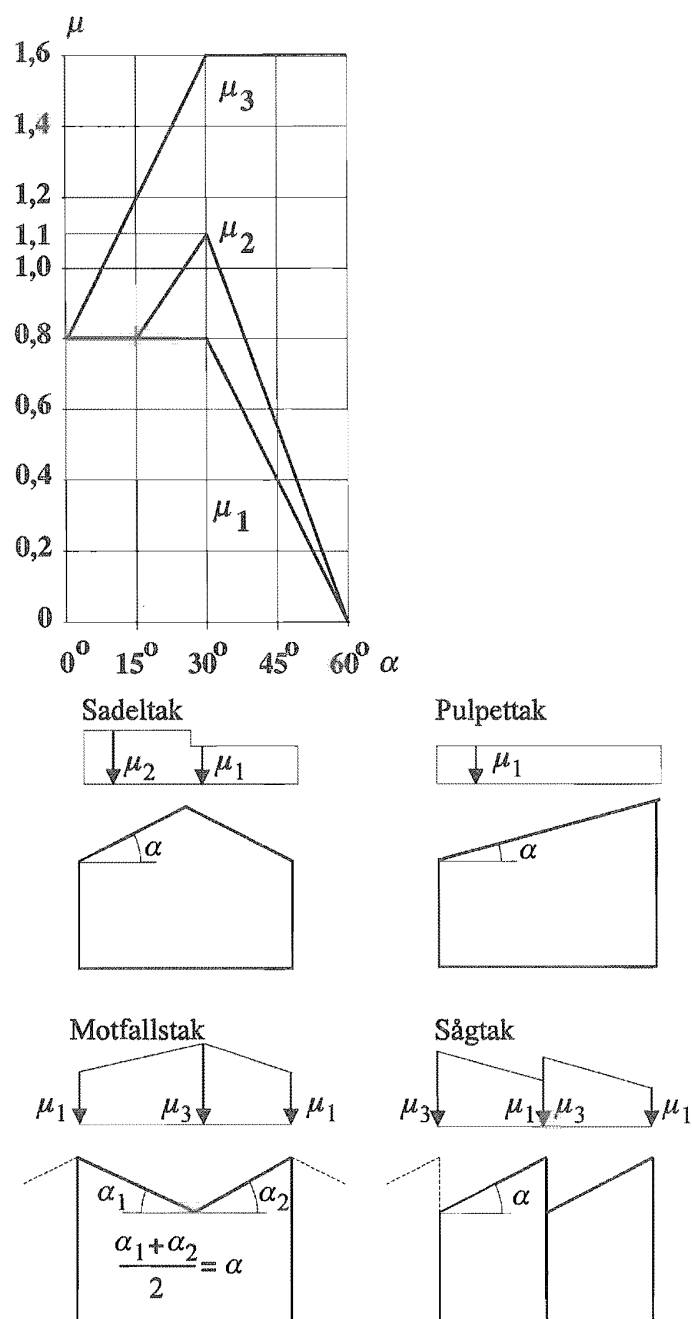
<sup>c</sup> Det högsta värdet i intervallet används ovan och nära trädgränsen. Det näst högsta i höglänt skogsterräng i de västliga delarna av kommunen. Det lägsta värdet i låglänt terräng i östliga delar av kommunen. Eventuellt övriga värden används i låglänt terräng i kommunens västliga delar samt i kommunens övriga delar. I tveksamma fall bör SMHI konsulteras.

För både not b och c gäller som allmän tumregel att snömängden ökar med ca 15% per 100 m höjdhöjning.

## 1:3 Formfaktorer $\mu$ för snölast på tak

Det senaste *ISO-förslaget* (3) innehåller fler takformer än de som finns redovisade både här och i *SS-ENV 1991-2-3:1995* (2). I *ISO-förslaget* har man strävat efter att skriva formfaktorerna på sådant sätt att övergångarna mellan olika kurvgränar blir "mjuka". Det har lett till komplicerade samband med svag empirisk täckning. Sannolikt är det anledningen till att förslaget inte accepterats i Eurocode. Förslaget har dock många förtjänster, speciellt uppdelningen i s.k. balanserad snölast (jämnt fördelad över hela taket) och snölast av vind och ras.

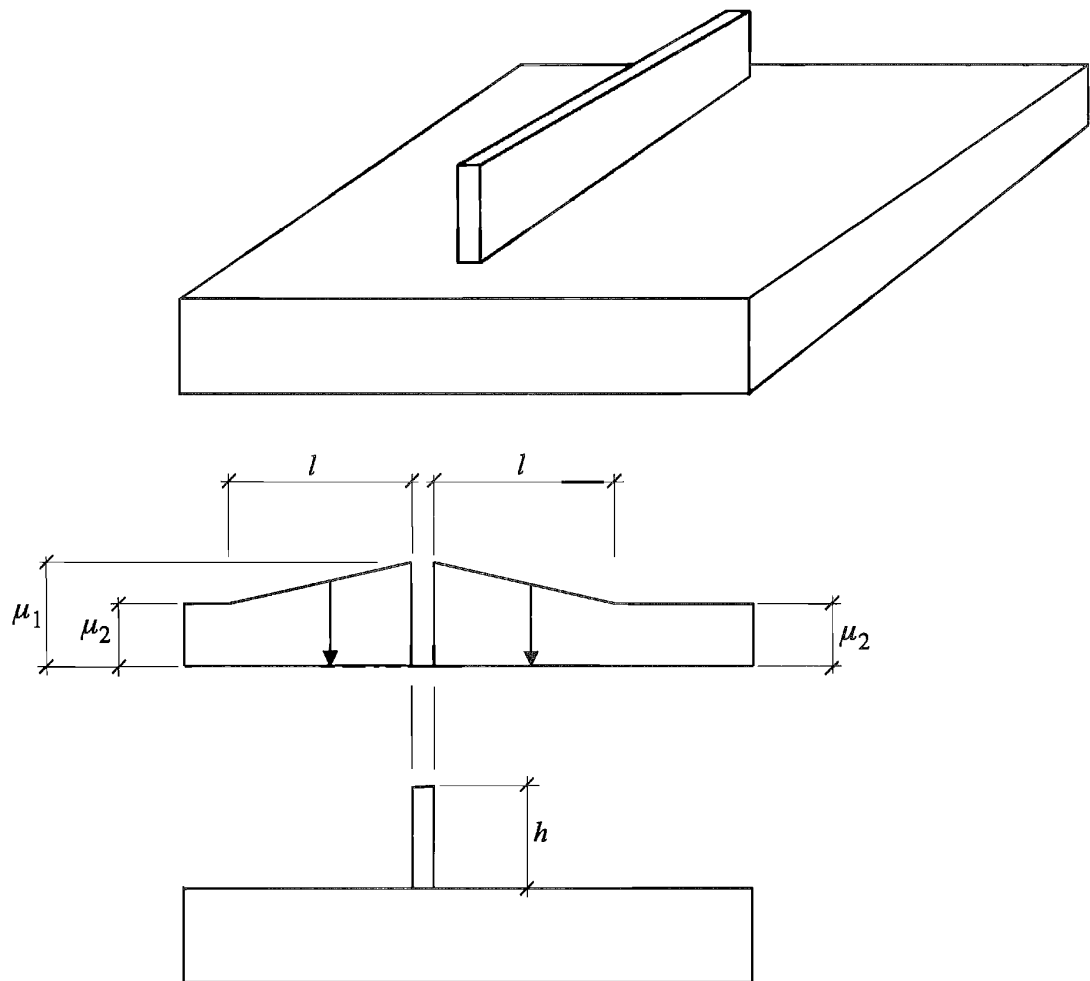
Formfaktorer i det senaste *ISO-förslaget* (3) och i *ISO 4355* (4) kan användas för takformer som inte finns med i följande sammanställning.



Figur 1:3a.

Formfaktorer för snölast på sadel-, pulpet-, motfalls- och sågtak. För icke symmetriskt sadeltak bör varje takhalva behandlas som ena halvan av ett symmetriskt tak.

Formfaktorn  $\mu_3$  kan sättas lika med 0,8 om taklutningen  $\alpha \leq 5^\circ$ . Vid dimensionering av sadeltak för samtidig snö- och vindlast kan snölasten antas jämnt fördelad över hela takytan med formfaktorn lika med  $\mu_1$ .

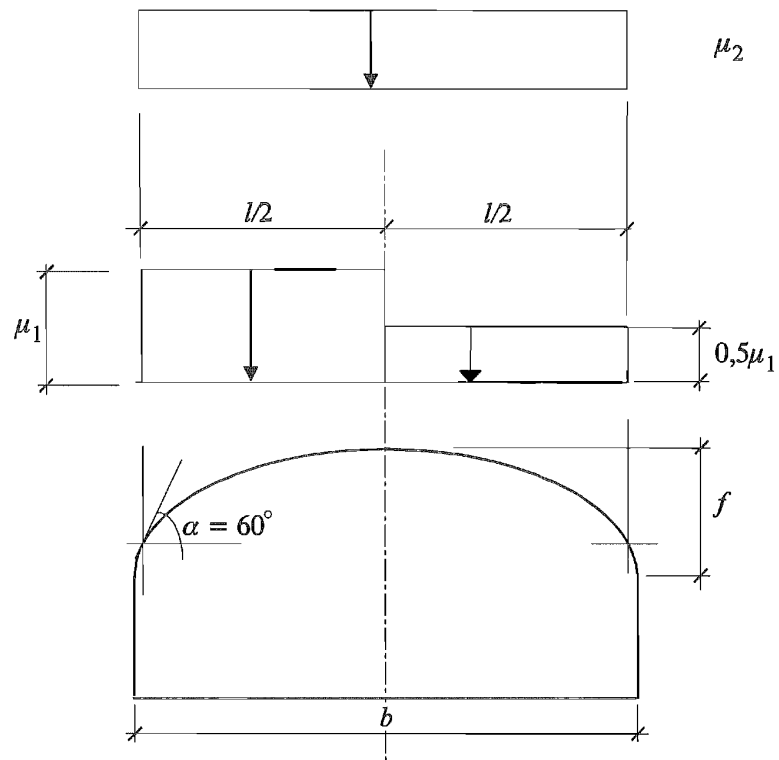


**Figur 1:3b.**  
Formfaktorer för snölast vid skärm.

$$\mu_2 = 0,8.$$

$$\mu_1 = \rho h / s_0, \text{ dock } 0,8 \leq \mu_1 \leq 2,0, \rho = 2,0 \text{ kN/m}^3, s_0 \text{ snölast på mark.}$$

$$l = 2h, \text{ dock } 5\text{m} \leq l \leq 10\text{m.}$$

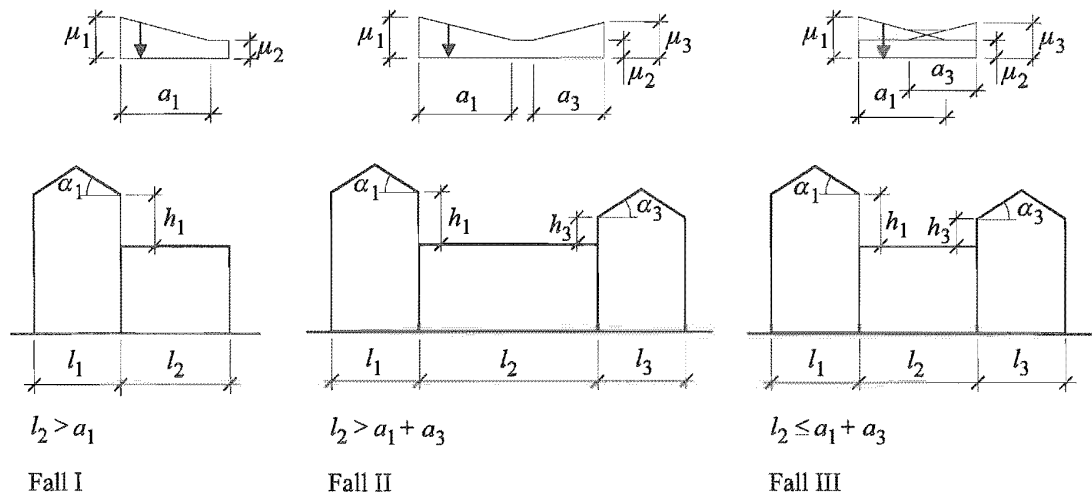


Figur 1:3c.

Formfaktorer för snölast på bågtag

 $\mu_2 = 0,8$  om  $\alpha \leq 60^\circ$ ,  $\mu_2 = 0$  om  $\alpha > 60^\circ$ , $\mu_1 = 0,8 + 2f/b$ , med restriktionen  $\mu_1 \leq 1,3$ .

Två alternativa lastfall.



Figur 1:3d.

Formfaktorer med hänsyn till snöras och vindens inverkan på tak med nivåskillnader.

$$\mu_2 = 0,8$$

$$\mu_1 = \mu_{1s} + \mu_{1w} \quad 0,8 \leq \mu_1 \leq 4$$

$$\mu_3 = \mu_{3s} + \mu_{3w} \quad 0,8 \leq \mu_3 \leq 4$$

$\mu_s$  av ras, svarar mot att 50% av snölasten på närmast angränsande högre belägna tak rasar ned. Om  $\alpha_1$  ( $\alpha_3$ ) är mindre än  $15^\circ$  kan  $\mu_s$  sättas till noll.

$\mu_w$  av vind, kan sättas till det minsta av  $0,5(l_1 + l_2)/h_1$  och  $\rho h_1/s_0$  med  $\rho = 2 \text{ kN/m}^3$  och  $s_0$  snölastens grundvärde på mark.

Både  $\mu_s$  och  $\mu_w$  kan antas triangulärt fördelade.

Om det lägre takets lutning  $\alpha$  är  $> 30^\circ$  kan både  $\mu_s$  och  $\mu_w$  reduceras med faktorn  $(60^\circ - \alpha)/30^\circ$ , dvs. så att  $\mu_s$  ( $\mu_w$ ) blir noll för taklutningen  $60^\circ$ .

$$a_1 = 2h_1 \text{ dock } 5 \text{ m} \leq a_1 \leq 10 \text{ m.}$$

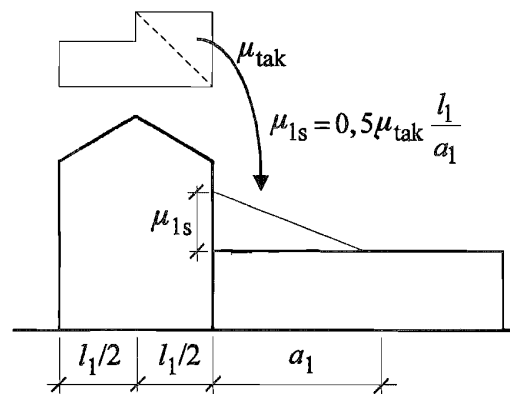
$$a_3 = 2h_3 \text{ dock } 5 \text{ m} \leq a_3 \leq 10 \text{ m.}$$

$$\text{Om } l_2 < a_1 \text{ bör } \mu_1 \text{ ersättas med } \mu'_1 = \mu_2 + \frac{l_2}{a_1}(\mu_1 - \mu_2).$$

Motsvarande för  $\mu_3$  om  $l_2 < a_3$ .

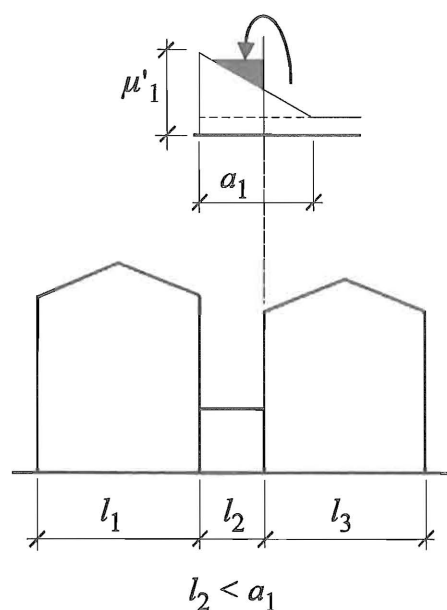
Några påpekanden om flernivåtak.

- Om det närliggande takets formfaktor är  $\mu_{\text{tak}}$ , dess taklutning  $> 15^\circ$  och dess horisontalprojektion  $l_1/2$  blir  $\mu_{1s} = 0,5\mu_{\text{tak}}l_1/a_1$ , se figur 1:3e.
- $\mu_s$  inkluderar inte dynamiskt tillskott. Vid stora höjdskillnader bör det dynamiska tillskottet beaktas.
- Om  $l_2 < a_1$  eller  $l_2 < a_3$  för fall II och III i figur 1:3d kan den del av lasttriangeln som hamnar inom  $l_1$  eller  $l_3$  behandlas på det sätt som figur 1:3f visar.
- Om de högre belägna taken i figur 1:3d, fall II och III, är sadeltak med taklutningen  $15^\circ \leq \alpha \leq 60^\circ$  blir snölasten ojämnt fördelad. I så fall bör antingen de båda högra eller de båda vänstra takhalvorna tilldelas den större snölasten, se figur 1:3g. Normalt vet man inte den förhärskande vindriktning vintertid, varför två lastfall måste undersökas: vind från vänster och vind från höger.
- De samband som är angivna i figur 1:3d kan även användas för skärmtak och för hus som är skilda åt, se figur 1:3h.



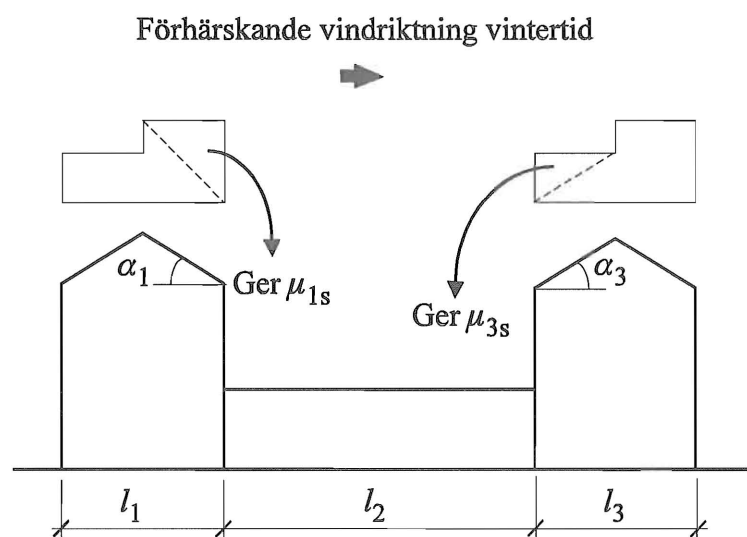
Figur 1:3e.

$\mu_{1s}$  av ras från symmetriskt sadeltak. Beträffande  $a_1$  se figur 1:3d.



Figur 1:3f.

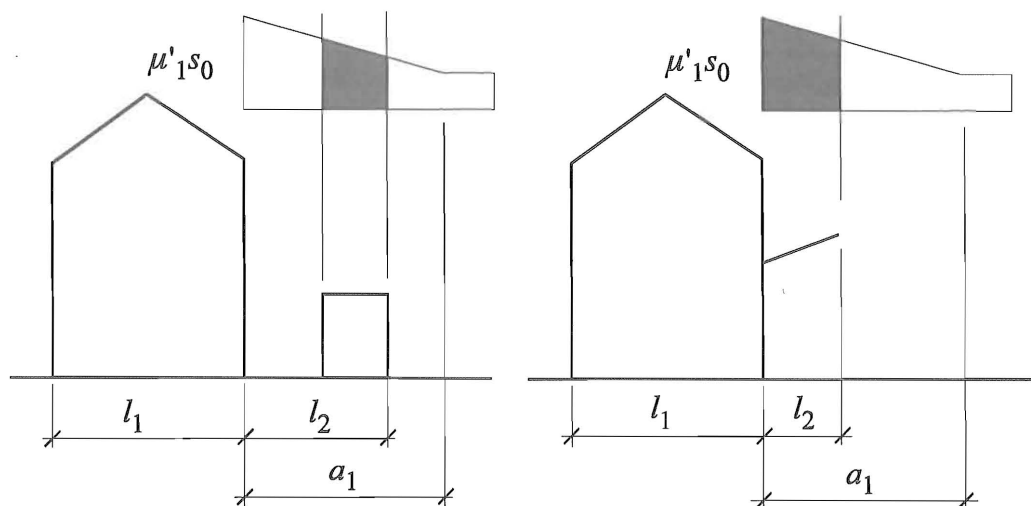
Hantering av snölast på grund av ras och vind om  $l_2 < a_1$ . Figuren illustrerar endast ras från det vänstra taket. Beträffande  $a_1$  se figur 1:3d.



Figur 1:3g.

$\mu_s$  av ras vid ojämnt fördelad snölast på högre belägna tak. Beträffande  $a_1$  se figur 1:3d.



**Figur 1:3h.**

**Bestämning av snölast på flernivåtak som är skilda åt och på skärmtak.**

**Beträffande  $a_1$  se figur 1:3d.**

Med stöd av *BKR 2:21* är det t.ex. rimligt att inte kombinera snölast med nyttig last av personer för terrassbjälklag och balkonger.

## 1:4 Den termiska koefficienten, $C_t$

Den termiska koefficienten  $C_t$  är normalt = 1,0.

Följande samband för snölast på glatta tak med liten isolerande förmåga, t.ex. glastak, över varaktigt uppvärmda utrymmen är hämtat från NS 3479 (5). Även det senaste ISO-förslaget (3) är baserat på NS 3479 (5).

Om  $\alpha \geq 45^\circ$  kan  $C_t$  sättas = 0. Om  $U_0 < 1,0$  eller  $T < 5^\circ$  kan  $C_t$  sättas = 1. I övriga fall kan  $C_t$  väljas enligt ekv. (1:4a) både i bruks- och brottgränstillstånd.

$$C_t = \left( 1 - 0,054 \left( \frac{s_0}{3,5} \right)^{0,25} f(U_0, T) \right) \cos(2\alpha) \quad 0 \leq \alpha \leq 45^\circ \quad (1:4a)$$

$$f(U_0, T) = \begin{cases} 0 & U_0 < 1,0 \\ (T - 5)(\sin(0,4U_0 - 0,1))^{0,75} & 1,0 \leq U_0 \leq 4,5 \text{ och } 5 \leq T \leq 18 \\ T - 5 & U_0 > 4,5 \text{ och } 5 \leq T \leq 18 \end{cases}$$

$U_0$  värmeövergångskoefficient ( $\text{W/m}^2\text{K}$ ) om utvändigt övergångsmotstånd är noll, dvs.  $R_e = 0$

$\alpha$  taklutning i grader

$s_0$  snölastens grundvärde på mark i  $\text{kN/m}^2$

$T$  lägsta förväntade innetemperatur ( $^\circ\text{C}$ ) under vintern.  
Sätt  $T = 5^\circ$  om  $T < 5^\circ$  och  $T = 18^\circ$  om  $T > 18^\circ$ .

I det allmänna uttrycket för snölast på tak, ekv. (1:12a) ingår formfaktorn  $\mu$  som är en funktion av taklutningen enligt figur 1:3a. I ekv. 1:4a ingår även taklutningen i faktorn  $\cos(2\alpha)$ . Denna faktor tar hänsyn till att snön mycket lätt glider av glatta tak om snön smälter.

Argumentet för sinusfunktionen,  $\sin(0,4U_0 - 0,1)$ , i ekv. 1:4a räknas i radianer.

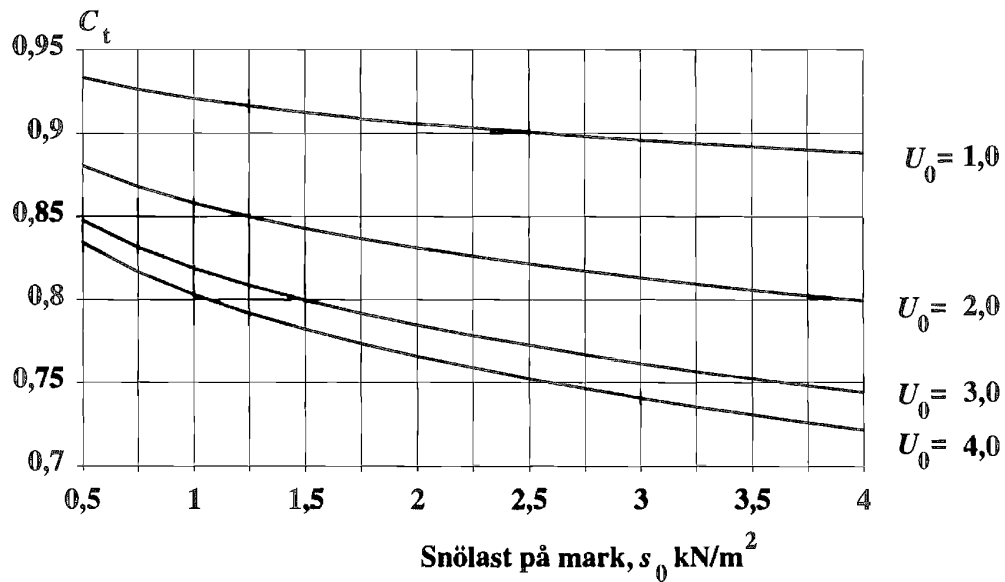
Om  $U$  är baserat på annat värde på termiskt övergångsmotstånd än  $R_e = 0$ , kan  $U$  räknas om till  $U_0$  med hjälp av följande ekv. 1:4b

$$U_0 = \frac{U}{1 - UR_e} \quad (1:4b)$$

Om ekv. 1:4a ger  $C_t < 1,0$  skall följande förhållanden undersökas och  $C_t$  ev. justeras:

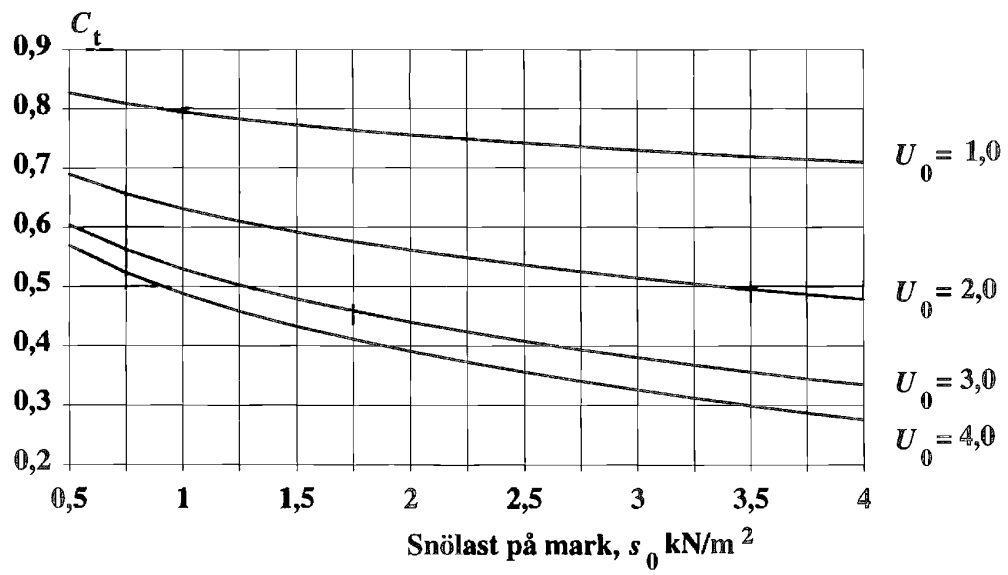
- Om medeltemperaturen under den kallaste månaden är lägre än  $-8^\circ\text{C}$  skall det enligt ekv. 1:4a beräknade värdet på  $C_t$  multipliceras med faktorn 1,2. Den termiska koefficienten behöver dock inte antas större än 1,0.

- Om beräknat lokalt maximivärde av snölast på tak på grund av vind är större än 30% av genomsnittlig snölast utan inverkan av vind bör den termiska faktorn  $C_t$  endast utnyttjas för reduktion av genomsnittlig snölast utan inverkan av vind. Med maximivärde av snölast på tak på grund av vind avses här
  - $(\mu_3 - \mu_1)s_0$  resp  $(\mu_2 - \mu_1)s_0$  i figur 1:3a,
  - $(\mu_1 - \mu_2)s_0$  i figur 1:3b,
  - $0,5\mu_1s_0$  i figur 1:3c,
  - $\mu_ws_0$  eller  $\mu'_ws_0$  i figur 1:3d.
- Det är viktigt att smältvattnet dräneras effektivt utan risk för isbildning och att taket inte blir utsatt för ras från ovanförliggande tak.



Figur 1:4a.

$C_t$  som funktion av  $s_0$  och  $U_0$  enligt ekv. 1:4a för innetemperaturen  $T_i = 10\text{ }^\circ\text{C}$  och taklutningen  $\alpha = 0^\circ$ .



Figur 1:4b.  
 $C_t$  som funktion av  $s_0$  och  $U_0$  enligt ekv. 1:4a för innetemperaturen  
 $T_i = 18^\circ\text{C}$  och taklutningen  $\alpha = 0^\circ$ .

## 1:5 Exempel

Beräkna snölastens storlek på byggnaden i figur 1:5a om snölastens grundvärde är  $s_0 = 2 \text{ kN/m}^2$ . Det nedre takets lutning är  $< 5^\circ$ .

För att skilja det övre och nedre taket används index  $\mu$  för det övre taket. Enligt figur 1:3a är

$$\mu_{1\bar{\theta}} = 0,8(60^\circ - \alpha_{1\bar{\theta}})/30^\circ = 0,8(60^\circ - 45^\circ)/30^\circ = 0,4$$

$$\mu_{2\bar{\theta}} = 1,1(60^\circ - \alpha_{1\bar{\theta}})/30^\circ = 1,1(60^\circ - 45^\circ)/30^\circ = 0,55.$$

Enligt figur 1:3d blir  $a_1 = 2h_1 = 2 \cdot 1 = 2 \text{ m}$ . Med restriktionen  $5 \text{ m} \leq a_1 \leq 10 \text{ m}$  blir  $a_1 = 5 \text{ m}$ .

$$\mu_{1s} = 0,5 \mu_{2\bar{\theta}} l_1 / a_1 = 0,5 \cdot 0,55 \cdot 8 / 5 = 0,44.$$

$$\mu_{1w} = \text{det minsta av } 0,5 (l_1 + l_2) / h_1 = 0,5(8 + 4) / 1 = 6 \text{ och}$$

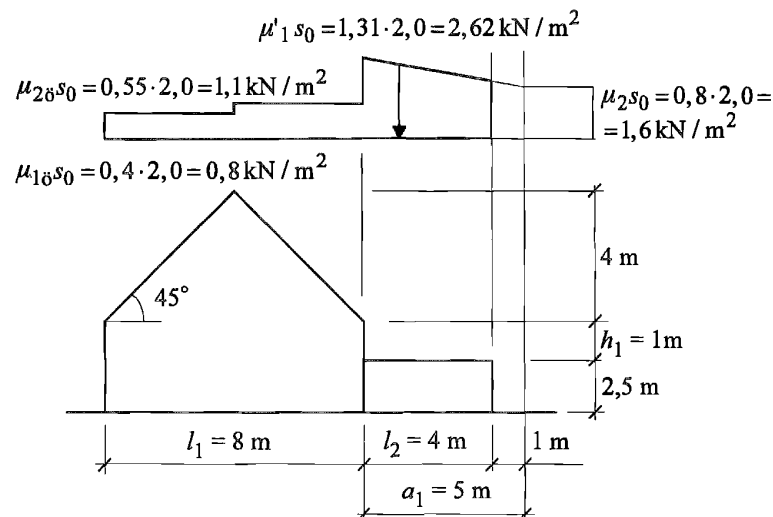
$$\rho h_1 / s_0 = 2 \cdot 1 / 2 = 1,$$

alltså är  $\mu_{1w} = 1,0$  och

$$\mu_1 = \mu_{1s} + \mu_{1w} = 0,44 + 1,0 = 1,44.$$

Eftersom  $l_2 < a_1$  bör  $\mu_1$  ersättas med

$$\mu'_1 = \mu_2 + \frac{l_2}{a_1} (\mu_1 - \mu_2) = 0,8 + (4/5)(1,44 - 0,8) = 1,31$$



**Figur 1:5a.**  
**Takets geometri och snölastens fördelning.**

## 2 VINDLASTENS STATISKA INVERKAN

### 2:1 Allmänt

#### 2:11 Beteckningar

$A$	area
$A_f$	vindbelastad area i fackverk
$C_{dyn}$	vindstötsfaktor
$C_{exp}$	exponeringsfaktor
$W$	vindlast
$b$	konstruktionens bredd. För konstruktioner med cirkulärt tvärsnitt används istället diametern $d$
$d$	diameter, tvärmått
$h$	konstruktionens högsta höjd
$l$	längd
$q$	hastighetstryck, $0,5 \rho v^2$
$v$	vindhastighet
$z$	höjd över mark
$z_0$	råhetsparameter
$\alpha$	vinkel
$\beta$	terrängparameter
$\mu$	formfaktor
$\rho$	luftens densitet.

#### Index

int	inre
k	karaktäristisk
m	medelvärde
ref	referens
s	stöt
t	tangentiell
tot	total
tr	transversal.

## 2:12 Bakgrund och begränsningar

Vindlast är till sin natur en dynamisk last. Detta måste beaktas vid bestämning av lastvärde och vid dimensionering.

För konstruktioner med stor styvhet och dämpning - här benämnda statiska konstruktioner - behöver ingen hänsyn tas till konstruktionens svängningsegenskaper vid bestämning av vindlasten. För det motsatta fallet: se avsnitt 3, Vindlastens dynamiska inverkan.

## 2:2 Vindhastighet

### 2:21 Referensvindhastighet, $v_{\text{ref}}$

Referensvindhastigheten  $v_{\text{ref}}$  definieras av följande fyra förutsättningar:

- medelvindhastigheten under 10 minuter på
- (referens-)höjden 10 m över omgivande mark som består av
- öppen terräng (terrängtyp II).
- sannolikheten att  $v_{\text{ref}}$  överskrids är 0,02 per år vilket innebär att  $v_{\text{ref}}$  i genomsnitt återkommer en gång på 50 år, dvs.  $v_{\text{ref}}$  är ett karakteristiskt värde. Se även 1:12.

SMHI har beräknat referensvindhastigheten på basis av tryckfältsmätningar vid tiden för de värsta stormarna under perioden 1970/71 till 1992/93, se bilaga B. Tabell 2:21a, som är utarbetad av SMHI, är baserad på bilaga B.

**Tabell 2:21a.**

**Referensvindhastigheten<sup>a</sup>  $v_{\text{ref}}$  i m/s för Sveriges kommuner.**

Kommun	$v_{\text{ref}}$	Kommun	$v_{\text{ref}}$	Kommun	$v_{\text{ref}}$
Ale	25	Båstad	25	Gislaved	24
Alingsås	25	Dals-Ed	24	Gnesta	24
Alvesta	24	Danderyd	24	Gnosjö	24
Aneby	24	Degerfors	23	Gotland	24
Arboga	23	Dorotea	24	Grums	23
Arjeplog	22-26 <sup>b</sup>			Grästorp	24
Arvidsjaur	21-22 <sup>b</sup>	Eda	23	Gullspång	24
Arvika	23	Ekerö	24	Gällivare	21-26 <sup>b</sup>
Askersund	24	Eksjö	24	Gävle	23
Avesta	23	Emmaboda	24	Göteborg	25
		Enköping	23	Götene	24
Bengtsfors	24	Eskilstuna	23		
Berg	24	Eslöv	26	Habo	24
Bjurholm	22	Essunga	25	Hagfors	22
Bjuv	26			Hallsberg	23
Boden	21-22 <sup>b</sup>	Fagersta	23	Hallstahammar	23
Bollebygd	25	Falkenberg	25	Halmstad	25
Bollnäs	23	Falköping	24	Hammarö	23
Borgholm	24	Falun	23	Haninge	24
Borlänge	22	Filipstad	23	Haparanda	22
Borås	25	Finspång	24	Heby	23
Botkyrka	24	Flen	24	Hedemora	23
Boxholm	24	Forshaga	23	Helsingborg	26
Bromölla	25	Färgelanda	25	Herrljunga	25
Bräcke	23			Hjo	24
Burlöv	26	Gagnef	22	Hofors	23



Tabell 2:21a.

Forts: Referensvindhastighet<sup>a</sup>  $v_{ref}$  i m/s för Sveriges kommuner

Huddinge	24	Laholm	25	Nordanstig	23
Hudiksvall	23	Landskrona	26	Nordmaling	22
Hultsfred	24	Laxå	24	Norrköping	24
Hylte	25	Lekeberg	23	Norrtälje	24
Håbo	23	Leksand	22	Norsjö	22
Hällefors	23	Lerum	25	Nybro	24
Härjedalen	23-25 <sup>b</sup>	Lessebo	24	Nyköping	24
Härnösand	22	Lidingö	24	Nynäshamn	24
Härryda	25	Lidköping	24	Nässjö	24
Hässleholm	25	Lilla Edet	25		
Höganäs	26	Lindesberg	22	Ockelbo	23
Högsby	24	Linköping	24	Olofström	24
Hörby	25	Ljungby	25	Orsa	22
Höör	25	Ljusdal	23	Orust	25
		Ljusnarsberg	22	Osby	25
Jokkmokk	22-26 <sup>b</sup>	Lomma	26	Oskarshamn	24
Järfälla	24	Ludvika	22	Ovanåker	23
Jönköping	24	Luleå	21-22 <sup>b</sup>	Oxelösund	24
		Lund	26		
Kalix	22	Lycksele	23	Pajala	21-22 <sup>b</sup>
Kalmar	24	Lysekil	25	Partille	25
Karlsborg	24			Perstorp	25
Karlshamn	24	Malmö	26	Piteå	21
Karlskoga	23	Malung	22		
Karlskrona	24	Malå	22	Ragunda	23
Karlstad	23	Mariestad	24	Robertsfors	22
Katrineholm	24	Mark	25	Ronneby	24
Kil	23	Markaryd	25	Rättvik	23
Kinda	24	Mellerud	24		
Kiruna	21-26 <sup>b</sup>	Mjölby	24	Sala	23
Klippan	25	Mora	22	Salem	24
Kramfors	22	Motala	24	Sandviken	23
Kristianstad	25	Mullsjö	24	Sigtuna	24
Kristinehamn	23	Munkedal	25	Simrishamn	26
Krokom	25	Munkfors	23	Sjöbo	26
Kumla	23	Mölnadal	25	Skara	24
Kungsbacka	25	Mönsterås	24	Skellefteå	22
Kungsör	23	Mörbylånga	24	Skinnskatteberg	23
Kungälv	25			Skurup	26
Kävlinge	26	Nacka	24	Skövde	24
Köping	23	Nora	23	Smedjebacken	22
		Norberg	23	Sollefteå	23

Tabell 2:21a.

Forts: Referensvindhastighet<sup>a</sup>  $v_{ref}$  i m/s för Sveriges kommuner

Sollentuna	24	Torsby	22	Vännäs	22
Solna	24	Torsås	24	Värmdö	24
Sorsele	22-25 <sup>b</sup>	Tranemo	24	Värnamo	24
Sotenäs	25	Tranås	24	Västervik	24
Staffanstorps	26	Trelleborg	26	Västerås	23
Stenungsund	25	Trollhättan	25	Växjö	24
Stockholm	24	Trosa	24		
Storfors	23	Tyresö	24	Ydre	24
Storuman	23-25 <sup>b</sup>	Täby	24	Ystad	26
Strängnäs	23	Töreboda	24		
Strömstad	24			Åmål	24
Strömsund	23-26 <sup>b</sup>	Uddevalla	25	Ånge	23
Sundbyberg	24	Ulricehamn	25	Åre	24-26 <sup>b</sup>
Sundsvall	23	Umeå	22	Årjäng	23
Sunne	22	Upplands-Bro	24	Åsele	22-23 <sup>b</sup>
Surahammar	23	Uppl-Väsby	24	Åstorp	25
Svalöv	26	Uppsala	24	Åtvidaberg	24
Svedala	26	Uppvidinge	24		
Svenljunga	25			Älmhult	25
Säffle	24	Vadstena	24	Älvdalen	22-26 <sup>b</sup>
Säter	22	Vaggeryd	24	Älvkarleby	23
Sävsjö	24	Valdemarsvik	24	Älvsbyn	21
Söderhamn	23	Vallentuna	24	Ängelholm	25
Söderköping	24	Vansbro	22		
Södertälje	24	Vara	24	Öckerö	26
Sölvesborg	25	Varberg	25	Ödeshög	24
		Vaxholm	24	Örebro	23
Tanum	25	Vellinge	26	Örkelljunga	25
Tibro	24	Vetlanda	24	Ömsköldsvik	22
Tidaholm	24	Vilhelmina	23-24 <sup>b</sup>	Östersund	23
Tierp	24	Vimmerby	24	Österåker	24
Timrå	22	Vindeln	22-23 <sup>b</sup>	Östhammar	24
Tingsryd	24	Vingåker	24	Östra Göinge	25
Tjörn	26	Vårgårda	25	Överkalix	21-22 <sup>b</sup>
Tomelilla	26	Vänersborg	25	Övertorneå	22

<sup>a</sup>Kommunvärdena är avlästa från vindhastighetskartan i BKR men avrundade så att t ex referensvindhastigheten 25 m/s gäller i intervallen > 24,5 m/s och < 25,5 m/s.

<sup>b</sup>Se vindhastighetskartan i BKR och Bilaga B.

## 2:22 Terrängtyper

Vindhastigheten är beroende av terrängens egenskaper.

Terrängens inverkan på vindhastigheten definieras av råhetsparametern  $z_0$  och terrängparametern  $\beta$ . Dessa parametrar, som är hämtade från ENV 1991-2-4 (6), finns angivna i tabell 2:22a.

Vid övergång från en terrängtyp till en annan är det möjligt att härleda en ny hastighetsprofil för blandad terrängtyp. Om vinden blåser från en terrängtyp till en annan terrängtyp ändras inte parametervärdena i tabell (2:22a) förrän efter ca 2 km. För enkelhets skull rekommenderas dock att använda den terrängtyp som ger den största hastigheten.

**Tabell 2:22a.**

Värden på terrängparametern  $\beta$  och råhetsparametern  $z_0$  samt höjden  $z_{\min}$  under vilken exponeringsfaktorn är konstant för olika terrängtyper.

Terrängtyp	$\beta$ (-)	$z_0$ (m)	$z_{\min}$ (m)
I. Öppen terräng med få eller inga hinder, t. ex. kuster och stränder vid öppet vatten, utpräglad slättlandskap, kalfjäll.	0,17	0,01	2
II. Öppen terräng med små hinder, t. ex. kuperade slättlandskap med spridda träd och enstaka grupper av byggnader.	0,19	0,05	4
III. Terräng med stora spridda hinder, t. ex. förortsbebyggelse, mindre tätorter.	0,22	0,30	8
IV. Tätortsbebyggelse där minst 15% av ytan är bebyggd och där byggnadernas medelhöjd är > 15 meter.	0,24	1,00	16

Observera att råhets- och terrängparametrarna kan påverkas av ändringar i omgivande bebyggelse eller terräng.

Figur 2:22a, 2:22b och 2:22c visar exempel på terrängtyperna I, II och III.

Illustrationen är borttagen i denna digitala version på grund av upphovsrättsliga skäl.

**Figur 2:22a.**

Exempel på terrängtyp I. Bilden är gjord av Sören Rasmussen och återfinns i *Petersen m. fl. (7)*.

Illustrationen är borttagen i denna digitala version på grund av upphovsrättsliga skäl.

**Figur 2:22b.**

**Exempel på terrängtyp II. Bilden är gjord av Sören Rasmussen och återfinns i *Petersen m. fl. (7)*.**

Illustrationen är borttagen i denna digitala version på grund av upphovsrättsliga skäl.

**Figur 2:22c.**

**Exempel på terrängtyp III. Bilden är gjord av Sven-Olof Bergström, Karlskrona.**

## 2:23 Vindens hastighetsprofil och exponeringsfaktorn $C_{\text{exp}}$

Vindens variation med höjden uttryckt som karakteristisk medelvindhastighet kan skrivas

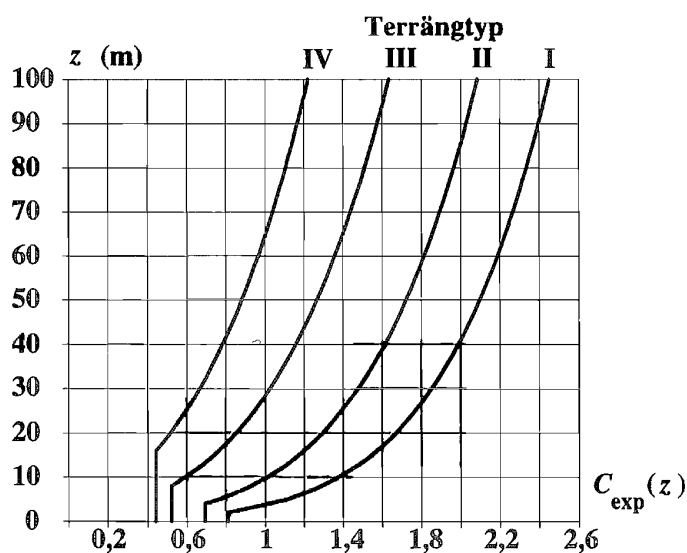
$$v_{\text{mk}}(z) = v_{\text{ref}} \sqrt{C_{\text{exp}}(z)} \quad (2:23a)$$

där exponeringsfaktorn  $C_{\text{exp}}(z)$  definieras ur

$$C_{\text{exp}}(z) = \left[ \beta \ln \left( \frac{z}{z_0} \right) \right]^2 \quad z \geq z_{\text{min}} \quad (2:23b)$$

För  $z < z_{\text{min}}$  är  $C_{\text{exp}}(z) = C_{\text{exp}}(z_{\text{min}})$

$C_{\text{exp}}(z)$  framgår av följande figur 2:23a och  $\beta$ ,  $z_0$  och  $z_{\text{min}}$  av tabell 2:22a.



**Figur 2:23a.**

Exponeringsfaktorn  $C_{\text{exp}}(z)$  enligt ekv. 2:23b.

För terrängtyp I är  $C_{\text{exp}}(z) = 0,81$  om  $z \leq 2$  m

för terrängtyp II är  $C_{\text{exp}}(z) = 0,69$  om  $z \leq 4$  m

för terrängtyp III är  $C_{\text{exp}}(z) = 0,52$  om  $z \leq 8$  m

för terrängtyp IV är  $C_{\text{exp}}(z) = 0,44$  om  $z \leq 16$  m

## 2:24 Topografins inverkan på vindhastigheten

Topografins inverkan på vindhastigheten bör beaktas. Vindhastigheten kan bli mer än 50% större vid toppen än vid foten av en kulle beroende på terrängens lutning. Metoder för att beräkna topografins inverkan finns bl.a. i det senaste *ISO-förslaget* om vindlast (8), i *BS 6399: Part 2 1995* (9) och *Handa* (10).

## 2:3 Beräkning av vindlast

### 2:31 Allmänt

Beräkning av vindlast sker i den här handboken på principiellt likartat sätt oavsett om hänsyn måste tas till konstruktionens svängningsegenskaper eller ej. Den karakteristiska vindlasten bestäms ur

$$w_k = \mu q_k \quad (2:31a)$$

$$q_k = C_{\text{dyn}} C_{\text{exp}} q_{\text{ref}} \quad (2:31b)$$

$w_k$  karakteristisk vindlast per ytenhet. Benämns även karakteristisk ekvivalent statisk vindlast, dvs den ekvivalenta vindlasten skall ge samma effekt på konstruktionen som den verkliga.

$q_{\text{ref}}$  referenshastighetstryck enligt avsnitt 2:32

$q_k$  karakteristiskt hastighetstryck

$C_{\text{dyn}}$  vindstötsfaktor enligt avsnitt 2:33

$\mu$  formfaktor enligt bilaga A

$C_{\text{exp}}$  exponeringsfaktor enligt avsnitt 2:23.

För en konstruktion där ingen hänsyn behöver tas till dess dynamiska egenskaper är produkten  $q_k = C_{\text{dyn}} C_{\text{exp}} q_{\text{ref}}$  tabellerad i bilaga C.

Vindstötsfaktorn  $C_{\text{dyn}}$  definieras ur

$$w_k = C_{\text{dyn}} w_{\text{mk}} \quad (2:31c)$$

$w_{\text{mk}}$  karakteristisk medelvindlast, dvs genomsnittsvindlasten under den tid som ligger till grund för referensvindhastigheten, dvs 10 minuter

$C_{\text{dyn}}$  skall generellt tolkas som den förstoring av vindlasten, relativt  $w_{\text{mk}}$ , som förorsakas av upprepade och oregelbundna vindstötter med några sekunders varaktighet mot en konstruktion. För en "statisk" konstruktion som alltså inte "svänger med vinden" beror  $C_{\text{dyn}}$  av byggnadens höjd, terrängens råhetsparameter  $z_0$  och vindens spektraltäthet. För en "dynamisk" konstruktion beror  $C_{\text{dyn}}$  även av konstruktionens dynamiska egenskaper, t ex egensvängningstal, dämpning etc.

Den karakteristiska vindlasten mot en byggnad  $W_k$  är summan av vindlasten mot varje delyta, se figur 2:31a

$$W_k = q_{\text{ref}} C_{\text{dyn}} \sum_{i=1}^n \mu_i C_{\text{exp } i} b_i \Delta z_i \quad (2:31d)$$

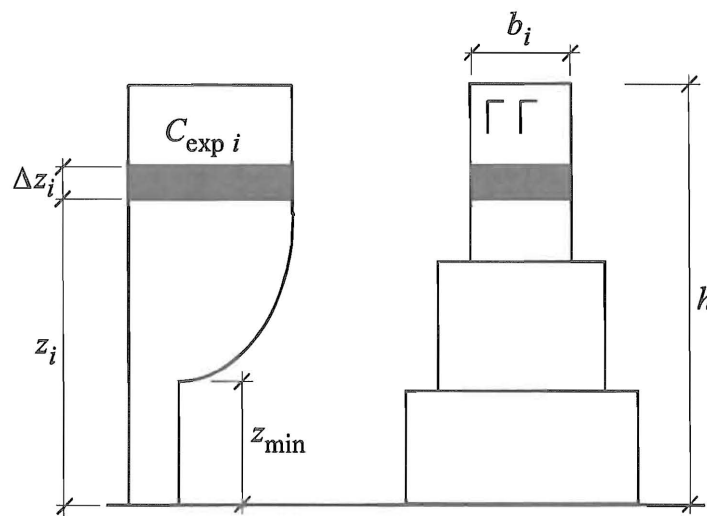
$b_i$  elementets bredd

$\Delta z_i$  elementets höjd

För låga byggnader,  $h \leq z_{\text{min}}$ , se figur 2:31a och tabell 2:22a, är exponeringsfaktorn  $C_{\text{exp}}$  konstant och den karakteristiska vindlasten,  $W_k$  kan skrivas

$$W_k = \mu C_{\text{dyn}} C_{\text{exp}} q_{\text{ref}} A \quad (2:31e)$$

där  $A$  är byggnadens bruttoarea vinkelrätt mot vindriktningen, se figur A2:5a.



Figur 2:31 a.

**Definition av  $C_{\text{exp } i}$ ,  $b_i$ ,  $z_i$  och  $\Delta z_i$ .** Om  $\Delta z_i$  är stort bör  $z_i$  räknas till elementets tyngdpunkt.

Den totala karakteristiska vindlasten på en byggnad erhålls genom

$$W_{k,\text{tot}} = 0,85 (W_{k(\text{lovart})} + W_{k(\text{lä})} + W_{k\text{t}}) \quad (2:31f)$$

$W_{k(\text{lovart})}$  vindlast mot anblåsta väggar och tak

$W_{k(\text{lä})}$  vindlast från sida/sidor som ligger i lä

$W_{k\text{t}}$  vindlast längs med byggnaden genom friktion mot väggar och tak, se ekv. 2:31g

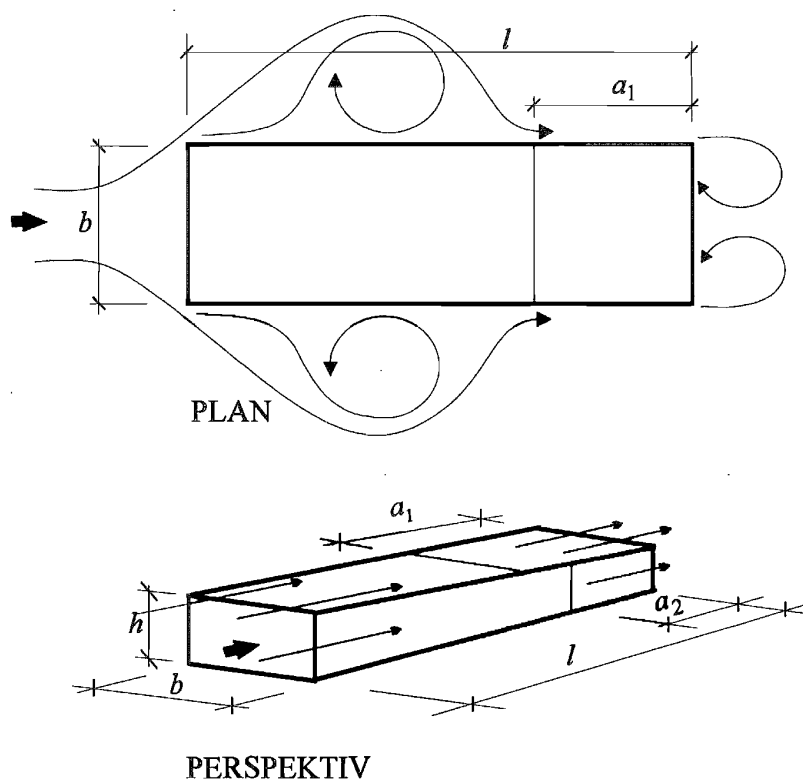
0,85 reduktionsfaktor som beror på att lasten inte uppträder samtidigt med full styrka över hela byggnaden

Vindlast mot tak kan ge bidrag till  $W_{k,\text{tot}}$  i ekv. 2:31f. Reduktionsfaktorn 0,85 gäller även vid sammansättning av vinkelräta vindkrafter mot hörnpelare.

Den tangentiella vindlasten bildas i område C i fig A2:1a och i de områden på tak i fig A2:1c, A2:1f och A2:1h där vindlasten kan växla mellan sug och tryck, dvs området med  $\mu = \pm 0,2$  i fig A2:1c, området E i fig A2:1f och området D i fig A2:1h. Den karakteristiska tangentiella vindlasten  $w_{kt}$  kan för långa byggnader bli betydande och den beräknas som

$$W_{kt} = q_{ref} C_{dyn} C_{exp} (a_1 b \mu_{(tak)} + 2 a_2 h \mu_{(vägg)}) \quad (2:31g)$$

$h$	byggnadens höjd enligt figur 2:31b
$b$	byggnadens bredd enligt figur 2:31b
$a_1 = l - 0.5 y$	friktionsområde för taket enligt figur 2:31b
$a_2 = l - y$	friktionsområde för väggarna enligt figur 2:31b
$y = \min \text{ av } (b \text{ eller } 2h)$	
$\mu_{(tak)}$	formfaktor för tak enligt tabell A2:4a
$\mu_{(vägg)}$	formfaktor för vägg enligt tabell A2:4a.



**Figur 2:31b.**  
**Friktionsområden vid långa byggnader.**



## 2:32 Referenshastighetstryck, $q_{\text{ref}}$

Referenshastighetstrycket ( $\text{N/m}^2$ ) definieras genom

$$q_{\text{ref}} = \frac{1}{2} \rho v_{\text{ref}}^2 \quad (2:32a)$$

$\rho$  luftens densitet, kan normalt sättas till  $1,25 \text{ kg/m}^3$ .

Värdet gäller för  $10^\circ \text{C}$  och vid havets nivå.

$v_{\text{ref}}$  referensvindhastigheten ( $\text{m/s}$ ) enligt avsnitt 2:31.

Se även bilaga B.

## 2:33 Vindstötsfaktor, $C_{\text{dyn}}$

För statiska konstruktioner kan vindstötsfaktorn  $C_{\text{dyn}}$  skrivas

$$C_{\text{dyn}} = 1 + \frac{6}{\ln\left(\frac{h}{z_0}\right)} \quad h \geq z_{\text{min}} \quad (2:33a)$$

För  $h < z_{\text{min}}$  är  $C_{\text{dyn}} = C_{\text{dyn}}(h = z_{\text{min}})$ .

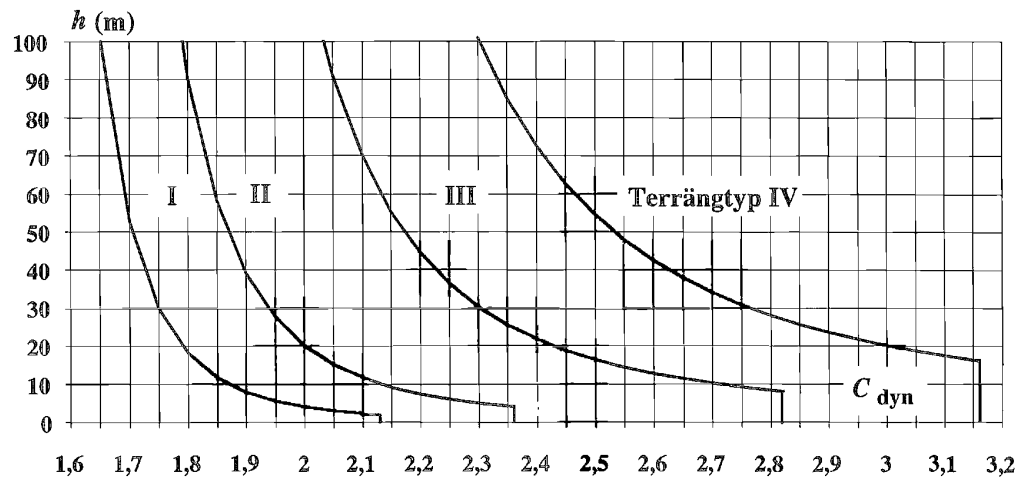
Figur 2:33a visar grafen till ekv. 2:33a.

Lägg märke till att  $C_{\text{dyn}}$  endast beror på byggnadens högsta höjd och terrängens råhetsparameter  $z_0$ . För given höjd och terrängtyp är  $C_{\text{dyn}}$  konstant.

Bakgrunden till ekv. 2:33a samt motsvarande uttryck för randzon ges i avsnitt 3:22. Där framgår det bl. a. att bakgrundsresponsen  $B^2$  är satt till 1,0, vilket gäller för en måttligt stor yta. Det innebär att vindlasten är fullständigt koherent inom denna yta, dvs lika stor i alla punkter. För större ytor är koherensen mindre än 1,0 och  $C_{\text{dyn}}$  reduceras. Om t. ex. förhållandet  $b/h = 3$  och  $h = 40 \text{ m}$  blir  $B^2$  ungefär 0,7 enligt figur 3:22c. Ekv 3:22o och d ger då

$$C_{\text{dyn}} = 1 + 6I_u \sqrt{B^2} = 1 + 6I_u \sqrt{0,7} = 1 + 5I_u = 1 + \frac{5}{\ln\left(\frac{h}{z_0}\right)} \quad (2:33b)$$

vilket skall jämföras med ekv. 2:33a.



Figur 2:33a.

$C_{dyn}$  enligt ekv. 2:33a för olika terrängtyper.

## 2:34 Beräkningshjälpmedel

För att underlätta beräkningen av

$$q_k = C_{dyn} C_{exp} q_{ref} \quad (2:34a)$$

ger bilaga C det karakteristiska hastighetstrycket  $q_k$  för ingångsparametrarna  $h$ ,  $v_{ref}$  och terrängtyp.

Tabellvärdena ger inte vindlastens fördelning utan endast vindlasten vid taknock, dvs på nivån  $z = h$ . Anledningen till det är att  $C_{dyn}$  är en konstant för givet värde på  $h$  och  $z_0$  medan  $C_{exp}$  varierar med  $z$ . Skillnaden är dock inte så stor vilket framgår av följande exempel.

För en 100 m hög byggnad, placerad i terrängtyp III med referensvindhastigheten 24 m/s ger bilaga C, tabell Cb, det karakteristiska hastighetstrycket  $q_k = 1,20 \text{ kN/m}^2$  på nivån  $z = h = 100 \text{ m}$ . På halva höjden, dvs. på nivån  $z = 50 \text{ m}$  är

$$q_k = C_{dyn} C_{exp} q_{ref} = 1 + \frac{6}{\ln \frac{100}{0,30}} \left( 0,22 \ln \left( \frac{50}{0,30} \right) \right)^2 \frac{1,25}{2} \cdot 24^2 \cdot 10^{-3} = 0,93 \text{ kN/m}^2$$

något mindre än tabellvärdet  $0,99 \text{ kN/m}^2$ . Genomgående är  $q_k = C_{dyn} C_{exp} q_{ref}$  lägre än tabellvärdena för  $z < h$ . Det betyder att om man väljer att använda tabellvärdena även för beräkning av vindlastens fördelning hamnar man alltid på den säkra sidan.

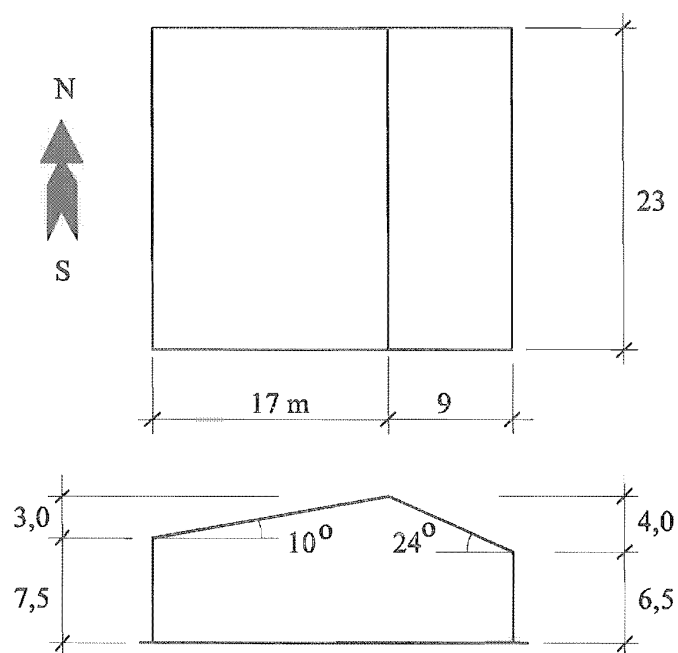
## 2:4 Formfaktorer för vindlast

Se bilaga A.

## 2:5 Exempel på formfaktorer för vindlast

### 2:51 Formfaktorer för utvändig vindlast

Bestäm formfaktorer på väggar och tak för industribyggnaden i figur 2:51a. Industribyggnaden antas orienterad så att väggarna är parallella med nord-syd resp. ost-västlig riktning.



Figur 2:51a.

Mått och vinklar för bestämning av formfaktorer.

Tabell 2:51a.

Bredd på områden vid bestämning av formfaktorer för väggar enligt figur A2:1a och A2:1b i bilaga A2:1.

Det minsta värdet, som är avgörande, är markerat med fet stil.

Bredd på områden vid bestämning av formfaktorer för:	Vind från väster eller öster		Vind från norr eller söder	
	$a_1$ (m)	$b_1$ (m)	$a_2$ (m)	$b_2$ (m)
Väggar enligt figur A2:1a i bilaga A2:1	0,2·23 = 4,6 eller 0,4·10,5 = 4,2	23 eller 2·10,5 = 21	0,2·26 = 5,2 eller 0,4·10,5 = 4,2	26 eller 2·10,5 = 21
Den yttre beklädnaden och dess fästdon i väggar enligt figur A2:1b i bilaga A2:1	0,2·23 = 4,6 eller 0,4·10,5 = 4,2		0,2·26 = 5,2 eller 0,4·10,5 = 4,2	

Tabell 2:51b.

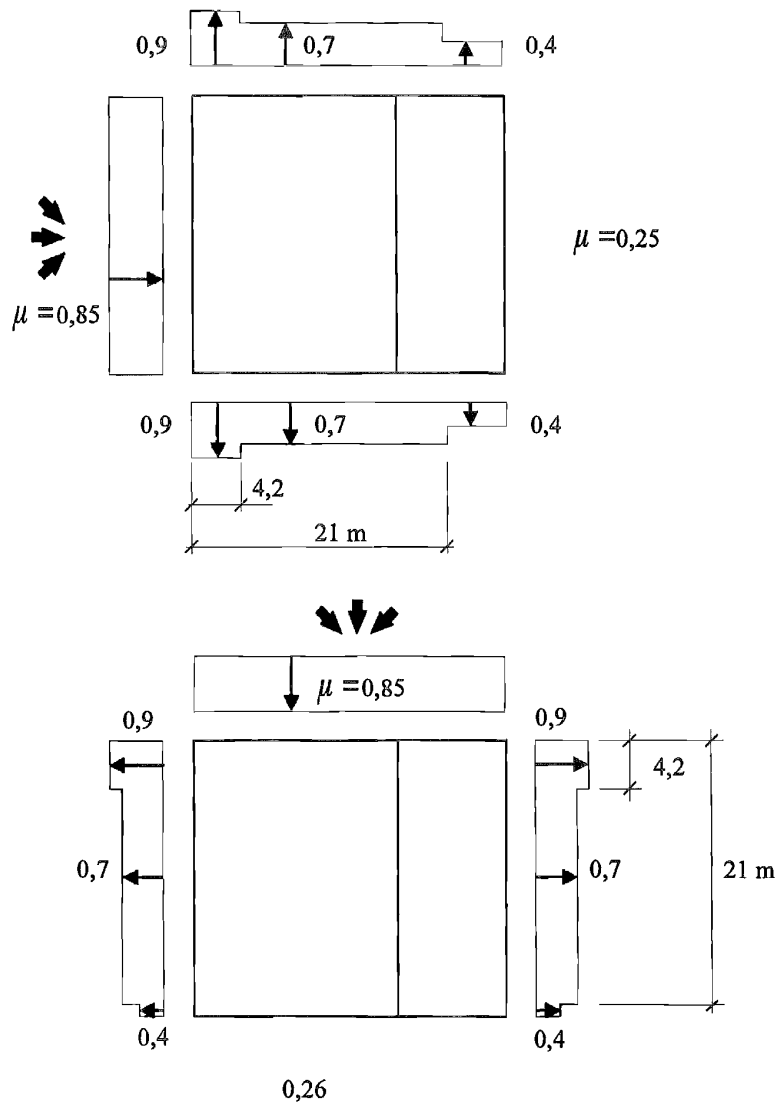
Bredd på områden vid bestämning av formfaktorer för sadeltak enligt figur A2:1e och A2:1f i bilaga A2:1.

Det minsta värdet, som är avgörande, är markerat med fet stil.

Vind från väster eller öster Figur A2:1e i bilaga A2:1		Vind från norr eller söder Figur A2:1f i bilaga A2:1	
$x$ (m)	$y$ (m)	$x$ (m)	$y$ (m)
23 eller 2·10,5 = 21	26 eller 2·10,5 = 21	23 eller 2·10,5 = 21	26 eller 2·10,5 = 21

För att undvika tvetydigheter är värden på  $\mu$  angivna med överdriven noggrannhet.

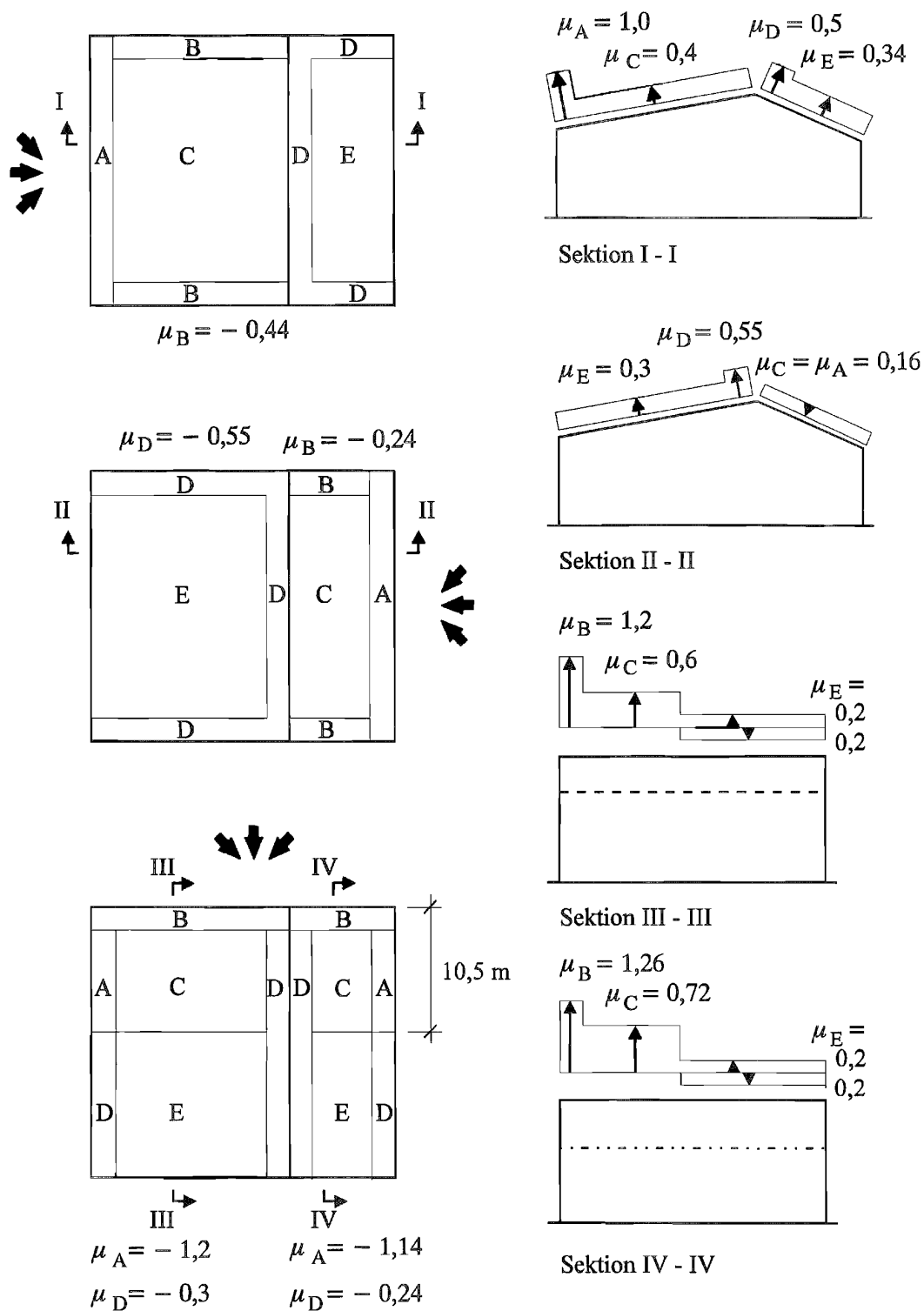
Figur 2:51b visar formfaktorer för väggarna. Dessa värden, som bestämts med hjälp av figur A2:1a, gäller även för den yttre beklädnaden och dess fästdon med följande undantag: Inom väggstrimlor med bredden  $a_1 = 4,2$  m, se tabell 2:51a, närmast husknuten bör formfaktorn för den yttre beklädnaden och dess fästdon sättas till 1,7 enligt figur A2:1b. Denna formfaktor är inte utritad i figur 2:51b.



**Figur 2:51b**  
Formfaktorer för väggarna.

Figur 2:51c visar formfaktorer för taket. Vid dimensionering av den yttre beklädnaden och dess fästdon inom områden A, B och D bör formfaktorerna ökas med 30%. Inom övriga områden gäller de angivna formfaktorerna även för den yttre beklädnaden och dess fästdon.

Områdena A, B och D i figur 2:51c har alla bredden  $0,1x = 0,1y = 2,1$  m.



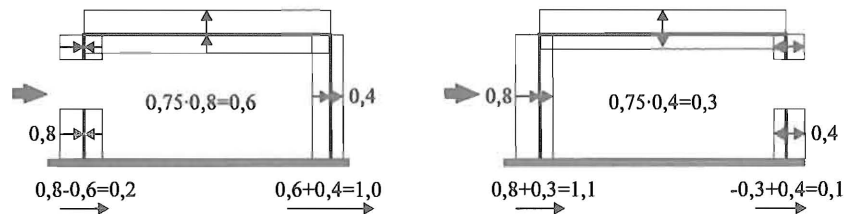
Figur 2:51c.

Formfaktorer för taket. Tecken är utsatt där ingen pili anger riktningen.  
Teckenregel: plus = tryck, minus = sug.

## 2:52 Formfaktorer för ut- och invändig vindlast

I exempel 1-6 är utvändig vindlast mot väggar endast schematiskt återgiven och i exempel 7-9 helt utelämnad. Utvändig vindlast mot tak är inte angiven.

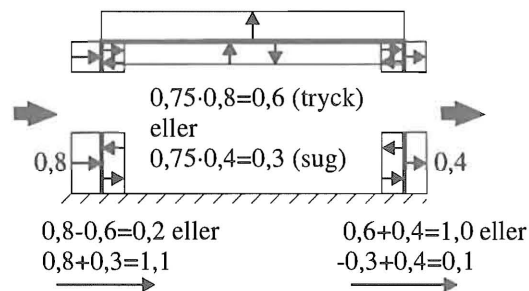
### Exempel 1



Figur 2:52a.

Formfaktorer för encellsbyggnad med stor öppning. Här är formfaktorer för utvändig vindlast mot vägg vald till 0,8 resp. 0,4. Formfaktorer för invändig vindlast är beräknade med formel A3a.

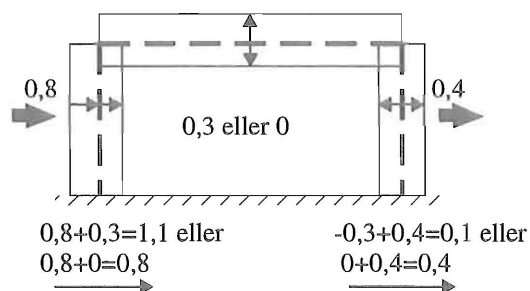
### Exempel 2



Figur 2:52b.

Formfaktorer för encellsbyggnad med stora öppningar på båda sidorna. Här är formfaktorer för utvändig vindlast mot vägg vald till 0,8 resp. 0,4. Formfaktorer för invändig vindlast är beräknade med formel A3a.

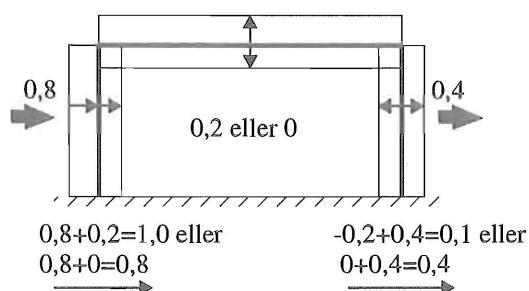
## Exempel 3



Figur 2:52c.

Formfaktorer för encellsbyggnad där alla ytor är lika otäta. Här är formfaktorer för utvärdig vindlast mot vägg vald till 0,8 resp. 0,4. Värdena 0,3 resp. 0 är hämtade från figur A3b.

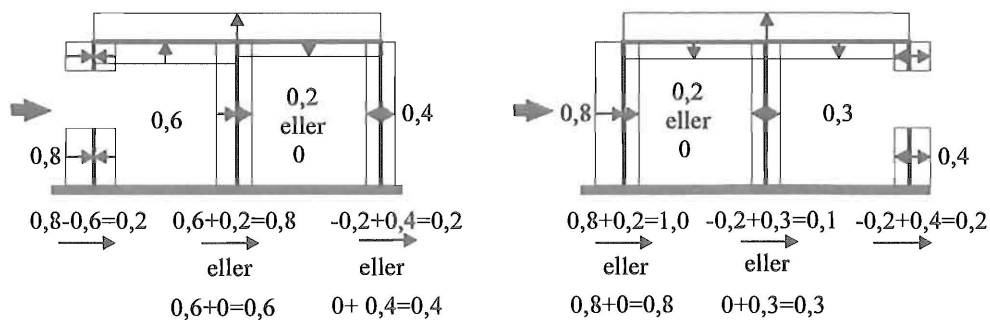
## Exempel 4



Figur 2:52d.

Formfaktorer för encellsbyggnad med tak och täta väggar på alla sidor. Värdena 0,2 resp. 0 är hämtade från figur A3b.

## Exempel 5



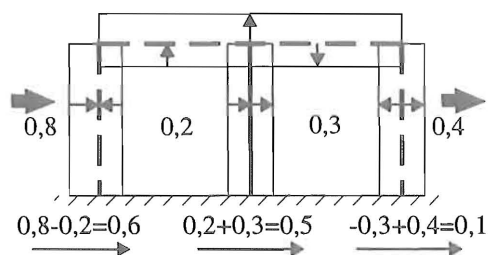
Figur 2:52e.

Formfaktorer för tvåcellsbyggnad med stor öppning.

Beträffande formfaktorn för inre vindlast i cellen med stor öppning, jämför med exempel 1.



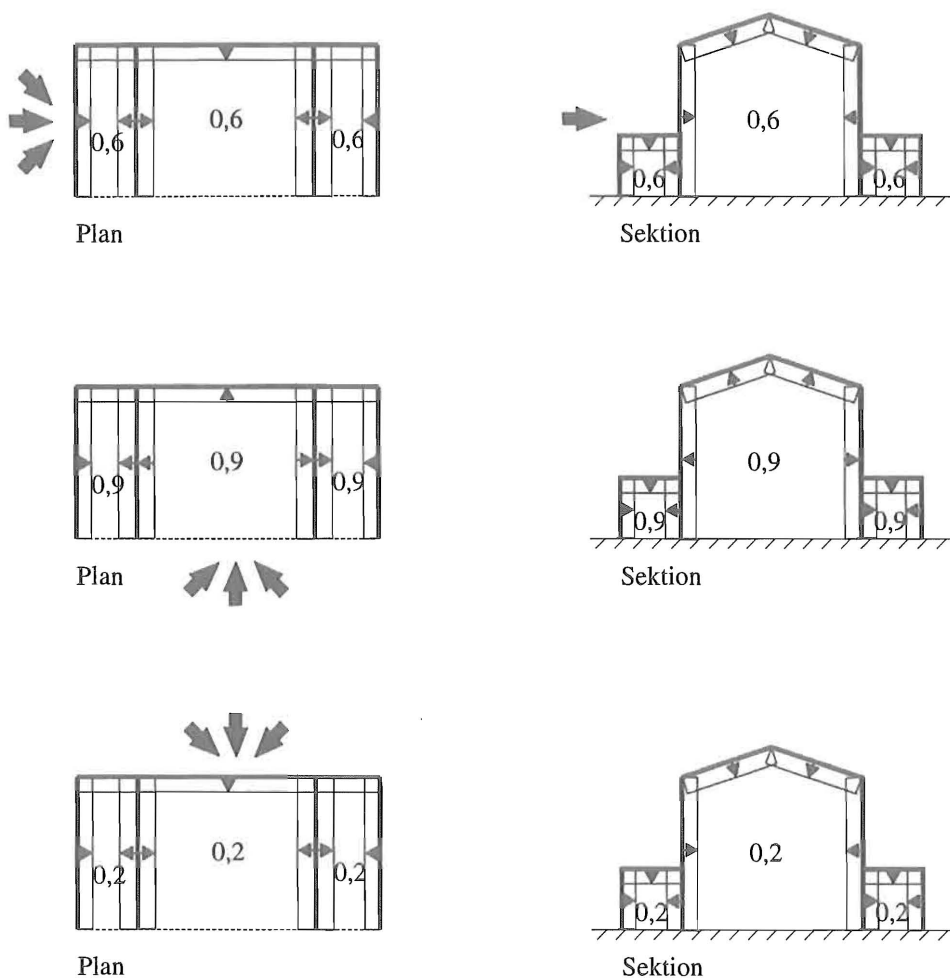
## Exempel 6



Figur 2:52f.

Formfaktorer för tvåcellsbyggnad med jämnt fördelade öppningar på alla sidorna. Värdena 0,2 respektive 0,3 är hämtade från figur A3b. Om mellanväggen är genomsläpplig så kan formfaktorerna i exempel 3 användas. Dvs i båda cellerna blir den invändiga formfaktorn 0,3 (sug) eller 0.

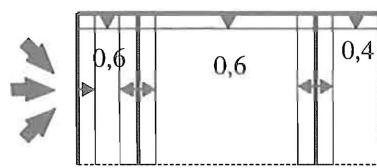
## Exempel 7



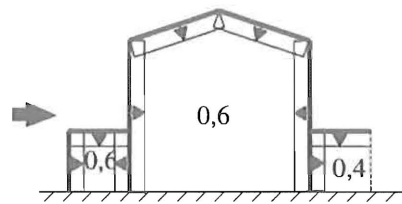
Figur 2:52g.

Formfaktorer för huvud- och sidobyggnad med en öppen sida samt övriga väggar av normal otäthet.

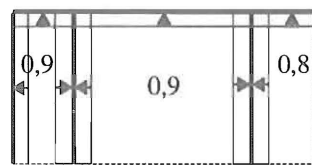
## Exempel 8



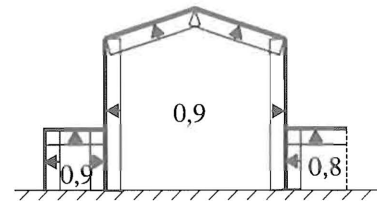
Plan



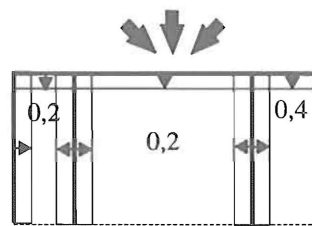
Sektion



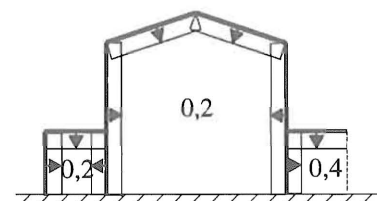
Plan



Sektion



Plan

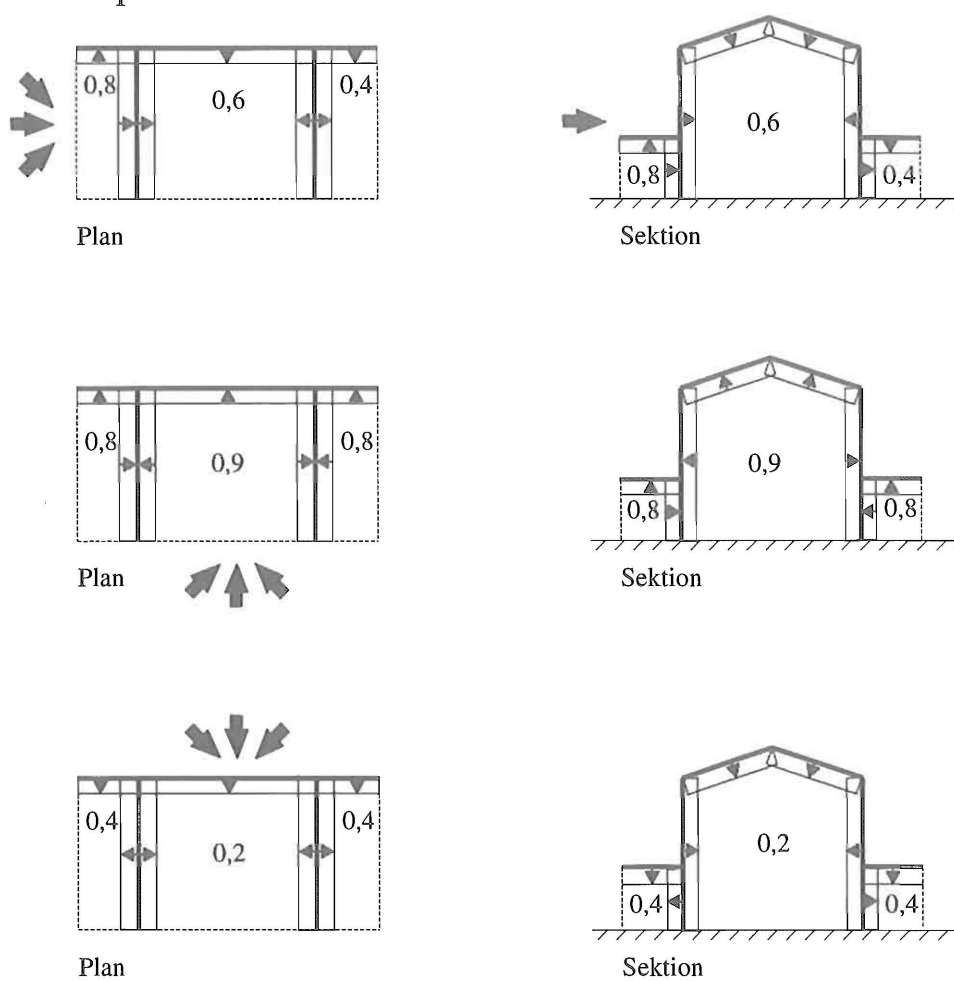


Sektion

**Figur 2:52h.**

**Formfaktorer för huvud- och sidobyggnad med två öppna sidor samt övriga väggar av normal otäthet.**

## Exempel 9



Figur 2:52l.

Formfaktorer för huvud- och sidobyggnad med tre öppna sidor samt övriga väggar av normal otäthet.

## 2:6 Tillfälliga konstruktioner

Referenshastigheten kan vid tillfälliga konstruktioner beräknas som

$$v_{ti} = v_{ref} C_{ti} \quad (2:6a)$$

där  $C_{ti}$  kan fås ur tabell 2:6a.

**Tabell 2:6a.**

**Reduktionsfaktor  $C_{ti}$  för referensvindhastighet för kortare perioder.**

En månad årligen	$C_{ti}$
Januari	1,0
Februari	0,83
Mars	0,82
April	0,75
Maj	0,69
Juni	0,66
Juli	0,62
Augusti	0,71
September	0,82
Oktober	0,82
November	0,9
December	1,0

För flera månader gäller högsta värdet.

# 3 VINDLASTENS DYNAMISKA INVERKAN

## 3:1 Allmänt

### 3:11 Beteckningar

Se även avsnitt 2:11.

$B^2$	bakgrundsrespons (eg. respons av bakgrundsturbulens)
$E$	elasticitetsmodul
$I$	intensitet, tröghetsmoment
$I_u$	turbulensens intensitetsfaktor
$M$	moment, massa
$P()$	sannolikheten att...
$R^2$	responsens resonansdel
$Re$	Reynolds tal
$St$	Strouhals tal
$g$	spetsfaktor
$f_0$	egenfrekvens (första moden)
$k$	faktor
$m$	massa per längdenhet
$n$	antal
$r$	radie
$s$	avstånd mellan förstyvningsringar
$t$	godstjocklek, tid
$\hat{v}$	vindhastighet, årligt medianvärde
$w$	vindlast per längdenhet
$y_{\max}$	max utböjning
$\delta$	dämpningsparameter
$\phi$	storleksfaktor
$\varepsilon$	parameter vid beräkning av antal cykler vid utmattning
$\gamma$	partialkoefficient
$\kappa$	kollektivparameter
$\sigma$	standardavvikelse, normalspänning
$\xi$	kinematisk viskositet

#### Index

a	aerodynamisk
b	böjning
cr	kritisk
d	dimensionerande

e	ekvivalent
exp	exponering
m	medelvärde, mekanisk
max	maximum
min	minimum
r	ringsvängning, spänningsvidd
s	stöt, förstuvning
topp	byggnadens översta tredjedel
v	virvelavlösning
w	vindlast
tr	transversell

### 3:12 Bakgrund och begränsningar

Avsnittet om vindlastens dynamiska inverkan är baserat på

- det senaste *ISO-förslaget* om vindlast (8)
- *ENV 1991-2-4 Wind Actions* (6)
- *Handa* (11) och (12)
- *DIN 4133* (13)

Lasten kan anses statisk om

- konstruktionens egenfrekvensen är större än 3 Hz och dämpning (logaritmiska dekrementet) är större än 0,1 eller
- höjd eller längd i förhållande till tvärmått vinkelrätt vindriktningen ( $h/b$ ,  $l/b$ ,  $h/d$  eller  $l/d$ ) är mindre än 5

I övriga fall kan lasten anses vara dynamisk.

Hela avsnitt 3 gäller för byggnader, master och torn som kan modelleras i form av en fast inspänd konsol. Avsnittet gäller alltså inte för linstagade master, för vilka hänsyn till dynamiken bör tas på annat sätt, se t.ex *BS 8100:Part 4* (14).

## 3:2 Beräkning av vindstöt

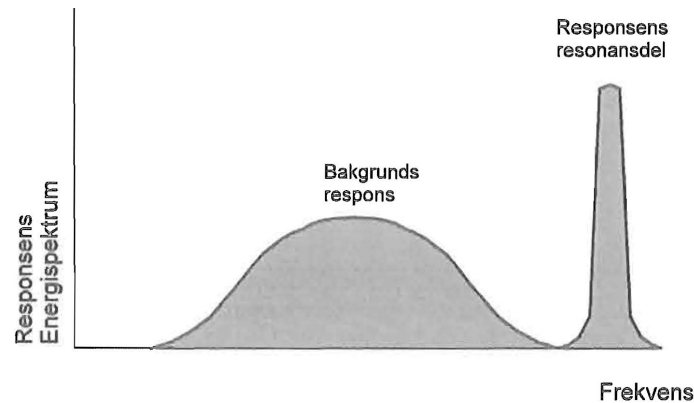
Vi har valt att bibehålla ordet ”vindstöt” som användes i första utgåvan trots att specialister på området numera hellre talar om ”vindby”, ”vindbylast” eller ”turbulensintensitet”.

### 3:21 Allmänt

Vindlast kan förorsaka en konstruktion att svänga dels i vindens riktning dels vinkelrätt däremot. Svängning i vindens riktning förorsakas av *vindstöt* och svängning vinkelrätt mot vindriktningen av *virvelavlösning*. I det här avsnittet (3:2) behandlas *vindstöt* och i avsnitt 3:4 *virvelavlösning*.

För en styv konstruktion är *vindstöt* oberoende av konstruktionens svängningsegenskaper medan den för en eftergivlig konstruktion är beroende av dessa.

Konstruktionens respons på grund av *vindstöt* brukar delas upp i två delar: *bakgrundsrespons* och *resonansrespons*. *Bakgrundsresponsen* förorsakas av att vinden verkar som en statisk last medan *resonansresponsen* representerar växelverkan mellan konstruktionens och vindens dynamiska egenskaper. *Bakgrundsrespons* är den del av den kinetiska energin som inte är i resonans med konstruktionen, se figur 3:21a. Beträffande responspektrum, se t. ex. handboken *Bygg A31:26, 1983* och *Handa* (12).



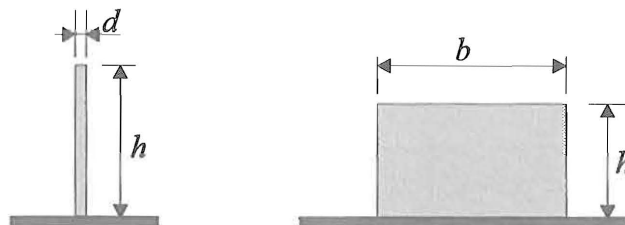
**Figur 3:21a.**  
Responsens energispektrum.

Vindens inverkan på en konstruktion bestäms av förhållandet mellan konstruktionens storlek och vindstöts våglängd, som definieras ur

$$\lambda = \frac{v}{f} \quad (3:21a)$$

$\lambda$       vindstöts våglängd  
 $v$       vindens medelhastighet  
 $f$       vindstöts frekvens

Om  $\lambda$  är större än konstruktionens bredd  $b$  - eller  $d$  för cirkulärt tvärsnitt - är vindlasten fullständigt koherent i horisontal riktning, dvs vindlasten är lika stor längs bredden  $b$  ( $d$ ) för given höjd över marken. I höjdlängd gäller motsvarande, dvs om  $\lambda$  är större än konstruktionens höjd  $h$  är vindlasten fullständigt koherent i vertikal riktning, se figur 3:21b.



**Figur 3:21b.**  
Eftergivlig och styv konstruktion.

För en stor byggnad kan därför - även om konstruktionen är styv - vindlasten vara icke-koherent och *bakgrundsresponsen* borde inkludera storleksfaktorena,  $\phi_b$  och  $\phi_h$ , vilket den också gör. För att förenkla beräkningarna har vi i avsnitt 2 valt att räkna med full koherens vilket innebär att vindlasten överskattas. Det finns dock ett undantag. Faktorn 0,85 i ekv 2:31f, speglar ett förenklat sätt att ta hänsyn till storleksfaktorena.

Eftersom vindlasten behandlas på principiellt likartat sätt i den här handboken oavsett om hänsyn måste tas till konstruktionens svängningsegenskaper eller ej, gäller ekv.2:31a och b även här. Dessa samband upprepas här:

$$w_k = \mu q_k \quad (3:21b)$$

$$q_k = C_{dyn} C_{exp} q_{ref} \quad (3:21c)$$

$w_k$       karakteristisk vindlast per ytenhet

$\mu$         formfaktor

$C_{dyn}$     vindstötsfaktor

$C_{exp}$     exponeringsfaktor enligt avsnitt 2:23.

### 3:22 Vindstötsfaktor, $C_{dyn}$

Vindstötsfaktorn  $C_{dyn}$  är beräknad under förutsättning att den svängande konstruktionen är en konsol, fast inspänd i marken. För andra randvillkor krävs en fullständig dynamisk analys.

Vindstötsfaktorn är identisk med kvoten  $w_k/w_{mk}$  enligt ekv. 2:31c och den definieras genom sambandet

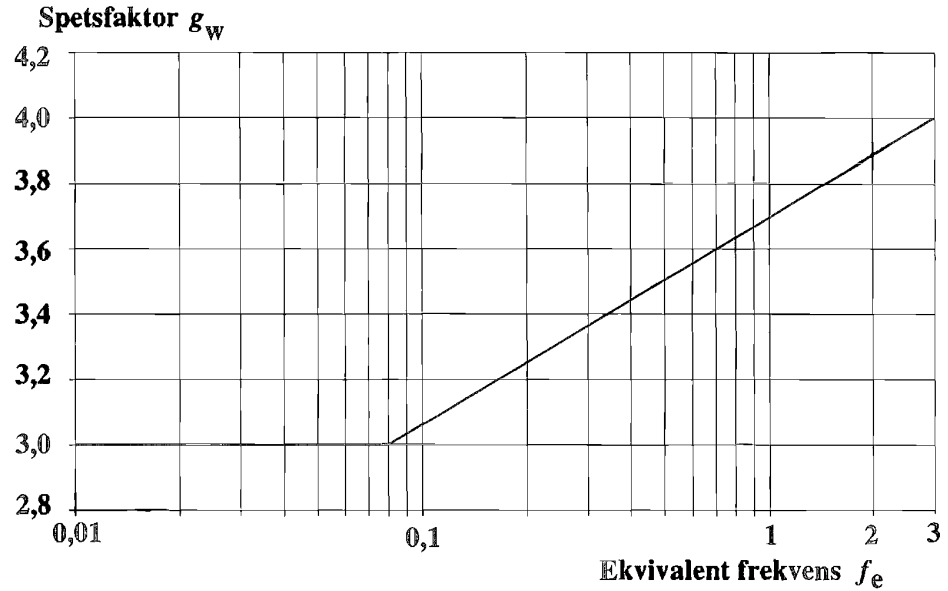
$$C_{dyn} = 1 + g_w \frac{\sigma_w}{w_{mk}} \quad (3:22a)$$

$g_w$       spetsfaktor enligt figur 3:22a och ekv. 3:22b

$\sigma_w$       vindlastens standardavvikelse

$w_{mk}$     karakteristisk medelvindlast enligt ekv. 2:31c.





Figur 3:22a.

Spetsfaktorn  $g_w$  som funktion av den ekvivalenta frekvensen  $f_e$ .

$$g_w = \sqrt{2 \ln(600 f_e)} + \frac{0,58}{\sqrt{2 \ln(600 f_e)}} \quad f_e \geq 0,0822 \quad (3:22b)$$

$$f_e = f_0 \sqrt{\frac{R^2}{B^2 + R^2}}, \text{ den ekvivalenta frekvensen}$$

$f_0$  egenfrekvensen

$B^2$  bakgrundsresponsen enligt ekv. 3:22e

$R^2$  responsens resonansdel enligt ekv. 3:22f.

När resonansdelen  $R^2$  är stor jämförd med bakgrundsresponsen  $B^2$ , närmar sig  $f_e$  egenfrekvensen  $f_0$ . För det motsatta fallet, dvs. för konstruktioner där ingen hänsyn behöver tas till konstruktionens svängningsegenskaper, reduceras  $f_e$  och spetsfaktorn  $g_w$  kan sättas 3,0.

Spetsfaktorn  $g_w$  anger den multipel av variationskoefficienten för  $w$  som  $w_k$  antas överstiga  $w_{mk}$ .

Variationskoefficienten  $\sigma_w/w_{mk}$  kan skrivas

$$\frac{\sigma_w}{w_{mk}} = 2I_u \sqrt{B^2 + R^2} \quad (3:22c)$$

med

$$I_u = \frac{1}{\ln\left(\frac{h}{z_0}\right)} \quad h \geq z_{\min} \quad (3:22d)$$

$$B^2 = \exp \left( \left( 1 - \frac{b}{h} \right) \left( 0,04 + 0,01 \frac{h}{h_{ref}} \right) - 0,05 \frac{h}{h_{ref}} \right) \quad (3:22e)$$

om  $h < h_{ref}$  sätts  $h = h_{ref}$

$$R^2 = \frac{2\pi F \phi_b \phi_h}{\delta_m + \delta_a} \quad (3:22f)$$

$$F = \frac{4 \frac{f_0 L_c}{v_{mk}(h)}}{\left( 1 + 70,8 \left( \frac{f_0 L_c}{v_{mk}(h)} \right)^2 \right)^{5/6}} \quad (3:22g)$$

- $I_u$  turbulensens intensitetsfaktor enligt figur 3:22b  
För  $h < z_{min}$  är  $I_u(h) = I_u(z_{min})$
- $h$  konstruktionens höjd
- $z_0$  råhetsparameter enligt tabell 2:22a
- $B^2$  bakgrundsrespons enligt figur 3:22c.  $b$  och  $h$  skall sättas in i meter. För  $h \leq 10$  m är  $B^2$  konstant för ett konstant värde på  $b/h$
- $h_{ref}$  referenshöjd som är 10 m
- $b$  konstruktionens tvärmått vinkelrätt vindriktningen. För varierande tvärmått kan  $b$  sättas till tvärmåttets medelvärde på övre tredjedelen
- $R^2$  responsens resonansdel
- $F$  Kármáns vindenergispektrum enligt figur 3:22d
- $\phi_b$  storleksfaktor m.h.t. konstruktionens bredd enligt figur 3:22e och ekv. 3:22h
- $\phi_h$  storleksfaktor m.h.t. konstruktionens höjd enligt figur 3:22e och ekv. 3:22i
- $\delta_m$  mekanisk dämpning uttryckt som logaritmiska dekrementet enligt tabell 3:22a
- $\delta_a$  aerodynamisk dämpning uttryckt som logaritmiska dekrementet enligt ekv. 3:22j eller 3:22k
- $f_0$  egenfrekvensen för lägsta moden
- $v_{mk}$  karakteristisk medelvindhastighet enligt avsnitt 2:23
- $L_c$  karakteristisk turbulenslängd som kan sättas till 150 m.

$$\phi_b = \frac{1}{1 + \frac{3,2 f_0 b}{v_{mk}(h)}} \quad (3:22h)$$

$$\phi_h = \frac{1}{1 + \frac{2f_0 h}{v_{mk}(h)}} \quad (3:22i)$$

$$\delta_a = \frac{0,5\rho\mu_{topp}b_{topp}v_{mk}(h)}{m_{topp}f_0} \quad (3:22j)$$

$\rho$  luftens densitet kan normalt sättas till 1,25 kg/m<sup>3</sup>.  
Värdet gäller för 10 C<sup>0</sup> och vid havets nivå. För andra nivåer och temperaturer kan värdet på  $\rho$  tas ur figur 3:22f.

$\mu_{topp}$  formfaktorn för byggnadens övre tredjedel

$b_{topp}$  byggnadens bredd på övre tredjedelen

$m_{topp}$  massa per längdenhet på övre tredjedelen.

Ekv. 3:22j gäller i lägsta moden för hyfsat konstant bredd och massfördelning. För mycket varierande bredd och massfördelning kan den aerodynamiska dämpningen skrivas

$$\delta_a = \frac{F_j}{v_{ref} M_j f_j} \quad (3:22k)$$

$F_j$  ekvivalent generaliserad kraftparameter

$M_j$  ekvivalent generaliserad massa

$f_j$  frekvens i mod  $j$ .

För lägsta moden,  $j = 0$ , gäller att

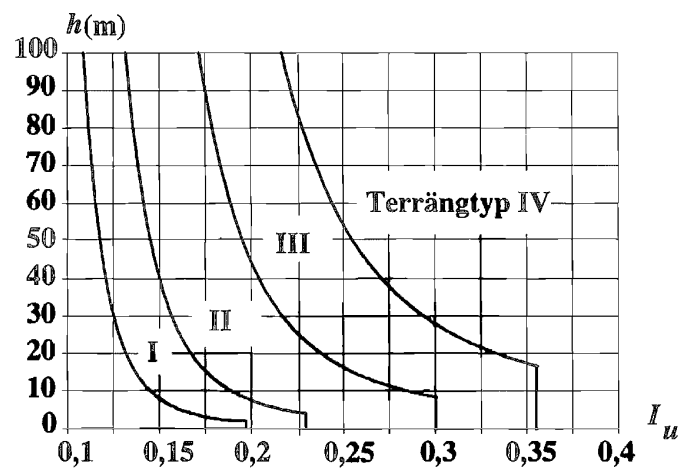
$$F_0 = 4q_{ref} \sqrt{C_{exp}(h)} \int_0^h \mu b(z) \left(\frac{z}{h}\right)^3 dz \quad (3:22l)$$

$$M_0 = 4 \int_0^h m(z) \left(\frac{z}{h}\right)^3 dz \quad (3:22m)$$

$z$  höjd över mark

$m(z)$  massa per längdenhet på höjden  $z$

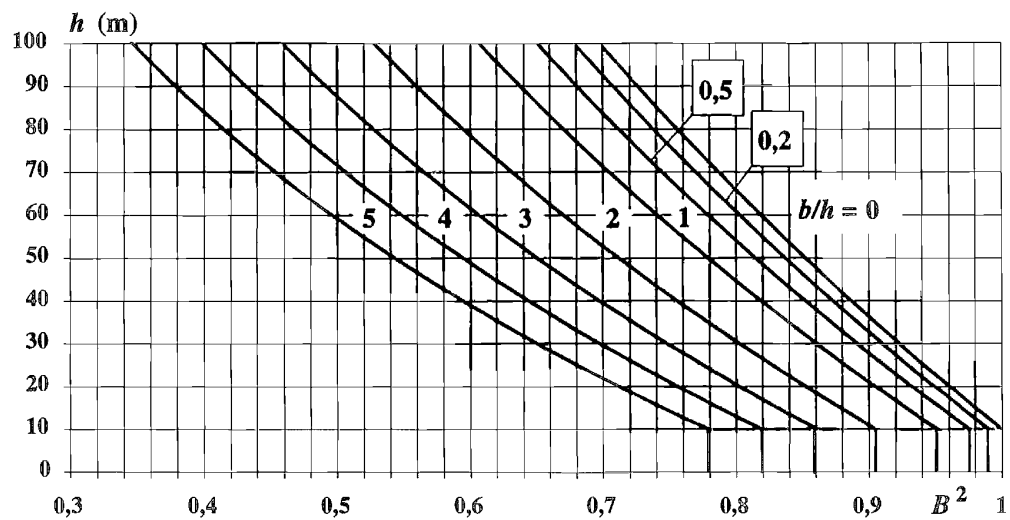
$b(z)$  byggnadens bredd på nivå  $z$ , se figur 2:31a.



Figur 3:22b.

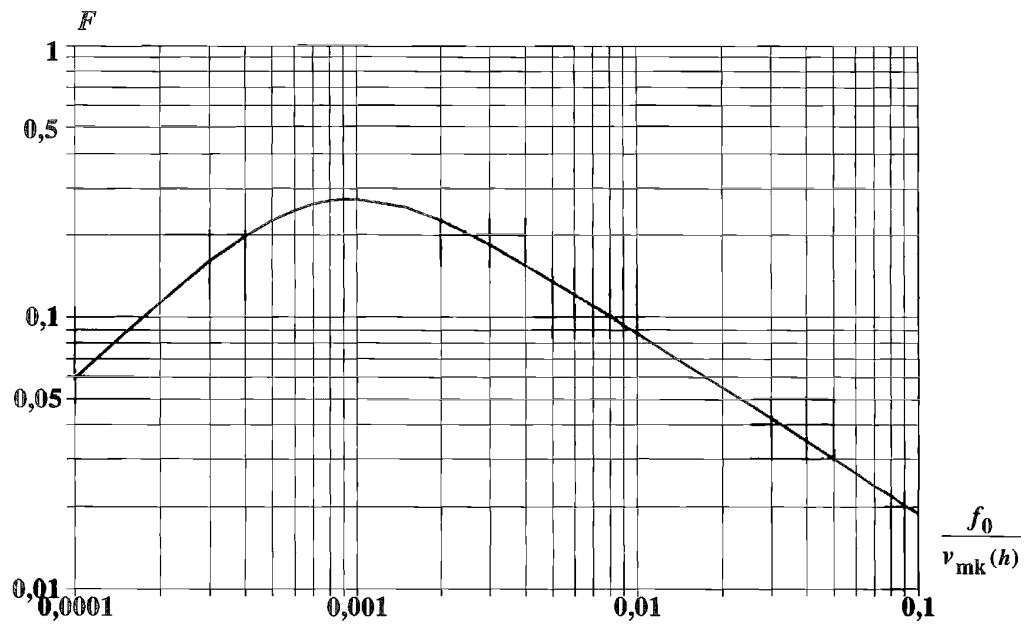
Turbulensens Intensitetsfaktor  $I_u$ .

För terrängtyp I är  $I_u = 0,19$  för  $h < 2$  m  
 terrängtyp II är  $I_u = 0,23$  för  $h < 4$  m  
 terrängtyp III är  $I_u = 0,30$  för  $h < 8$  m  
 terrängtyp IV är  $I_u = 0,36$  för  $h < 16$  m

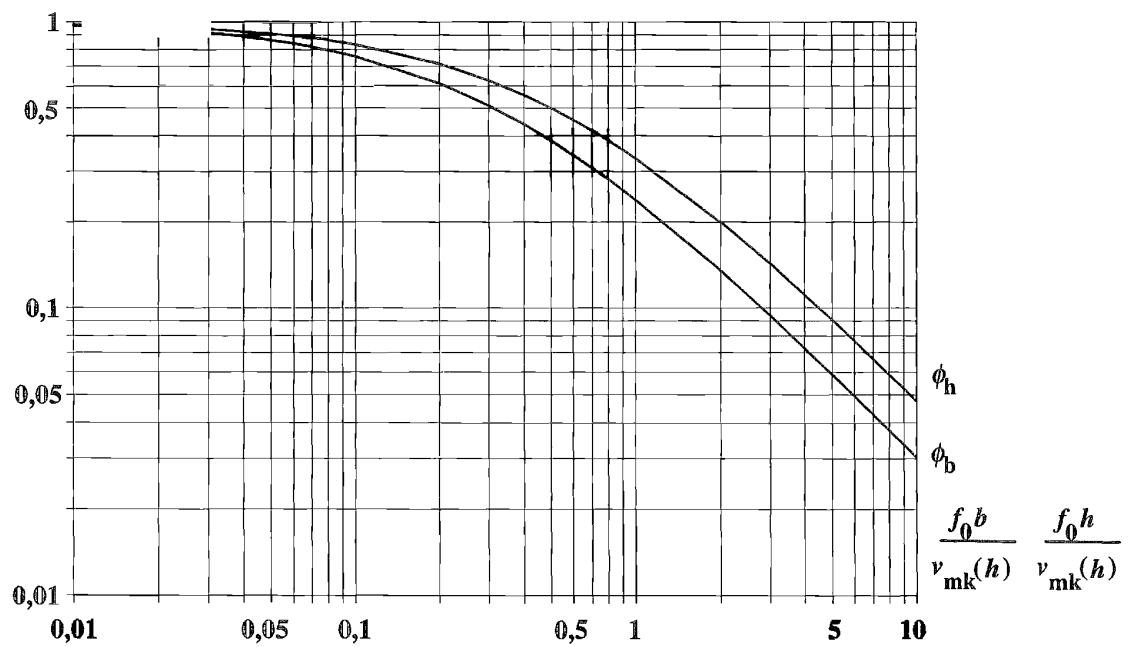


Figur 3:22c.

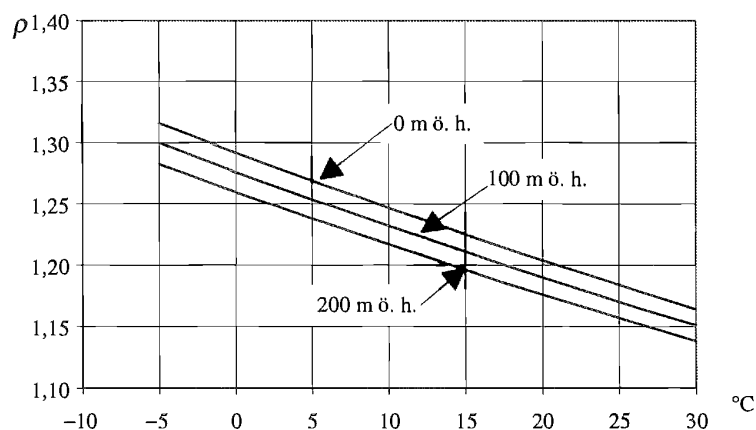
Bakgrundsresponsen  $B^2$ .



Figur 3:22d.  
Kårmåns vindenergispektrum,  $F$ .



Figur 3:22e.  
 $\phi_b$ : storleksfaktor m.h.t konstruktionens bredd och  
 $\phi_h$ : storleksfaktor m.h.t konstruktionens höjd.



Figur 3:22f.

Luftens densitet i  $\text{kg/m}^3$  som funktion av temperatur och höjd över havet.

Tabell 3:22a.

Lämpliga värden på mekanisk dämpning  $\delta_m$ . Värdet på  $\delta_m$  bör väljas med hänsyn till bl.a. typ av grundläggning samt mängden dämpande installationer och sekundära delar.

Typ av konstruktion	$\delta_m$
Metallkonstruktioner, t. ex. stålskorstenar, utan installationer och sekundära delar utöver manteln	$0,015 \leq \delta_m \leq 0,02$
Metallkonstruktioner, t. ex. stålskorstenar, med installationer och sekundära delar utöver manteln	$0,02 \leq \delta_m \leq 0,03$
Fackverksmaster <sup>1</sup> med - svetsade förband eller friktionsförband - skruvförband	0,015 $0,02 \leq \delta_m \leq 0,06$
Betongkonstruktioner, t. ex. betongskorstenar	$0,03 \leq \delta_m \leq 0,05$
Höga husbyggnader med stålstomme	$\delta_m \leq 0,06$
Höga husbyggnader med betongstomme	$\delta_m \leq 0,09$
Murverkskonstruktioner	$\delta_m \leq 0,20$
Träkonstruktioner utan mekaniska förband	$\delta_m \leq 0,06^2$
Träkonstruktioner med mekaniska förband	$\delta_m \leq 0,09^2$

<sup>1/</sup> Se t.ex. BS 8100:Part 1 (15).

<sup>2/</sup> I prENV 1995-2 (16), avsnitt 7.2.1(4) finns värden på den relativa dämpningsstyvheten. Tabellvärdena är omräknade till logaritmiskt dekrement.

Med  $\sigma_w/w_{mk}$  enligt ekv. 3:22c kan vindstötsfaktorn enligt ekv. 3:22a skrivas

$$C_{dyn} = 1 + 2g_w I_u \sqrt{B^2 + R^2} \quad (3:22n)$$

För en konstruktion där ingen hänsyn behöver tas till konstruktionens svängningsegenskaper kan  $R^2$  sättas lika med noll. Med spetsfaktorn  $g_w$  lika med 3,0 ger det

$$C_{dyn} = 1 + 6I_u B \quad (3:22o)$$

Vid beräkning av vindstötsfaktorn för ett element eller en del av en konstruktion, dvs. för en måttligt stor yta, förutsätts att vindlasten har samma storlek i varje punkt, dvs. full koherens. För detta fall är bakgrundsresponsen  $B^2 = 1,0$  och därmed

$$C_{dyn} = 1 + 6I_u \quad (3:22p)$$

eller med  $I_u$  enligt ekv. 3:22d

$$C_{dyn} = 1 + \frac{6}{\ln\left(\frac{h}{z_0}\right)} \quad h \geq z_{min} \quad (3:22q)$$

För  $h < z_{min}$  är  $C_{dyn} = C_{dyn}(h = z_{min})$ .  
Spetsfaktorn  $g_w$  ökar inom randzon till 4,0 vilket ger vindstötsfaktorn

$$C_{dyn} = 1 + 8I_u \quad (3:22r)$$

för statiska konstruktioner.

Ovan angivna samband för  $C_{dyn}$  gäller primärt för vertikala ytor men de kan med god approximation även antas gälla för horisontala och lutande ytor.

## Sammanfattning

Ekv. 3:22n	gäller om hänsyn måste tas till konstruktionens svängningsegenskaper.
Ekv. 3:22p och 3:22q	gäller om ingen hänsyn behöver tas till konstruktionens svängningsegenskaper, dvs för statiska konstruktioner.
Ekv. 3:22r	gäller vid hörn av tak och väggar om ingen hänsyn behöver tas till konstruktionens svängningsegenskaper, dvs för statiska konstruktioner.

Vindstötsfaktorn  $C_{dyn}$  enligt detta avser endast svängningar i första moden under förutsättning att konstruktionen kan betraktas som en konsol fast inspänd i grunden. För en enkel ram betyder det antingen att ramen svänger i sitt eget plan eller vinkelrätt däremot. För torsionssvängningar och för högre svängningsmoder krävs en fullständig dynamisk analys.

### 3:3 Formfaktorer

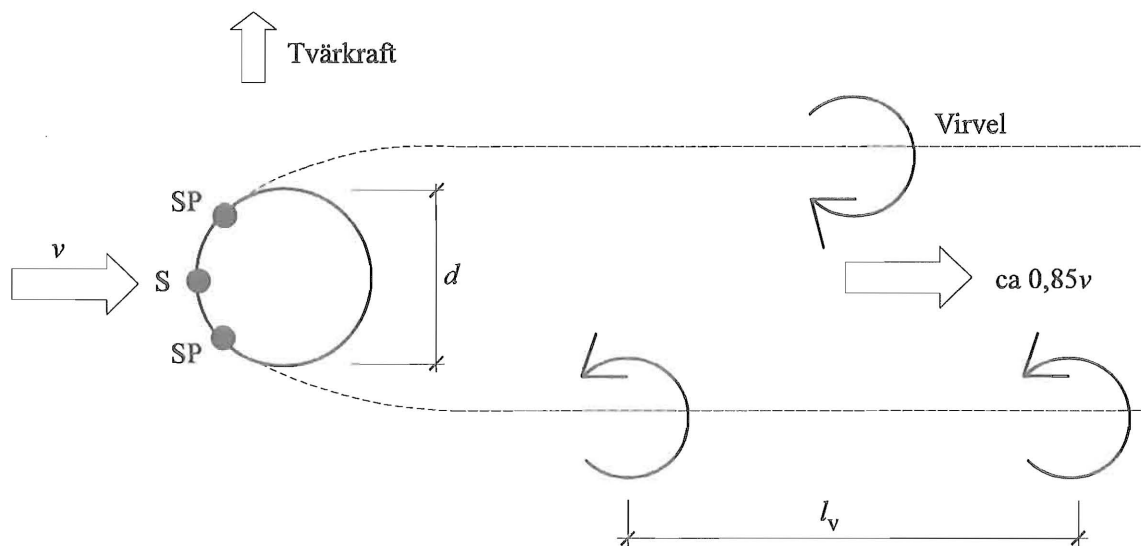
Se bilaga A.

### 3:4 Virvelavlösning

#### 3:41 Allmänt

Speciellt utsatta för virvelavlösningar är slanka konstruktioner som master, torn, skorstenar etc. Med slanka konstruktioner avses att  $h/d \geq 5$ .

Svängningar av virvelavlösningar uppstår när virvlar avlöser varandra på ömse sidor av en konstruktion. När en virvel genereras på ena sidan ökas vindhastigheten på den andra och därmed minskar trycket. Konstruktionen belastas därför på virvelsidan med en tryckkraft och eftersom virvlarna avlöser varandra från sida till sida utsätts konstruktionen för en varierande kraft vinkelrätt vindriktningen. Figur 3:41a visar den s.k. von Kármáns virvelgata, efter Th. von Kármán.



Figur 3:41a.  
Virvelavlösningar. S, stagnationspunkt, SP, separationspunkt och  $l_v$ , avstånd mellan virvlar. Figuren är hämtad från Dyrbye-Hansen (17).

En viktig parameter vid beräkning av svängningar till följd av virvelavlösningar är Reynolds tal,



$$Re = vd/\xi \quad (3:41a)$$

$v$  vindhastigheten (m/s)  
 $d$  elementets tvärmått (m)  
 $\xi$  luftens kinematiska viskositet, ca  $15 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$

Virvelavlösningar brukar grupperas på det här sättet:

- |   |                      |  |
|---|----------------------|--|
| 1 | underkritiskt område | $Re < 3,0 \cdot 10^5$                        |
| 2 | överkritiskt område  | $3,0 \cdot 10^5 \leq Re \leq 3,5 \cdot 10^6$ |
| 3 | transkritiskt område | $3,5 \cdot 10^6 < Re$                        |

Tiden mellan två virvlar med samma rotationsriktning är  $l_v/(0,85v)$ , dvs. virvelavlösningens frekvens  $f_v$  är  $0,85v/l_v$ . Då  $l_v$  är ca  $4,3d$  kommer  $f_v$  att vara proportionell mot  $v/d$ . Proportionalitetskonstanten kallas Strouhals tal, som definieras ur

$$f_v = St \frac{v}{d} \quad (3:41b)$$

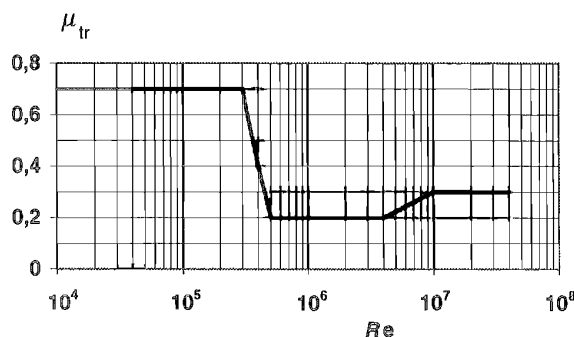
Resonans uppstår när virvelavlösningens frekvens  $f_v$  är lika med konstruktionens egenfrekvens  $f_0$ . Den kritiska vindhastigheten kan därför skrivas

$$v_{cr} = \frac{f_0 d}{St} \quad (3:41c)$$

Om den kritiska vindhastigheten av virvelavlösning  $v_{cr}$  enligt ekv. 3:41c är större än den karakteristiska medelvindhastigheten  $v_{mk}(z = h)$  enligt ekv 2:23a kan inverkan av virvelavlösning försummas.

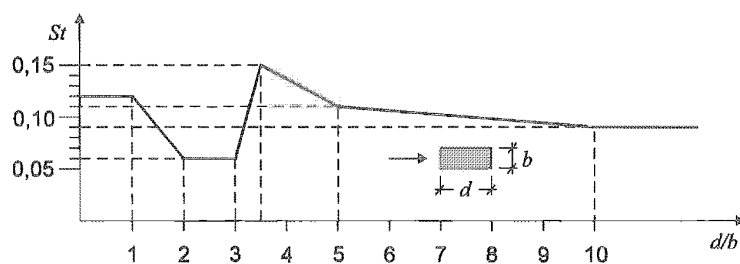
Om  $v_{cr} \leq v_{mk}(z = h)$  bör inverkan av virvelavlösning beaktas enligt avsnitt 3:42.

Strouhals tal och formfaktorn  $\mu_{tr}$  kan väljas enligt tabell 3:41a.



**Figur 3:41b.**

Formfaktorn  $\mu_{tr}$  för cirkulär cylinder vid svängningar vinkelrätt mot vindriktningen.  $Re$  skall beräknas för  $v = v_{cr}$  enligt ekv.3:41c. Diagrammet är hämtat ur ENV 1991-2-4 (6).


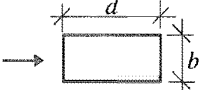
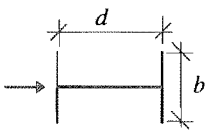
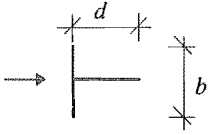
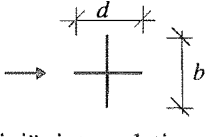
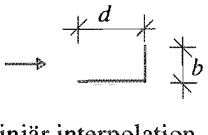


Figur 3:41c

Strouhals tal  $St$  för rektangulär sektion med skarpkantade hörn.

Tabell 3:41a

Strouhals tal  $St$  och formfaktor  $\mu_{tr}$  för olika tvärsektioner

Tvärsektion	$St$	$\mu_{tr}$
 för alla Re-tal	0,2	se fig 3:41b
 $0,5 \leq d/b \leq 2$	se fig. 3:41c	1,1
 linjär interpolation	$d/b=1$ 0,11 $d/b=1,5$ 0,10 $d/b=2$ 0,14	$d/b=1$ 0,8 $d/b=1,5$ 1,2 $d/b=2$ 0,3
 linjär interpolation	$d/b=1$ 0,13 $d/b=2$ 0,08	$d/b=1$ 1,6 $d/b=2$ 2,3
 linjär interpolation	$d/b=1$ 0,16 $d/b=2$ 0,12	$d/b=1$ 1,4 $d/b=2$ 1,1
 linjär interpolation	$d/b=1,3$ 0,11 $d/b=2,0$ 0,07	$d/b=1,3$ 0,8 $d/b=2,0$ 1,0

För konstruktioner med cirkulärt tvärsnitt och placerade i närheten av varandra (i grupp) kan förhöjd inverkan av tvärsvängningar uppkomma. Om inte annat påvisas riktigare kan sådana konstruktioner med inbördes centrumavstånd  $a$  mindre än  $15d$  beräknas med faktorn  $\mu_{tr}$  ökad med 50% och med ett reducerat Strouhals tal i ekv. 3:41c bestämt ur

$$St = 0,10 + 0,085^{10} \log\left(\frac{a}{d}\right) \quad (3:41d)$$

Ekv. 3:41d är hämtad från *DIN 4133* (13). För skorstenar i grupp se även (18).

### 3:42 Ekvivalent karakteristisk vindlast av virvelavlösning

Under förutsättning att konstruktionen inte har för stor slankhet, dvs.

- $h/d$  inte överstiger ca 30 för en konsolinspänd konstruktion och
- beräknad maximal utböjning  $y_{max}$  är mindre än ca  $0,06d$ , för lasten  $w_d = 1,3w_{ek}$

kan inverkan av virvelavlösning beräknas för en ekvivalent karakteristisk vindlast per längdenhet,  $w_{ek}$  enligt ekv. 3:42a. Denna last verkar vinkelrätt mot vindriktningen, se figur 3:42a.

$$w_{ek} = \mu_{tr} q_{cr} d \frac{\pi}{\delta_m} \quad (3:42a)$$

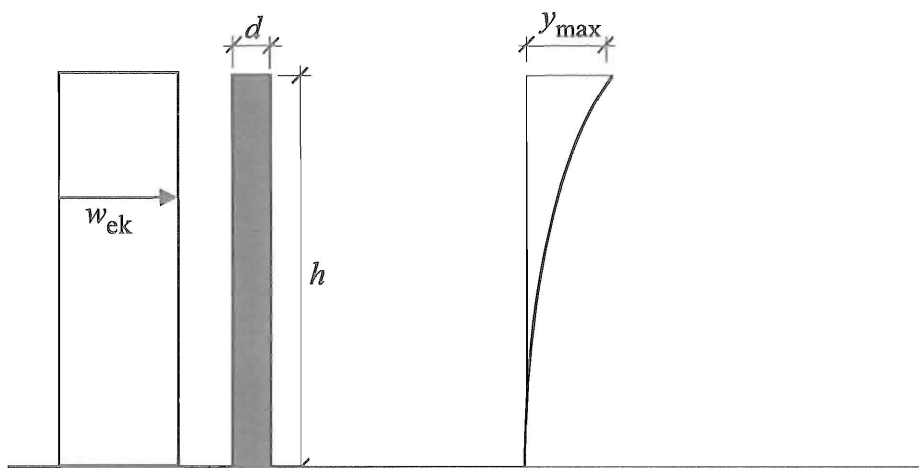
$\mu_{tr}$  formfaktor för svängningar vinkelrätt mot vindriktningen enligt 3:41

$q_{cr}$  hastighetstryck av  $v_{cr}$  enligt ekv. 3:41c, dvs  $q_{cr} = 0,5\rho v_{cr}^2$ , där  $\rho$  är luftens densitet som kan sättas till  $1,25 \text{ kg/m}^3$

$d$  konstruktionens tvärmått

$\delta_m$  mekanisk dämpning enligt tabell 3:22a.

Om diametern eller tvärmåttet varierar kan man dela upp ekvivalentlasten i princip på det sätt som figur 2:31a visar. För varje element med höjden  $\Delta z_i$  beräknas  $v_{cr}$  enligt ekv. 3:41c,  $q_{cr} = 0,5\rho v_{cr}^2$ , och  $w_{ek}$  enligt ekv. 3:42a.



Figur 3:42a.

Ekvivalent karakteristisk last  $w_{ek}$  och utböjning  $y_{max}$  för en konsolin-spänd konstruktion. Villkor för denna lastmodell:

$h/d$  mindre än ca 30 och  $y_{max}/d \leq 0,06$  för lasten  $w_d = 1,3w_{ek}$ .

Villkoret  $h/d$  mindre än ca 30 beror på att större s.k. lock-in effekter än de som beaktas i modellen kan uppkomma för mycket slanka konstruktioner. För dessa kan utböjningen i vissa fall styra virvelavlösningen så att den uppträder i ett större vindhastighetsintervall och med större lasteffekt än som svarar mot sambanden i avsnitt 3:62 och ekv. 3:42a. Större tvärsvängningar än enligt lastmodellen kan vid slanka konstruktioner även uppkomma genom en kombination av virvelavlösning och vindbyeffekter.

Med villkoret  $y_{max}/d \leq 0,06$  minskas risken för s.k. aerodynamisk instabilitet.

### 3:43 Åtgärder för att minska dynamisk inverkan av virvelavlösning

Inverkan av virvelavlösning kan minskas genom anordning av särskilda dämpare i konstruktionen, se t ex *Ruscheweyh* (18). Beräkning av lasteffekter på en konstruktion med dämpare bör utföras av sakkunnig person enligt metoder dokumenterade i speciallitteraturen eller med hjälp av provning på aktuell konstruktion.

För konstruktioner med cirkulärt tvärsnitt, t ex stålskorstenar, kan inverkan av virvelavlösning minskas med hjälp av *spiralfenor* anordnade på konstruktionens övre del, se figur 3:43a. För konstruktioner med spiralfenor kan ekvivalentlast  $w_{ek}$  enligt ekv. 3:42a multipliceras med faktorn

$(1 - h_{spiral}/h)^3$  under förutsättning att

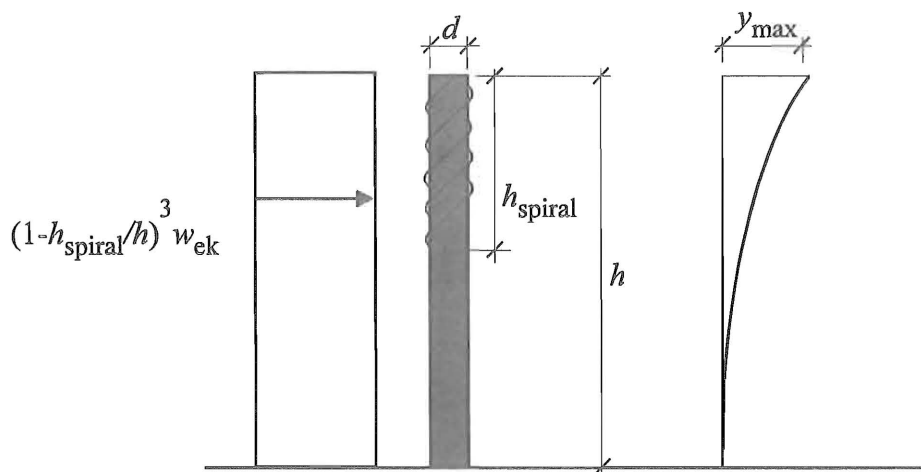
- tre spiralfenor anordnas på en längd  $h_{spiral} \geq 0,15h$  längs den övre delen av konstruktionen, vardera
- med bredden  $0,10d - 0,12d$  och
- stigningen  $4,5d - 5,0d$ .

Figur 3:43a visar ekvivalentlastens fördelning för en konstruktion med fenor.

För spiralförsedd del av konstruktionen kan formfaktorn  $\mu_{tr}$  vid beräkning av vindstöt sättas till 1,4 om vindarean baseras på manteldiametern  $d$ , se figur A2:7b.

För lika konstruktioner placerade i närheten av varandra kan spiralfenorna i vissa fall vara mindre effektiva. Om avståndet mellan konstruktionerna är mindre än  $5d$  bör man göra en speciell undersökning.

För torn eller skorsten vars nedre del är vindskyddad, t.ex i en byggnad bör höjden  $h$  enligt figur 3:43a räknas från inspänningssnittet. Även den inbyggda delen bör antas belastad av ekvivalent vindlast.



Figur 3:43a.

Ekvivalentlast på konstruktion med spiralfenor.

## 3:5 Ringsvängningar

De periodiska virvelavlösningarna kan också ge upphov till ovaliserande ringsvängningar eller andning. Detta inträffar vid vindhastigheten

$$v_{cr} = \frac{f_{0r} d}{2St} \quad (3:5a)$$

Där egenfrekvensen för ovaliserande ringsvängningar kan beräknas ur

$$f_{0r} = \frac{1700}{d^2} \sqrt{\frac{E_k I}{A \rho_v}} \quad (3:5b)$$

- $d$  konstruktionens diameter
- $St$  Strouhals tal enligt avsnitt 3:41
- $E_k$  karakteristisk E-modul (MPa)
- $I$  väggens tröghetsmoment per meter, dvs  $t^3/12$  (m<sup>4</sup>/m)
- $A$  väggens tvärsnittsarea per meter, dvs  $t$  (m<sup>2</sup>/m)

$t$  väggjocklek  
 $\rho_v$  väggmaterialets densitet ( $\text{kg/m}^3$ ).

Om konstruktionen har medsvängande massa  $m_{\text{add}}$  ( $\text{kg/m}$ ) utöver det bärande materialets massa  $m = \pi d A \rho_v$ , divideras egenfrekvensen med faktorn

$$\sqrt{1 + m_{\text{add}} / m}$$

Om

- konstruktionens höjd  $h$  är större än  $s$  enligt ekv. (3:5c) och om
- $v_{\text{cr}} < \gamma_n v_{\text{mk}}(h)$  där  $\gamma_n$  är partialkoefficient m.h.t. säkerhetsklass och  $v_{\text{mk}}(h)$  karakteristisk medelvindhastighet enligt ekv. 2:23a

bör den förses med förstyrningsringar med inbördes avstånd som uppfyller ekv. 3:5c.

$$s \leq 0,5d \sqrt{\frac{d}{2t}} \quad (3:5c)$$

där  $t$  är väggjockleken. I ekv. 3:5b sätts i så fall

$$I = I_s / s \quad (3:5d)$$

där  $I_s$  är förstyrningsringens tröghetsmoment (kring vertikal axel) inklusive medverkande bredd av angränsande mantelplåt. Den medverkande bredden kan bestämmas enligt *Skalhandboken* (19), avsnitt 32.15 eller *Shell Stability Handbook* (20), avsnitt 3.2.1.5.

Om förstyrningsringar saknas gäller ekv. 3:5e

$$I = t^3 / 12 \quad (3:5e)$$

Karakteristiskt moment för förstyrningsring inklusive mantelplåt respektive enbart mantelplåt kan beräknas ur

$$M_k = \pm s \left( 0,10 q_k d^2 + \frac{M_b^2}{4\pi E_k I_b} \right) \quad (3:5f)$$

$s$  enligt ekv. 3:5c  
 $q_k$  enligt ekv. 2:31b  
 $M_b$  balkböjmomentet av  $q_k$  på hela konstruktionen betraktad som konsol  
 $I_b = \pi d^3 t / 8$ , balktröghetsmomentet.

Den första termen svarar mot inverkan av ojämnt fördelat tryck kring manteln; den andra termen - som normalt är mindre - är ovaliseringsmomentet av balkböjmomentet  $M_b$ .

Det bör påpekas att ekv. 3:5f ger karakteristiskt moment inklusive vindstöt.

Om ingen global bucklingsanalys genomförs bör förstärkningsringarna uppfylla villkoret

$$I_s > 4t^3s \quad (3:5g)$$

Skorstenar med spiralfenor behöver normalt inga förstärkningsringar inom det spiralförsedda området utom en ring intill spiralens nedre avslutning.

## 3:6 Brottmoder för vindbelastade konstruktioner

### 3:61 Lastförutsättningar med hänsyn till lokal buckling

För tunnväggiga konstruktioner där inverkan av vind utgör den dominerande belastningen, uppkommer brott vanligen genom lokal buckling eller utmattning. Exempel på sådana konstruktioner är skorstenar av tunnväggiga cylindriska plåtskal. Även höga kyltorn, behållare och skorstenar av tunna betongskal tillhör denna kategori.

Vid rotationssymmetriska torn eller skorstenar behöver följande fem belastningsfall analyseras separat samt kombineras vid behandling av bucklingsbrott.

- 1 Rotationssymmetriskt axiellt tryck
- 2 Axiell tryckspänning av balkmoment
- 3 Tryckspänning i ringriktning av yttre radiellt tryck
- 4 Skjuvspänning av tvärkraft
- 5 Skjuvspänning av vridande moment

Kombinationer av dessa lastfall bör undersökas med hjälp av interaktionsformler. De viktigaste lastfallen är 2 och 3. De olika bucklingslastfallen samt interaktion behandlas utförligt i *Skalhandboken* (19), avsnitt 32.12 - 32.18 och *Shell Stability Handbook* (20), avsnitt 3.2.1.2 - 3.2.1.8.

### 3:62 Lastförutsättningar med hänsyn till utmattning

#### 3:621 Allmänt

Antalet lastcykler för svängningar orsakade av vindstötter  $n_s$  och av virvelavlösning  $n_v$  kan beräknas på basis av vindstatistik för aktuell plats med hänsyn till frekvens av vind från olika riktningar och vindens inverkan på spänningar i olika punkter av tvärsnittet.

Beräkningen kan göras med förenklad metod enligt avsnitt 3:622 - 3:624.

### 3:622 Vindstötar

Antalet ekvivalenta lastcykler vid svängningar av vindstötar  $n_s$  under den avsedda användningstiden av  $t$  år kan beräknas ur

$$n_s = 10^5 \frac{t}{50} \quad (3:622a)$$

Delkollektivet för utmattning av vindstöt kan karakteriseras av dimensionerande spänningsvidd  $\sigma_{rds}$  beräknad som 0,56 gånger dubbla skillnaden mellan spänningen vid dimensionerande vindstöt och spänningen vid medelhastighetstrycket, spänningscykeltalet  $n_s$  enligt ekv. 3:622a och kollektivparametern  $\kappa = 1$ . Denna förenklade metod är baserad på en uppskattning av kollektiv för verkliga skorstenar.

### 3:623 Virvelavlösning

Antalet lastcykler av virvelavlösning  $n_v$  under  $t$  år kan beräknas ur

$$n_v = 1,2 \cdot 10^7 t f_0 P(\hat{v}) \quad (3:623a)$$

faktorn 1,2 inkluderar inverkan av varierande vindriktningar och att viss tid krävs för att "bygga upp" svängningar av virvelavlösning

$f_0$  egenfrekvensen

$P(\hat{v})$  sannolikheten att medianvindhastigheten  $\hat{v}$  under ett år inträffar i intervallet mellan  $v_{cr}$  och  $\varepsilon v_{cr}$ , där  $v_{cr}$  är den kritiska vindhastigheten för resonanssvängningar av virvelavlösning enligt ekv. 3:41c.

$P(\hat{v})$ , som antas Rayleighfördelad, kan beräknas ur

$$P(\hat{v}) = \exp\left(-\left(\frac{v_{cr}}{\hat{v}(z)}\right)^2\right) - \exp\left(-\left(\frac{\varepsilon v_{cr}}{\hat{v}(z)}\right)^2\right) \quad (3:623b)$$

Koefficienten  $\varepsilon$  kan sättas till 1,25, dock förutsätts intervallet mellan  $v_{cr}$  och  $\varepsilon v_{cr}$  vara minst 2 m/s.

Medianvindhastigheten  $\hat{v}$  är beroende av markens råhet och konstruktionens höjd. Den kan beräknas ur

$$\hat{v}(z) = \hat{v}_0 \sqrt{C_{exp}(z)} \quad (3:623c)$$



- $\hat{v}(z)$  årlig medianvindhastighet på höjden  $z$  som kan sättas lika med totala höjden  $h$  för en konstruktion utan spiralfenor och lika med avståndet upp till fenornas underkant för en konstruktion med fenor
- $\hat{v}_0$  modalvärdet i samma fördelning.  $\hat{v}_0$  kan sättas till 5,5 m/s
- $C_{\text{exp}}(z)$  enligt ekv. 2:23b.

Delkollektivet för utmattning av virvelavlösning kan karakteriseras av dimensionerande spänningsvidd  $\sigma_{\text{rdv}}$  beräknad för ekvivalentlast enligt avsnitt 3:42, spänningscykeltalet  $n_v$  enligt ekv. 3:623a och kollektivparametern  $\kappa = 1$ .

### 3:624 Sammanlagd effekt av vindstöt och virvelavlösning

Den sammanlagda effekten vid utmattning av vindstöt och virvelavlösning samt andra förekommande utmattningslaster kan beräknas med hjälp av Palmgren-Miners delskadehypotes för delkollektiven enligt avsnitt 3:622 och 3:623, se t.ex. *Alpsten - Ning* (21).

Om dimensionerande spänningsvidd för något av delkollektiven för vindstöt och virvelavlösning är mindre än utmattningsgränsen baseras utmattningsdimensioneringen på det andra delkollektivet.

Den sammanlagda effekten av delkollektiven kan förenklat beräknas på basis av ett summakollektiv där

- dimensionerande spänningsvidd är lika med den största av spänningsvidderna av vindstöt  $\sigma_{\text{rds}}$ , av virvelavlösning  $\sigma_{\text{rdv}}$  och av andra utmattningslaster än av vind,
- antalet spänningscykler sätts till  $n_t = n_s + n_v + n_u$  där  $n_u$  är dimensionerande spänningscykeltal för andra utmattningslaster och
- kollektivparametern  $\kappa = 1$ .

## 3:7 Exempel

Beräkna ekvivalentlast av virvelavlösning och av vindstöt samt antalet lastcykler av virvelavlösning för en stålskorsten med  $h = 50$  m och diametern  $d = 2$  m.

Referensvindhastigheten är 24 m/s och skorstenen skall placeras i terrängtyp III.

Skorstenen skall målas och därför är ingen hänsyn tagen till rostmån.

I det här exemplet sker ingen dimensionering, dvs. bestämning av optimala dimensioner, utan plåttjockleken antas variera enligt tabell (3:7a). Den mekaniska dämpningen kan sättas till  $\delta_m = 0,03$  enligt tabell 3:22a.

Medsvängande massa - rökrör och inre stege - ger  $m_{\text{add}} = 200$  kg/m.

Eigenfrekvensen har beräknats till  $f_0 = 0,72$  Hz.

Säkerhetsklass 2, stål S355M.

Skorstenen skall dimensioneras för livstiden 30 år.

Bärförmågesidan behandlas i detta exempel inte för vindstöt och virvelavlösning.

I tabell 3:7a är massa och tröghetsmoment beräknade ur

$$m = 7850\pi dt \text{ kg/m resp.}$$

$$I = \pi d^3 t / 8.$$

Tabell 3:7a.

Data för skorstenen.

$z$ m	$t$ mm	$m + m_{add}$ kg/m	$I$ m <sup>4</sup>
0	10	693	0,0314
1,5	8	595	0,0251
4,5	6	496	0,0188
15	5	447	0,0157
22,5	4	397	0,0126
50			

Avsikten med exemplet är främst att visa en beräkningsgång, inte att få fram "exakta" värden på utböjning vid virvelavlösning eller vindlastens fördelning vid vindstöt. Den här typen av konstruktion, med varierande styvhet och massfördelning, beräknas normalt med dator. Dessa "handräkningar" är därför något förenklade, t.ex. har de fem olika värdena på plåttjocklek ersatts med tre olika värden enligt tabell 3:7b vid beräkning av utböjningen.

#### Virvelavlösning.

Ekv. 3:41c ger den kritiska vindhastigheten för virvelavlösning

$$v_{cr} = \frac{f_0 d}{St} = \frac{0,72 \cdot 2}{0,2} = 7,2 \text{ m/s}$$

Ekv. 2:23a och 2:23b ger

$$v_{mk}(h) = v_{ref} \beta \ln \left( \frac{z}{z_0} \right) = 24 \cdot 0,22 \cdot \ln \left( \frac{50}{0,30} \right) = 27 \text{ m/s}$$

Eftersom  $v_{cr} < v_{mk}$  finns det risk för virvelavlösning.

Ekv. 3:41a ger Reynolds tal

$$Re = \frac{vd}{\xi} = \frac{7,2 \cdot 2}{14,5 \cdot 10^{-6}} = 9,9 \cdot 10^5$$

Figur 3:41b ger  $\mu_{tr} = 0,2$ .

Ekv. 3:42a ger

$$w_{ek} = \mu_{tr} q_{cr} d \frac{\pi}{\delta_m} = 0,2 \cdot 0,5 \cdot 1,25 \cdot 7,2^2 \cdot 2 \frac{\pi}{0,03} = 1357 \text{ N / m} = 1,36 \text{ kN / m}$$

Maxmoment och motsvarande spänning i inspänningssnitt blir med

$$w_d = \gamma_f w_{ek} = 1,3 \cdot 1,36 = 1,76 \text{ kN/m}$$

$$M_{\max} = 1,76 \cdot 50^2 / 2 = 2200 \text{ kNm}$$

$$\sigma = M_{\max} r / I = 2200 \cdot 10^{-3} \cdot 1/0,0314 = 70 \text{ Mpa } (t = 10 \text{ mm})$$

På höjden  $z = 4,5 \text{ m}$  blir moment och spänning

$$M_{\max} = 1,76 \cdot 45,5^2 / 2 = 1822 \text{ kNm}$$

$$\sigma = M r / I = 1822 \cdot 10^{-3} \cdot 1/0,0188 = 97 \text{ Mpa } (t = 6 \text{ mm})$$

Vid beräkning av utböjningen används de värden på plåttjocklek  $t$  och tröghetsmoment  $I$  som tabell 3:7b visar.

**Tabell 3:7b.**

**Parametrar vid beräkning av utböjning på grund av virvelavlösning enligt BYGG IB, tabell 1:42, 1972.**

$z$ m	$t$ mm	$I$ m <sup>4</sup>	$m$ och $n$	$a, b, c$ m	$A, B$ och $C$
0	9	0,0283	$I_0/m = I_0/0,445$	$c = 4,5$	$C = 0,314$
4,5	5,5	0,0173	$I_0/n = I_0/0,728$	$b = 18$	$B = 0,594$
22,5	4	0,0126	$I_0$	$a = 27,5$	$A = 0,092$
50					

$$A = a^4/l^4$$

$$B = (a + b)^4/l^4 - a^4/l^4$$

$$C = 1 - (a + b)^4/l^4$$

$$y_{\max} = (A + Bn + Cm) \frac{w_{ek} l^4}{8EI_0}$$

$$y_{\max} = (0,092 + 0,594 \cdot 0,728 + 0,314 \cdot 0,445) \frac{1,76 \cdot 10^{-3} \cdot 50^4}{8 \cdot 2,1 \cdot 10^5 \cdot 0,0126} = 0,35 \text{ m}$$

$y_{\max}/d = 0,35/2 = 0,175$ , utböjningen är alltså större än  $0,06d$ .

Med fenor på höjden  $h_{\text{spiral}}$  reduceras både utböjning och inspänningsmoment med faktorn  $(1 - h_{\text{spiral}}/h)^3$  enligt figur 3:43a. Villkoret  $y_{\max}/d \leq 0,06$  uppfylls för

$$(1 - h_{\text{spiral}}/h)^3 \cdot 0,35 = 0,06d = 0,12 \text{ m, dvs. } h_{\text{spiral}} = 0,30h = 15 \text{ m}$$

$$M_{\max} = (1 - h_{\text{spiral}}/h)^3 \cdot 2200 = (0,12/0,35) \cdot 2200 = 754 \text{ kNm}$$

$$\sigma = M_{\max} r/I = 754 \cdot 10^{-3} \cdot 1/0,0314 = 24 \text{ MPa}$$

På höjden  $z = 4,5 \text{ m}$  gäller

$$M_{\max} = (1 - h_{\text{spiral}}/h)^3 \cdot 1822 = (0,12/0,35) \cdot 1822 = 625 \text{ kNm}$$

$$\sigma = M_{\max} r/I = 625 \cdot 10^{-3} \cdot 1/0,0188 = 33 \text{ MPa}$$

Beräkning av utmattningshållfasthet görs inte här. Den blir ofta avgörande för spiralfenornas längd. Det bör påpekas att spänningssvidden vid utmattning får beräknas med  $\gamma_f = 1,0$ . I det här fallet blir därför

$$\sigma_f = 2 \cdot 24 \cdot (1,0/1,3) = 37 \text{ MPa i inspänningssnittet.}$$

$$\sigma_f = 2 \cdot 33 \cdot (1,0/1,3) = 51 \text{ MPa på höjden } z = 4,5 \text{ m.}$$

### Vindstöt

Enligt ovan är  $v_{\text{mk}}(h) = 27 \text{ m/s}$

Ekv. 3:22g eller figur 3:22d ger

$$F = \frac{4 \frac{f_0 L_c}{v_{\text{mk}}(h)}}{\left(1 + 70,8 \left(\frac{f_0 L_c}{v_{\text{mk}}(h)}\right)^2\right)^{5/6}} = \frac{4 \frac{0,72 \cdot 150}{27}}{\left(1 + 70,8 \left(\frac{0,72 \cdot 150}{27}\right)^2\right)^{5/6}} = 0,046$$

Ekv. 3:22e eller figur 3:22c ger

$$B^2 = \exp \left[ \left(1 - \frac{b}{h}\right) \left(0,04 + 0,01 \frac{h}{h_{\text{ref}}}\right) - 0,05 \frac{h}{h_{\text{ref}}} \right]$$

$$B^2 = \exp \left[ \left(1 - \frac{2}{50}\right) \left(0,04 + 0,01 \frac{50}{10}\right) - 0,05 \frac{50}{10} \right] = 0,85$$

Ekv. 3:22h och 3:22i eller figur 3:22e ger

$$\phi_b = \frac{1}{1 + \frac{3,2 f_0 b}{v_{\text{mk}}(h)}} = \frac{1}{1 + \frac{3,2 \cdot 0,72 \cdot 2}{27}} = 0,85$$

$$\phi_h = \frac{1}{1 + \frac{2f_0 h}{v_{mk}(h)}} = \frac{1}{1 + \frac{2 \cdot 0,72 \cdot 50}{27}} = 0,27$$

Ekv. 3:22j ger med  $\mu_1 = 1,4$  enligt figur A2:7b och  $m = 397 \text{ kg/m}$

$$\delta_a = \frac{0,5 \rho \mu_{\text{topp}} b_{\text{topp}} v_{mk}(h)}{m_{\text{topp}} f_0} = \frac{0,5 \cdot 1,25 \cdot 1,4 \cdot 2 \cdot 27}{397 \cdot 0,72} = 0,165$$

Ekv. 3:22f ger med  $\delta_m = 0,03$

$$R^2 = \frac{2\pi F \phi_b \phi_h}{\delta_m + \delta_a} = \frac{2\pi \cdot 0,046 \cdot 0,85 \cdot 0,27}{0,03 + 0,165} = 0,34$$

Den ekvivalenta frekvensen  $f_e$  blir

$$f_e = f_0 \sqrt{\frac{R^2}{R^2 + B^2}} = 0,72 \sqrt{\frac{0,34}{0,34 + 0,85}} = 0,38$$

och därmed enligt ekv. 3:22b

$$g_w = \sqrt{2 \ln(600 f_e)} + \frac{0,58}{\sqrt{2 \ln(600 f_e)}} = \sqrt{2 \ln(600 \cdot 0,38)} + \frac{0,58}{\sqrt{2 \ln(600 \cdot 0,38)}} = 3,47$$

Ekv. 3:22a, 3:22c och 3:22d ger

$$C_{\text{dyn}} = 1 + g_w \frac{\sigma_w}{w_{mk}} = 1 + g_w 2 \frac{1}{\ln\left(\frac{h}{z_0}\right)} \sqrt{B^2 + R^2}$$

$$C_{\text{dyn}} = 1 + 3,47 \cdot 2 \frac{1}{\ln\left(\frac{50}{0,3}\right)} \sqrt{0,85 + 0,34} = 1 + \frac{7,57}{\ln\left(\frac{50}{0,3}\right)} = 2,48$$

Ekv. 3:21c ger det karakteristiska hastighetstrycket.

$$q_k = C_{\text{dyn}} C_{\text{exp}} q_{\text{ref}}$$

$$q_k = 2,48 \cdot \left(0,22 \ln\left(\frac{z}{0,3}\right)\right)^2 0,5 \cdot 1,25 \cdot 24^2 = 43,2 \left(\ln\left(\frac{z}{0,3}\right)\right)^2$$

I tabell 3:7c har dimensionerande linjelast  $w_d$  av vindstöt beräknats ur  $w_d = 1,3 \mu q_k d$ , där  $\mu$ -värdena är hämtade från figur A2:7b.

**Tabell 3:7c.**  
**Sammanställning av resultat vid beräkning av vindstöt**  
**för skorsten med spiralfenor inom området  $h_{\text{spiral}} = 15$  m.**

$z$ m	$q_k$ $\text{kN/m}^2$	$\mu$	$w_d$ $\text{kN/m}$	$M_d$ $\text{kNm}$	$I$ $\text{m}^4$	$\sigma_d$ MPa
0	0,47	0,6	0,73	3225	0,0314	103
4,5	0,47	0,6	0,73	2802	0,0188	149
8	0,47	0,6	0,73	2483	0,0188	132
10	0,53	0,6	0,83	2305	0,0188	122
20	0,76	0,6	1,19	1469	0,0157	94
30	0,92	0,6	1,43	751	0,0126	60
35	0,98	0,6/1,4	1,53/3,56	443	0,0126	35
40	1,03	1,4	3,77	200	0,0126	16
50	1,13	1,4	4,12	0	0,0126	0

### Ringsvängningar

Ekv. 3:5b ger ringsvängningarnas lägsta egenfrekvens. Om skorstenen har medsvängande massa  $m_{\text{add}}$  - som i detta fall - divideras frekvensen med

$$\sqrt{1 + m_{\text{add}} / m}, \text{ där } m = \pi d A \rho_v.$$

Risken för ringsvängningar orsakade av periodiska virvelavlösningar är störst i den övre delen av skorstenen,  $22,5 < z < 50$  m, där plåttjockleken är 4 mm. Om förstärkningsringar inte sätts in är

$$I = t^3/12 = 0,004^3/12 = 5,33 \cdot 10^{-9} \text{ m}^4/\text{m},$$

$$A = t = 0,004 \text{ m}^2/\text{m},$$

$$m_{\text{add}} = 200 \text{ kg/m och } m = 197 \text{ kg/m och därmed}$$

$$f_{0r} = \frac{1700}{d^2} \sqrt{\frac{E_k I}{A \rho_v}} = \frac{1700}{2^2} \sqrt{\frac{2,1 \cdot 10^5 \cdot 5,33 \cdot 10^{-9}}{0,004 \cdot 7850 (1 + 200 / 197)}} = 1,79 \text{ Hz}$$

Ekv. 3:5a ger, i säkerhetsklass 2 och med Strouhals tal  $St = 0,2$ ,

$$v_{\text{cr}} = \frac{f_{0r} d}{2 St} = \frac{1,79 \cdot 2}{2 \cdot 0,2} = 9 \text{ m/s} < \gamma_n v_{\text{mk}} = 1,1 \cdot 27 = 30 \text{ m/s}$$

Skorstenen har spiralfenor ner till höjden  $z = 35$  m men även den nedre delen behöver förstärkningsringar med inbördes avstånd enligt ekv. (3:5c)

$$s \leq 0,5d \sqrt{\frac{d}{2t}} = 0,5 \cdot 2 \cdot \sqrt{\frac{2}{2 \cdot 0,010}} = 14,1 \text{ m}$$

vilket är en förutsättning för följande bucklingsformler. För att förhindra ringsvängningar är det lämpligast att välja mindre avstånd. Här sätts  $s = 4,5$  m av tillverkningsskäl.

Största momentet i förstärkningsringar erhålls vid  $z = 50$  m men eftersom de översta 15 m har spiralfenor görs beräkningen för  $z = 35$  m. Enligt tabell 3:7c är  $q_k = 0,98$  kN/m<sup>2</sup>.

Ekv. (3:5f) ger med  $M_b = M_d/1,3 = 443/1,3 = 341$  kNm och  $I_b = 0,0126$  m<sup>4</sup> enligt tabell 3:7c

$$M_k = \pm s \left( 0,10 q_k d^2 + \frac{M_b^2}{4\pi E_k I_b} \right)$$

$$M_k = \pm 4,5 \left( 0,10 \cdot 0,98 \cdot 2^2 + \frac{341^2}{4\pi \cdot 2,1 \cdot 10^8 \cdot 0,0126} \right)$$

$$M_k = \pm 4,5(0,392 + 0,0035) = \pm 1,78 \text{ kNm, dvs } M_d = 1,3 \cdot 1,78 = 2,31 \text{ kNm.}$$

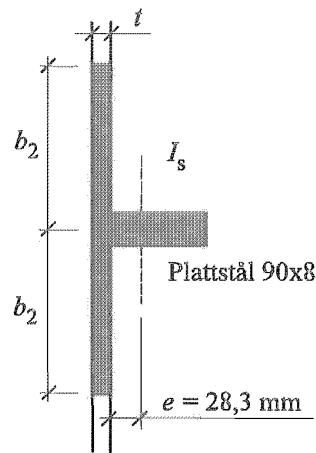
För stål S355M med  $f_{yk} = 355$  MPa och med  $\gamma_n = 1,1$  för säkerhetsklass 2 samt  $\gamma_m = 1,0$  blir erforderligt böjmotstånd för förstärkningsring inklusive medverkande bredd av mantelplåten

$$W_s = \frac{2,31 \cdot 10^{-3} \cdot 1,1}{355} = 7,2 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3$$

Ringens, som placeras innanför manteln, tillverkas av plattstål 90x8 mm<sup>2</sup>. Medverkande bredd är enligt *Skalhandboken*, (19) figur 32.15a

$$2b_2 = 2 \cdot 0,78 \sqrt{\frac{dt}{2}} = 1,56 \sqrt{\frac{2 \cdot 0,004}{2}} = 0,099 \text{ m} = 99 \text{ mm}$$

Neutrallagret för den verksamma sektionen ligger  $e = 28,3$  mm innanför mantelytan, se figur 3:7a.



Figur 3:7a.  
Medverkande bredd av förstyvningsring.

$$I_s = 1,05 \cdot 10^{-6} \text{ m}^4 \text{ och}$$

$$W_{s \text{ min}} = 1,05 \cdot 10^{-6} / (0,090 - 0,0283) = 17 \cdot 10^{-6} > 7,2 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3$$

Ringsvängningsvillkoret kontrolleras åter med hjälp av ekv. 3:5b och 3:5a och med  $I = I_s / s = 1,05 \cdot 10^{-6} / 4,5 = 0,233 \cdot 10^{-6} \text{ m}^4/\text{m}$ .

$$f_{0r} = \frac{1700}{2^2} \sqrt{\frac{2,1 \cdot 10^5 \cdot 0,233 \cdot 10^{-6}}{0,004 \cdot 7850(1 + 200/197)}} = 11,8 \text{ Hz}$$

$$v_{cr} = \frac{11,8 \cdot 2}{2 \cdot 0,2} = 59 \text{ m/s} > \gamma_n v_{mk} = 1,1 \cdot 27 = 30 \text{ m/s}$$

Om inte en global bucklingsanalys genomförs för skorsten med förstyvningsringar bör också villkoret i ekv. 3:5g vara uppfyllt

$$I_s > 4r^3s = 4 \cdot 0,004^3 \cdot 4,5 = 1,15 \cdot 10^{-6} \text{ m}^4$$

Enligt ovan är  $I_s = 1,05 \cdot 10^{-6} \text{ m}^4$  inom området med 4 mm mantelplåt. Tröghetsmomentet ökar dock med ökande plåttjocklek och uppgår till  $1,5 \cdot 10^{-6} \text{ m}^4$  för  $t = 8 \text{ mm}$  under förutsättning att ringens dimension  $90 \times 8 \text{ mm}^2$  bibehålls. Från stabilitetssynpunkt bör ringen därför kunna accepteras.

### Bucklingskontroll

Axiell tryckspänning av böjmoment behöver i första hand kontrolleras. Eftersom mantelplåtens tjocklek varierar från 10 till 4 mm måste flera sektioner kontrolleras. I detta fall ligger de kritiska snittet strax ovanför  $z = 4,5 \text{ m}$  där plåttjockleken ändras från 8 till 6 mm, se tabell 3:7a.



Bucklingsspänningen beräknas enligt *Skalhandboken* (19). Avsnitt 32.11-13. Ekv.(32.12c) ger

$$\sigma_{xelr} = \alpha \eta \sigma_{xel}$$

$\alpha = 0,9$  för svetsad mantelplåt av toleransklass 1, tabell 32.11a.

$$\eta = 0,19 + \frac{0,67}{\sqrt{1 + \frac{d}{200t}}} = 0,19 + \frac{0,67}{\sqrt{1 + \frac{2,0}{200 \cdot 0,006}}} = 0,19 + 0,41 = 0,60$$

enligt ekv.(32.13j)

$$\sigma_{xel} = 0,60 E \frac{2t}{d} = 0,60 \cdot 2,1 \cdot 10^5 \frac{2 \cdot 0,006}{2} = 756 \text{ MPa}$$

enligt ekv. (32.12a)

$$\sigma_{xelr} = 0,9 \cdot 0,60 \cdot 756 = 408 \text{ MPa} > f_{yk}/3.$$

$$\lambda_s = \sqrt{\frac{f_{yk}}{\sigma_{xelr}}} = \sqrt{\frac{355}{408}} = 0,93$$

enligt ekv. (32.12j)

$$\omega_{s2} = \frac{0,96}{0,8 + \lambda_s^2} = \frac{0,96}{0,8 + 0,93^2} = 0,58$$

enligt ekv. (32.12h)

$$\sigma_{xu} = \omega_{s2} f_{yk} = 0,58 \cdot 355 = 206 \text{ MPa}$$

enligt ekv. (32.12g)

Tabell 3:7c ger  $M_d = 2802 \text{ kNm}$ . Med  $I_b = 0,0188 \text{ m}^4$  enligt tabell 3:7a blir

$$\sigma = M_d r / I = 2802 \cdot 10^{-3} \cdot 1 / 0,0188 = 149$$

$$< \sigma_{xu} / (\gamma_m \gamma_n) = 206 / (1,0 \cdot 1,1) = 187 \text{ MPa}$$

Skorstenens egentygnd i snitt  $z = 4,5 \text{ m}$  ger dessutom en rotationssymmetrisk axiell tryckspänning  $\sigma_x = 6 \text{ MPa}$  som bör adderas till den dimensionerande böjspänningen. I detta fall påverkar det dock inte resultatet.

**Utmattning**

Antalet spänningscykler för svängningar orsakade av vindstöt  $n_s$  kan beräknas enligt ekv. 3:622a till

$$n_s = 10^5 \frac{T}{50} = 10^5 \frac{30}{50} = 6 \cdot 10^4$$

Spänningsvidden i inspänningssnittet blir, enligt avsnitt 3:622

$$\sigma_{rds} = 0,56 \cdot 2\sigma_d \left( 1 - \frac{1}{C_{dyn}} \right)$$

$$\sigma_{rds} = 0,56 \cdot 2 \cdot \frac{102}{1,3} \left( 1 - \frac{1}{2,48} \right) = 52,5 \text{ MPa}$$

Antalet spänningscykler för svängningar orsakade av virvelavlösning  $n_v$  beräknas enligt ekv. 3:623a, 3:623b och 3:623c. Då intervallet mellan  $v_{cr} = 7,2$  och  $1,25v_{cr} = 9,0$  m/s är mindre än 2 m/s sätts  $\varepsilon v_{cr} = 7,2 + 2 = 9,2$  m/s.

Medianvindhastigheten beräknas på nivån  $z = 35$  m, dvs. i underkant på spiralfenorna.

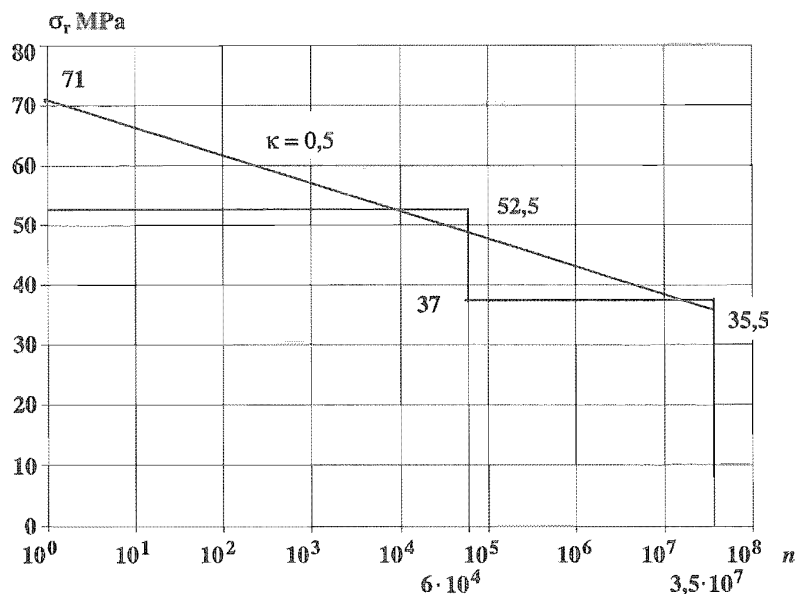
$$n_v = 1,2 \cdot 10^7 T f_0 \left( \exp \left( - \left( \frac{v_{cr}}{\hat{v}(z)} \right)^2 \right) - \exp \left( - \left( \frac{\varepsilon v_{cr}}{\hat{v}(z)} \right)^2 \right) \right)$$

$$\hat{v}(35) = 5,5 \cdot 0,22 \ln \left( \frac{35}{0,3} \right) = 5,8 \text{ m/s}$$

$$n_v = 1,2 \cdot 10^7 \cdot 30 \cdot 0,72 \left( \exp \left( - \left( \frac{7,2}{5,8} \right)^2 \right) - \exp \left( - \left( \frac{9,2}{5,8} \right)^2 \right) \right) = 3,5 \cdot 10^7$$

Spänningsvidden i inspänningssnittet av virvelavlösning är enligt ovan 37 MPa.

Figur 3:7b visar summakollektivet av vindstöt och virvelavlösning, där  $n_s + n_v = 6 \cdot 10^4 + 3,5 \cdot 10^7 = 3,5 \cdot 10^7$



Figur 3:7b.  
Summakollektiv för svängningar av vindstöt och virvelavlösning.

Den sammanlagda effekten med avseende på utmattning av delkollektiven orsakade av vindstöt och virvelavlösning kan beaktas på något av följande sätt:

- 1 Konstruktionen utformas så att utmattningsgränsen för aktuell anvisningsverkan blir större än spänningsvidden av virvelavlösning, 37 MPa (det minsta av  $\sigma_{rds}$  och  $\sigma_{rdv}$ ). Beräkning med hänsyn till utmattning behöver då endast genomföras för delkollektivet av vindstöt med  $n_t = 6 \cdot 10^4$ ,  $\sigma_{rd} = 52,5$  MPa och  $\kappa = 1$ .
- 2 Dimensioneringen utförs för ett summakollektiv på säkra sidan, med  $n_t = 3,5 \cdot 10^7$ ,  $\sigma_{rd} = 52,5$  MPa och  $\kappa = 1$ .
- 3 Dimensioneringen utförs för ett typiserat spänningskollektiv anpassat till summakollektivet enligt figur 3:7b, t.ex. det typiserade kollektivet i figuren med  $n_t = 3,5 \cdot 10^7$ ,  $\sigma_{rd} = 71$  MPa och  $\kappa = 0,5$ .
- 4 Dimensioneringen utförs med hjälp av Palmgren-Miners delskadehypotes, se t.ex. *Alpsten - Ning* (21)

I exemplet har utmattningen endast kontrollerats vid inspänningssnittet. I ett praktiskt fall måste även andra snitt kontrolleras beroende på styvhetsfördelning och lokal anvisningsverkan, t.ex. av svetsar. Som framgår av beräkningarna kan, beroende på anvisningspåverkan, snittet  $z = 4,5$  m bli dimensionerande.

## Bilaga A. Formfaktorer för vindlast

### A1 Allmänt

Angivna formfaktorer är baserade på vindtunnelförsök med turbulent gränsskikt, dvs. på försök som simulerar naturlig vind kring byggnader. Värdena är baserade på *Cook* (22) och på *British Standard* (9).

Formfaktorn  $\mu$  är kvoten mellan aerodynamiskt tryck på en yta och hastighetsstrycket,  $0,5\rho v^2$ .

Formfaktorn beror på vindhastighet, vindriktning, byggnadens form och Reynolds tal.

Formfaktorn betecknas generellt  $\mu$ . För den totala vindlasten på byggnadsdelar som innertak och innerväggar, och på föremål som stänger, skärmar och fackverksmaster används beteckningen  $\mu_{\text{tot}}$ .

Formfaktorn kan bestämmas med hjälp av den här handboken, eller andra publikationer. I det senare fallet är det viktigt att kontrollera

- ev. skillnader i referensvindhastighet och
- ev. storleksberoende

Formfaktorn kan även bestämmas med hjälp av vindtunnelförsök.

### A2 Utvändig vindlast

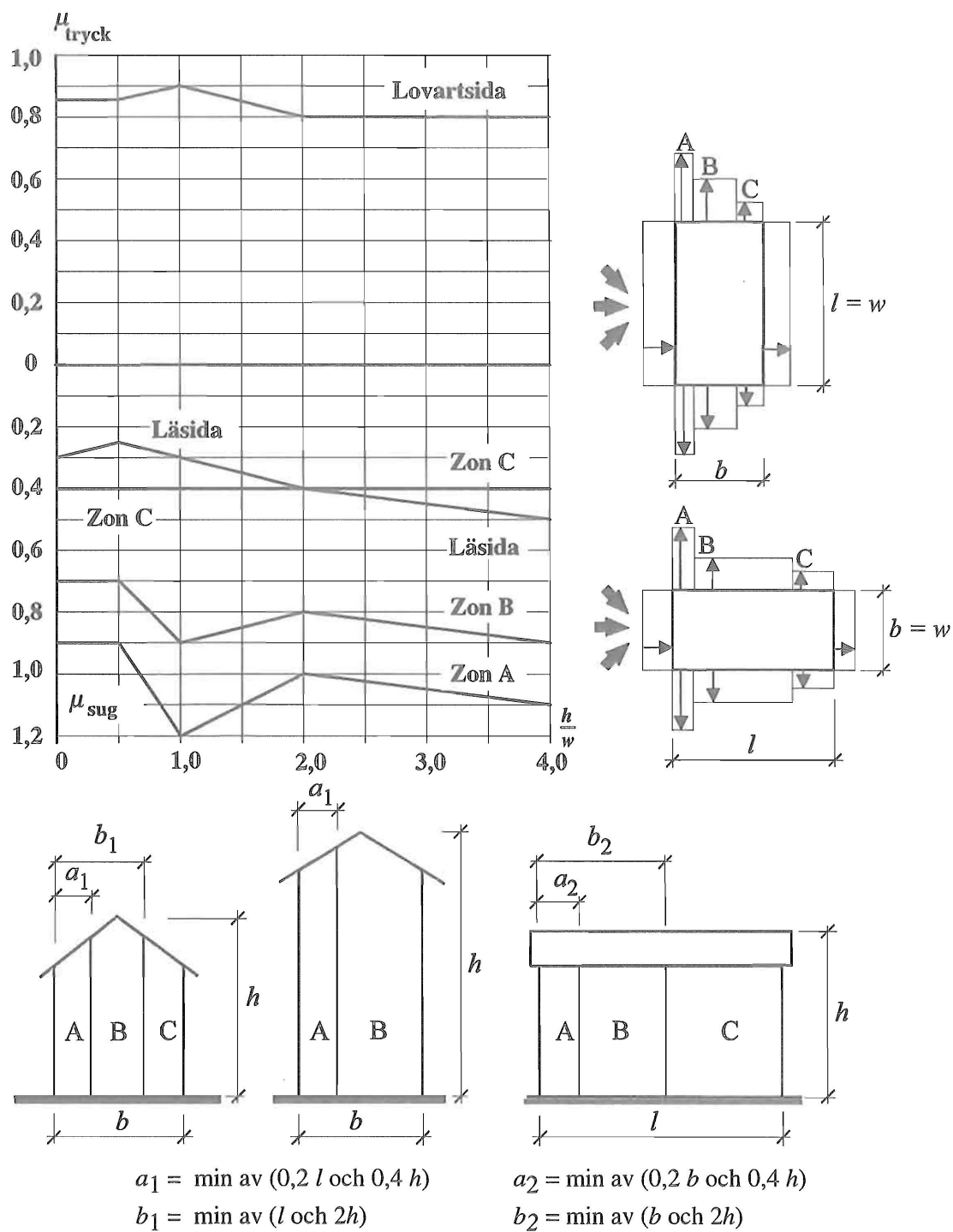
#### A2:1 Väggar och tak

Last inom randzon i figur A2:1b och A2:1d behöver inte kombineras med annan vindlast och den förutsätts endast påverka den yttre beklädnaden och dess fästdon men däremot inte takås, takstol eller regel. Dessa formfaktorer, som endast är avsedda att användas vid dimensionering av yttre beklädnad och dess fästdon, inkluderar även inverkan av ökning av  $C_{\text{dyn}}$  inom randzonen. Denna ökning är satt till 30% och motsvarar kvoten  $(1+8I_u)/(1+6I_u)$ , jfr ekv. 3:22r och 3:22p.

Figur A2:1p ger en reduktionsfaktor vid bestämning av formfaktorer för byggnad med flera sammanhängande sadeltak.

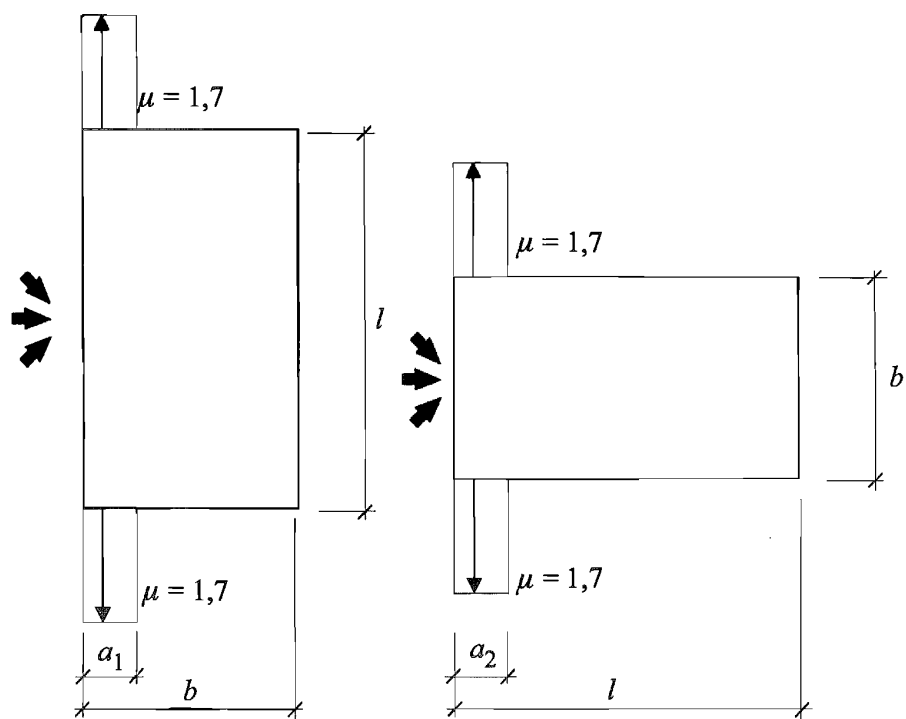
För underytan på ett taksprång kan formfaktorn sättas lika med formfaktorn för närmaste yttervägg.

För tak med lutning  $\alpha > 45^\circ$ , kan formfaktorn sättas lika med formfaktorn för  $\alpha = 45^\circ$ .



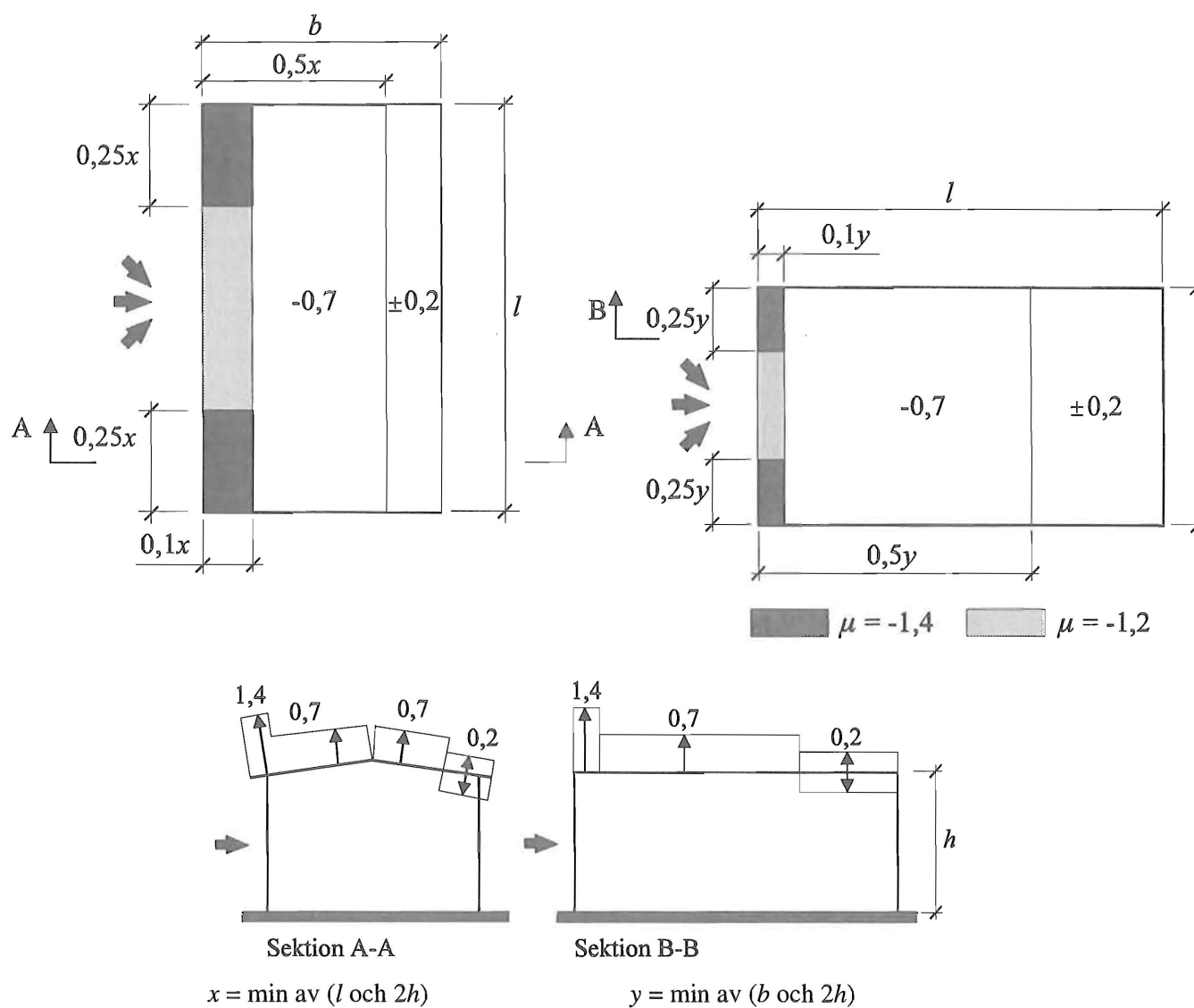
Figur A2:1a.

Formfaktorer för väggar. Dessa värden avser även den yttre beklädnaden och dess fästdon i väggar med det undantag som framgår av figur A2:1b.



$$a_1 = \min \text{ av } (0,2 l \text{ och } 0,4 h) \quad a_2 = \min \text{ av } (0,2 b \text{ och } 0,4 h)$$

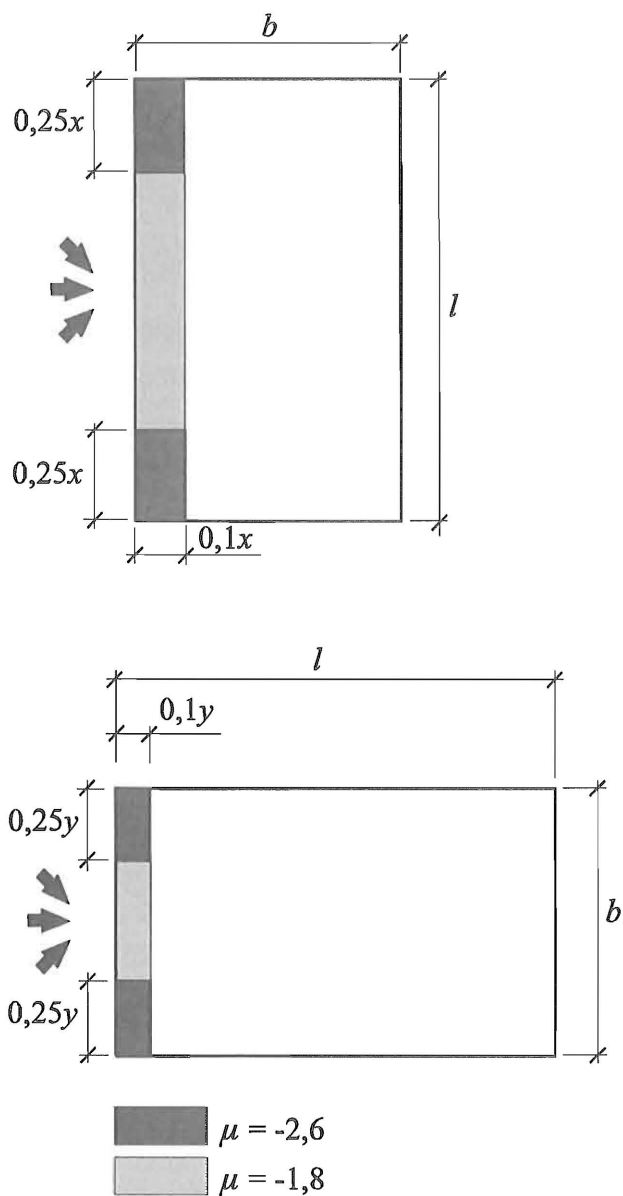
**Figur A2:1b.**  
Formfaktorer för den yttre beklädnaden och dess fästdon i väggar.



Figur A2:1c.

Formfaktorer för sadel- och pulpettak med liten lutning ( $\alpha < 5^\circ$ ).

Teckenregel: plus = tryck, minus = sug.



$$x = \min \text{ av } (l \text{ och } 2h)$$

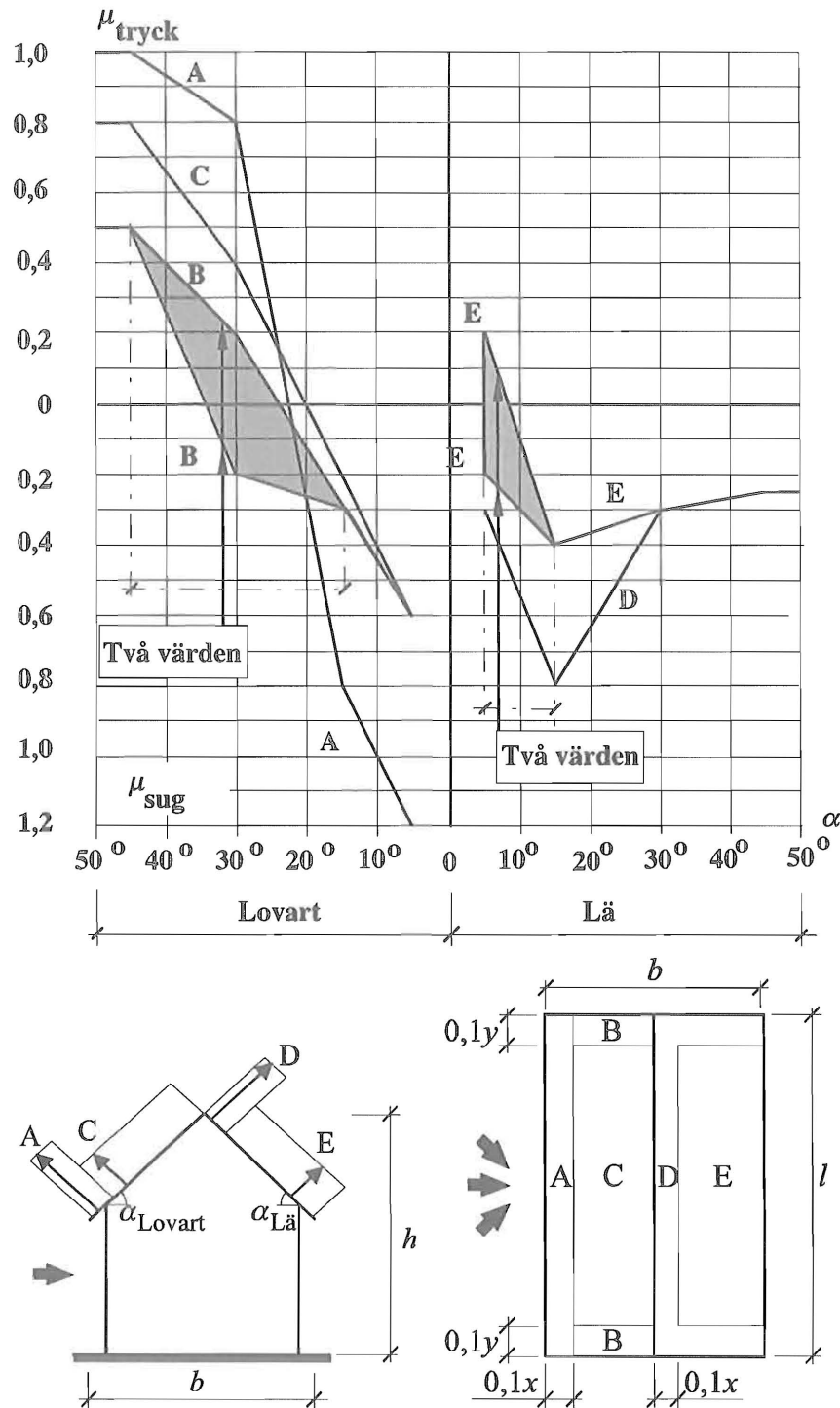
$$y = \min \text{ av } (b \text{ och } 2h)$$

Figur A2:1d.

Formfaktorer för den yttre beklädnaden och dess fästdon till sadel- och pulpettak tak med liten lutning ( $\alpha < 5^\circ$ ).

Teckenregel: plus = tryck, minus = sug.



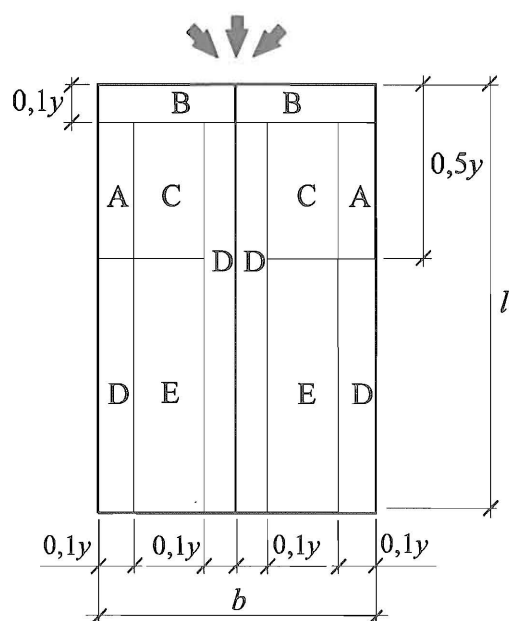
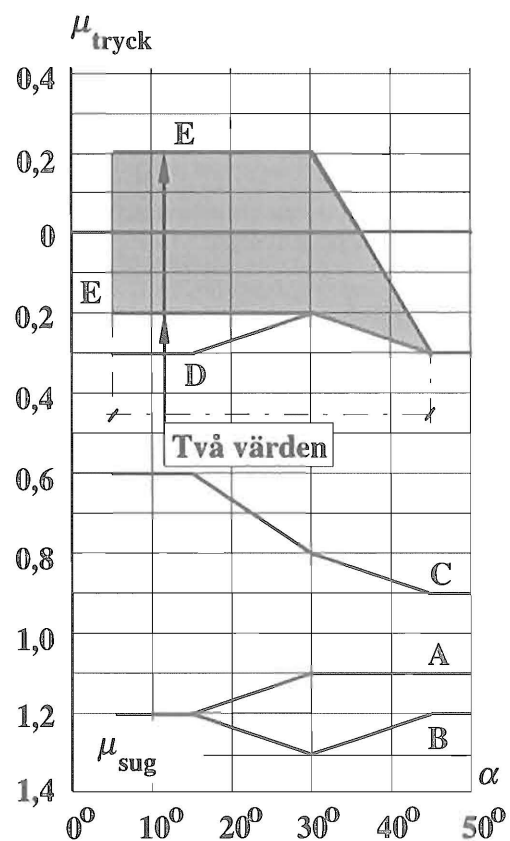


$$x = \min \text{ av } (l \text{ och } 2h)$$

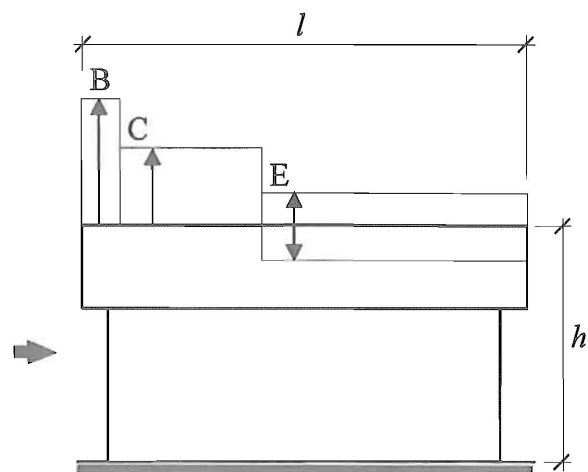
$$y = \min \text{ av } (b \text{ och } 2h)$$

Figur A2:1e.

Formfaktorer för sadeltak ( $\alpha > 5^\circ$ ). Vid dimensionering av den yttre beklädnaden och dess fästdon inom randzonerna A, B, samt D bör formfaktorerna ökas med 30%. Inom övriga zoner avser formfaktorerna även den yttre beklädnaden och dess fästdon.

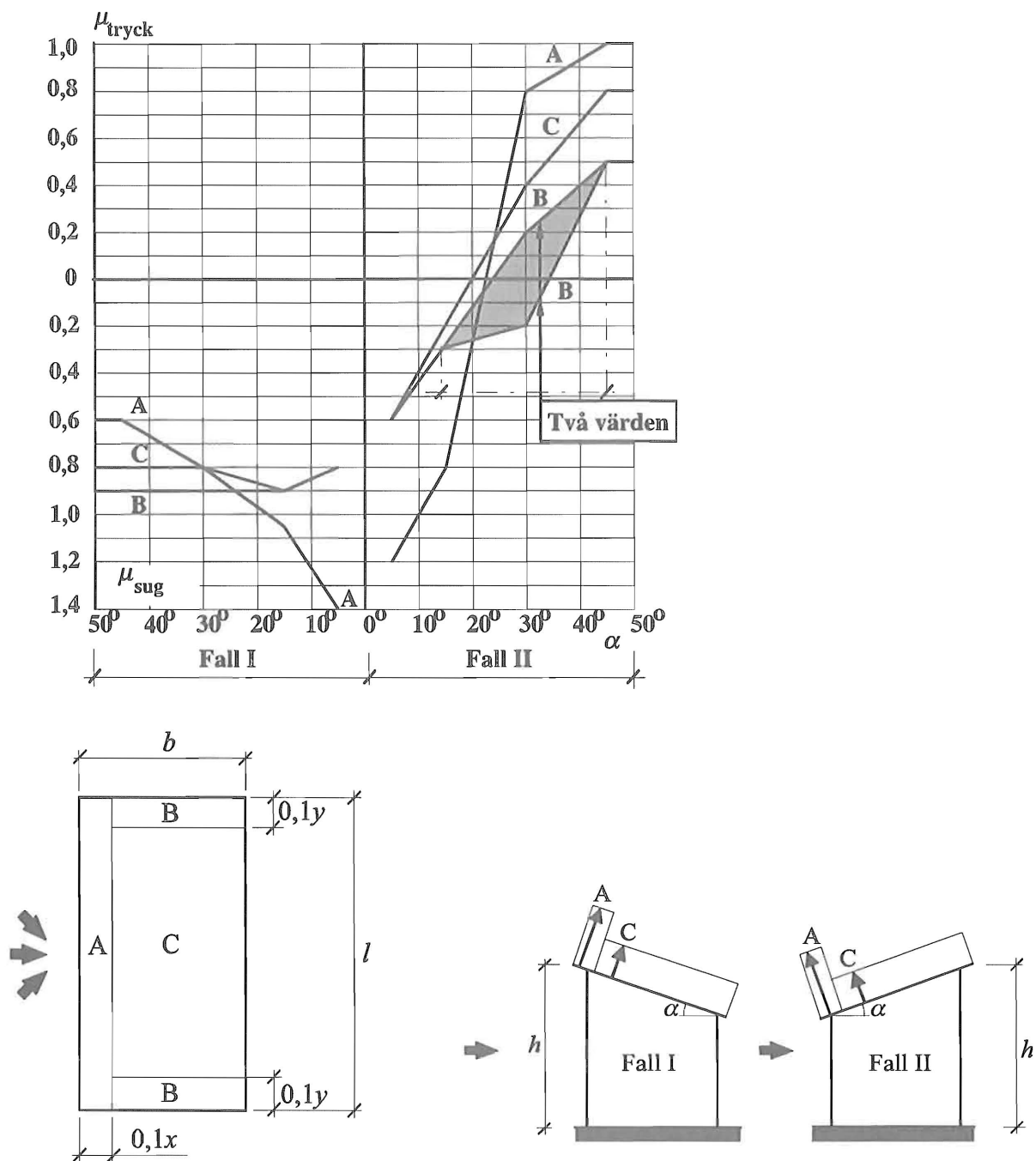


$$y = \min \text{ av } (b \text{ och } 2h)$$



Figur A2:1f.

Formfaktorer för sadeltak ( $\alpha > 5^\circ$ ). Vid dimensionering av den yttre beklädnaden och dess fästdon inom randzonerna A, B, samt D bör formfaktorena ökas med 30%. Inom övriga zoner avser formfaktorena även den yttre beklädnaden och dess fästdon.



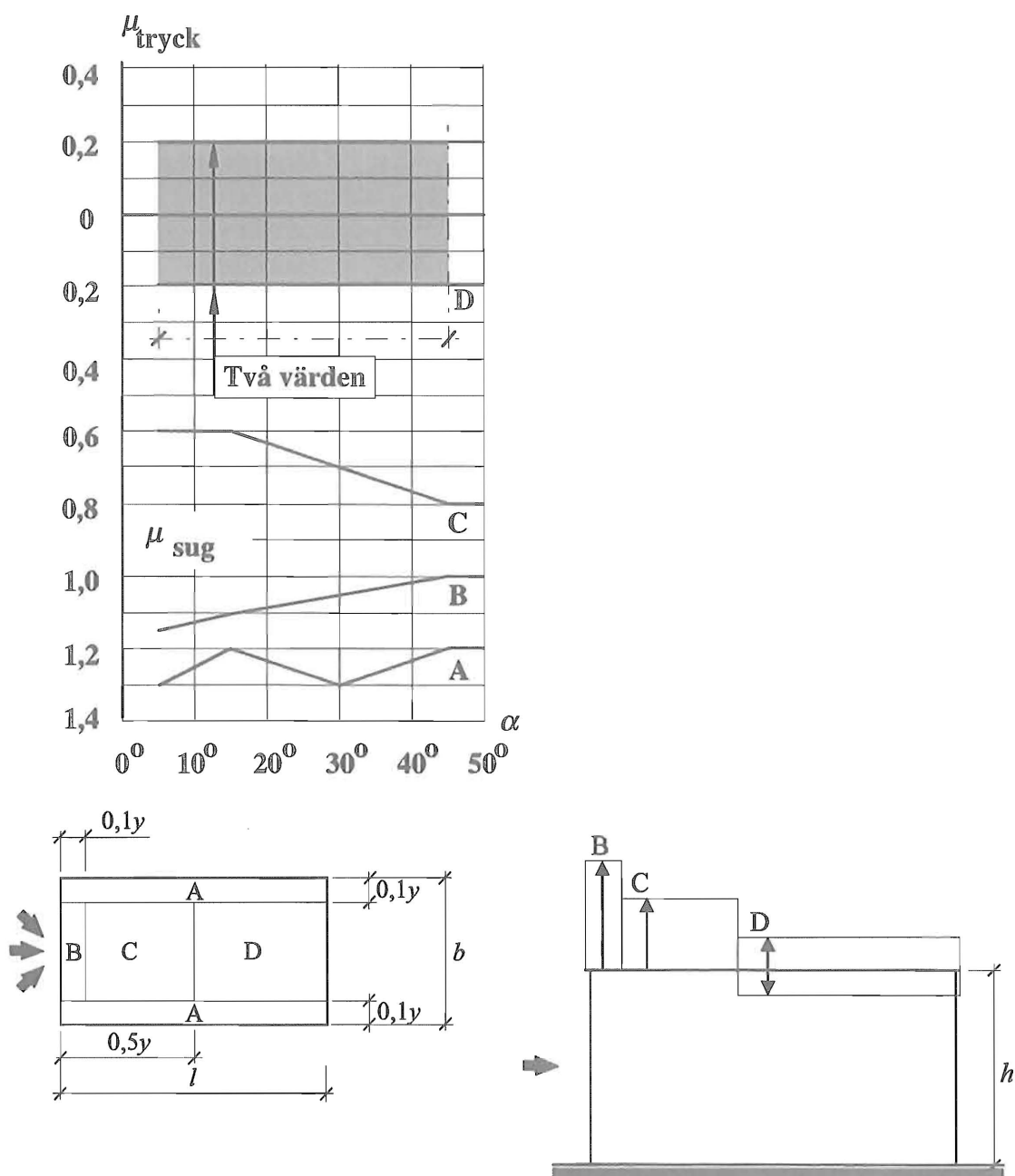
$$x = \min \text{ av } (l \text{ och } 2h)$$

$$y = \min \text{ av } (b \text{ och } 2h)$$

**Figur A2:1g.**

Formfaktorer för pulpettak ( $\alpha > 5^\circ$ ). Vid dimensionering av den yttre beklädnaden och dess fästdon inom randzonerna A och B bör formfaktorerna ökas med 30%. Inom övriga zoner avser formfaktorerna även den yttre beklädnaden och dess fästdon.

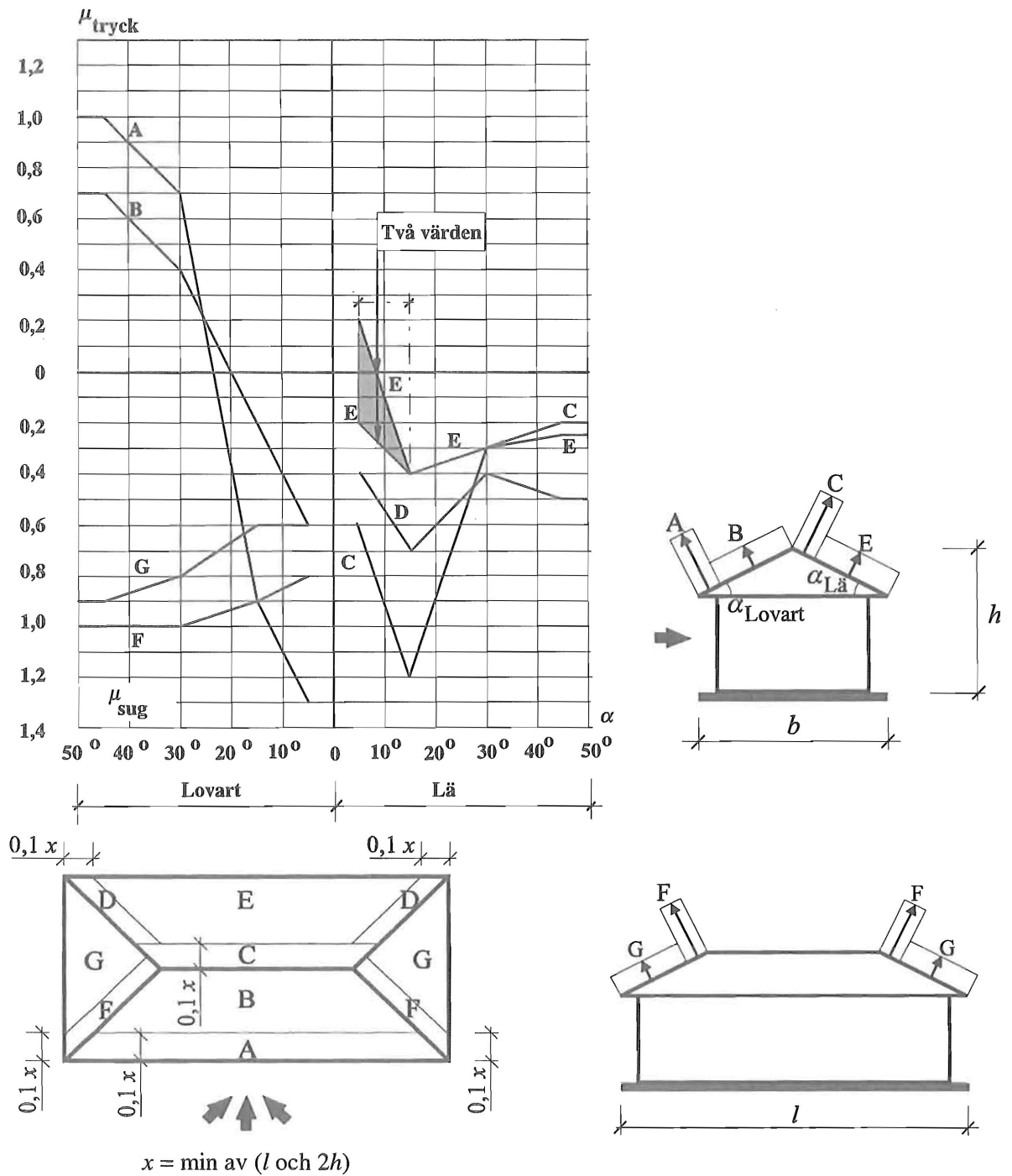
Formfaktorerna för fall II är identiska med formfaktorerna för lovartsidan på sadeltak enligt figur A2:1e.



$$y = \min \text{ av } (b \text{ och } 2h)$$

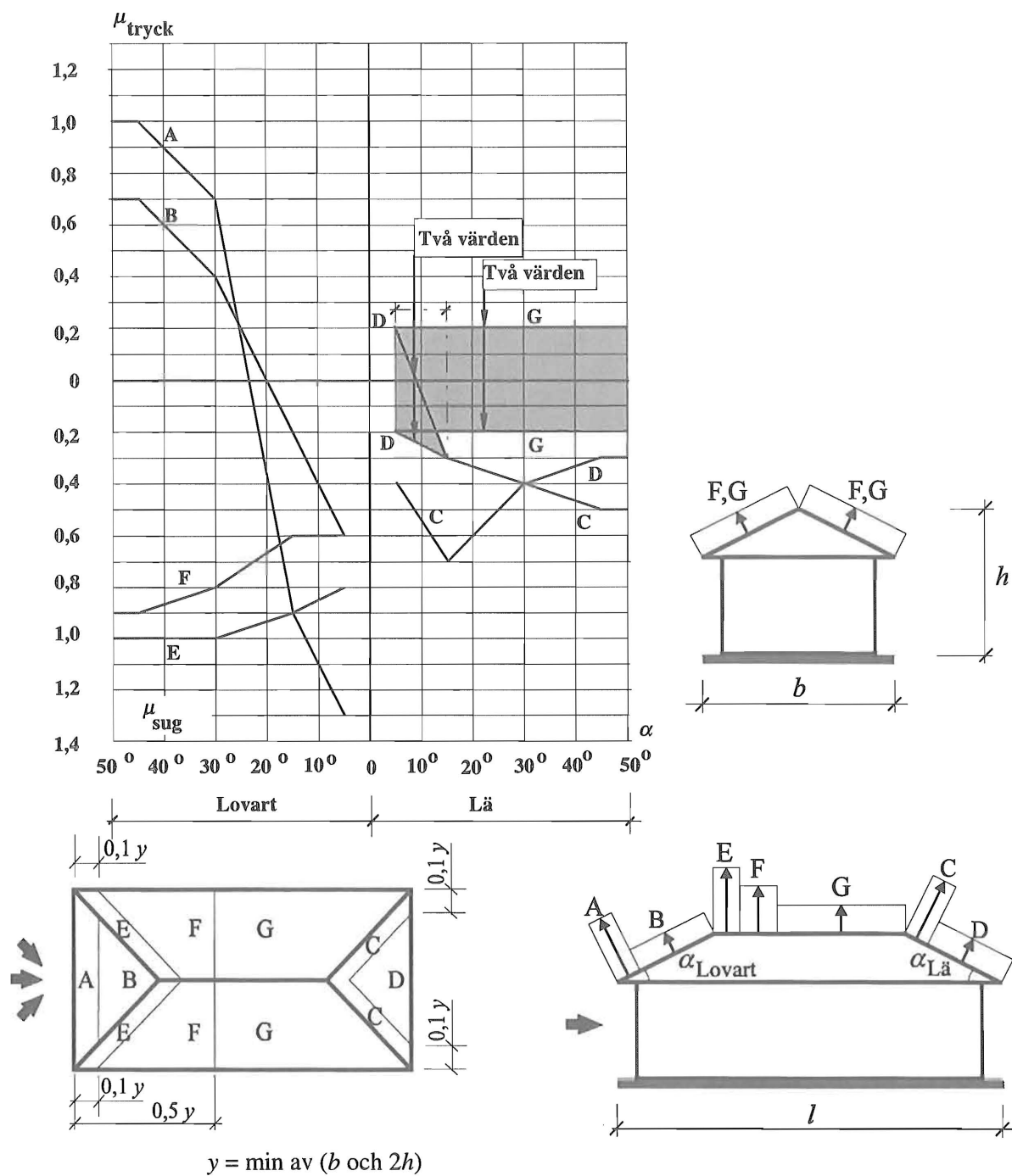
**Figur A2:1h.**

Formfaktorer för pulpettak ( $\alpha > 5^\circ$ ). Vid dimensionering av den yttre beklädnaden och dess fästdon inom randzonerna A och B bör formfaktorerna ökas med 30%. Inom övriga zoner avser formfaktorerna även den yttre beklädnaden och dess fästdon.



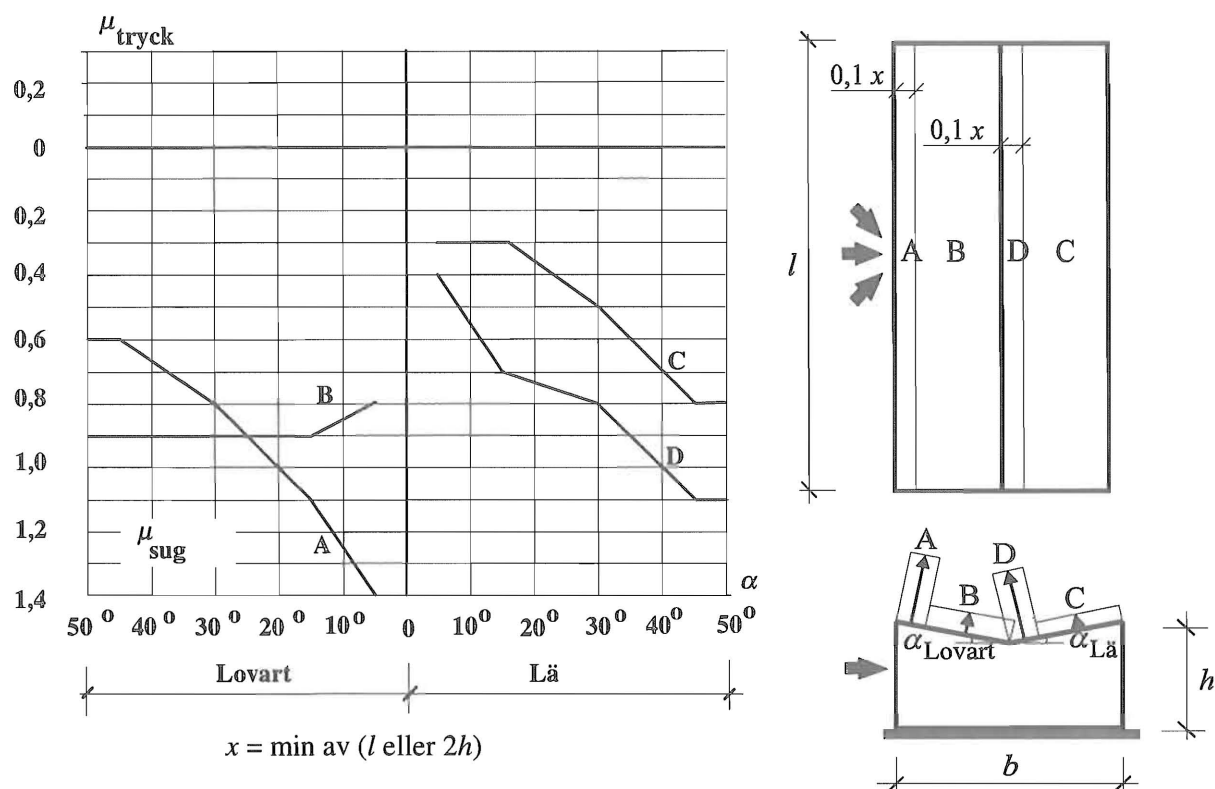
Figur A2:1i.

Formfaktorer för valmat tak ( $\alpha > 5^\circ$ ). Vid dimensionering av den yttre beklädnaden och dess fästdon inom randzonen A bör formfaktorerna ökas med 30%. Inom övriga zoner avser formfaktorerna även den yttre beklädnaden och dess fästdon.



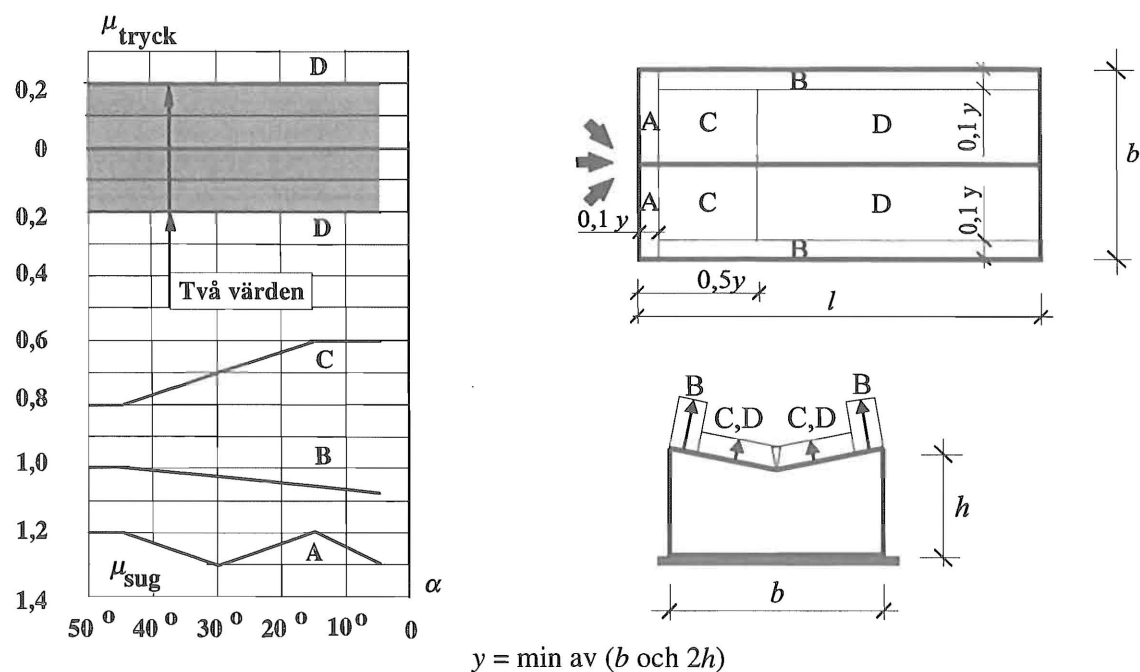
Figur A2:1j.

Formfaktorer för valmat tak ( $\alpha > 5^\circ$ ). Vid dimensionering av den yttre beklädnaden och dess fästdon inom randzonen A bör formfaktorerna ökas med 30%. Inom övriga zoner avser formfaktorerna även den yttre beklädnaden och dess fästdon.



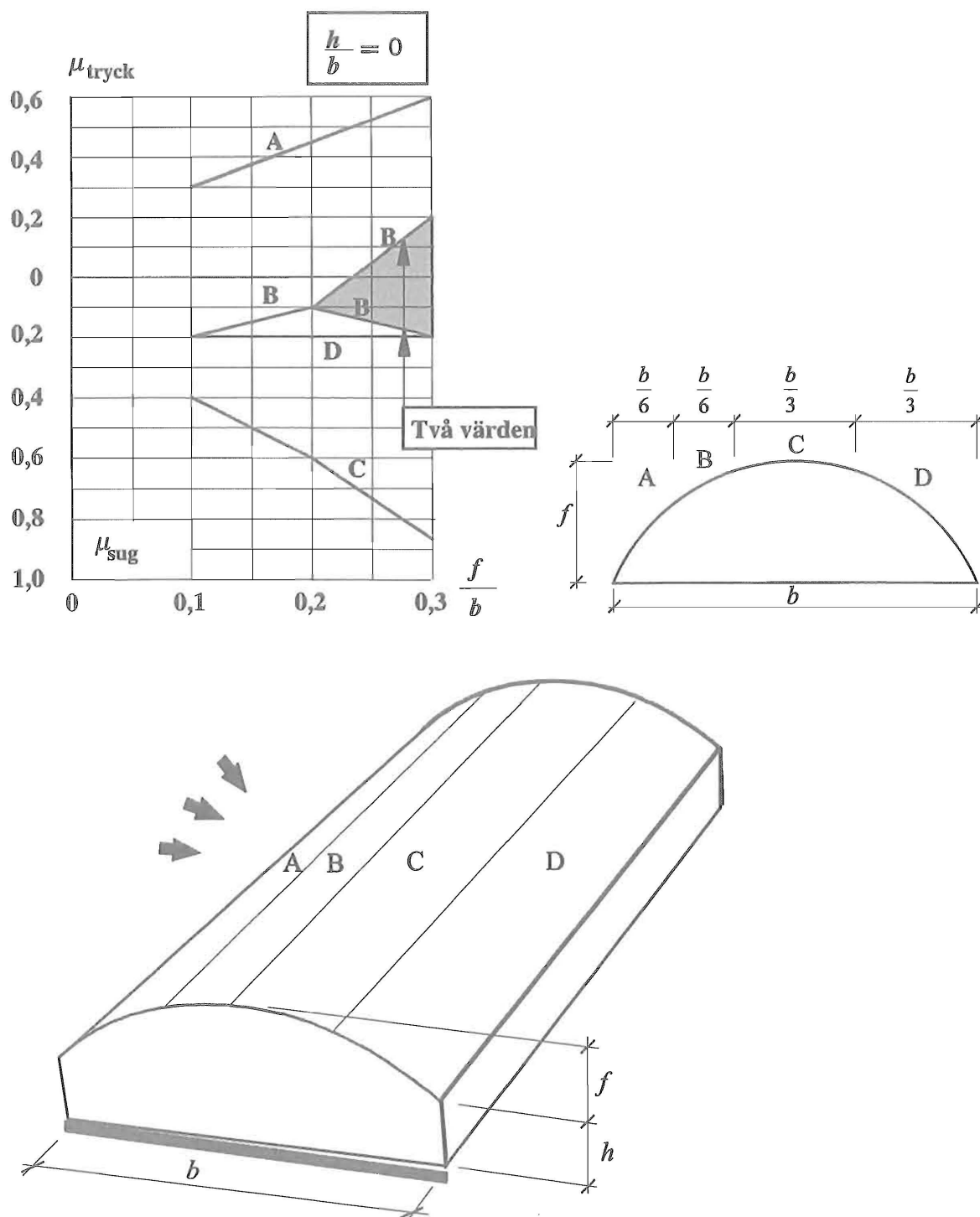
Figur A2:1k.

Formfaktorer för motfallstak ( $\alpha > 5^\circ$ ). Vid dimensionering av den yttre beklädnaden och dess fästdon inom randzonen A bör formfaktorerna ökas med 30%. Inom övriga zoner avser formfaktorerna även den yttre beklädnaden och dess fästdon.



Figur A2:1l.

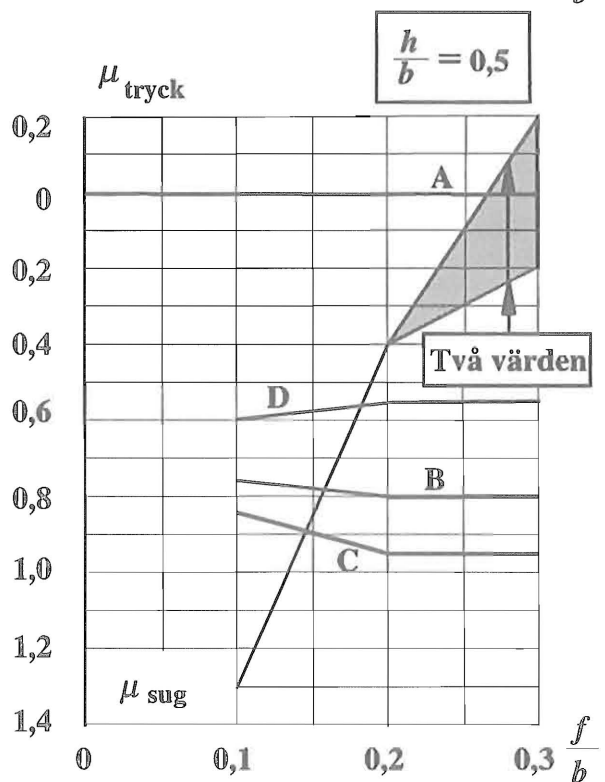
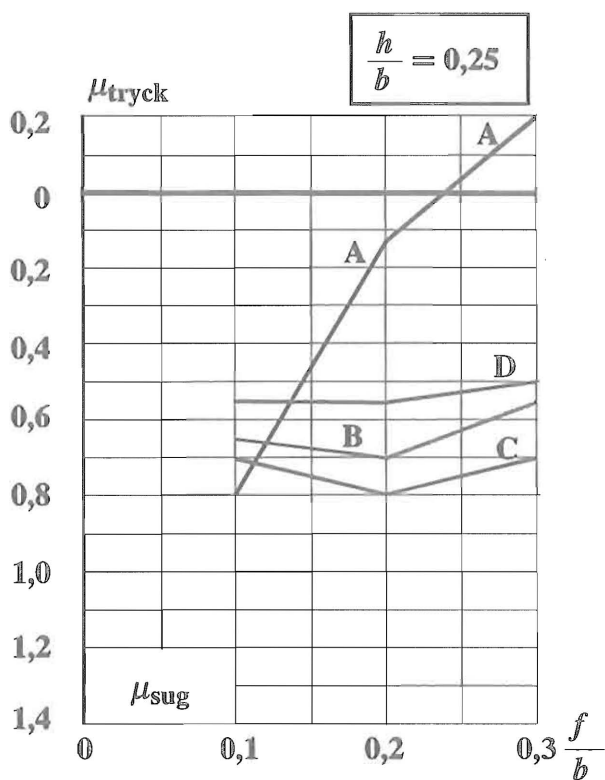
Formfaktorer för motfallstak ( $\alpha > 5^\circ$ ). Vid dimensionering av den yttre beklädnaden och dess fästdon inom randzonen A och B bör formfaktorerna ökas med 30%. Inom övriga zoner avser formfaktorerna även den yttre beklädnaden och dess fästdon.



Figur A2:1m.

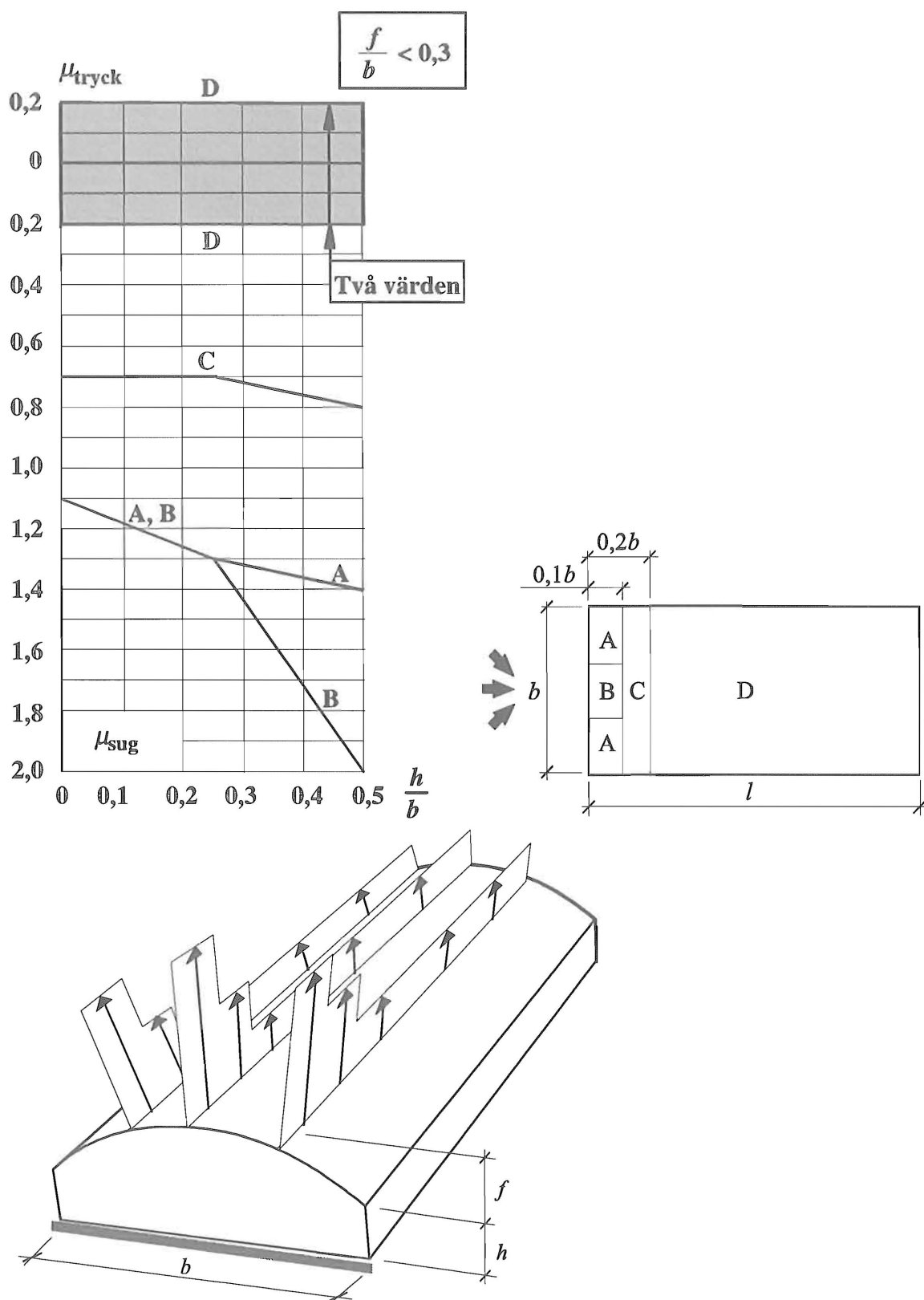
Formfaktorer för bågtag med  $h/b = 0$ . Vid dimensionering av den yttre beklädnaden och dess fästdon inom randzon A bör formfaktorn ökas med 30%. Inom övriga zoner avser formfaktorerna även den yttre beklädnaden och dess fästdon.





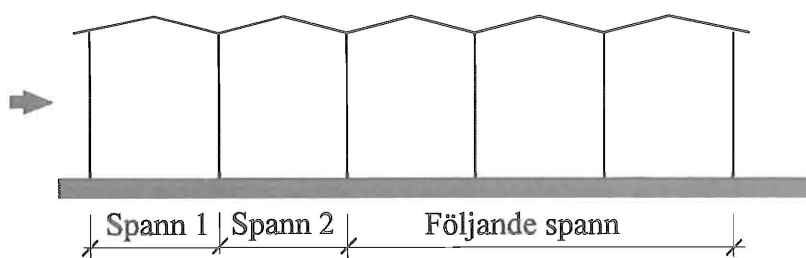
Figur A2:1n.

Formfaktorer för bågtak med  $h/b = 0,25$  resp  $0,5$ . Vid dimensionering av den yttre beklädnaden och dess fästdon inom randzon A bör formfaktorn ökas med 30%. Inom övriga zoner avser formfaktorena även den yttre beklädnaden och dess fästdon.



Figur A2:10.

Formfaktorer för bågtag. Vid dimensionering av den yttre beklädnaden och dess fästdon inom randzon A och B bör formfaktorerna ökas med 30%. Inom övriga zoner avser formfaktorerna även den yttre beklädnaden och dess fästdon.



	Spann 1	Spann 2	Följande spann
Reduktionsfaktor	1,0	0,8	0,6

Figur A2:1p.

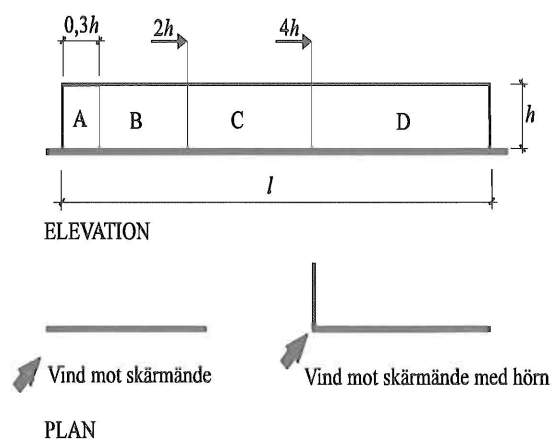
Reduktionsfaktorer för multipeltak oavsett takform.

## A2:2 Skärmar

Formfaktorn  $\mu_{\text{tot}}$  för vindlast mot skärmar kan för två värden på  $A_f/A$  väljas enligt figur A2:2a.

$A$  är skärmens bruttoarea  $hl$

$A_f$  är skärmens nettoarea.



$A_f/A$	Typ	Område			
		A	B	C	D
$\geq 0,8$	Vind mot skärmände utan hörn	3,4	2,1	1,7	1,2
$\geq 0,8$	Vind mot skärmände med hörn	2,1	1,8	1,4	1,2
$< 0,8$	Alla skärmar	$1,2 \frac{A_f}{A}$			

Figur A2:2a.

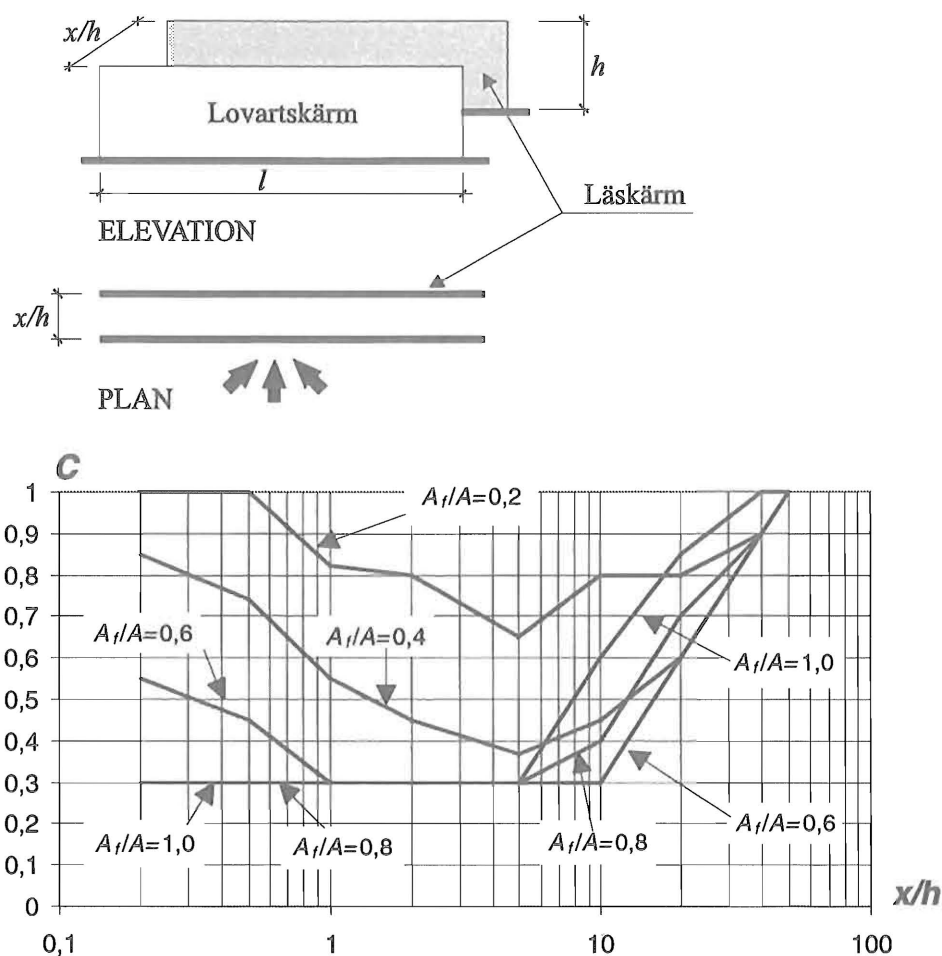
Formfaktorn  $\mu_{\text{tot}}$  för skärmar.

När det från den anblåsta sidan finns en skyddande skärm, kan vindlasten reduceras för bakomliggande skärmar. Reduktionsfaktorn  $C$  beror på avståndet mellan skärmarna samt kvoten  $A_f/A$  för lovartskärmen.  $C$  kan fås ur fig A2:2b.

För läskärmen kan vindlasten skrivas

$$W_k = q_k \mu_{\text{tot}} C A_{\text{lä}} \quad (\text{A2:2a})$$

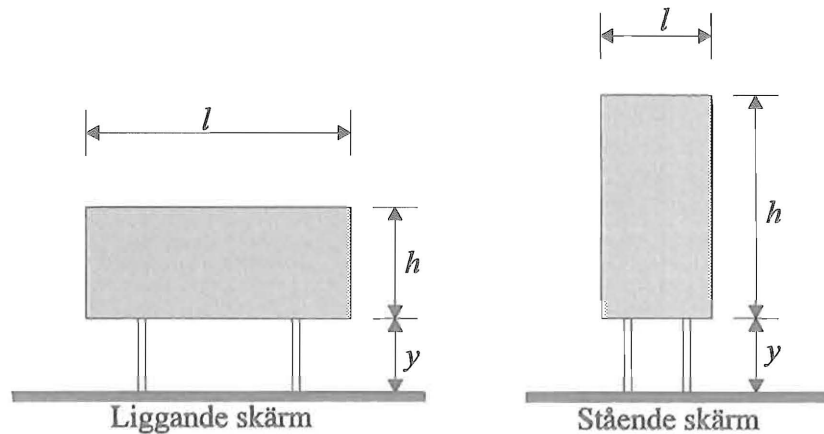
$C$       reduktionsfaktor enligt figur A2:2b  
 $\mu_{\text{tot}}$     formfaktor som kan väljas enligt figur A2:2a  
 $q_k$       karakteristiskt hastighetstryck  
 $A_{\text{lä}}$     läskärmens totala area



Figur A2:2b.

Reduktionsfaktor  $C$  för läskärm,  $A_f/A$  i denna figur avser lovartskärm.

För fristående skärmar utan markkontakt kan formfaktorn  $\mu_{\text{tot}}$  väljas enligt figur A2:2c.



Orientering	Villkor för att inte anses ha markkontakt	$A_f/A \geq 0,8$	$A_f/A < 0,8$
Liggande skärm	$y > h/2$	1,8	$1,2A_f/A$
Stående skärm	$y > h/4$	1,8	$1,2A_f/A$

**Figur A2:2c.**

Formfaktorer  $\mu_{\text{tot}}$  för skärmar utan markkontakt.

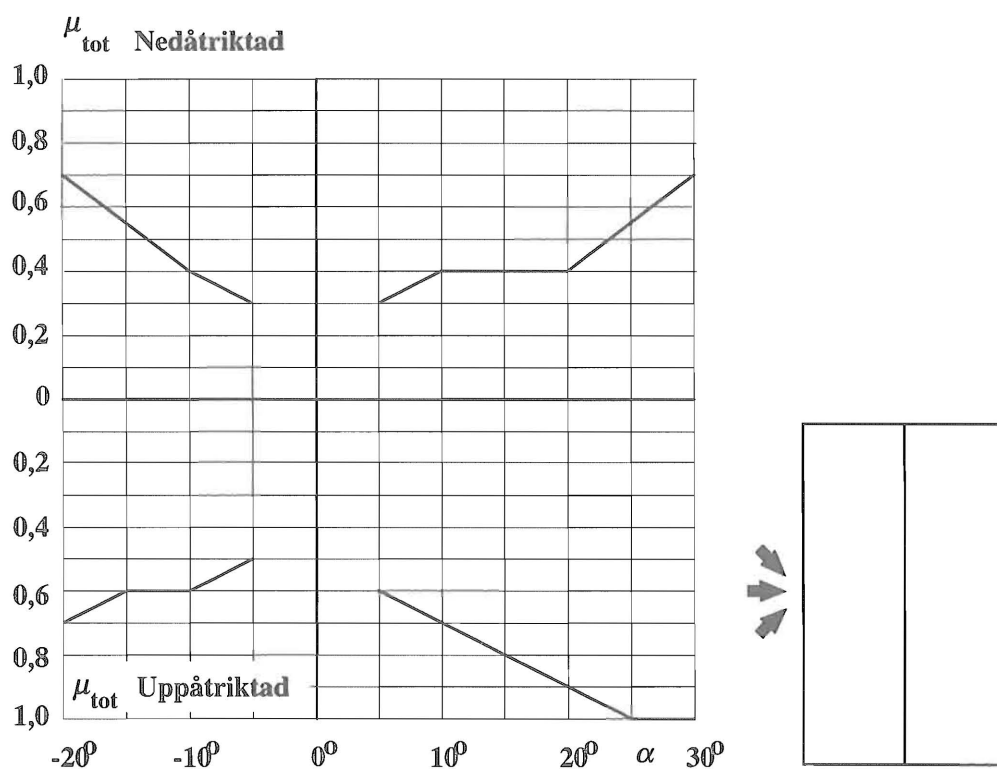
Om avståndet mellan marken och skärmen är mindre än  $y=h/2$  för liggande skärm, respektive mindre än  $y=h/4$  för stående skärm kan värden från fig A2:2a väljas.

## A2:3 Skärmtak

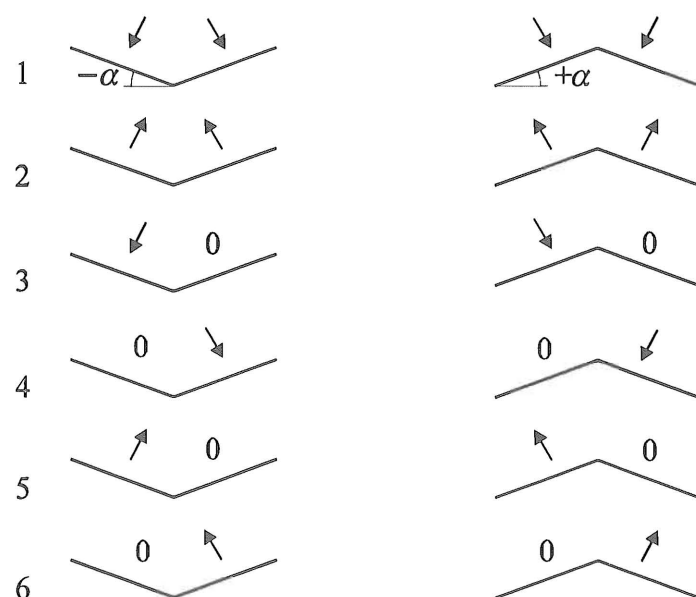
Figur A2:3a och A2:3c bör användas vid dimensionering av den konstruktion som bär upp skärmtaket, t ex pelare och grundkonstruktion.

Figur A2:3b och A2:3d bör användas vid dimensionering av takstol, åsar, yttre beklädnad och dess fästdon.

Figur A2:3e ger en reduktionsfaktor vid bestämning av formfaktorer för byggnad med flera sammanhängande skärmtak.

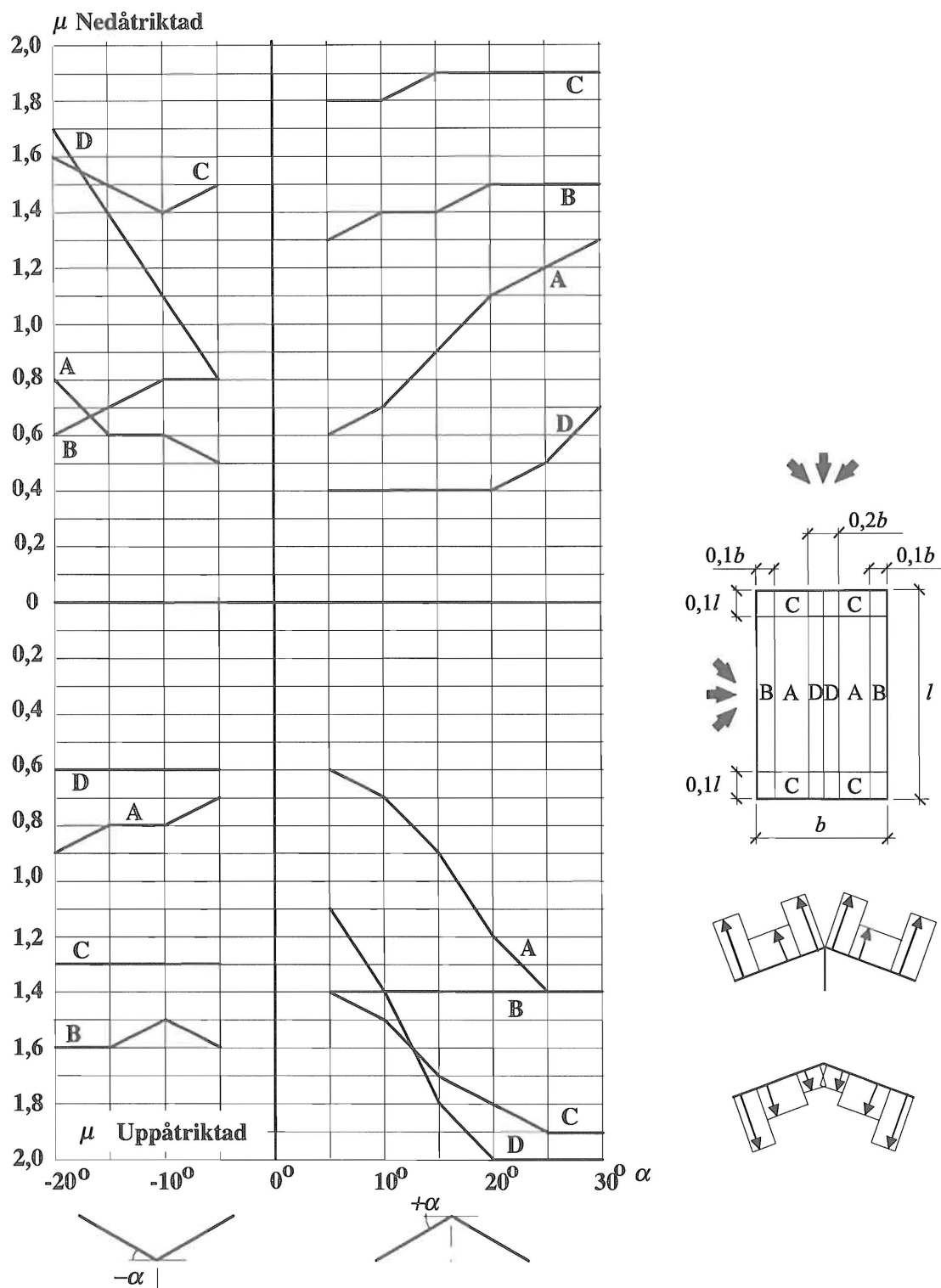


Lastfall att beakta:



Figur A2:3a.

Formfaktorer för skärmtak. Bör användas vid dimensionering av den konstruktion som bär upp skärmtaket, t. ex. pelare och grundkonstruktion.

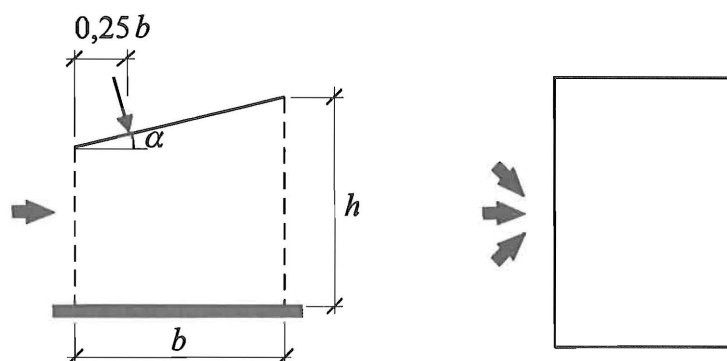
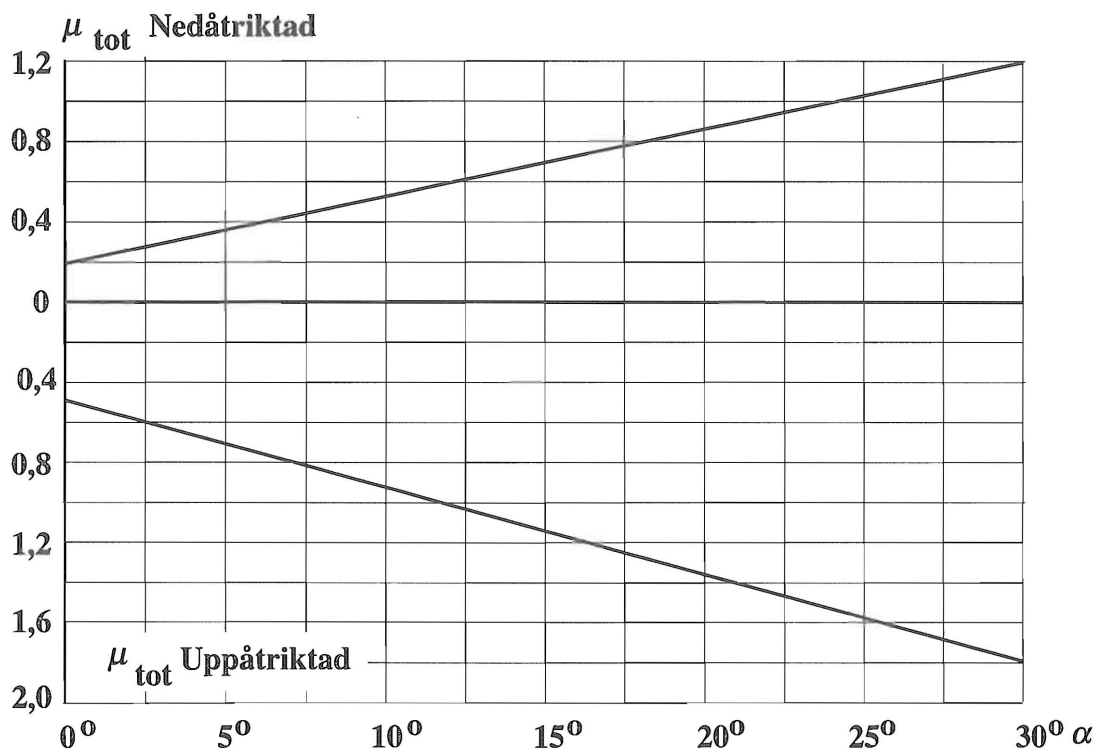


Figur A2:3b.

Formfaktorer för skärmtak ( $\alpha > 5^\circ$ ).

Två lastfall.

Bör användas vid dimensionering av takstolar, åsar, yttre beklädnad och dess fästdon. Inom randzon vid hörn bör det område, B eller C resp. C eller D, väljas som ger det ogynnsammaste lastfallet. Formfaktorerna avser alla vindriktningar.



Figur A2:3c.

Formfaktorer för pulpetskärmtak. Bör användas vid dimensionering av den konstruktion som bär upp skärmtaket, t ex pelare och grundkonstruktion.

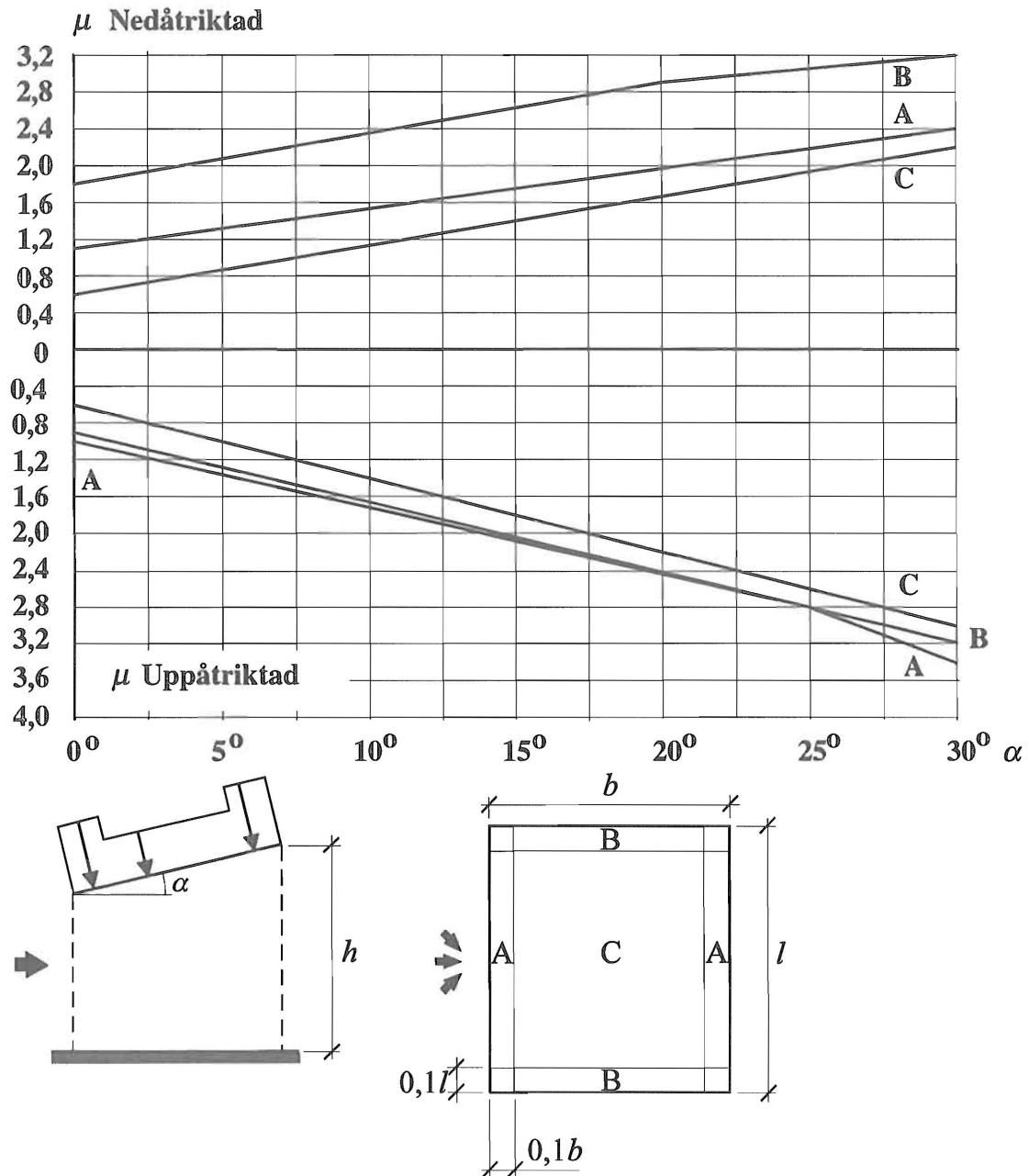
Den nedre figuren visar läget av resulterande vindlast på taket.

För vind från andra hållet kan  $\mu_{tot}$  tas från motfallstaket i figur A2:3a, dvs för negativ taklutning.

Två alternativa lastfall.

Pilen på taket kan även vara motriktad.





Figur A2:3d.

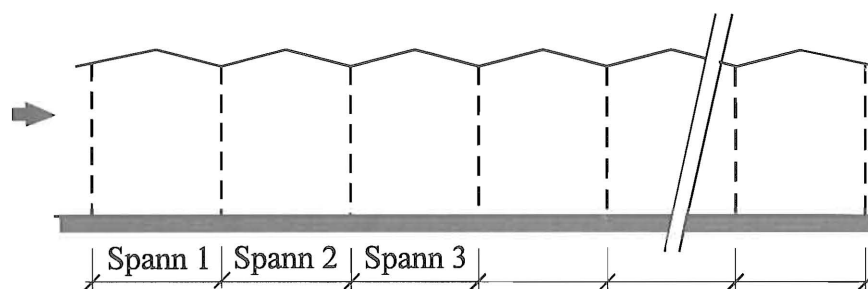
Formfaktorer för pulpetskärtak.

Bör användas vid dimensionering av takstolar, åsar, yttre beklädnad och dess fästdon.

Inom randzon vid hörn bör det område, A eller B, väljas som ger den största nedåt- eller uppåtriktade kraften.

Två alternativa lastfall.

Pilarna på taket kan även vara motriktade.



Reduktionsfaktor för	Spann 1	Spann 2	Spann 3 och följande
Nedåtriktad	1,0	0,87	0,68
Uppåtriktad	0,81	0,64	0,63

Figur A2:3e.

Formfaktorer för multipelskrmtak. Reduktionsfaktorerna gäller även för andra takformer än sadeltak.

## A2:4 Tangentiell vindlast

Vindlastens normala och tangentiella komponent adderas vektoriellt.

Formfaktorn för tangentiell vindlast  $\mu_t$  kan väljas enligt tabell A2:4a. För skärmtak kan  $\mu_t$  sättas till 0,05 oberoende av ytans struktur.

Tabell A2:4a.

Formfaktorn  $\mu_t$  för väggar och tak.

Ytans struktur	$\mu_t$
Slät yta utan korrugering eller profilering vinkelrätt mot vindriktningen	0,01
Yta med sinuskorugering vars generatris går vinkelrätt mot vindriktningen	0,02
Yta med profilering (skarpa kanter) vinkelrätt mot vindriktningen	0,04

## A2:5 Fackverk

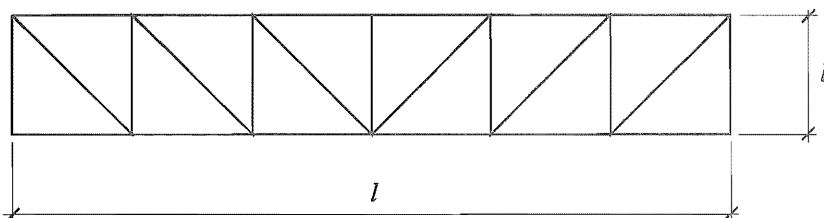
Formfaktorn för vindlast vinkelrätt mot ett plant fackverk enligt figur A2:5a kan sättas till

$\mu_{\text{tot}} = 1,7A_f/A$  för skarpkantade stänger, vinkelstång, plattstång och balkprofil.

$\mu_{\text{tot}} = 1,1A_f/A$  för cirkulära stänger.

$A$  är fackverkets bruttoarea  $lb$

$A_f$  fackverkets nettoarea.



Figur A2:5a.

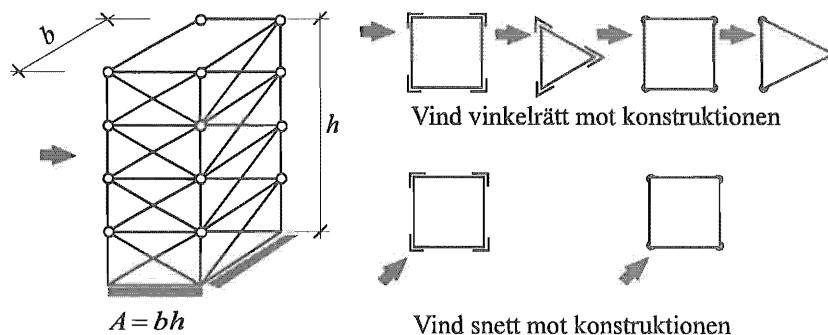
Fackverkets bruttoarea  $A = lb$ .

## A2:6 Fackverksmaster

Formfaktorn  $\mu_{\text{tot}}$  för fackverksmast kan väljas enligt följande under förutsättning att fackverkets frontyta är orienterad vinkelrätt mot vindriktningen, dvs anblåsningsvinkel

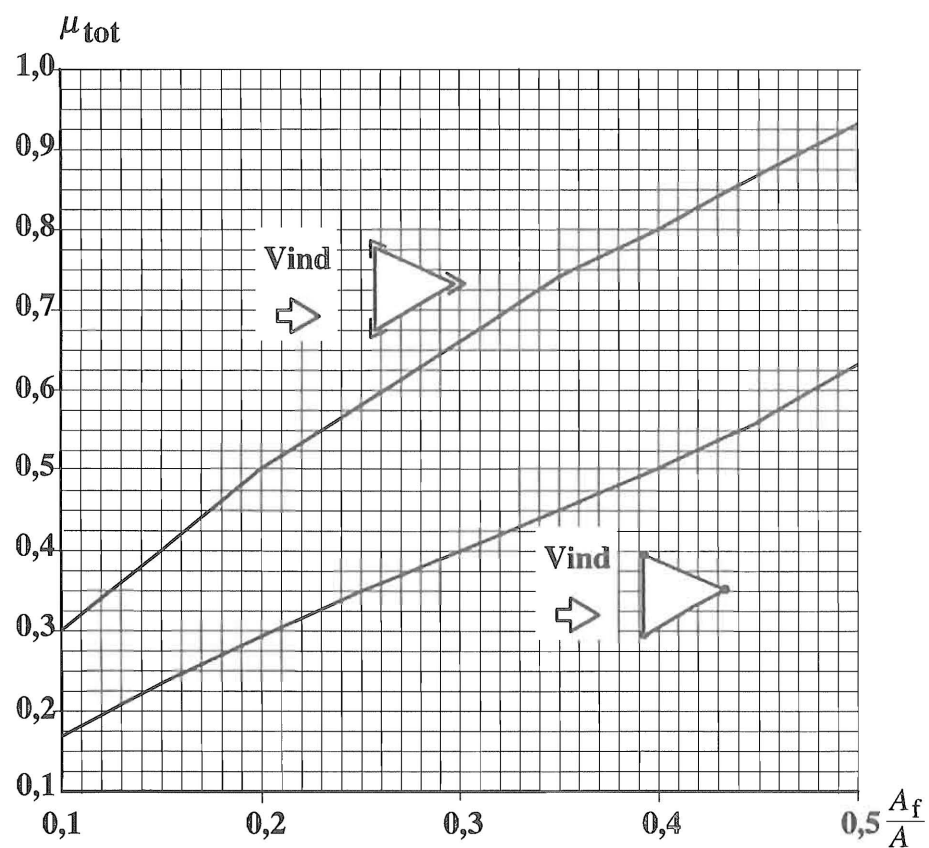
$\alpha = 0^\circ$ . Om vindriktningen inte är vinkelrät mot fackverkets frontyta,  $\alpha > 20^\circ$ , bör  $\mu_{\text{tot}}$  ökas med 20% för fackverksmaster med rektangulärt tvärsnitt. För mellanliggande värden på  $\alpha$  interpoleras rätlinjigt.

Kvoten  $A_f/A$  har samma innebörd som i föregående avsnitt.



Figur A2:6a.

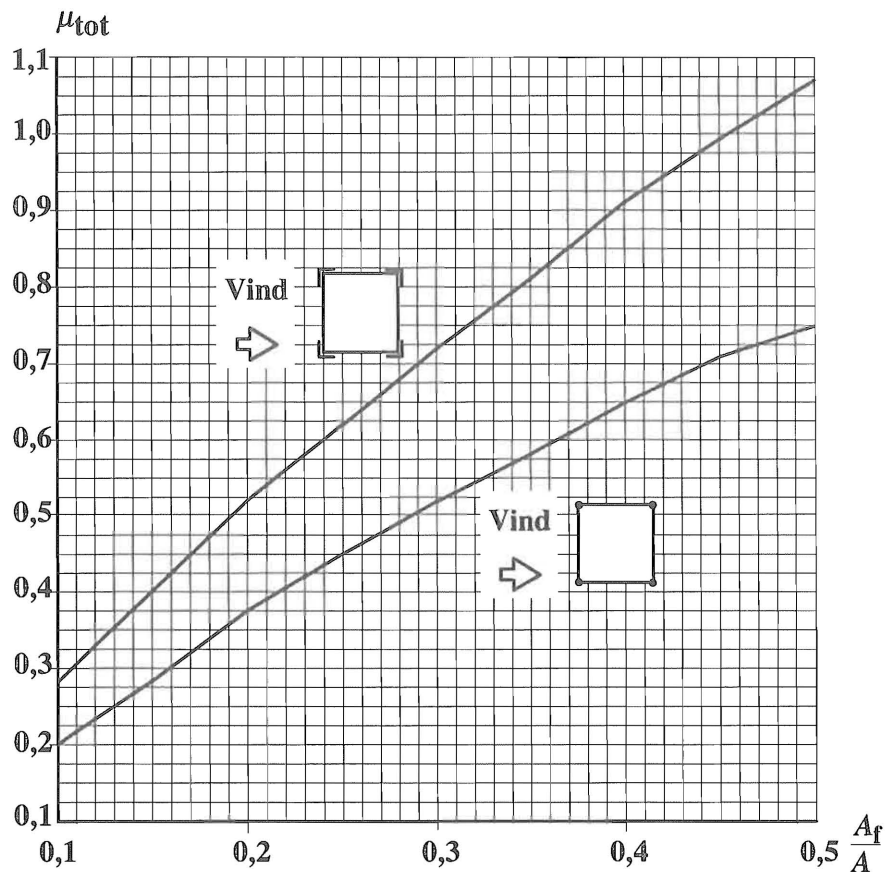
Fackverksmast.



Figur A2:6b.

Triangulär fackverkskonstruktion.  $A_f$  = fackverkets nettoarea vinkelrätt mot vindriktningen.

Den övre (undre) kurvan avser konstruktion med skarpkantade (rundade) stänger i hörnen.



Figur A2:6c.

Kvadratisk fackverkskonstruktion.  $A_f$ =fackverkets nettoarea vinkelrätt mot vindriktningen.

Den övre (undre) kurvan avser konstruktion med skarpkantade (rundade) stänger i hörnen.

Om vinden blåser i en vinkel mot konstruktionen, se figur A2:6a, bör formfaktorerna ökas med 20%.

## A2:7 Stänger, cylindrar, kablar etc.

Tabell A2:7a i detta avsnitt avser formfaktorer för enskilda stänger med små tvärmått, typiskt 200 mm. Övriga tabeller och diagram avser även stänger/element med stora tvärmått, t.ex. skorstenar.

För enskilda stänger kan vindlasten skrivas

$$W_k = C_k \mu_{\text{tot}} q_k A \quad (\text{A2:7a})$$

$C_k$  reduktionsfaktor enligt tabell A2:7a, som gäller för  $Re \leq 3 \cdot 10^5$ .  $C_k$  beror på randvillkoren enligt figur A2:7a. För  $Re > 3 \cdot 10^5$  är  $C_k = 1,0$ .

$\mu_{\text{tot}}$  formfaktor som kan sättas till 2,0 för skarpkantade stänger. För cylinderformade stänger gäller figur A2:7b.

$q_k$  hastighetstryck

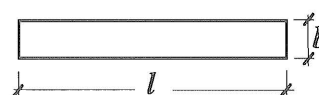
$A$  vindbelastad area

$Re$  Reynolds tal enligt avsnitt 3:41

Tabell A2:7a.

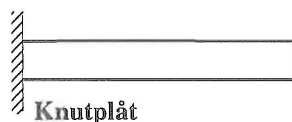
Reduktionsfaktorn  $C_k$  som funktion av  $\lambda$ .

$\lambda$	$\leq 2$	6	12	$\geq 20$
$C_k$	0,60	0,80	0,90	1,0



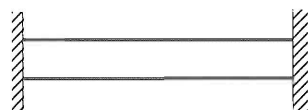
Fri strömning över båda ändarna.

$$\lambda = \frac{l}{b}$$



Fri strömning över en ände.

$$\lambda = 2 \frac{l}{b}$$



Fri strömning förhindrad.

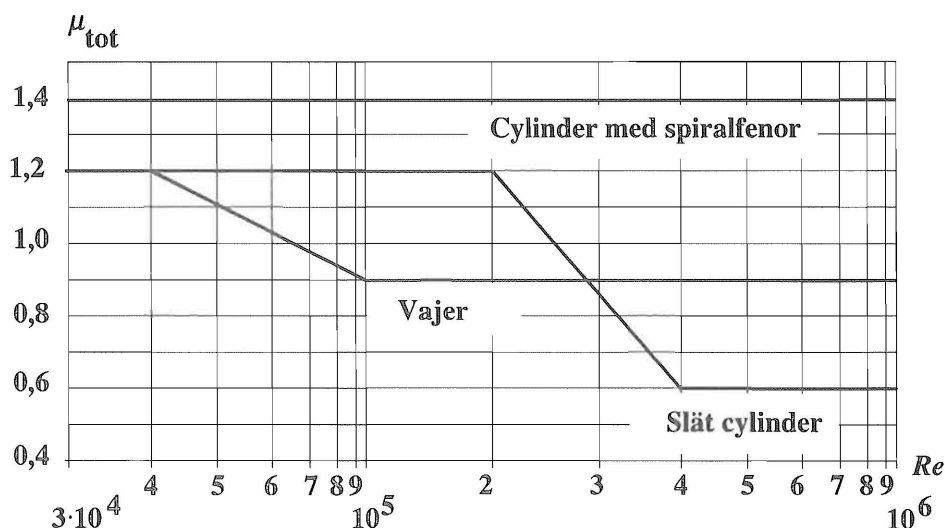
$$\lambda = \infty$$

Figur A2:7a.

Definition av parametrarna i tabell a.

För cylindriska element kan  $\mu_{\text{tot}}$  väljas ur följande figur A2:7b med reduktionsfaktorn  $C_k$  ur tabell A2:7a. Dessa värden avser även element med stora tvärmått, t.ex. skorstenar.

För spiralförsedd del av konstruktion kan formfaktorn  $\mu$  vid beräkning av vindstöt sättas till 1,4 om vindarean baseras på manteldiametern  $d$ .



Figur A2:7b.

Formfaktorn  $\mu_{\text{tot}}$  för cylindriska element.

Värdena gäller för vajer med minst 7 trådar.

**Cylindriska element med ojämn yta och  $Re < 3 \cdot 10^5$** 

För cylindriska element med ojämn yta och  $Re < 3 \cdot 10^5$  kan  $\mu_{\text{tot}}$  väljas ur figur A2:7b och reduktionsfaktorn  $C_k$  enligt tabell A2:7a.

**Cylindriska element med ojäm yta och  $Re > 3 \cdot 10^5$** 

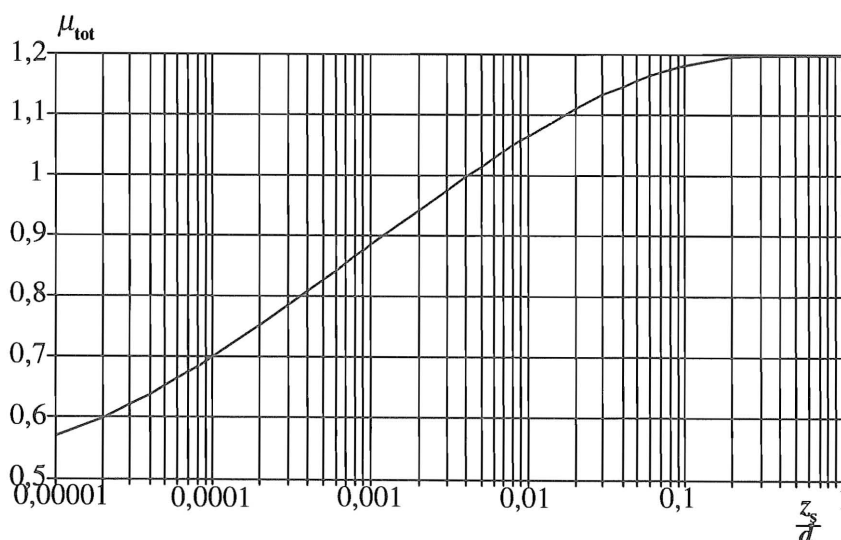
För cylindriska element med ojäm yta och  $Re > 3 \cdot 10^5$  kan  $\mu_{\text{tot}}$  beräknas enligt ekv. A2:7b - eller direkt väljas ur figur A2:7c - med reduktionsfaktorn  $C_k = 1,0$ . Formfaktorn  $\mu_{\text{tot}}$  beror på ytans råhet  $z_s$ , se tabell A2:7b.

$$\mu_{\text{tot}} = 1,176 - 0,0857^{10} \log \frac{z_s}{d} - 0,0902 \left( 10 \log \frac{z_s}{d} \right)^2 - 0,00976 \left( 10 \log \frac{z_s}{d} \right)^3 \quad \frac{z_s}{d} \leq 0,31 \quad (\text{A2:7b})$$

$$\mu_{\text{tot}} = 1,2 \quad \frac{z_s}{d} > 0,31 \quad (\text{A2:7c})$$

**Tabell A2:7b**  
**Råhetsfaktor  $z_s$**

Ytstruktur	$z_s$ (mm)
Glas	$1,5 \cdot 10^{-3}$
Polerad metall	$2,0 \cdot 10^{-3}$
Målad yta	$6,0 \cdot 10^{-3} \leq z_s \leq 2,0 \cdot 10^{-2}$
Valsad yta	$5,0 \cdot 10^{-2}$
Gjutjärn, förzinkad yta, och jämn betongyta	$2,0 \cdot 10^{-1}$
Ojämn betongyta	1
Rostig yta	0,5 - 2
Tegel	3
Profilerad plåt	Profilhöjden



**Figur A2:7c.**

Formfaktorn  $\mu_{\text{tot}}$  för cylindriska element om  $Re > 3 \cdot 10^5$ . Värden på  $z_s$  enligt tabell A2:7b. Reduktionsfaktorn  $C_k$  enligt tabell A2:7a kan sättas till 1,0.

## A2:8 Sfärer

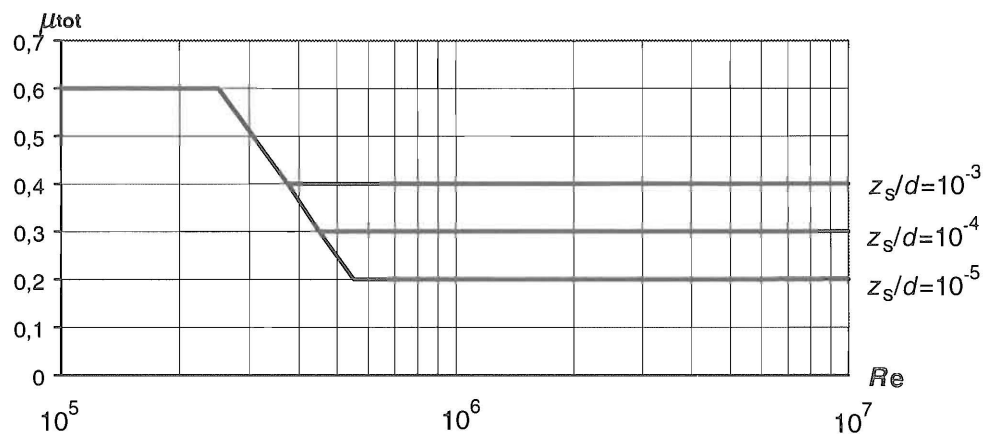
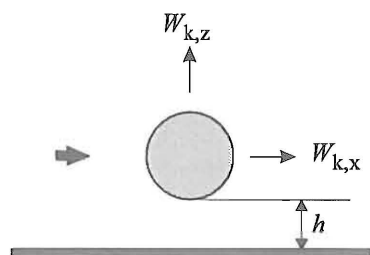
För en fristående sfär med  $h > d/2$  kan vindlasten i vindriktningen skrivas

$$W_{k,x} = q_k \mu_{\text{tot}} A \quad (\text{A2:8a})$$

$\mu_{\text{tot}}$  formfaktor som kan väljas enligt figur A2:8a.

$q_k$  hastighetstryck

$A$  vindbelastad area,  $A = \pi d^2/4$  där  $d$  = sfärens diameter



**Figur A2:8a.**

Formfaktor i vindriktningen för fristående sfärer  $h > d/2$ .

Formfaktor i vindriktningen för sfärer med  $h < d/2$  erhålls genom att multiplicera  $\mu_{\text{tot}}$  med en faktor 1,6.

Vindlasten tvärs vindriktningen kan skrivas

$$W_{k,x} = q_k \mu_{\text{tot},z} A \quad (\text{A2:8b})$$

där  $\mu_{\text{tot},z} = 0,6$  om  $h < d/2$

$\mu_{\text{tot},z} = 0$  om  $h > d/2$



## A3 Invändig vindlast

Resulterande vindlast på ett element bestäms av summan av inre och yttre vindlast.

Inre vindlast får antas vara jämnt fördelad över väggar och tak, dvs inga randeffekter som för yttre vindlast.

För byggnader med stora öppningar i någon vägg eller del av tak kan formfaktorn för inre vindlast beräknas ur

$$\mu_{\text{int}} = 0,75 \mu \quad (\text{A3a})$$

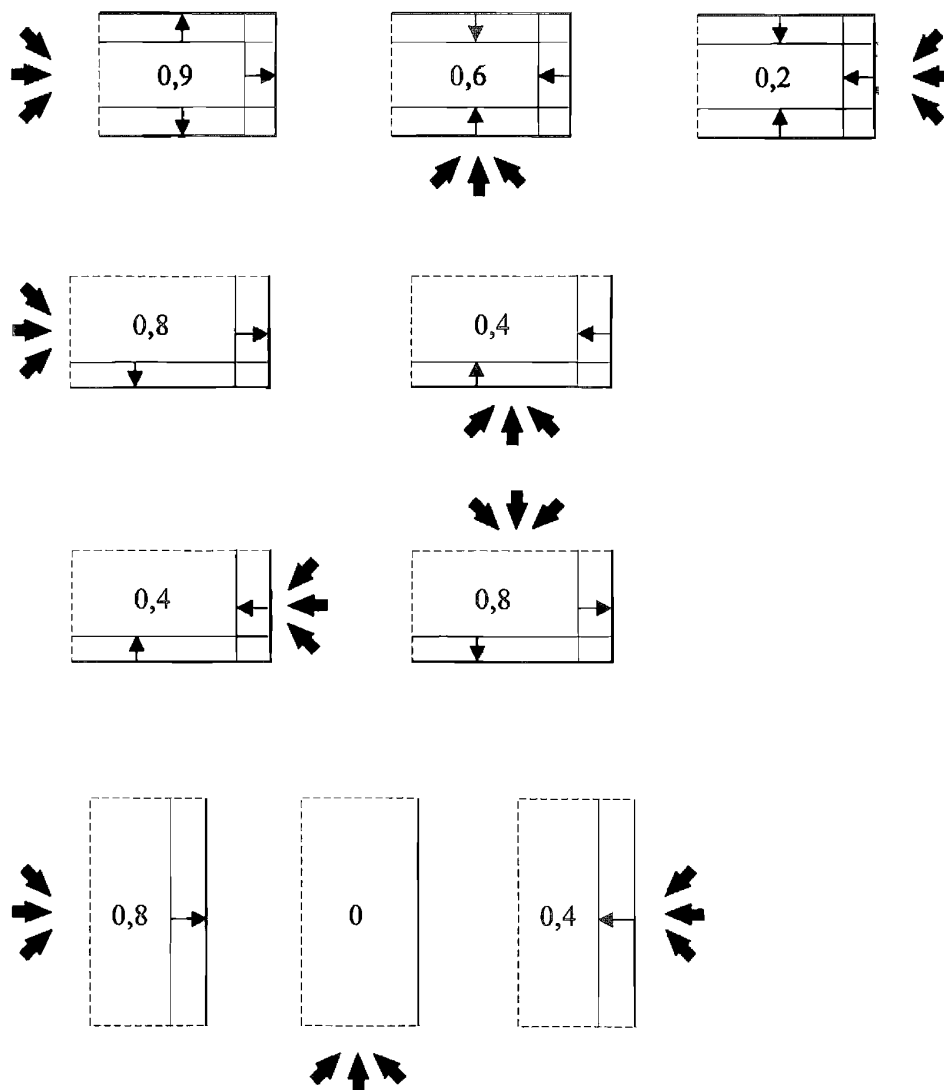
Med  $\mu$  avses formfaktorer i bilaga A2 nära den stora öppningen.

En öppning i en vägg är stor om den är  $\geq 0,2$  % av summan av övriga väggareor.

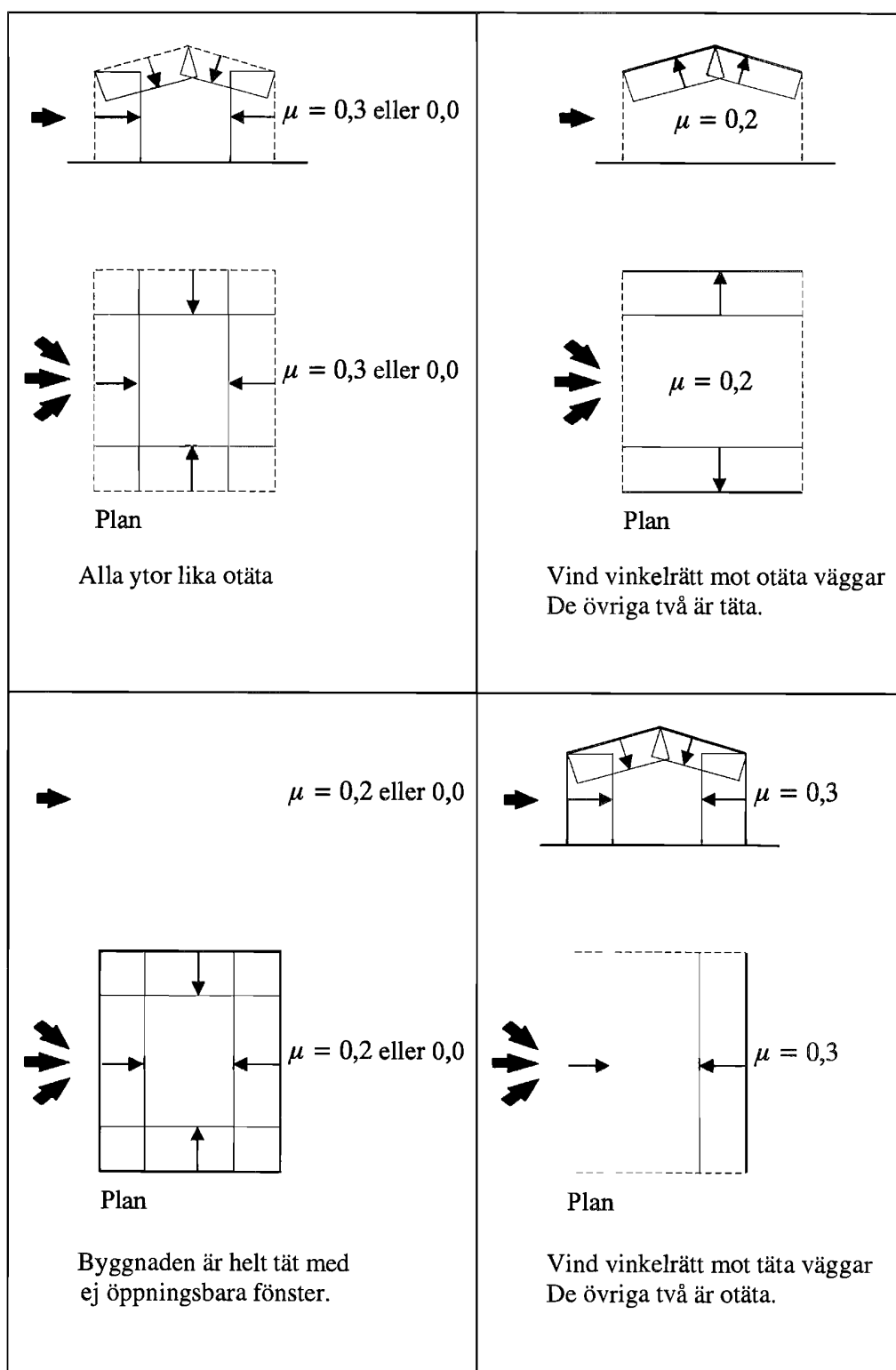
Lägg märke till att fig A3a och A3b inte är exempel på ekv. A3a.

En byggnad kan bedömas som otät om den totala öppningsarean är större än ca 0,2 % av den totala arean.

Figur A3a och A3b visar några exempel på formfaktorer för invändig vindlast.



**Figur A3a.**  
Formfaktorer för invändig vindlast. En, två eller tre sidor öppna.



**Figur A3b.**  
**Formfaktorer för invändig vindlast.**

## Bilaga B. Basdata för $v_{ref}$

Tabell Ba.

Referensvindhastigheten  $v_{ref}$  i m/s enligt basdata från SMHI i dec 1993.

Lat, latitud i grader. Lg, longitud i grader.

Tabell 2:21a är baserad på dessa basdata.

Lat	Lg	$v_{ref}$	Lat	Lg	$v_{ref}$	Lat	Lg	$v_{ref}$	Lat	Lg	$v_{ref}$	Lat	Lg	$v_{ref}$
58,5	11,0	25,0	64,0	12,0	27,3	65,5	15,0	23,7	59,5	18,0	24,0	66,5	20,0	20,7
57,5	12,0	25,0	59,0	13,0	23,8	66,0	15,0	25,1	60,0	18,0	23,9	67,0	20,0	22,0
58,0	12,0	25,5	59,5	13,0	22,7	66,5	15,0	24,9	60,5	18,0	23,7	67,5	20,0	22,2
58,5	12,0	24,8	60,0	13,0	22,3	59,0	16,0	23,5	61,0	18,0	23,8	68,0	20,0	22,1
55,5	13,0	25,9	60,5	13,0	21,4	59,5	16,0	22,9	61,5	18,0	23,3	68,5	20,0	23,4
56,0	13,0	25,7	61,0	13,0	22,1	60,0	16,0	22,6	62,0	18,0	22,6	69,0	20,0	22,6
56,5	13,0	25,3	61,5	13,0	22,2	60,5	16,0	22,5	62,5	18,0	22,1	64,0	21,0	22,6
57,0	13,0	24,9	62,0	13,0	23,9	61,0	16,0	23,0	63,0	18,0	21,7	64,5	21,0	22,0
57,5	13,0	24,7	62,5	13,0	24,3	61,5	16,0	22,6	63,5	18,0	22,3	65,0	21,0	21,7
58,0	13,0	25,0	63,0	13,0	24,2	62,0	16,0	22,9	64,0	18,0	22,1	65,5	21,0	21,4
58,5	13,0	24,3	63,5	13,0	25,2	62,5	16,0	23,0	64,5	18,0	22,8	66,0	21,0	21,5
55,5	14,0	25,8	64,0	13,0	25,3	63,0	16,0	23,0	65,0	18,0	22,6	66,5	21,0	20,8
56,0	14,0	25,3	64,5	13,0	26,3	63,5	16,0	23,4	65,5	18,0	22,0	67,0	21,0	21,6
56,5	14,0	24,8	59,0	14,0	23,8	64,0	16,0	22,9	66,0	18,0	22,3	67,5	21,0	21,4
57,0	14,0	24,3	59,5	14,0	22,9	64,5	16,0	23,5	66,5	18,0	22,0	68,0	21,0	21,1
57,5	14,0	24,2	60,0	14,0	22,6	65,0	16,0	23,7	67,0	18,0	24,5	68,5	21,0	22,4
58,0	14,0	24,4	60,5	14,0	21,9	65,5	16,0	23,7	67,5	18,0	25,4	69,0	21,0	22,1
58,5	14,0	23,9	61,0	14,0	22,4	66,0	16,0	24,9	68,0	18,0	25,6	64,5	22,0	22,0
56,5	15,0	24,1	61,5	14,0	22,4	66,5	16,0	25,0	68,5	18,0	26,2	65,0	22,0	21,7
57,0	15,0	23,9	62,0	14,0	23,2	67,0	16,0	26,7	59,0	19,0	24,2	65,5	22,0	21,3
57,5	15,0	23,9	62,5	14,0	23,7	67,5	16,0	26,3	59,5	19,0	24,2	66,0	22,0	21,4
58,0	15,0	24,1	63,0	14,0	23,7	59,0	17,0	23,5	60,0	19,0	24,3	66,5	22,0	20,8
58,5	15,0	23,9	63,5	14,0	24,7	59,5	17,0	23,0	60,5	19,0	24,1	67,0	22,0	21,5
56,5	16,0	23,6	64,0	14,0	24,8	60,0	17,0	22,7	63,0	19,0	21,5	67,5	22,0	21,2
57,0	16,0	23,6	64,5	14,0	25,8	60,5	17,0	22,4	63,5	19,0	22,1	68,0	22,0	20,8
57,5	16,0	23,8	65,0	14,0	25,7	61,0	17,0	22,7	64,0	19,0	21,9	68,5	22,0	21,7
58,0	16,0	24,1	65,5	14,0	25,5	61,5	17,0	22,4	64,5	19,0	22,6	65,5	23,0	22,1
58,5	16,0	24,0	66,0	14,0	27,3	62,0	17,0	22,7	65,0	19,0	22,3	66,0	23,0	22,2
57,5	18,5	23,7	59,0	15,0	23,5	62,5	17,0	22,6	65,5	19,0	21,7	66,5	23,0	22,0
59,0	11,0	23,8	59,5	15,0	22,5	63,0	17,0	22,4	66,0	19,0	21,9	67,0	23,0	21,6
59,5	11,0	22,9	60,0	15,0	22,3	63,5	17,0	22,8	66,5	19,0	21,6	67,5	23,0	21,4
59,0	12,0	23,9	60,5	15,0	21,9	64,0	17,0	22,3	67,0	19,0	24,0	68,0	23,0	21,4
59,5	12,0	22,9	61,0	15,0	22,6	64,5	17,0	22,9	67,5	19,0	25,0	68,5	23,0	21,6
60,0	12,0	22,6	61,5	15,0	22,3	65,0	17,0	22,9	68,0	19,0	25,4	66,0	24,0	22,4
60,5	12,0	22,0	62,0	15,0	22,5	65,5	17,0	22,9	68,5	19,0	26,3	66,5	24,0	22,0
61,0	12,0	22,8	62,5	15,0	22,7	66,0	17,0	24,2	63,5	20,0	21,7	67,0	24,0	21,7
61,5	12,0	24,9	63,0	15,0	22,5	66,5	17,0	24,3	64,0	20,0	21,5	67,5	24,0	21,4
62,0	12,0	26,5	63,5	15,0	23,4	67,0	17,0	26,4	64,5	20,0	22,0	68,0	24,0	21,0
62,5	12,0	26,0	64,0	15,0	23,3	67,5	17,0	26,4	65,0	20,0	21,5			
63,0	12,0	25,6	64,5	15,0	24,1	68,0	17,0	25,5	65,5	20,0	21,0			
63,5	12,0	26,4	65,0	15,0	24,0	59,0	18,0	23,8	66,0	20,0	21,3			

## Bilaga C.

### Karakteristiskt hastighetstryck $q_k$

Tabell Ca.

Karakteristiskt hastighetstryck  $q_k = C_{dyn} C_{exp} q_{ref}$  i  $\text{kN/m}^2$  för  $\rho = 1,25 \text{ kg/m}^3$  och

med

$C_{dyn}$  enligt ekv. 2:33a

$C_{exp}$  enligt ekv. 2:23b

$q_{ref}$  enligt ekv. 2:32a

för  $v_{ref} = 21, 22$  resp  $23 \text{ m/s}$ .

Höjd $h$ (m)	$v_{ref} = 21 \text{ m/s}$				$v_{ref} = 22 \text{ m/s}$				$v_{ref} = 23 \text{ m/s}$			
	Terrängtyp				Terrängtyp				Terrängtyp			
	I	II	III	IV	I	II	III	IV	I	II	III	IV
2	0,48	0,45	0,41	0,39	0,52	0,50	0,45	0,42	0,57	0,54	0,49	0,46
4	0,57	0,45	0,41	0,39	0,63	0,50	0,45	0,42	0,69	0,54	0,49	0,46
8	0,68	0,56	0,41	0,39	0,74	0,61	0,45	0,42	0,81	0,67	0,49	0,46
12	0,74	0,63	0,48	0,39	0,81	0,69	0,52	0,42	0,89	0,75	0,57	0,46
16	0,79	0,68	0,53	0,39	0,86	0,74	0,58	0,42	0,94	0,81	0,63	0,46
20	0,82	0,71	0,57	0,43	0,90	0,78	0,63	0,47	0,99	0,86	0,69	0,51
25	0,86	0,76	0,61	0,47	0,95	0,83	0,67	0,52	1,03	0,91	0,74	0,57
30	0,89	0,79	0,65	0,51	0,98	0,87	0,72	0,56	1,07	0,95	0,78	0,61
35	0,92	0,82	0,68	0,54	1,01	0,90	0,75	0,59	1,10	0,98	0,82	0,65
40	0,94	0,84	0,71	0,57	1,04	0,93	0,78	0,62	1,13	1,01	0,85	0,68
45	0,97	0,87	0,74	0,59	1,06	0,95	0,81	0,65	1,16	1,04	0,88	0,71
50	0,98	0,89	0,76	0,62	1,08	0,97	0,83	0,68	1,18	1,06	0,91	0,74
55	1,00	0,91	0,78	0,64	1,10	0,99	0,86	0,70	1,20	1,09	0,93	0,76
60	1,02	0,92	0,80	0,66	1,12	1,01	0,88	0,72	1,22	1,11	0,96	0,79
65	1,03	0,94	0,82	0,67	1,13	1,03	0,90	0,74	1,24	1,13	0,98	0,81
70	1,05	0,95	0,83	0,69	1,15	1,05	0,91	0,76	1,26	1,15	1,00	0,83
75	1,06	0,97	0,85	0,71	1,16	1,06	0,93	0,78	1,27	1,16	1,02	0,85
80	1,07	0,98	0,86	0,72	1,18	1,08	0,95	0,79	1,29	1,18	1,04	0,87
85	1,08	0,99	0,88	0,74	1,19	1,09	0,96	0,81	1,30	1,19	1,05	0,88
90	1,10	1,01	0,89	0,75	1,20	1,10	0,98	0,82	1,31	1,21	1,07	0,90
95	1,11	1,02	0,90	0,76	1,21	1,12	0,99	0,84	1,33	1,22	1,08	0,92
100	1,12	1,03	0,92	0,78	1,22	1,13	1,00	0,85	1,34	1,23	1,10	0,93

Tabell Cb.

Karakteristiskt hastighetstryck  $q_k = C_{dyn} C_{exp} q_{ref}$  i  $\text{kN/m}^2$  för  $\rho = 1,25 \text{ kg/m}^3$  och med

$C_{dyn}$  enligt ekv. 2:33a

$C_{exp}$  enligt ekv. 2:23b

$q_{ref}$  enligt ekv. 2:32a

för  $v_{ref} = 24, 25$  resp  $26 \text{ m/s}$ .

Höjd $h$ (m)	$v_{ref} = 24 \text{ m/s}$				$v_{ref} = 25 \text{ m/s}$				$v_{ref} = 26 \text{ m/s}$			
	Terrängtyp				Terrängtyp				Terrängtyp			
	I	II	III	IV	I	II	III	IV	I	II	III	IV
2	0,62	0,59	0,53	0,50	0,68	0,64	0,58	0,55	0,73	0,69	0,62	0,59
4	0,75	0,59	0,53	0,50	0,81	0,64	0,58	0,55	0,88	0,69	0,62	0,59
8	0,88	0,73	0,53	0,50	0,96	0,79	0,58	0,55	1,04	0,86	0,62	0,59
12	0,97	0,82	0,62	0,50	1,05	0,89	0,68	0,55	1,13	0,96	0,73	0,59
16	1,03	0,88	0,69	0,50	1,11	0,96	0,75	0,55	1,21	1,04	0,81	0,59
20	1,08	0,93	0,75	0,56	1,17	1,01	0,81	0,61	1,26	1,10	0,88	0,66
25	1,13	0,99	0,80	0,62	1,22	1,07	0,87	0,67	1,32	1,16	0,94	0,72
30	1,17	1,03	0,85	0,66	1,27	1,12	0,92	0,72	1,37	1,21	1,00	0,78
35	1,20	1,07	0,89	0,70	1,30	1,16	0,97	0,76	1,41	1,25	1,05	0,83
40	1,23	1,10	0,93	0,74	1,34	1,20	1,01	0,80	1,45	1,29	1,09	0,87
45	1,26	1,13	0,96	0,77	1,37	1,23	1,04	0,84	1,48	1,33	1,13	0,91
50	1,29	1,16	0,99	0,80	1,40	1,26	1,08	0,87	1,51	1,36	1,16	0,94
55	1,31	1,18	1,02	0,83	1,42	1,28	1,10	0,90	1,54	1,39	1,19	0,98
60	1,33	1,21	1,04	0,86	1,44	1,31	1,13	0,93	1,56	1,42	1,22	1,01
65	1,35	1,23	1,07	0,88	1,46	1,33	1,16	0,96	1,58	1,44	1,25	1,03
70	1,37	1,25	1,09	0,90	1,48	1,35	1,18	0,98	1,61	1,46	1,28	1,06
75	1,39	1,27	1,11	0,92	1,50	1,37	1,20	1,00	1,63	1,48	1,30	1,08
80	1,40	1,28	1,13	0,94	1,52	1,39	1,22	1,02	1,64	1,51	1,32	1,11
85	1,42	1,30	1,15	0,96	1,54	1,41	1,24	1,04	1,66	1,52	1,34	1,13
90	1,43	1,31	1,16	0,98	1,55	1,43	1,26	1,06	1,68	1,54	1,37	1,15
95	1,44	1,33	1,18	1,00	1,57	1,44	1,28	1,08	1,70	1,56	1,38	1,17
100	1,46	1,34	1,20	1,01	1,58	1,46	1,30	1,10	1,71	1,58	1,40	1,19

## Referenser

- (1) M. Nord och R. Taesler: Snötäckets densitet och massa i Sverige, Rapport R21:1973, Byggforskningen.
- (2) SS-ENV 1991-2-3, Eurocode 1, Grundläggande dimensioneringsregler och laster - Del 2-3: Snölast, utgåva 1.
- (3) ISO DIS 4355, Basis for design of structures, Determination of snow loads on roofs, 1992.
- (4) ISO 4355, Basis for design of structures, Determination of snow loads on roofs, 1981.
- (5) NS 3479. Projektering av konstruktioner. Dimensionerade laster. 3. utg. okt 1990.
- (6) ENV 1991-2-4, Eurocode 1, Basis of Design and Actions on Structures, Wind Actions, maj 1995.
- (7) E. L. Petersen, m. fl.: Vindatlas for Danmark. Energiministeriets og elværkens vindkraftprogram, 1980.
- (8) ISO/DIS 4354, Wind actions on structures, 1990.
- (9) BS 6399: Part 2: 1995, British Standard, Loading for buildings, Part 2. Code of practice for wind loads.
- (10) K. Handa: Estimation of mean wind speeds for different surface roughness, ISSN 1401-0712, CTH.
- (11) K. Handa: Turbulence characteristics and wind energy spectra ISSN 1401-0712, CTH.
- (12) K. Handa: Kompendium i Byggnadsaerodynamik 1993, ISSN 1401-0712, CTH.
- (13) DIN 4133, Schornsteinen aus Stahl, nov 1991.
- (14) BS 8100: Part 4: 1995, British Standard, Lattice towers and masts, Part 4. Code of practice for loading of guyed masts.
- (15) BS 8100: Part 1: 1986, British Standard, Lattice towers and masts, Part 1. Code of practice for loading.
- (16) prENV 1995-2, Eurocode 5 - Design of timber structures - Part 2: Bridges.

- (17) C. Dyrbye och S. O. Hansen: Vindlast på bærende konstruktioner, SBI-anvisning 158, Statens Byggeforskningsinstitut 1989.
- (18) H. Ruscheweyh: Dynamische Windwirkung an Bauwerken, Bd 2 Praktische Anwendungen, Bauverlag Wiesbaden und Berlin, 1982.
- (19) Å. Samuelson (Red): Skalhandboken, AB Svensk Anläggningsprovning, Mekanförbundets Förlag, Stockholm 1990.
- (20) Å. Samuelson och S. Eggwertz (Eds): Shell Stability Handbook, Elsevier Applied Science, London and New York 1992.
- (21) G. Alpsten och G. Ning: Utmattningsdimensionering av stål konstruktioner med hjälp av ekvivalent spänningsvidd, Avd. för stålbyggnad, KTH, 1990.
- (22) N. J. Cook: The designer's guide to wind loading of building structures, Part 2, Static structures, BRE. 1990.



**Denna handbok beskriver lastförutsättningar som kan användas vid dimensionering av konstruktioner som utsätts för snö- och vindlast.**