

Takkonstruktioner med stora spännvidder är högriskkonstruktioner vid takras



Camilla Lidgren och Christer Lindberg, Skanska Sverige
Carl-Johan Johansson, SP
2011-08-30



SKANSKA

Innehållsförteckning

Innehållsförteckning	3
Förord 7	
Sammanfattning – kort version	8
1 Inledning	9
1.1 Bakgrund	9
1.2 Syfte	9
1.3 Genomförande	9
1.4 Omfattning	10
1.5 Projekt- och referensgrupp	10
2 En snörik och kall vinter med nordlig till östlig vind	12
2.1 Snöförhållandena – en översikt	12
2.2 Uppgifter om snö och vind från SMHI	13
2.2.1 Snö	13
2.2.2 Vind	15
2.3 Sammanfattning	17
3 Takras registrerade i SPs databas	18
3.1 Beskrivning av databasen	18
3.2 Hur uppgifter om takras samlats in	18
3.3 Sammanställning av övergripande uppgifter om takrasen	19
3.3.1 Allmänt	19
3.3.2 Tidpunkt för rasen	22
3.3.3 Typer av byggnader	22
3.3.4 Stommaterial	23
3.3.5 Sekundärbärverken	23
3.3.6 Byggnadernas ålder	23
3.3.7 Primärbärverkens spännvidder	24
3.3.8 Taklutningen	24
3.4 Resultat från sammanställning objektsbeskrivningarna	25
3.4.1 Allmänt	25
3.4.2 Rasorsaker	26
3.4.2.1 Översikt	26
3.4.2.2 Beskrivning av fel och brister	27
3.4.2.2.1 <i>Ingen eller felaktig dimensionering</i>	27
3.4.2.2.2 <i>Material- och komponentfel</i>	27
3.4.2.2.3 <i>Bristande underhåll</i>	28
3.4.2.2.4 <i>Utförandefel på byggplatsen</i>	28
3.4.2.3 Fel och brister fördelade på olika slags primärbärverk	28
3.4.2.3.2 <i>Tak med limträbärverk</i>	28
3.4.2.3.3 <i>Tak med träbärverk</i>	28
3.4.2.4 Sekundärbärverkens betydelse	29
3.4.3 Snölasten	29
3.4.3.1 Mer snö än normvärdet – vad betyder det?	29
3.4.3.2 Objekt med extrema snömängder	31
3.4.3.3 Andra iakttagelser	31
3.4.4 Fler ras än det borde vara?	32
3.5 Sammanfattning	32

4	Erfarenheter från tidigare vintrar med mycket snö och takras respektive från Danmark 2009/2010	33
4.1	Snöskador vintern 1976-1977	33
4.2	Tunga snölaster på Norrlands kusttrakter 1987-1988	34
4.3	Ras i Finland 2006	34
4.4	Tysk studie från 2006	34
4.5	En europeisk studie från 2007	35
4.6	Dansk undersökning av takras vintern 2009/2010	36
4.7	Sammanfattning	36
5	Boverkets snölaster och formfaktorer	37
5.1	Hur normvärden för snölast på mark tas fram	37
5.2	Snölaster och formfaktorer i ett historiskt perspektiv	37
5.2.1	Inledning	37
5.2.2	Dimensioneringsmetoder	38
5.2.2.1	Tillåtna påkänningar	38
5.2.2.2	Partialkoefficientmetoden	38
5.2.2.3	Jämförelser mellan dimensioneringsmetoder	38
5.2.3	Lantbrukets byggnader	39
5.2.4	Tidigare byggregler	39
5.2.4.1	Allmänt	39
5.2.4.2	Byggnadsstyrelsens anvisningar till byggnadsstadgan 1946, BABS 46	39
5.2.4.3	Byggnadsstyrelsens anvisningar till byggnadsstadgan 1950, BABS 50	40
5.2.4.4	Byggnadsstyrelsens anvisningar till byggnadsstadgan 1960, BABS 1960	40
5.2.4.5	Svensk Byggnorm 67, SBN 67	41
5.2.4.6	Statens planverk Publikation nr 46	43
5.2.4.7	Svensk byggnorm 1975	43
5.2.4.8	Svensk byggnorm avdelning 2A	44
5.2.4.9	Svensk byggnorm 1980	44
5.2.4.10	Boverkets nybyggnadsregler	46
5.2.4.11	Boverkets konstruktionsregler, BKR 94	47
5.2.4.12	Boverkets konstruktionsregler, BKR 3	47
5.2.4.13	Boverkets konstruktionsregler, BKR 10	48
5.2.4.14	Eurokoder och EKS	49
5.2.5	Sammanställning	49
5.2.6	Jämförelser	51
5.2.7	Sammanfattning	52
5.3	Jämförelse BKR och EKS-Eurokoder	53
5.3.1	Allmänna synpunkter	53
5.3.2	Pulpettak	53
5.3.3	Sadeltak	54
5.3.4	Multipeltak	55
5.3.5	Bågtak	56
5.3.6	Flernivåtak	56
5.3.7	Formfaktorer för snölast vid skärm	57
5.4	Snölast på mark – jämförelse mellan verkligt utfall och last vid verifiering	57
5.5	Sammanfattning	61
6	Svagheter och kritiska punkter i olika slag takkonstruktioner	62
6.1	Inledning	62
6.2	Stålkonstruktioner	62
6.3	Limträkonstruktioner	63
6.3.1	Inledning	63
6.3.2	Två signifikanta takras som ägde rum i Sverige under vinter 2010-2011	63

6.3.3	Allmänna problem relaterade till limträkonstruktioner	65
6.3.4	Urtag i balkände	65
6.3.5	För kort upplag vid lutande balkar	67
6.3.6	Håltagning	67
6.3.7	Förstärkningsmetoder för balkar med hål	68
6.3.8	Snedskärning av lameller i zoner med dragpåkänningar	68
6.3.9	Tvårdagspänningar i speciella balkar	69
6.3.10	Undermålig utformning av förband	70
6.4	Övriga träkonstruktioner, främst spikplåtsförbundna trätakstolar	71
6.5	Bågformade stålramar av fackverkstyp klädda med tältduk	73
6.6	Takplåt	74
6.7	Några enkla konstruktionsdetaljer som kan påverka rasförloppet.	75
6.8	Stabilisering av större bärverk	78
6.8.1	Allmänt	78
6.8.2	Några generella iakttagelser	79
6.8.2.1	Stabilisering av långsträckta byggnader	79
6.8.2.2	Stabilisering av balkar/ramar i områden utanför takplanet	80
6.8.2.3	Undermåliga vindfackverk	81
6.9	Risk för fortskridande ras och lokala snöanhopningar	81
6.10	Sammanfattning	84
7	Beräkningsfel och datorprogram	85
7.1	Program på marknaden	85
7.2	Modelluppbyggnad	85
7.3	Kritiska punkter	86
7.4	Sammanfattning	87
8	Uppföljning av några takras i förhållande till Plan- och Bygglagens föreskrifter om regelverkets tillämpning	88
8.1	Inledning	88
8.2	Arbetsmetodik	88
8.3	Frågeformulering	88
8.4	Resultat	89
8.4.1	Allmänt	89
8.4.2	Tältbyggnader	89
8.4.2.1	Om- till- och påbyggda affärshus	90
8.4.2.2	Idrottshallar	90
8.4.2.3	Byggherreorganisation och kontrollplaneringens innehåll	90
8.5	Sammanfattning	92
9	Entreprenad och upphandlingsformer – kan de ha betydelse för takrasen?	93
9.1	Entreprenadformer	93
9.2	Upphandlingsformer	93
9.3	Vad är vad och hur fungerar det?	93
9.4	Juridiskt ansvar med hänsyn till entreprenadform	94
9.5	Har entreprenadformen påverkat takkonstruktionens säkerhet?	94
9.6	Sammanfattning	95
10	Särskilda aspekter vad gäller lantbruksbyggnader	96
10.1	Allmänt	96
10.2	Sammanfattning och slutsatser	96
11	Intervjuer med leverantörer	97
11.1	Metod	97

11.2	LlentAB	97
11.3	Maku Stål AB	98
11.4	Västanfors Industrier AB	98
11.5	Ranaverken AB	98
11.6	SWL stålkonstruktioner AB	99
11.7	PMH International AB	99
11.8	Moelven Töreboda AB	100
11.9	Martinsons	101
11.10	Plannja	101
11.11	Sammanfattning och slutsatser	102
12	Sammanfattning och förslag till åtgärder	103
12.1	Väderförhållandena	103
12.2	Takrasen	103
12.3	Snölaster och formfaktorer	103
12.4	Svagheter hos olika slag takkonstruktioner	104
12.4.1	Stålkonstruktioner	104
12.4.2	Limträ	104
12.4.3	Spikplåtsförbundna trätakstolar	104
12.4.4	Bågformade stålramar av fackverkstyp klädda med duk	104
12.4.5	Takplåt	104
12.4.6	Risken för fortskridande ras	104
12.5	Beräkningsprogram	104
12.6	Bygglovsprocessen	104
12.7	Entreprenadformen	105
12.8	Lantbruksbyggnader	105
12.9	Förslag till åtgärder	105
12.10	Åtgärder inför kommande snövintrar	105
13	Litteraturförteckning	106

Bilagor

1. Sammanställning av alla takras vintrarna 2009/2010 och 2010/2011 som finns registrerade i SPs databas.
2. Detaljerade objektsbeskrivningar
3. Sammanställning av uppgifter från de detaljerade objektssammanställningarna
4. Intervjuer med leverantörer

Förord

Projektet har genomförts av Skanska Sverige och SP Sveriges Tekniska Forskningsinstitut med finansiellt stöd från SBUF (Svenska Byggbranschens Utvecklingsfond, ärendeid 12387) för att utreda orsaken till de takras som inträffade snövintern 2009/2010. Parallellt med projektet har bedrivits två andra projekt med liknande inriktning med finansiering från Formas (Diarienummer 243-2010-280) och (Diarienummer 245-2010-1867).

De tre projekten har samordnats och har genomförts med en gemensam projektgrupp. Föreliggande rapport redovisar Skanskas projekt samt SPs och LTHs (Lund Tekniska Högskola), samt en mindre del av SLUs (Sveriges Lantbruksuniversitet) insats.

Malmö 2011-08-08

Camilla Lidgren
Carl-Johan Johansson
Roberto Crocetti

Sammanfattning – kort version

Under perioden januari till mars 2010 rasade ett stort antal tak i samband med kraftiga snöfall. Utmärkande var, att det var minusgrader under hela snöfallsperioden och att det blåste en övervägande nordlig till östlig vind. Försäkringsbolagen anger, att man fått in skadeanmälningar från över 3000 byggnader. SP har etablerat en databas med 180 rasade eller skadade tak. Det framgår, att det är övervägande stål- och träkonstruktioner som rasat. Endast en skadad betongkonstruktion har rapporterats. Byggnadernas ålder spänner över 100 år, men 60 % är uppförda 1980 och framåt. Taken är förhållandevis flacka. Ca 30 % är lantbruksbyggnader. De dominerande rasorsakerna är dimensioneringsfel och utförandefel. Till dimensioneringsfel räknas bl a att man inte dimensionerat över huvudtaget och att man inte beaktat snöfickor mm.

Det kan konstateras att det fallit mycket snö, men inget tyder på att snön är den primära orsaken till rasen, utan snön har avslöjat fel och brister. Detta stämmer väl överens med tidigare erfarenheter från takras orsakade av snö i Sverige och utomlands. Det finns ingen grund att ändra snölastnormen vad gäller snölast på marken. Det kan dock finnas behov att förändra och komplettera formfaktorerna för beräkning av dimensionerande snölast.

Utmärkande för bärverken i de rasade taken är, att de är slanka och beroende av rätt dimensionerad och rätt utförd stabilisering. Här finns stora brister. Spikplåtsförbundna trätakstolar förekommer i åtskilliga ras och särskilt i lantbruksbyggnader. Underlåtenhet att staga tryckta strävor är en vanlig rasorsak.

Bågformade stålramar av fackverkstyp täckta med duk förekommer i uppseendeväckande på många ras. Denna bärverkstyp finns i t ex i sporthallar och får bedömas som mycket osäker.

Profilerade takplåt är vanligt som sekundärbärverk. Ofta är plåten gerberskarvad. Dessutom räknas plåten i fel säkerhetsklass (för låg). Detta innebär en minskad säkerhetsmarginal för denna konstruktionstyp, särskilt när snölasten är ojämnt fördelad.

Risken för fortskridande ras beaktas i allmänhet inte. Det finns flera exempel där en lokal skada lett till att hela taket kollapsat.

Den tillsyn och kontroll som föreskrivs i Plan- och bygglagen har inte fungerat. Kontrollplaner har upprättats men kontroll av dimensioneringen och utförandet har inte skett.

Det är uppenbart att det finns riskkonstruktioner i byggnadsbeståndet, främst p g a underdimensionering och felutförande. Därför bör skapas en beredskap för skottning inför snörika vintrar, för byggnader med låglutande tak och med långa spännvidder.

En mer omfattande sammanfattning finns i kapitel 12.

1 Inledning

1.1 Bakgrund

Perioden februari till mars 2010 var mycket snörik i stora delar av landet och som en följd av detta inträffade ett mycket stort antal takras. SP beslöt redan i början av februari att sammanställa uppgifter om rasen. När projektet startades hade cirka 170 byggnader har rasat eller skadats allvarligt enligt den lista som SP har upprättat. Takrasen har ett snabbt förlopp och det är ett under att bara 2st personer har dödats. Många av rasen var dramatiska och ledde till stor uppmärksamhet i media, vilket fick politiska konsekvenser med frågor i Riksdagen och den 8 mars 2010 samlade miljöminister Andreas Carlgren berörda myndigheter och SP för att diskutera den uppkomna situationen. Kort efter detta möte fick Boverket regeringens uppdrag, att i samråd med berörda myndigheter och organisationer utreda om det fanns behov att ändra gällande författningar eller vidta andra långsiktiga åtgärder baserat på erfarenheterna från takrasen.

Orsakerna till rasen kan sökas på många olika områden. I huvudsak är de raserade byggnaderna byggda som slanka stål- eller träkonstruktioner med stora spännvidder. Till feldimensionering hänförs att man inte beaktat risken för snöfickor. Feldimensionering och felutförande har nämnts, och att fel har sluppit genom beror på en rad olika faktorer, såsom bristande tillsyn, dålig utbildning, oklara ansvarsförhållanden, bristande underhåll och skador mm.

Skadefallen ger en unik möjlighet att kartlägga hur olika konstruktionstyper fungerar samt vilka deras svagheter är. Här ges också en möjlighet att studera vad gäller upphandling, projektering, byggande, tillsyn med mm.

1.2 Syfte

Fokusering kommer att ske på några konstruktionstyper vad gäller brottorsaker och på helheten vad gäller byggprocess inklusive tillsynen. Vi har valt att studera de nyare byggnaderna som har rasat. Vi har även valt att inte fokusera på ”hemmabyggen” utan de byggnader som är uppförda av byggnadsentreprenörer och byggföretag eller prefabricerade hallar.

Målet är att ta reda på orsaken till att byggnaderna har rasat, sprida budskapet och på så sätt förhindra att fler byggnader rasar i framtiden.

1.3 Genomförande

SP inledde arbetet med att sammanställa uppgifter från rasade tak första veckan i februari. Den främsta källan var media. Uppgifter om typ av byggnad, stomkonstruktion, kommun, datum för raset m m samlades in. Tidigt etablerade SP kontakt med Boverket, som uppmanade länsstyrelserna att sammanställa och sända in information om inträffade ras. MSB (Myndigheten för Samhällsskydd och Beredskap) bidrog också. Tidigt under våren 2010 inledde SP också ett samarbete med LTH, Skanska och SLU.

Senare togs kontakt med fastighetsägare, kommuner, försäkringsbolag m fl för att få mer detaljerad information om typ av konstruktion, rasorsak, snömängder mm. I många fall gjorde SP besök på plats. SMHI tillhandahöll uppgifter om nederbörd för varje berörd kommun samt vindriktning och vindstyrka.

Tidigt stod det klart att SP inte ensam kunde utreda rasorsaken i varje enskilt fall. Här var det nödvändigt att förlita sig till de skadeutredningar som skedde på initiativ av kommuner och försäkringsbolag m fl. Av försäkringsbolagen är det framförallt Länsförsäkringar och Dina försäkringar som har förmedlat skaderapporter till SP.

Leverantörer av fackverksbalkar, takplåt kontaktades för att medverka i både diskussioner och beräkningar. Vad använder man för beräkningsprogram, är de aktuella och räknar de rätt? Ett antal nyare konstruktioner valdes ut för att gå igenom dem noggrannare samt jämföra lite beräkningar. Ritningar granskades samt byggsamrådsprotokoll, KA-rapporter och några besiktningsutlåtande.

1.4 Omfattning

Ambitionen i projektet har varit att beakta alla faktorer som kan tänkas ha påverkat uppkomsten av takrasen. En central uppgift har varit att kartlägga de direkta orsakerna i form av utförandefel, beräkningsfel, överlast etc. Erfarenheter från tidigare snövintrar med takras såväl i Sverige som utomlands har sammanställts. Snölastnormerna och deras relevans har studerats liksom bygglovsprocessens betydelse och vilken inverkan entreprenad- och upphandlingsformen har haft. Svagheter och kritiska punkter i förekommande takkonstruktioner har studerats.

Även vintern 2010/2011 blev snörik och det inträffade några takras, framförallt i de sydligaste delarna av landet. Även erfarenheterna från dessa har inkluderats i projektet.

1.5 Projekt- och referensgrupp

Tre projekt, två med finansiering från Formas och ett med stöd från SBUF, har samordnats med hjälp av en gemensam projektgrupp. Projektgruppen har bestått av:

Tabell 1 Projektgruppen och vilka som ansvarat för olika avsnitt i föreliggande rapport.

Namn	Utformat kapitel/avsnitt/bilaga
Robin Aaltonen, högskoleing, konstruktör, SP	Bilaga 1, Bilaga 2, Bilaga 3
Mats Axelsson, civ ing, konstruktör, SP	6.7, 6.9
Roberto Crocetti, prof, LTH	6.3, 6.8,
Olof Friberg, tekn agr, HIR Malmöhus	Bilaga 2 (delar av)
Carl-Johan Johansson, adj prof, SP	1, 2, 3, 4, 12
Bo Källsner, prof, SP	3.4.4, 6.4, 6.5
Camilla Lidgren, civ ing, konstruktör, Skanska	6.1, 7, 9, 11, Bilaga 4
Christer Lindberg, civ ing, konstruktör, Skanska	6.2, 6.6, Bilaga 4
Christer Nilsson, prof, SLU	10 (redovisas bara del av i SBUF-rapporten, hela se i Formasrapporten)
Ulf Önsten, civ ing, konstruktör, Boverket	8

Dessutom har till projektet knutits en referensgrupp bestående av:

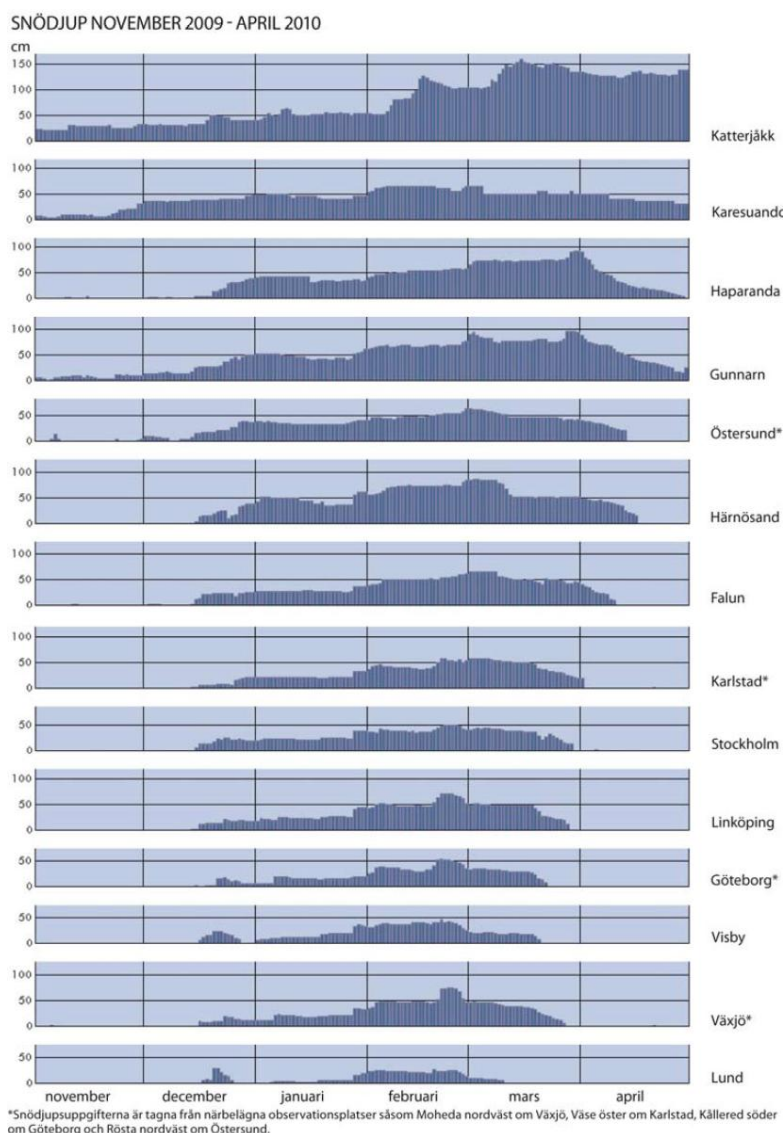
- Jan Wikström, Ramböll, som också skrivit texten till avsnitt 5.2.
- Nikolaj Tolstoj, Boverket, som också skrivit texten till avsnitt 5.1.
- Ingvar Andersson, Boverket

Vidare har medverkat Sture Åkerlund, som på Boverkets uppdrag formulerat texten till avsnitt 5.3 samt Lars Göransson från Boverket, som bidragit med avsnitt 5.4.

2 En snörik och kall vinter med nordlig till östlig vind

2.1 Snöförhållandena – en översikt

Utmärkande för vintern 2009/2010 är, att det maximala snödjupet i södra Sverige låg på nästan samma nivåer, som i norra Sverige enligt Hellström (2010). Snötäcket i Götaland och i södra Svealand kulminerade i allmänhet under de två sista veckorna i februari. På flera ställen nådde snötäcket djup, som var bland de största som någonsin uppmätts. I Halmstad och Göteborg (Källered) tangerades snödjupsrekorden från 1942 respektive 1947. Tre av SMHIs mätstationer i Götaland nådde över 100 cm i snödjup och i Svealand uppmättes det största snödjupet på 110 cm i Snavlunda i Närke. Vintern var inte bara snörik utan också kallare än normalt i hela Sverige och placerar sig som en av bland 10 till 20 kallaste de senaste 110 åren. Temperaturen under de kallaste dygnen har dock inte varit speciellt låga i ett historiskt perspektiv. Anmärkningsvärt är dock de långa perioderna utan blidväder.



Figur 2.1 Snödjup under vintern 2009/2010 enligt Hellström (2010).

2.2 Uppgifter om snö och vind från SMHI

2.2.1 Snö

I samband med det möte som hölls med miljöminister Andreas Carlgren den 8 mars redovisade SMHI värden på snölast på mark för några orter i det område där takras har inträffat enligt SPs sammanställning, se Tabell 2.1. SMHI hade utgått från det maximala snödjup som uppmätts till i början av mars 2010 och multiplicerat med en snödensitet på 280 kg/m^2 . SMHI menade dock, att detta var ett densitetsvärde i överkant med hänsyn till att det varit kallt utan tö under lång tid. Normalt uppnås den nivån på densiteten först i slutet av en snösäsong. SMHI ansåg därför, att den beräknade snölasten på marken i Tabell 2.1 ska betraktas som en överskattning av de snölaster som förekommit.

I Tabell 2.1 kan beräknade snölastvärden jämföras med snönormernas karakteristiska värden (snölast på mark). När det gäller snölasterna i BFS 2006:21 (Boverket, 2006), dvs den norm som gällde under den aktuella vintern är det bara Lysekil som har ett högre uppmätt/beräknat värde på snölasten på mark. Jämfört med tidigare norm, BFS 1998:39 (Boverket, 1998), är det några till, men i de flesta fall marginellt över normvärdet.

Det ska dock understrykas att enstaka uppmätta snölastvärden som överskrider normvärdena inte är grund nog att hävda att normvärdena inte är korrekta. För att bedöma detta krävs mycket stora mätserier.

SMHI redovisade vid samma tillfälle data ur sin hydrologiska modell. Denna modell används för att ge prognoser när det gäller risken för översvämning i vattendrag. SMHI beskriver modellen på följande sätt i delredovisningen av Boverkets utredningsuppdrag (Boverket 2010b).

Snöns vatteninnehåll är beräknat med en hydrologisk modell (HBV Sverige). HBV-modellen brukar kallas begreppsmässig, dvs den beskriver de viktigaste fysikaliska processerna på ett rimligt sätt, men inte i alla detaljer. Den används operationellt för prognoser av vattenföring. Eftersom snömagasinet är viktigt för korrekta vårflödesprognoser i Sverige är snörutinen en väsentlig del av modellen. De viktigaste väderparametrarna är dygnsvärden av temperatur och nederbörd som används bl a för att beräkna snöackumulation och snösmältning. Sverige har delats in i ca 1000 avrinningsområden, vilket innebär att den rumsliga upplösningen i medeltal är runt 400 km^2 . Det beräknade värdet är ett medelvärde för ett avrinningsområde. Snöns vatteninnehåll anges i mm vattenpelare, vilket motsvarar kg/m^2 . HBV-modellen utvecklade primärt för att beräkna vattenföring. I forskningsprojekt har HBV-modellens snömagasin verifierats mot observationer, men normalt kalibreras och verifieras modellen mot observerad vattenföring. Det innebär en viss risk för att en under- eller överskattning av snömagasinet kan kompenseras med motsvarande fel i andra modellvariabler som regn och avdunstning. I högt liggande fjällområden finns det ett problem med att snön i modellen inte alltid smälter bort helt under sommaren. Det innebär att snön i de högst belägna höjdzonerna (över cirka 1300 m ö h) kan byggas på från år till år och att snötäcket därför överskattas där.

Tabell 2.2 visar en jämförelse av snölasten baserad på den hydrologiska modellen med snölasten beräknad på basis av snödjupet. Skillnaden är stor och det mesta talar för att snölasten baserad på den hydrologiska modellen ger ett mer rättvisande värde. Därmed kan man hävda att snölasterna i allmänhet har legat en bra bit under normvärdena.

Tabell 2.1 Snölast på mark baserad på SMHIs mätningar av snödjup och en snödensitet på 280 kg/m². Jämförelse med nuvarande normvärden och tidigare. (Ö06 innebär att snölasten enligt BFS 2006:21 överskridits och Ö98 att BFS 1998:39 överskridits).

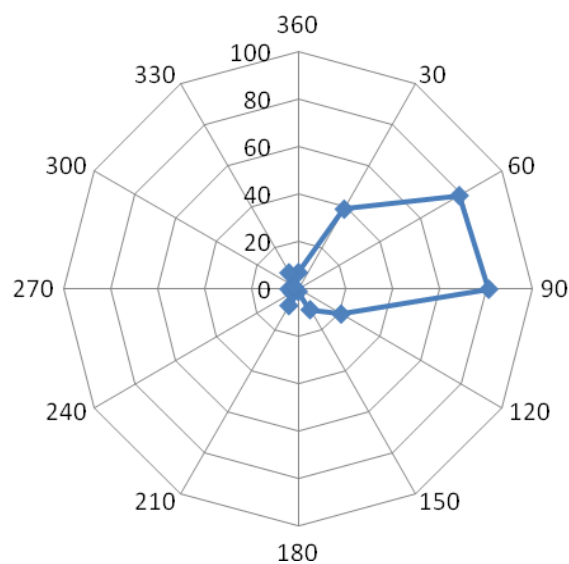
Station	Max snödjup 2010 (cm)	Beräknad snölast på mark enl SMHI (kN/m ²)	Snölastens grundvärde enl BFS 2006:21 (kN/m ²)	Snölastens grundvärde enl BFS 1998:39 (kN/m ²)
Lund	29	0,81	1,5	1,0
Osby	52	1,25	1,5 - 2,0	1,5
Ljungby	64	1,54 (Ö98)	2,0 - 2,5	1,5
Karlshamn	38	1,06	1,5 - 2,0	1,5
Ronneby (Bredåkra)	50	1,40	2	1,5
Kalmar	45	1,26	2,0 - 2,5	1,5
Varberg	45	1,26 (Ö98)	1,5 - 2,0	1,0-1,5
Borås	67	1,61 (Ö98)	2,0 - 2,5	1,5
Jönköping (Flahult)	94	2,26 (Ö98)	2,5 - 3,0	1,5-2,0
Oskarshamn	82	2,30 (Ö98)	2,5	2,0
Lysekil d	81	2,27 (Ö06, Ö98)	1,5	1,0-1,5
Vänersborg	57	1,37	2	1,5-2,0
Linköping (Malmslätt)	68	1,63	2	2,0
Kristinehamn	58	1,39	2,5	2,0
Örebro	85	2,04 (Ö98)	2,5	2,0
Stockholm	50	1,20	2	2,0
Härnösand	86	2,06	3,5	3,5
Piteå	79	1,82	3,0 - 3,5	3,0
Luleå flygplats	77	1,77	3	3,0

2.2 Snölast på mark baserat på SMHIs hydrologiska modell. Jämförelse med värden baserade på snödjup.

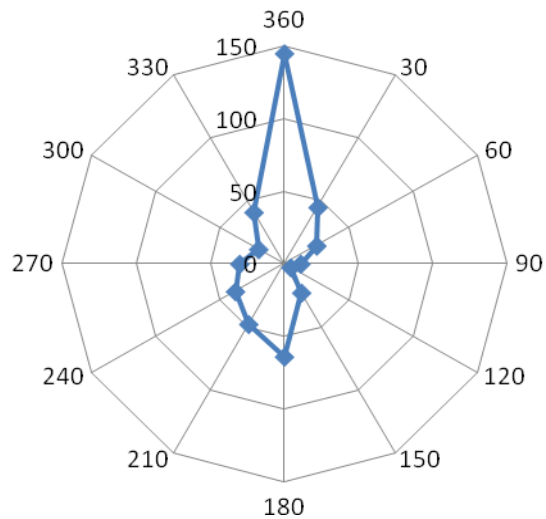
Ort	Snölast baserat på mätning av nederbörd (kN/m ²)	Snölast baserat på mätt snödjup och antagen densitet 280 kg/m ³ (kN/m ²)	Skillnad (%)
Borås	1,1	1,6	45
Jönköping	1,0	2,3	130
Vänersborg	1,0	1,4	40
Linköping	1,0	1,6	60
Stockholm	0,7	1,2	70
Varberg	0,7	1,3	85

2.2.2 Vind

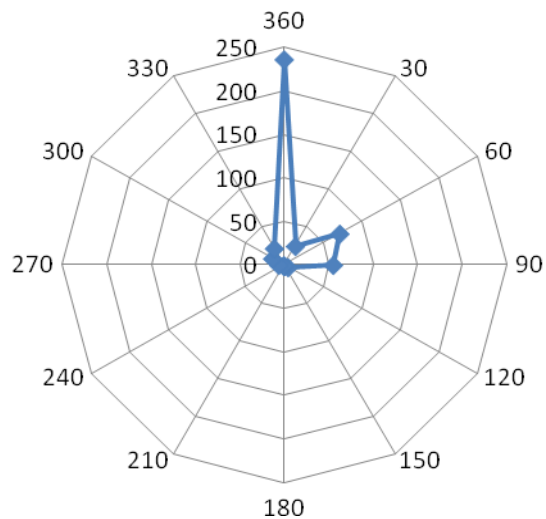
Även vindförhållandena var speciella under vintern 2009/2010. Vindstyrkorna var inte anmärkningsvärda, men vindriktningen var övervägande nordlig till ostlig under praktiskt taget hela snöfallsperioden. Det illustreras i Figur 2.2 a, b och c med vinddiagram för tre orter.



a. Måseskär, Bohuslän – i närheten ligger objekt 2, 7 och 10.



b. Rödakallen, Norrbotten – i närheten ligger objekt 111



c. Kilsbergen, Närke – i närheten ligger objekt 61

Figur 2.2 Vinddiagram för orter i södra, mellersta och norra Sverige. Diagrammen baseras på vinddata från SMHI och avser perioden från när det började snöa till då raset inträffade. Vindriktningarna 360, 90, 180 och 270 motsvarar norr, öster söder och väster.

Det faktum att vindriktningen på många orter varit i stort sett den samma under hela snöfallsperioden har starkt bidragit till den kraftiga drivbildning och ojämna snölastfördelning, som noterats i flera av de studerade rasobjekten.

2.3 Sammanfattning

Det föll stora mängder snö vintern 2009/2010, samtidigt som det under snöfallsperioden blåste en övervägande nordlig till östlig vind. Dessutom var det minusgrader under samma period. Det senare fick till följd, att snön inte kompakterades på samma sätt, som när det är mildväder utan gjorde den förhållandevis lättflyktig. Detta har lett till kraftig snödrift och drivbildning.

Endast i enstaka fall har snölasten på mark överstigit normvärdena, vilket dock inte kan tas som intäkt för att normvärdena är felaktiga.

3 Takras registrerade i SPs databas

3.1 Beskrivning av databasen

SP har etablerat en databas med uppgifter om de olika takrasen. Den innehåller beskrivningar av rasen samt bilder. Baserat på informationen i databasen har gjorts en sammanställning med följande uppgifter från 180 rasade tak (Här ingår också 13 rasobjekt från vintern 2010/2011):

- Kommun
- Typ av byggnad
- Byggår
- Datum för raset
- Spännvidd
- Taklutning
- Primärbärverk
- Material i primärbärverket
- Sekundärbärverk
- Snözon vid rastillfället
- Snölast på marken enligt SMHI
- Beskrivning av skada
- Rasorsak

Uppgifterna baseras på tidningsartiklar, nyhetsinslag från radio och TV, intervjuer med personer med anknytning till rasen, SP-personals besök på platsen samt skadetredningar. Varje ras har givits ett objektsnummer i den ordningen som de förts in i förteckningen. Totalt finns över 200 objektsnummer. En senare kontroll har visat att en del objekt har varit dubletter. I en del fall har det inte gått att få fram relevanta uppgifter. En sammanställning finns i Bilaga 1.

Vidare har gjorts ett antal mer detaljerade objektsbeskrivningar av 37 rasobjekt, se Bilaga 2, med uppgifter om följande:

- Kommun
- Typ av byggnad
- Byggår
- Datum för raset
- Fri spännvidd
- Typ av tak
- Taklutning
- Primärbärverk
- Yttertakskonstruktion
- Sekundärbärverkets statistiska system
- Taktäckning
- Varmt/kallt utrymme
- Huvudsaklig vindriktning under snöfallsperioden
- Vindriktning vid rastillfället
- Läge i terrängen
- Uppmätt snölast på mark
- Snölast på mark enligt SMHI
- Uppmätt snölast på tak
- Nockens orientering
- Skottning
- Beskrivning av skadan
- Rasorsak
- Bilder på den skadade konstruktionen

3.2 Hur uppgifter om takras samlats in

Insamlingen av uppgifter har skett i ett flertal steg. Det första steget togs i början av februari 2010 när 2 personer på SP avdelades för att upprätta en förteckning över rasade tak. Uppgifter inhämtades främst via medier, bl a genom sökning på internet. I början av mars hade 103 takras från 63 kommuner registrerats. Den siffran steg sedan och uppgick i juni till 150 takras från 82 kommuner för att slutligen, efter vintern 2010/2011, hamna på 180 rasobjekt från 86 kommuner.

Informationen var inledningsvis ofta mycket knapphändig och innehöll främst uppgifter om kommun, typ av byggnad, datum för raset etc. I nästa steg togs kontakt med fastighetsägare för att hämta in mer detaljerad uppgifter. I några fall gjordes besök på plats, som dokumenterades, bl a med kamera. I enstaka fall fick SP i uppdrag av fastighetsägare eller försäkringsbolag att utreda rasorsaken.

I ett tredje steg, senare under 2010 och början av 2011, kunde SP ta del av skadeutredningar som genomförts av konsulter och högskolor.

Hur representativa objekten i SPs databas är för alla tak som rasat under vintern 2009/2010 är oklart. Enligt muntliga uppgifter från försäkringsbolagen har de fått in i storleksordningen 3500 skadeanmälningar med koppling till snöoras. I denna siffran ingår allt från små växthus och skärmtak till stora industribyggnader och sporthallar. Sannolikt innehåller SPs databas flertalet av de större takrasen.

3.3 Sammanställning av övergripande uppgifter om takrasen

3.3.1 Allmänt

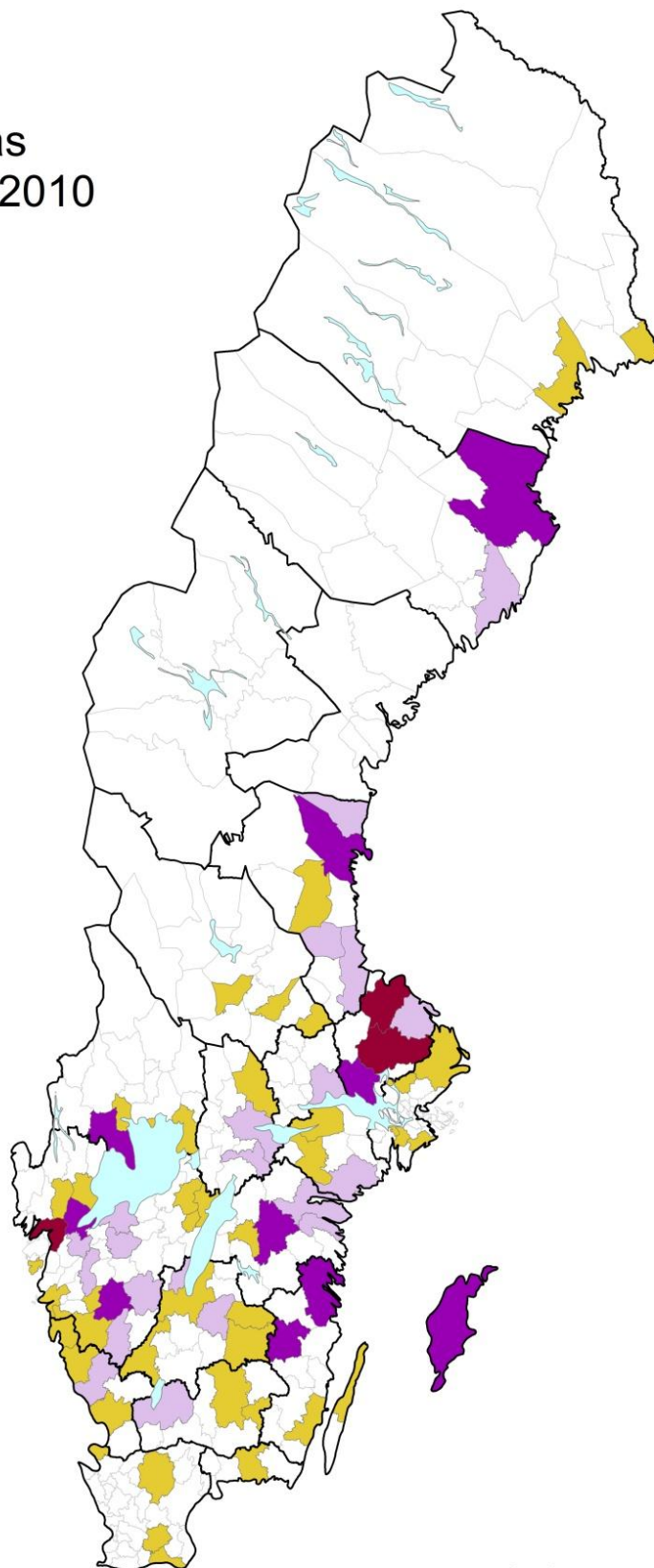
Takrasen vintern 2009/2010 skedde huvudsakligen i ett stråk från västkusten upp mot Stockholms-trakten och vidare upp utefter norrlandskusten. Figur 3.1 illustrerar detta. Vintern 2010/2011 inträffade ras egentligen bara i Skåne, på Öland och på Gotland, se Figur 3.2.

Den förhållandevis höga koncentrationen av takras i Borås kommun kan till en del förklaras av att SP har sitt huvudkontor där och att det underlättat insamlingen av information. På samma sätt kan koncentrationen av ras i Uppland förklaras av att Länsförsäkringar i den regionen har varit särskilt tillmötesgående när det gäller att tillhandahålla skaderapporter.

Rapporterade takras vintersäsong 2009/2010

166 rapporterade
takras i 78 kommuner

Antal ras per kommun



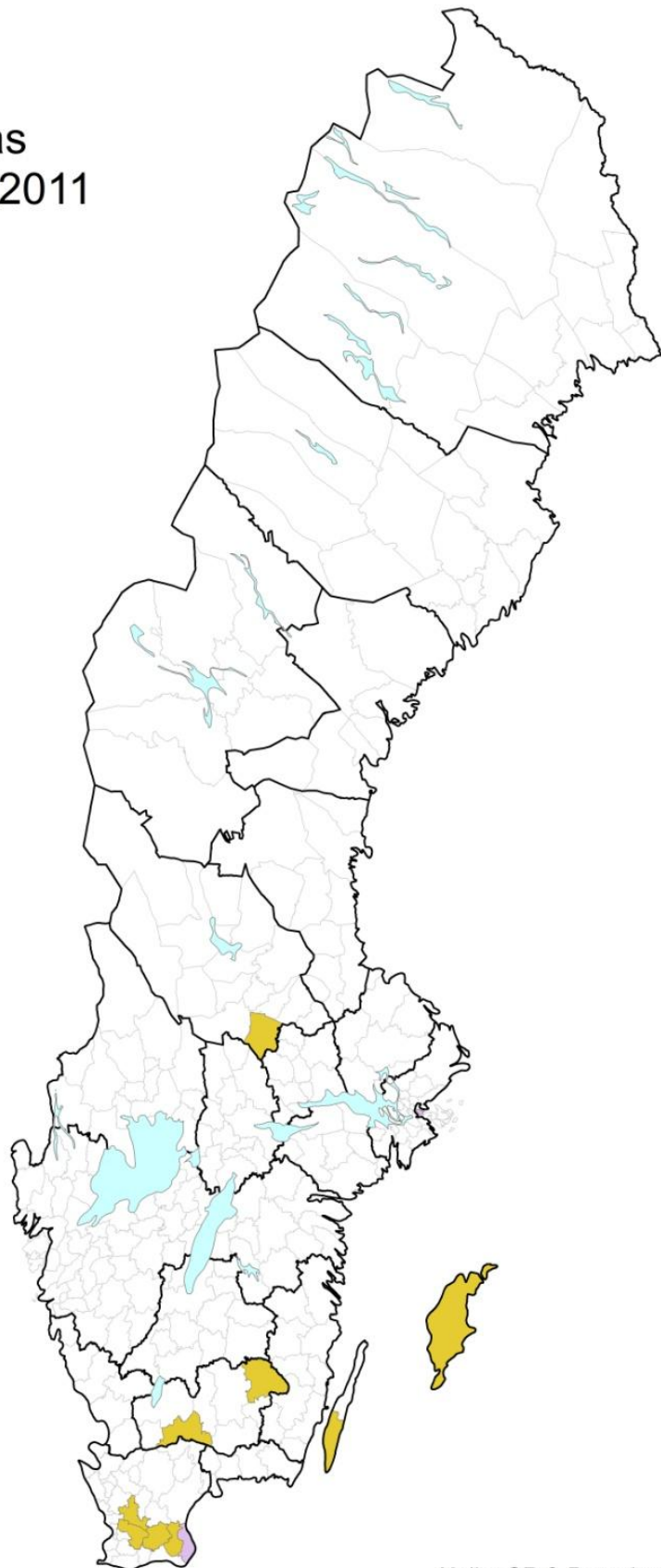
Källa: SP & Boverket

Figur 3.1 *Fördelning av rasade tak vintern 2009/2010. Observera att ett sent rapporterat skadefall inte finns med på kartan.*

Rapporterade takras vintersäsong 2010/2011

13 rapporterade
takras i 11 kommuner

Antal ras per kommun

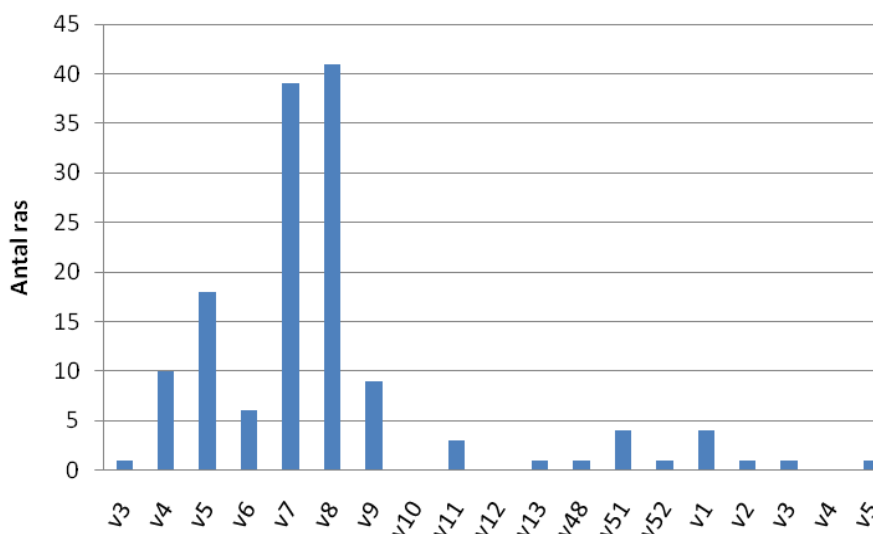


Källa: SP & Boverket

Figur 3.2 Fördelning av rasade tak vintern 2010/2011.

3.3.2 Tidpunkt för rasen

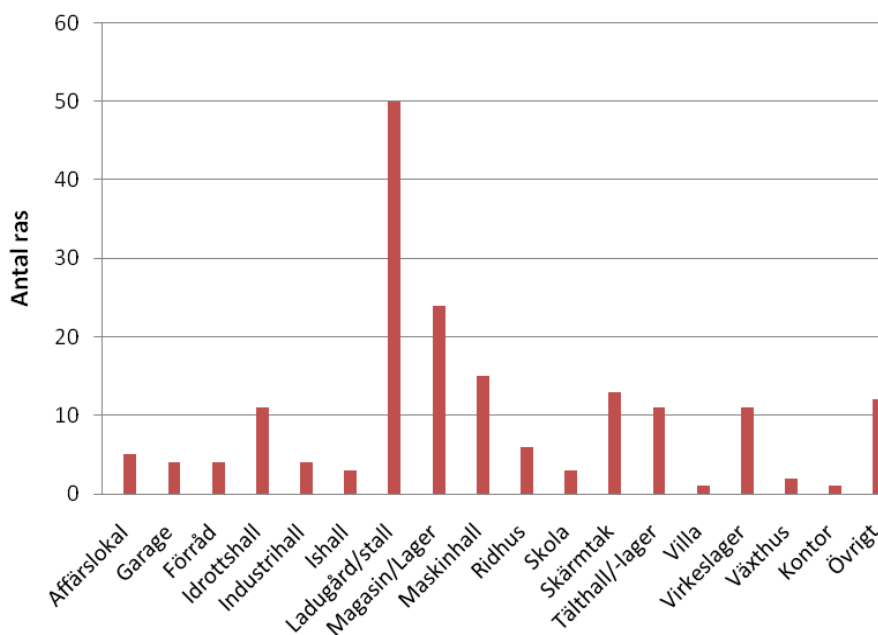
En dominerande mängd ras skedde under senare delen av februari 2010 (vecka 7 och 8). Detta sammanhänger med att snödjupet då var som störst enligt SMHIs mätningar, jämför Figur 2.1.



Figur 3.3 Tidpunkt för rasen under 2009/2010 (vecka 3 – 13) och 2010/2011 (vecka 48 – 5).

3.3.3 Typer av byggnader

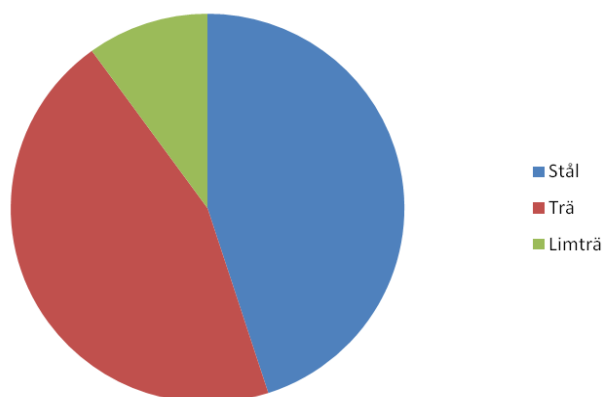
Som framgår av Figur 3.4 är det ett stort antal olika typer av byggnader som rasat. Lantbruksbyggnaderna utgör ca 30 %. Många av maskinhallarna kan sannolikt också hänföras till kategorin lantbruksbyggnader. Totalt 38 takras har skett i byggnader där en större mängd människor uppehåller sig frekvent, såsom skolor, idrottshallar, affärslokaler etc. Något uppseendeväckande är också antalet kollapsade tältbyggnader. Endast en villa har rasat och bara delvis.



Figur 3.4 Typer av byggnader som rasat.

3.3.4 Stommateriel

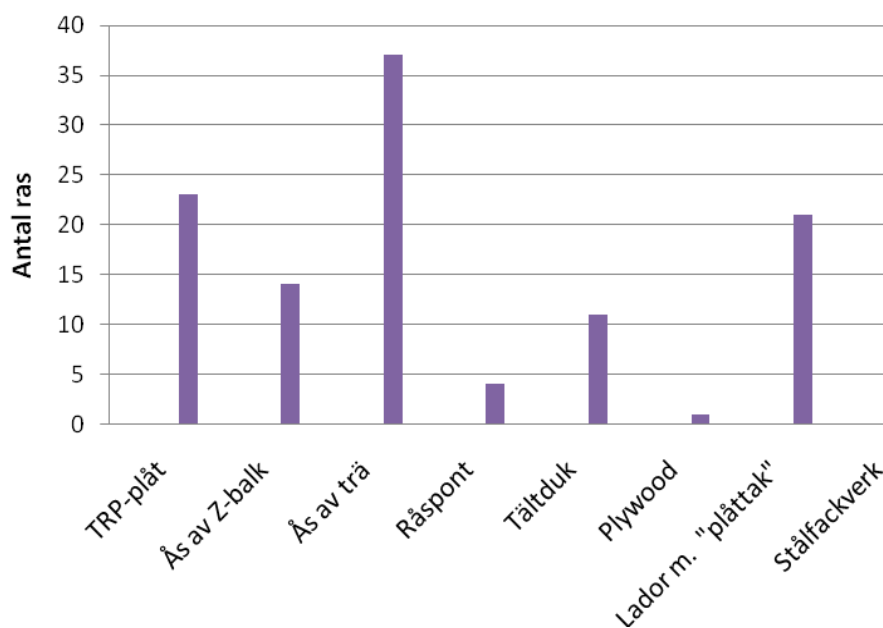
Det är stål- och träkonstruktioner som rasat. En övervägande andel av konstruktionerna är förhållandevis slanka. En enda betongkonstruktion har rapporterats skadad.



Figur 3.5 Material i takens primärbärverk

3.3.5 Sekundärbärverken

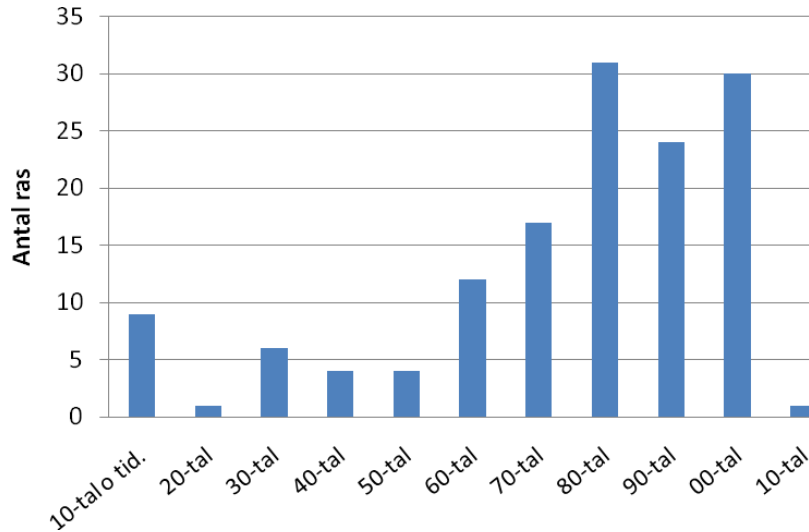
Sekundärbärverken utgörs främst av åsar av trä samt TRP-plåt och åsar av Z-balk, som framgår av Figur 3.6. I lantbruksbyggnaderna förekommer ofta korrugerad plåt.



Figur 3.6 Typ av sekundärbärverk.

3.3.6 Byggnadernas ålder

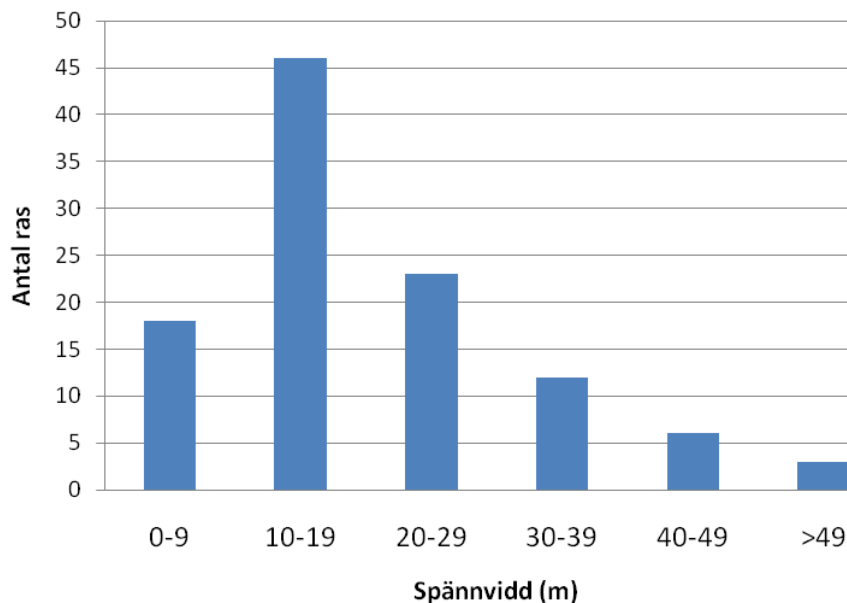
Byggnadernas ålder spänner över en lång period, från före 1910-talet till 2010-talet. Mer än 60 % av rasen har skett i byggnader uppförda från 1980 och framåt.



Figur 3.7 Byggnadernas ålder.

3.3.7 Primärbärverkens spännvidder

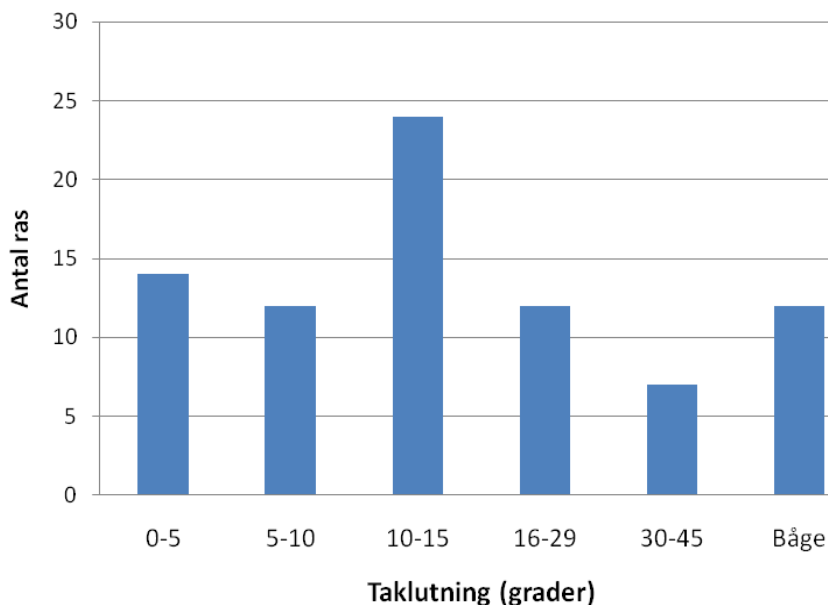
Fria spännvidden för primärbärverken ligger inom ett brett spann, från några meter upp till över 50 m. Spännviddsintervallet 10-19 m dominerar.



Figur 3.8 Primärbärverkens fria spännvidd.

3.3.8 Taklutningen

Taklutningen är övervägande låg. I ca hälften av fallen underskrider taklutningen 15°. Ett 10-tal bågar förekommer också bland rasen.



Figur 3.9 Taklutning.

3.4 Resultat från sammanställning objektsbeskrivningarna

3.4.1 Allmänt

I 37 fall har det varit möjligt, att ta fram mer detaljerad information om takrasen, vilket är mindre än 25 % av fallen i SPs förteckning. Som jämförelse kan nämnas, att när man utredde snöskadorna vintern 1977/78, se avsnitt 4.1, lyckades man få fram relativt detaljerad information om ca 80 av 110 förtecknade takras. På den tiden var kommunernas byggnadsnämnder goda informationskällor. Tekniska handlingar fanns arkiverade. Så är inte längre fallet.

De detaljerade objektsbeskrivningarna i Bilaga 2 baseras på olika slags skadeutredningar. Några fall har SP utrett på uppdrag av fastighetsägare eller försäkringsbolag och dessa har SP fått särskilt tillstånd att referera till. Många ras har utretts av konsulter och här har SP tvingats utverka tillstånd att använda rapporterna från fall till fall. Ytterligare ett par ras har utretts av Luleå Tekniska Universitet. Skadeutredningarnas kvalitet har varierat. En del har varit mycket kortfattade och bristfälliga medan andra har varit omfattande och förhållandevis kompletta. Det finns dock ett betydande antal skadeutredningar, som SP av olika skäl inte kunnat ta del av. Det sammanhänger oftast med en pågående tvist.

Utmärkande är, att ju större och mer betydelsefull en byggnad är, desto mer omfattande är utredningarna. Det betyder, att de 37 fall som beskrivs mera i detalj i Bilaga 2 inte är representativa för de 180 fallen i bruttoförteckningen i Bilaga 1. Tex är andelen lantbruksbyggnader lägre liksom andelen träkonstruktioner. Detta framgår av Bilaga 3 där de viktigaste uppgifterna från de detaljerade objektsbeskrivningarna har sammanställts. Följande kan konstateras:

- Vad gäller typ av byggnad dominerar idrotts-, event-, fotbolls- och tennishallar samt lantbruksbyggnader med 11 utredda fall vardera. Vad gäller hallarna utgör de ca 80 % av de kända fallen, men när det gäller lantbruksbyggnaderna har mindre än 20 % av de kända rasen utretts inom projektets ram.
- Bland övriga typer av byggnader finns växthus, förråd, kontor, garage och en villa.

- Stål dominerar i primärbärverken i 18 av 37 fall, som framgår av Tabell 3.1. Därefter kommer limträ med 9 fall och trä med 10 fall. Med trä avses konstruktionsvirke och det förekommer framförallt i fackverk i form av spikplåtsförbundna trätakstolar.
- Spännvidden ligger mellan 7 och 89 m och i ca 50 % av fallen överstiger spännvidden 20 m.
- Sekundärbärverken utgörs i 11 fall av profilerad plåt (TRP), i 8 fall av plåtåsar, i 16 fall av trä eller limträ och i ett fall av tältduk.
- I 7 av 10 fall har TRP-plåten varit gerberskarvad.
- I 4 fall med gerberskarvad TRP hade skottats eller pågick skottning när raset skedde.
- Sadeltak med låg lutning (mindre än 15 grader) dominerar. Dessa tak har varit projekterade för en jämnt fördelad snölast, men många av utredningarna pekar på att snön varit kraftigt omfördelad till läsidan av taket.
- Med ett undantag (Objekt 7, Tjörn), överstiger snölasten på mark vid rastillfället värdet vid projekteringen.
- I 16 av 18 fall med taklutning mindre än eller lika med 15 grader har uppmätt snölast på taken överstigit snölasten på mark. Det ska då tilläggas att det är mycket oklart om mätningarna på taken är representativa. I ett fall (Objekt 105) har SP mätt snölasten på byggnaden intill den rasade och fått värdet 1,05 kN/m². Snölasten på mark enligt uppgift från SMHI var 0,86 kN/m².
- Vindriktningen vid tiden för rasen har med ett par undantag varit nordig till ostlig.
- I 16 av 29 fall har byggnadernasnockriktning legat inom sektorn NO-O.

Tabell 3.1 *Material i primärbärverken för olika typer av byggnader. Bilaga 1 innehåller förteckningen över alla takras som SP har någon kunskap om, medan Bilaga 3 innehåller mer detaljerade uppgifter om 37 rasobjekt.*

Typ av byggnad	Antal enligt Bilaga 1	Antal enligt Bilaga 3	Material i primärbärverket Enligt Bilaga 3		
			Stål	Limträ	Trä
Idrotts-, sport-, is- och eventhallar	14	11	7	4	-
Ridhus	6	4	3	1	-
Skolor	2	2	-	2	-
Affärslokaler	5	1	1	-	-
Industrilokaler	4	3	3	-	-
Lagerlokaler	22	4	3	-	1
Lantbruksbyggnader	65	11	1	2	8
Övrigt	62	1	-	-	1
Summa	180	37	18	9	10

3.4.2 Rasorsaker

3.4.2.1 Översikt

Det har i många fall visat sig vara svårt, att utreda vad som orsakat ett ras. I några få fall är orsaken helt uppenbar, som i t ex ridhuset i Uddevalla (Objekt 2), där det saknades en viktig bricka. Ett annat

okomplicerat fall är ishallen i Kålleröd (Objekt 17), där man i samband med en ombyggnad tog bort stag som hade avgörande betydelse för stabilisering av stålramarna. Ytterligare ett fall där rasorsaken kunnat utredas ganska fullständigt är Lundbyhallen i Borås (Objekt 18). Där hade man inte gjort några kontrollberäkningar över huvudtaget när man flyttade stommen från en tidigare byggnad och därmed missat att beakta risken för snöfickor.

I Tabell 3.2 finns en sammanställning av noterade brister och fel, som bedömts vara rasorsak. I vissa fall har det funnits flera olika fel i en och samma byggnad. Det var t ex fallet i fotbollshallen i Skellefteå (Objekt 164), där det skedde tre olika brott. Takplåten rasade i ett fack. Ett dragstag i en sadeltakstol av limträ gick av p g a materialfel. Dessutom brast ett krysstag av höghållfast stål i en fasad p g a att det bockats i samband med montage.

I många fall (11 av 36) har det inte gjorts någon annan notering än att snölasten har varit stor, men i flera av dessa fall finns säkerligen något annat än snön som kan förklara raset, särskilt när snölasten på marken har legat klart under normvärdet för den aktuella orten. Mer om detta i avsnitt 3.4.3.

Tabell 3.2 *Brister per typ av material i primärbärverket. Observera att summan inte blir 37 p g a att flera objekt innehåller mer än ett fel.*

Material i primärbärverket	Ingen eller felaktig dimensionering	Material- eller komponentfel	Bristande underhåll	Utförande-fel på byggplats	Annat
Stål (balkar, ramar, bågar)	8	1	-	3	5
Limträ (balkar, ramar)	3	2	-	4	3
Trä (fackverk)	5	1	2	4	3
Summa	16	4	2	11	11

3.4.2.2 Beskrivning av fel och brister

3.4.2.2.1 Ingen eller felaktig dimensionering

Detta förefaller vara den vanligaste rasorsaken. Hit räknas, förutom att man inte dimensionerat konstruktionen över huvudtaget, följande:

- Risk för snöfickor inte beaktad eller inte beaktad i tillräcklig utsträckning (Objekt 18).
- Felaktig säkerhetsfaktor, som förefaller vara vanligt när det gäller TRP, där man räknat i säkerhetsklass 2 istället för 3, som man ska göra när plåten stabiliserar primärbärverket.
- Effekten av nedböjning på funktionen i brottstadiet ej beaktad (Objekt 4).
- Intermittent svetsade stålprofiler räknade, som om de hade full samverkan (Objekt 27).
- Risk för vippning inte beaktad (Objekt 40).
- Skruvförband underdimensionerade (Objekt 61).
- Fel snözon (Objekt 65).
- Risken för snöras från anslutande byggnad ej beaktad (Objekt 204).
- Feldimensionerade stabiliserande stag eller avsaknad av dimensionering förekommer i 5 av 16 fall.

3.4.2.2.2 Material- och komponentfel

Dessa fel är inte särskilt frekventa. De som noterats är främst:

- Bristande virkeskvalitet (Objekt 65).

- Dragstag med sprickbildning på grund av väteförspädning (Objekt 164).
- Expanderskruvar med för låg hållfasthet (Objekt 226).

3.4.2.2.3 *Bristande underhåll*

Bland de mera noggrant undersökta fallen finns bara två där bristande underhåll bedöms vara den främsta brottorsaken, nämligen Objekt 84 och Objekt 104. Båda är träkonstruktioner med röta. Det senare objektet är en lantbruksbyggnad från 1916.

3.4.2.2.4 *Utförandefel på byggplatsen*

I 11 av 37 fall uppges utförandefel vara rasorsak. Till de mer uppseendeväckande hör Objekt 2, med en saknad bricka och Objekt 17 med ett borttaget stag. Andra exempel är:

- Omlottlagda träåsar, som inte spikats samman på avsett sätt (Objekt 31).
- Felaktig infästning av takplåt (Objekt 40).
- Avsaknad av avstyvningar i tryckta stänger (Objekt 65 och Objekt 148).

3.4.2.3 **Fel och brister fördelade på olika slags primärbärverk**

3.4.2.3.1.1 *Tak med stålbärverk*

Det finns en rad olika orsaker till att tak med stålkonstruktioner har rasat. I en del fall är det inte primärbärverket som kollapsat utan sekundärbärverket. Det är fallet i Vänersborgs Arena (Objekt 3) och i ishallen i Luleå (Objekt 111), där brott uppstått i TRP-plåten.

Utmärkande är, att några konstruktionstyper återkommer i flera ras. Det gäller ett fabrikat med fackverkskonstruktioner av kallbuckad plåt, som förekommer i 8 av de ras som förtecknas i Bilaga 1. Dessa konstruktioner belyses i avsnitt 6.2. Det finns olika skäl till att de kollapsat.

Tälthallar med bågar eller ramar av stålfackverk förekommer i 11 fall, varav många är av ett och samma fabrikat. Ett av de mer uppmärksammade rasen är sporthallen i Salem (Objekt 64), som kollapsade när det fanns folk inne i lokalen. Det är mycket oklart hur dessa konstruktioner har dimensionerats och sannolikt tål de inte snölast över huvudtaget. Konstruktionstypen kommenteras i avsnitt 6.5 och 11.7.

Ramar med I-tvårsnitt är vanliga i ridhus, maskinhallar och lagerbyggnader. Ett exempel är ridhuset i Varberg (Objekt 31). Ramkonstruktionens funktion är helt beroende av den stagnering som erhålls av takåsar och väggreglar. Här är det särskilt viktigt med ett noggrant arbetsutförande. I det aktuella fallet var åsarna felaktigt monterade och brast, varefter stålramarna förlorade sin stabilitet.

3.4.2.3.2 *Tak med limträbärverk*

Bland de undersökta fallen finns ingen gemensam nämnare. Det handlar om en saknad bricka som i ridhuset i Uddevalla (Objekt 2), ett brustet dragstag som i fotbollshallen i Skellefteå (Objekt 164) eller olämplig detaljutformning vid infästning av dragstag som i grisstallet i Linköping (Objekt 232). Limträkonstruktioner behandlas mera i detalj i avsnitt 6.3.

3.4.2.3.3 *Tak med träbärverk*

Här dominerar spikplåtsförbundna trätakstolar. Detta är konstruktioner med långt gången optimering, som kräver omsorgsfull stagning av tryckta strävor för att fungera på avsett sätt. Denna stagning glöms ofta bort vid montaget och effekten blir en kraftigt reducerad bärförmåga.

Utmärkande är också, att bristande underhåll kan ge upphov till röta. Bland de beskrivna takrasen finns 2 exempel på det (Objekt 84 och 104).

3.4.2.4 Sekundärbärverkens betydelse

Sekundärbärverken har ofta den viktiga uppgiften att stabilisera primärbärverket. Om man bortser från lantbruksbyggnaderna, där det förekommer mycket träåsar och lador med plåttak, så dominerar TRP med förekomst i 23 av de 170 registerade fallen. När det gäller de 37 närmare granskade fallen förekommer TRP i 10 fall och i 6 av dessa har det skett brott i plåttaket och i alla 6 fallen var plåten gerskarvad.

I utredningen om ishallen i Luleå (Objekt 111) lyfter LTU fram en annan aspekt, nämligen att plåten var tunnare än den borde vara. Följande text är ett citat från rapporten:

Prov 5 var som medelvärde 0.791 mm tjockt efter avzinkning. Detta är på 1000-dels mm när absolut minimigräns enligt typgodkännandet. Sträckgränsen var i snitt 367 MPa alltså högre än kravet 350 MPa. Vid utvärdering i typgodkännandet har tjockleken 0.833 mm och sträckgränsen 350 MPa använts. Effekten blir att momentkapaciteten för stödmoment kan beräknas bli ca 6% lägre än den beräkningsmässiga. Beräkningen är gjord som en exponentiell interpolation mellan kända värden. En jämförelse mot absoluta minimikrav ger en plusmarginal med 2-3 % vilket framgår av Tabell 7.2. För plåt i fack 6 är provet något gynnsammare vilket framgår av tabellerna. Plåten i fack 7 är tjockare och skulle uppfylla kravet på 1 mm nominell tjocklek. Sträckgränsen är dock lägre än 350 MPa. Totalt sett är den plåten den starkaste och har heller inte kollapsat. Formellt får man godkänna Plannjas plåt om än med viss tvekan, men 6 % hållfasthetsreduktion naggat en del på säkerhetsmarginalen.

Övriga aspekter på hur TRP används som sekundärbärverk belyses närmare i avsnitt 6.6.

3.4.3 Snölasten

3.4.3.1 Mer snö än normvärdet – vad betyder det?

I ett betydande antal av de 37 skadeutredningar som studerats, uppges eller antyds, att rasorsaken är, att det kommit mer snö än man haft anledning att räkna med. Det är de fall som redovisas under rubriken Annat i Tabell 3.2. När det gäller snölast på marken, så har redan i avsnitt 2.2.1 konstaterats att värdena, generellt sett, inte överstiger normvärdena. I de 37 granskade fallen i Bilaga 2 och 3 överstiger snölasten på mark normvärdet vid projekteringen i ett enda fall och det är för Objekt 7 på Tjörn. Snölasten på mark var enligt SMHI 1,17 kN/m² och normvärdet vid projekteringen 1,0.

I 23 av 37 fall finns uppgifter om snölast på taket. Kvaliteten på mätningarna och hur representativa de är för det aktuella taket kan ifrågasättas och får ses som en grov uppskattning av snöförhållandena. I 11 av de 23 fallen överstiger snölasten på taket normvärdet på mark vid projekteringen. Jämförelsen är inte korrekt i formell mening, eftersom jämförelsen sker mellan snö på mark och snö på tak utan hänsyn till formfaktorer, men ger en indikation. På samma sätt kan man se att snölasten på tak översteg normvärdet vid rastillfället i 8 fall.

Kan man på basis av detta hävda att normvärdena är felaktiga? Knappast! För att förklara är det på sin plats att förklara hur partialkoefficientmetoden, som är grunden för BKR (Boverket, 2006) och Eurokoderna (Boverket, 2010a), fungerar. Där anges att säkerheten för att brott inte ska inträffa är betryggande om följande villkor är uppfyllt:

$$S_d \leq R_d$$

där S_d är en funktion av $F_d = \gamma_f \Psi F_k$ och där F_k är ett karakteristiskt lastvärde, Ψ är en lastreduktionsfaktor som multiplicerad med F_k ger vanligt lastvärde och γ_f som är en partialsäkerhetsfaktor.

Vidare är $R_d = \frac{k_1 f_k}{\gamma_m \gamma_n}$, där k_1 är en modifieringsfaktor, f_k är karakteristiskt värde på hållfastheten samt γ_n och γ_m är partialsäkerhetsfaktorer för bärförmåga respektive för säkerhetsklass.

De tak som rasat är alla att betrakta som lätta tak, vilket betyder att snölasten är huvudlast. Dimensionerande last F_d kan uttryckas som $\gamma_{f_1} G_k + \gamma_{f_2} Q_k$, där G_k är takets egentygnd och Q_k är en variabel last (snön) samt γ_{f_1} och γ_{f_2} är partialsäkerhetsfaktor med värdena 1,0 respektive 1,3. Om G_k uttrycks som en andel k_2 av Q_k kan villkoret ovan skrivas som

$$\gamma_{f_1} k_2 Q_k + \gamma_{f_2} Q_k \leq \frac{k_1 f_k}{\gamma_m \gamma_n}$$

och som

$$\frac{k_1 f_k}{Q_k} \geq \gamma_n \gamma_m (\gamma_{f_1} k_2 + \gamma_{f_2})$$

På så sätt erhålls en totalsäkerhetsfaktor, som kan användas för att bedöma hur rimligt ett påstående om snölastens inverkan på ett ras är. I Tabell 3.3 redovisas värden på totalsäkerhetsfaktorn för snözon 2,0. Takets egentygnd har satts till 0,5 kN/m². Totalsäkerhet är beroende av snözonen och ökar något med ökande snölast.

Tabell 3.3 Totalsäkerhetsfaktorer för olika typer av bärverk i säkerhetsklass 3. Värdet på γ_f avser huvudlasten, som är snön. Dess värde på egentygnden är 1,0.

Typ av bärverk	γ_f	γ_n	γ_m	γ_{total}
Stålbalkar och liknande	1,3	1,2	1,0	1,64
Limträbalkar	1,3	1,2	1,25	1,86
Konstruktionsvirke	1,3	1,2	1,3	1,93
TRP som stabiliserande bärverk	1,3	1,2	1,0	1,64

En rimlig utgångspunkt när man försöker bedöma om snölasten orsakat ett takras eller inte är, att multiplicera snözonsvärdet med totalsäkerhetsfaktorn. Om takkonstruktionen är rätt projekterad, monterad och underhållen bör den kunna klara en last som är lika med eller överstiger snölastvärdet för snözonen multiplicerat med totalsäkerhetsfaktorn.

Ovanstående resonemang har dock svagheter. En grundfilosofi bakom partialkoefficientmetoden är att koefficienterna i möjligaste mån kopplas till tillhörande osäkerheter. Har en materialegenskap stor spridning eller speciell täthetsfunktion belastar aktuell koefficient dess karakteristiska värde och inte exempelvis motsvarande lastvärde eller någon annan egenskap med andra förutsättningar. Jämför också med avsnitt 5.4.

3.4.3.2 Objekt med extrema snömängder

Med resonemanget i föregående avsnitt om totalsäkerhetsfaktorn kan några fall med extremt stora uppmätta snölastar identifieras, d v s snölastar som är så stora att det är sannolikt att det är snön i sig som är den primära orsaken och inte fel och brister i konstruktionen. Dessa är

- Vänersborgs arena (Objekt 3), uppmätt snölast 3,5 kN/ m²
- Sporthall i Umeå (Objekt 70), uppmätt snölast 6,3 kN/ m²
- Hönseri i Ockelbo (Objekt 73), uppmätt snölast 2-5,8 kN/ m²
- Lager i Jönköping (Objekt 99), uppmätt snölast 3-5 kN/ m²

De tre senare objekten karakteriseras av en öst-västlig nockriktning och att det blåst övervägande nordlig vind under snöperioden med vindstyrkor på upp till 6-11 m/s, vilket lett till kraftig snödrift och drivbildning.

3.4.3.3 Andra iakttagelser

Det synsätt som gällt i den svenska snölastnormen fram till dess att Eurokoderna introducerades med EKS (Boverket, 2010a) är, att snön är jämt fördelad vid taklutningar under 15 grader. Iakttagelser under vintern 2009/2010 visar att verkligheten är en annan. I många fall beskrivs, att det varit praktiskt taget fritt från snö på ena takhalvan, medan det funnits stora snömängder på den andra. Det är inte osannolikt att antalet ras hade varit lägre om snölastnormen hade beaktat denna osymmetri i lastfördelningen.

I och med att Eurokoderna introduceras ska osymmetrisk last beaktas på alla typer av tak. Dock verkar den osymmetri som iakttagits under vintern 2009/2010 ha varit större än vad Eurokoden anger.

En annan iakttagelse, när det gäller stora platta tak, är att snölasten på taket förefaller vara i stort sett den samma som på omgivande mark. I normen reduceras snölasten för låga taklutningar med en faktor 0,8. Det är svårt att se logiken i detta. Varför skulle snömängden på ett stort platt tak skilja sig från snömängden på omgivande mark? Möjligen kan detta vara relevant för tak med lite isolering och avsmältning som följd, men för moderna högisolerade konstruktioner är situationen en annan.

En ytterligare iakttagelse är, att ju större ett tak är desto ojämnare verkar snödjupet vara. Det kan finnas en viss logik i detta. Ju större en takyta är desto större är sannolikheten att det finns uppstickande föremål och ojämnheter där snö kan börja ansamlas.

De två senare iakttagelserna har inte verifierats, men kan eventuellt vara uppslag till fördjupad studie.

En ytterligare aspekt är att mycket stora tak är svåra att skotta, dels genom att det kan ta lång tid, dels genom att det under skottningen är svårt att undvika osymmetrisk last, det som plåttaken verkar var mycket känsliga för.

Byggnader i närheten av högre byggnader och klippor riskerar att få höga snölastar. En affärslokal i Vänersborg (Objekt 1¹ i Bilaga 1), lagerbyggnaderna på Tjörn (Objekt 7) och ishallen i Luleå (Objekt 111) är exempel på detta. När det gäller affärslokalen och ishallen borde hänsyn kunnat tas till detta i samband med projektering, men när det gäller lagerbyggnaderna var det svårt att förutse effekten av de 30 m höga klipporna.

¹ Det saknas detaljerade uppgifter i Bilaga 2 om detta objekt, men det finns foton och andra uppgifter som visar att en högre byggnad har uppförts intill den rasade utan att detta resulterat i några åtgärder.

3.4.4 Fler ras än det borde vara?

BKR och Eurokodsystemet bygger på en dimensioneringsmetod som är sannolikhetsbaserad. Hänsyn tas till spridningen hos laster och materialegenskaper. Praktiskt kommer detta till uttryck i form av olika slags säkerhetsfaktorer. I standarden SS-EN 1990 "Eurokod – Grundläggande dimensioneringsregler för bärverk" (SIS, 2010) definieras tre olika säkerhetsklasser RC1, RC2 och RC3, som svarar mot de i Sverige tillämpade säkerhetsklasserna 1, 2, och 3 på sådant sätt, att säkerhetsklass 3 svarar mot RC2, säkerhetsklass 2 mot RC1 och säkerhetsklass 1 inte har någon motsvarighet i Eurokoden. Utan att gå in i några detaljer kan man säga att de tre säkerhetsklasserna representerar olika sannolikheter för att en viss konstruktion går till brott under en viss tidsperiod. Notera här att uttrycket "brottsannolikhet" inte nödvändigtvis representerar den verkliga brottsannolikheten utan används som ett praktiskt tillämpbart värde vid kalibrering av konstruktionsregler och vid jämförelser av säkerhetsnivåer för olika bärverk. Den verkliga brottsannolikheten hos en konstruktion bestäms till stor del av den av den mänskliga faktorn och beaktas inte vid en dimensionering. Från SS-EN 1990 kan uttolkas att för en period av ett år är "brottsannolikheten" för bärverksdelar i säkerhetsklasserna RC1-RC3 enligt Tabell 3.4.

Tabell 3.4 "Brottsannolikheten" för en bärverksdel i säkerhetsklasserna RC1-RC3 under en tidsperiod av ett år. Inom parentes de svenska säkerhetsklasserna.

Säkerhetsklass	RC1(2)	RC2(3)	RC3
"Brottsannolikhet"	10^{-5}	10^{-6}	10^{-7}

När de huvudsakliga osäkerheterna kommer från laster, som har statistiskt oberoende maximivärden från år till år kan "brottsannolikheten" för en tidsperiod av n år beräknas genom att värdena i Tabell 3.4 multipliceras med faktorn n . Om vi antar att snölasten som uppträdde under vintern 2009/2010 representerar en lastnivå som upprepas vart 20 år så blir brottrisen för en bärverksdel i den högsta svenska säkerhetsklassen $20 \cdot 10^{-6} = 2 \cdot 10^{-5}$. Lägg märke till att analysen endast inkluderar normala variationer i materialegenskaper och laster och inte inverkan av den mänskliga faktorn.

Vad detta belyser är, att det vid dimensionering alltid finns en viss risk att ett bärverk kollapsar, men att risken är mycket liten.

3.5 Sammanfattning

- Det är företrädesvis tak med slanka stål- och träbärverk som rasat och en viktig orsak till detta är, att tryckta stänger inte stagats över huvudtaget eller bristfälligt.
- Låglutande tak dominerar helt.
- Bland rasorsakerna är projekteringsfel och utförandefel på byggplatsen de mest frekventa.
- Sekundärbärverk med takplåt i form av TRP förefaller vara riskabla på flera sätt. I fyra fall rasade taken under pågående skottning. En bidragande orsak kan vara att de varit gerberskarvad, vilket ger känslighet för ojämnt fördelad snölast.
- Det har fallit mycket snö, men med få undantag har snölasten på marken överstigit normvärdena.
- Vindförhållandena har varit speciella, så till vida att det blåst en nordlig till nordostlig vind under större delen av snöfallperioden, samtidigt som det varit minusgrader. Detta har lett till en omfattande snödrift med omfördelning av snö och snöfickor som följd.
- Det är inte osannolikt att antalet takras varit lägre om snölastnormerna hade beaktat risken för osymmetrisk snölast vid taklutningar under 15 grader.

4 Erfarenheter från tidigare vintrar med mycket snö och takras respektive från Danmark 2009/2010

4.1 Snöskador vintern 1976-1977

Denna vinter föll mycket snö och ett stort antal ras inträffade i ungefär samma stråk över Sverige som under vintern 2009/2010, se Figur 4.1. Två forskare vid Chalmers, Johannesson och Johansson (1979) tog initiativet att försöka utreda orsaken till rasen. De kontaktade med hjälp av Statens Planverk alla byggnadsnämnder och erhöll uppgifter om 110 rasade eller skadade tak. De fick, på det hela taget, mycket god respons från byggnadsnämnderna, vilket skiljer sig från vad SP upplevt i sina kontakter med kommunerna. Det hänger sannolikt samman med den nedrustning av den tekniska kompetensen hos byggnadsnämnderna, som skett sedan 1970-talet.



Figur 4.1 Geografisk fördelning av inträffade snöskador vintern 1976/1977 enligt Johannesson & Johansson (1979).

Chalmersforskarna konstaterar att det i allmänhet inte var snön som var den primära rasorsaken. Detta framgår av Tabell 4.1 som redovisar rasorsak per stommaterial.

Tabell 4.1 Antal objektsredovisade skador fördelade efter orsak (Johannesson & Johansson, 1979).

Rasorsak	Stommaterial				Totalt
	Stål	Trä	Aluminium	Betong	
Nedrasad snö	-	6	-	-	6
Mycket snö (mer än normen)	7	5	-	-	12
Snöficka	14	3	1	1	19
Tillverkningsfel					
– i fabrik	5	7	-	-	12
– byggplats	1	1	-	-	2
Underdimensionering					
– olämplig utformning	5	15	-	-	20
– felaktig beräkning	8	7	-	1	16
Övrigt	-	3	-	-	3
Obekant	4	-	-	-	4
Totalt	44	47	1	2	94

Det är stommaterialen stål och trä som dominerar helt, med ungefär lika andel av de rasade taken. I ca 40 % av fallen bedömer man att rasorsaken är snön, antingen i form av nedrasad snö, i form av mycket snö eller i form av snöfickor. Att det i 19 fall (20%) är snöfickor som orsakat skadorna menar man är anmärkningsvärt med hänsyn till att den aktuella normen BABS 1950 (KBS, 1950) hade anvisningar om snöfickor. Tabell 4.1 visar mycket tydligt, att de flesta skadorna, strax över 50 %, har orsakats av fel i projekteringsskedet eller vid tillverkningen. Hänför man dessutom snöfickorna till fel begångna i projekteringsskedet, vilket är rimligt, ökar andel till 73 %.

Chalmersforskarnas resultat kan sammanfattas i följande punkter:

- Det är nästan uteslutande lätta konstruktioner i trä och stål som drabbats.
- I förteckningen över undersökta rasobjekt finns få offentliga byggnader och mindre än 10 % lantbruksbyggnader. Olika slags lagerbyggnader, förråd, skärmtak och carportar dominerar.
- Skadorna har fördelats geografiskt över hela landet, men med en koncentration till mellersta och norra Götaland och södra Svealand.
- Fel i projektering eller tillverkning dominerar helt som skadeorsak.
- Snöfickor som ej beaktats vid projekteringen förekommer i en femtedel av fallen.
- Man drar slutsatsen att skadorna ger knappast anledning att öka de normenliga snölasten

4.2 Tunga snölaster på Norrlands kusttrakter 1987-1988

Denna vinter drabbades Norrlands kusttrakter av kraftiga och ihållande snöfall samtidigt som det var förhållandevis mildt. Detta ledde till att snön blev tung och kompakt redan från början. Densitetsmätningar gav värden på mellan 300 och 400 kg/m³. Detta framgår av en rapport av Wredling (1989). Han pekar på de speciella förhållanden, som uppstår när vinden passerar över öppet hav och därigenom samlar fukt, som sedan kondenserar till snö och ställer frågan om inte snölasterna för de drabbade områdena utefter Norrlandskusten borde ökas något.

Professor Bernt Johansson vid Luleå tekniska högskola studerade 20 rasade tak och i 4 fall hittade han ingen annan orsak till skadorna än för högre snölast än normen (Jonsson, 1989). När de gällde övriga 16 fallen fann han mer eller mindre flagranta fel och brister, som begåtts av en eller flera inblandade parter.

4.3 Ras i Finland 2006

Vårvintern 2006 skedde några uppmärksammade skador och ras i Finland. Främst handlade det om olika slags sprickbildning i limträkonstruktioner och HI-balkar av betong samt spikplåtsförbundna trätakstolar där tryckta strävor inte avstyvats på ett korrekt sätt (Miljöministeriet, 2006).

4.4 Tysk studie från 2006

Dietsch et al (2006) redovisar 109 skadefall från vintern 2005/2006, varav 71% hade träbärverk. Dessa utgjordes av konstruktioner med spikplåtar (13%), konstruktionsvirke (18%), limträ (58%) och annat (10 %). Denna fördelning speglar sannolikt inte det verkliga förhållandet vad gäller antalet rasade eller skadade byggnader av olika slag, utan det förhåller sig säkert så, att det är stora och ofta offentliga byggnader som ofta har limträstomme som utreds noggrannare än mindre byggnader där konstruktionsvirke och spikplåtsförbundna trätakstolar dominerar.

Ras- eller skadeorsakerna bedömdes bero på:

- Material t ex fel limtyp 21 %
- Klimatrelaterat och kopplat till fuktbelastning 21 %

- Dimensionering, utförande och underhåll 33 %
- Annat/okänt 25 %

4.5 En europeisk studie från 2007

Frühwald et al (2007) sammanställde 127 skadefall i träbärverk från USA, Norge, Sverige, Finland och Tyskland. Denna studie innefattar en del av skadefallen i avsnitt 4.3 och 4.4 ovan. Bland rasorsakerna dominerar bristfällig dimensionering, se Tabell 4.2.

Tabell 4.2 Rasorsaker vad gäller träbärverk enligt en europeisk studie (Frühwald et al, 2007). I 5 % av fallen är rasorsaken okänd.

Rasorsak	Andel (%)
Materialegenskaper	1,5
Tillverkningsfel i fabrik	5,4
Bristfälliga tillverkningsmetoder	4,2
Ändringar på byggsplatsen	12,5
Projektering vad gäller mekaniska laster	41,5
Projektering vad gäller miljölaster	11,4
Bristfälliga byggmetoder	14,1
Överlast	4,4
Annat/okänt	5,1

Fel i projekteringsskedet dominerar kraftigt. Bristfällig design för klimatlaster inkluderar t ex krympning och torkning. Överbelastning förklarar bara 5 % av rasen och då ingår bl a snö över normvärdet.

För övrigt kan följande noteras:

- 51 % av de studerade byggnaderna var offentliga och endast 7 % var lantbruksbyggnader. Studien ger sannolikt ingen sann bild av hur rasen fördelar sig på olika typer av byggnader utan speglar snarare att offentliga byggnader utreds i större utsträckning på grund av mediabevakning m m.
- Ca 80 % av de rasade byggnaderna var 10 år eller yngre och 20 % rasade under byggskedet.
- En studie av brottmoderna visar att instabilitet dominerar med 30 %. Därefter kommer böjbrott med 15 % och dragbrott vinkelrätt fibrerna med 11 % av fallen.
- I 84 % av fallen var spännvidden 10 m eller större.

Rasorsaken för olika typer av stommaterial har också analyserat i studien och det framgår, att för såväl trä, stål som betong är det i projekterings- och byggprocessen som felet begås. Trä skiljer sig lite från de två andra materialen, så till vida, att projekteringsfel är dubbelt så vanliga som felet som begås på byggsplatsen, se Tabell 4.3.

Tabell 4.3 Rasorsaker i % för olika stommaterial (Frühwald et al, 2007).

Rasorsak	Trä/limträ	Stål	Betong
Projektering	53	35	40
På byggsplatsen	27	25	40
Underhåll		35	
Material	11		
Annat	9	5	20

4.6 Dansk undersökning av takras vintern 2009/2010

Norra Jylland drabbades liksom Sverige av många takras vintern 2009/2010 (Danska Standard, 2010). Dansk Standard har utrett orsakerna. Man bedömer antalet skador orsakade av snön till ca 5000. De flesta är dock småskador. De mer omfattande skadorna uppträdde främst på stålkonstruktioner och träfackverk med stora spännvidder. Man har samlat in uppgifter om ca 300 allvarligt skadade konstruktioner och av dessa har man studerat 11 stycken lite närmare. De undersökta byggnaderna har använts som maskinhall, ridhus, stall respektive bostadshus. Såväl nyare stål- och träfackverk som en limträkonstruktion ingick.

Man drar följande slutsatser:

- De rasade byggnaderna har generellt sett väsentliga konstruktiva brister och har därför inte den säkerhet som den nuvarande normen föreskriver.
- Orsaken till den bristande säkerheten är utförandefel, beräkningsfel, dåligt underhåll och stora snömängder.
- Den gällande snönormen har brister och bör förbättras i samband med revision av Eurokoden. Eftersom denna revision kommer att dröja ca 5 år rekommenderas, att det omedelbart tas fram regler för snöröjning av stora tak.
- Erfarenheter från tidigare extrema vädersituationer, framför allt stark vind, visar att konstruktioner som levde upp till normkraven när de uppfördes inte får skador eller rasar. Erfarenheterna visar också, att konstruktioner som skadas eller rasar har en bärförmåga som är mycket mindre än vad som svarar mot normkraven. Dessa erfarenheter stämmer överens med vad som konstaterats efter studier av snöskadorna vintern 2009/2010.

Snöobservationer har visat att snölasten (på mark) har överskridit normvärdet på 0,9 kN/m² som gällt sedan 1998. Baserat på statistiska analyser rekommendera man att normvärdet höjs med 10 %.

När det gäller snöanhopning menar man att Eurokoden inte är konsistent och att det finns behov av förbättringar. Man har genomfört vindtunnelförsök för att ge underlag för förbättrade specifikationer. Utöver redan beaktade geometrier har man studerat tak med flera lokala lägivare (t ex ventilations-skorstenar) och vinkelbyggnader. Vad gäller de senare har man observerat ansevärliga snöanhopningar under januari till februari 2010. Man har också observerat betydande snöanhopningar på vissa lägre, friliggande tak med sadelform utan lokala lägivare. Dessa snöanhopningar sammanhänger möjligtvis med snödrift som transporterar snö från marken upp längs lovert sidan och vidare till läsidan där snön stannar.

4.7 Sammanfattning

- Takras orsakas i allmänhet inte av överlast av snö.
- Orsaken är i stället oftast projekteringsfel och felutförande på byggplatsen. Tillverkningsfel hos komponenter förekommer också. Till projekteringsfelen hör bl a att man missat att beakta risken för snöfickor.
- Bristande underhåll har i ett antal fall konstaterats vara huvudorsak till takras i samband med snölast.
- Det är främst tak med primärbärverk av stål- eller trä som rasat.
- Det finns behov att revidera/komplettera snölastnormernas formfaktorer för vissa takgeometrier, snöfickor och för snöanhopningar p g a lokala lägivare, t ex ventilationsskorstenar.

5 Boverkets snölaster och formfaktorer

5.1 Hur normvärden för snölast på mark tas fram

Snölastens grundvärde på mark definieras i Eurokoden och EKS (Boverket, 2010a) som den snölast som i genomsnitt återkommer en gång på 50 år. Den karta över snölastzoner för snölast på mark som med sannolikheten 0,02 överskrider en gång per år, är baserad på mätdata från 148 meteorologiska stationer och beslutades 2006. Snölasterna i EKS baseras bland annat på snödjupmätningar från SMHI. Eftersom Boverket fick nya uppgifter om nederbörden, som gav högre värden i vissa delar av landet, men även lägre i andra delar, reviderades kartan och tabellerna i reglerna 2006.



Snölastens grundvärde S_s (kN/m ²)	Lastreduktionsfaktor ψ
6,5	0,8
4,5	0,8
3,5	0,8
3,0	0,8
2,5	0,7
2,0	0,7
1,5	0,7
1,0	0,6

I figur 3:5a angiven föreskriven snölast på mark är baserad på upprepningstiden 50 år. Om byggnadsverkets avsedda livslängd är avsevärt kortare än den dimensionerande livslängd som anges i 2:1 får en snölast på mark med en upprepningstid som minst motsvarar livslängden användas för byggnadsverksdelar i säkerhetsklass 1 och 2. (BFS 2003:6)

5.2 Snölaster och formfaktorer i ett historiskt perspektiv

5.2.1 Inledning

Boverket och dess föregångare på byggsidan, Byggnadsstyrelsen och Planverket, har gett ut ett flertal byggnormer/byggregler under åren. Reglerna har i sina utformningar olika benämningar såsom föreskrifter, allmänna råd och anvisningar. En del har varit bindande regler, som måste följas, och andra har varit rekommendationer, många gånger i form av allmänna råd eller enbart råd. I en del fall har det varit detaljkrav, som preciserar, vilka krav, som ska vara uppfyllda och ibland funktionskrav, det vill säga, att en viss funktion ska uppnås, och sätten att nå dit kan vara flera. I varje byggnorm/byggregel anges statusen av de skilda texterna.

Värdet på snölasten har baserats på statistik från uppmätta snödjup. Statistik från nya mätningar har vid flera tillfällen givit anledning till förändringar av både snölast, och inom vilka områden de ska gälla. Områdena har redovisats genom kartor med snözoner. Ibland har även densitetsuppgifter angivits, dock inte så omfattande som uppgifterna om snölast.

Även dimensioneringsmetoder har förändrats under åren, vilket gör, att en viss försiktighet ska iakttas vid jämförelser mellan värdena på snölasterna. En kort beskrivning av dimensioneringsmetoderna ges nedan.

En översikt av hur normer och byggregler genom föreskrifter och råd har angivit snölasten vid olika perioder redovisas. Sammanställningarna visar förändringar i normerna under tiden liksom hur förändringarna har påverkat snölasterna på några orter.

Vid jämförelse mellan varierande föreskrivna värden på snölasten måste även kombinationen med den för tidpunkten gällande säkerhetsprincipen beaktas. Dessa skilda principer ger vad som vanligtvis benämns skilda dimensioneringsmetoder.

5.2.2 Dimensioneringsmetoder

5.2.2.1 Tillåtna påkänningar

Fram till och med 1972 dimensionerades byggkonstruktioner för snölasten utgående från vad man i normen benämnde vanliga laster. Under åren 1971-1988 angavs snölasten både med vanligt och med exceptionellt värde. Övergångstiden mellan normerna var vid detta tillfälle mer än ett år. Vid kombination av skilda laster t ex snö och vind angavs fram till 1971-1988 inga reduktioner t ex att vindlastens maximala värde skulle reduceras, då maximalt värde för snölasten uppträdde och vice versa. De för byggnadsdelen framräknade snittkrafterna omsattes till spänningar uttryckta i kraft per areaenhet. Dessa spänningar jämfördes därefter med den för det aktuella materialet föreskrivna tillåtna påkänningen.

5.2.2.2 Partialkoefficientmetoden

Från 1979 fanns möjlighet att tillämpa partialkoefficientmetoden, PK-metoden. Begreppen karakteristisk last, partialkoefficienter och lastkombinationer med brottgräns- och bruksgränstillstånd infördes. För varje lastfall och lastkombination ska en last vara huvudlast. Övriga laster medräknas med reducerade värden. Lasteffekten, d v s erhållna krafter i olika byggnadsdelar, får inte överskrida byggnadsdelens bärförmåga. Om snö är huvudlast, ska det karakteristiska värdet efter korrigering med en formfaktor multipliceras med faktorn 1,3 d v s höjas med 30 %. Denna höjning kombinerat med en reducerande faktor för materialet (stål, trä eller betong) och en faktor för byggnadens säkerhetsklass ger den totala säkerheten mot brott. I partialkoefficientmetoden bör man uppfatta alla partialkoefficienter som säkerhetsfaktorer.

En indelning i tre säkerhetsklasser görs med hänsyn till de personskador, som kan befaras uppkomma vid brott i en byggnadsverksdel. Den högsta säkerhetsklassen med risk för allvarliga personskador benämns säkerhetsklass 3, och den lägsta med liten risk för personskador benämns säkerhetsklass 1. Vid denna indelning tillämpas skilda säkerhetsindex β enligt en given standard.

De första föreskrifterna för partialkoefficientmetoden gällde enbart betong.

5.2.2.3 Jämförelser mellan dimensioneringsmetoder

Eftersom dimensioneringsregler och dimensioneringsfilosofi (eller säkerhetsprinciper) skiljer sig åt mellan den nuvarande partialkoefficientmetoden och dess föregångare, kan en direkt jämförelse inte göras mellan olika snölasten. Som framgår av redovisningen nedan har också föreskrifter och råd om hur byggnaders geometri ska beaktas varierat med tiden.

Vid dimensioneringen av en byggnadskonstruktion redovisas för alla laster en så kallad lastmodell. Denna modell ska på ett rimligt sätt representera de verkliga förhållandena. Exempel på detta är de formfaktorer, som infördes 1979 och 1980. En jämförelse kan dock göras genom att dimensionera t ex en balk under beaktande av de olika förutsättningarna.

Vid övergången mellan säkerhetsprinciperna gjordes en kalibrering genom jämförande beräkningar för att kunna säkerställa, att säkerhetsnivån bibehölls.

5.2.3 Lantbrukets byggnader

För lantbrukets byggnader (”ekonomibyggnad för jordbruk, skogsbruk eller annan liknande näring”) har inte och finns än idag inget krav på bygglov (tidigare byggnadslov) och inte heller på bygganmälan, om byggnadsåtgärden vidtas i ett område, som inte omfattas av en detaljplan. Redovisningen nedan kan därför sägas i huvudsak gälla de byggnader för vilka bygglov (tidigare byggnadslov) och bygganmälan har krävts. För övriga byggnader, t ex lantbrukets byggnader har därför granskningar och kontroller under åren endast i vissa fall gjorts från myndigheternas sida. I samband med byggande med statligt stöd i form av bidrag, lån eller lånegarantier under senare hälften av 1900-talet krävdes dock en byggnadsteknisk granskning i Lantbruksstyrelsens regi via dess lokala organ på länens lantbruksnämnder. Lantbrukaren hade också möjlighet att välja byggnadstekniska typlösningar som utfärdats av Lantbruksstyrelsen. I samband med att Lantbruksstyrelsen 1991 övergick till Jordbruksverket upphörde denna verksamhet.

5.2.4 Tidigare byggregler

5.2.4.1 Allmänt

Genomgången av normer och byggregler görs nedan med början från Byggnadsstyrelsens anvisningar till byggnadsstadgan 1946, BABS 46. Därefter följer BABS 50, BABS 1960, SBN 67, publikation nr 46, SBN 1975, SBN avd 2A, SBN 1980, NR 1, BKR 94, BKR 3 och BKR 10. En mer omfattande redovisning av tidigare byggregler finns på Boverkets hemsida.

Den ursprungliga benämningen för BKR 94 har senare givits benämningen BKR 1. Efterhand som fler BKR utgavs, fick de en benämning i löpande följd. Denna numrering framgår av respektive BKR.

Vid tidsangivelser för respektive norm/regel kommenteras inte övergångstiderna mellan desamma.

5.2.4.2 Byggnadsstyrelsens anvisningar till byggnadsstadgan 1946, BABS 46

De första anvisningarna till 1947 års byggnadsstadga var BABS 46 från Kungliga Byggnadsstyrelsen (KBS, 1946). De gällde från och med den 1 januari 1947 och fram till den 1 april 1950.

För snölast gavs följande föreskrifter:

D. Snöbelastning.

1. Å tak med mindre lutning mot horisontalplanet än 30° skall i nedan angivna delar av landet räknas med följande snöbelastning (p) pr m² horisontal yta.

För området söder om en linje genom Strömstad och Uppsala	p =	100 kg/m ²
dock med undantag för kusttrakterna i Bohuslän, Halland, Skåne och Blekinge, där snöbelastningen antages	p =	75 »
För områdena invid norrländska kusten	p =	150 »
För återstående delar av landet	p =	150—200 »
dock med undantag för fjälltrakterna, där alltefter omständigheterna räknas med	p =	200—300 »

2. Tak med större lutningsvinkel än 60° skola ej anses påverkade av snötryck. Vid lutningsvinklar mellan 60° och 30° interpoleras mellan 0 samt under 1 angivna värden för p.

3. Kan snöficka förväntas uppstå, skall hänsyn tagas till därav följande ökad belastning.

4. Snöbelastning på yttertak skall anses anbringad på ogynnsammaste sätt i vad avser påkänningarna på de bärande konstruktionerna.

Föreskrifternas pkt 1 är den, som behandlas i redovisningen nedan, lastvärden och zoner, och det är den föreskrift, som har de största förändringarna jämfört med senare föreskrifter. Pkt 2 överensstämmer med senare föreskrifter och är giltig fortfarande. Pkt 3 kan sägas vara ett funktionskrav, som idag exemplifieras med formfaktorer. Pkt 4 är fortfarande gällande, vilket innebär att lasten ska placeras i mest ogynnsamma ställning. Föreskrifterna är enkla, men enligt normens förord krävs en konstruktör, som gör korrekta bedömningar.

Vid denna tid fanns också lokala byggnadsordningar, som kunde ge ytterligare anvisningar för val av snölastens värde.

5.2.4.3 Byggnadsstyrelsens anvisningar till byggnadsstadgan 1950, BABS 50

Byggnadsstyrelsens anvisningar till byggnadsstadgan 1950, BABS 50 (KBS, 1950), gällde från den 1 april 1950 till och med den 30 juni 1960.

Föreskrifterna för snölast är identiska med de anvisningar, som hade givits i BABS 46. Lokala byggnadsordningar gällde fortfarande, varför avvikelser från BABS kan ha förekommit.

5.2.4.4 Byggnadsstyrelsens anvisningar till byggnadsstadgan 1960, BABS 1960

En ny byggnadsstadga trädde i kraft den 1 juli 1960. I denna strävade man i första hand efter att få enhetliga byggnadsbestämmelser för hela landet. De lokala byggnadsordningarna slopades.

Den nya byggnadsstadgan medförde, att Byggnadsstyrelsen gav ut Anvisningar till byggnadsstadgan, BABS 1960 (KBS, 1960). De trädde i kraft den 1 juli 1960 och ersatte 1950 års anvisningar. Reglerna var inte av bindande karaktär i motsats till flertalet av de regler, som ingick i BABS 1950.

I anvisningarnas avsnitt 11:5 anges för snölasten:

:5 Snölast

På tak med lutningsvinkel $\leq 30^\circ$ mot ett vågrätt plan räknas i nedan angivna delar av landet med följande snölast (p) per m^2 horisontal yta.

För kusttrakterna i Bohuslän, Halland, Skåne och Blekinge	$p =$	75 kg/m^2
För övriga områden söder om en linje genom Strömstad och Uppsala	$p =$	100 »
För områdena invid norra upplandskusten och norrlandskusten	$p =$	150 »
För fjälltrakterna (efter förhållandena)	$p =$	200–300 »
För återstående delar av landet (efter förhållandena)	$p =$	150–200 »

Tak med lutningsvinkel $\geq 60^\circ$ antages ej påverkat av snölast. Vid lutningsvinklar mellan 30° och 60° interpoleras rätlinjigt mellan p och 0.

Där snöficka kan uppstå, tages hänsyn till därigenom ökad snölast. Volymvikten för snö antages därvid uppgå till $400 kg/m^3$.

Snölastens värde är kvar oförändrad från BABS 46 och BABS 50. De i BABS 46 angivna punkterna 2 och 3 kvarstår (med språklig förändring), medan punkt 4 har borttagits. Ett värde på snöns volymvikt har nu angivits. I anvisningarna finns fortfarande ingen karta.

För beaktande av byggnadens geometri ges endast anvisningen, att hänsyn ska tas genom ökad snölast. Det är således upp till den enskilde konstruktören att göra en rimlig bedömning. Jämnt fördelad snölast ska räknas som vanlig belastning, och ogynnsamt fördelad snölast (t ex ensidig snölast) räknas som exceptionell belastning. Dessa anvisningar framgår under avsnittet kap 11:12 Belastningstyper. Vid exceptionell belastning fick högre påkänningar (spänningar) tillåtas för enskilda byggnadsdelar.

Av förordet till anvisningarna (BABS) framgår, att tillämpningen av ovanstående ska göras med gott omdöme.

5.2.4.5 Svensk Byggnorm 67, SBN 67

Svensk Byggnorm 67 (Statens Planverk, 1967) trädde i kraft den 1 januari 1968 och ersatte BABS 60. Man strävade efter att utforma föreskrifterna som funktionskrav och att samordna alla bestämmelser, som berör husbyggnade. Flera tillägg och ändringar (supplement) gavs ut.

I byggnormens avsnitt 21:5 anges för snölasten:

:5 SNÖLAST

På tak med lutningsvinkel $\leq 30^\circ$ mot ett vågrätt plan räknas för olika delar av landet med en snölast (q) per m^2 horisontal yta enligt tabell 21:5. Halva denna snölast antas vara vilande, andra halvan rörlig.

Tabell 21:5 Snölast i olika snözoner

Snözon ¹⁾	Snölast q i kp/m^2
A	250
B	200
C	150
D	100
E	75

¹⁾ Zongränserna framgår av fig 21:5

Tak med lutningsvinkel $\geq 60^\circ$ antas ej påverkat av snölast. Vid lutningsvinklar mellan 30° och 60° interpoleras rätlinjigt mellan q och 0.

Där yttertakets form eller angränsande byggnadsdelar bedöms medföra att snöficka bildas eller där i övrigt snöanhopning bedöms uppstå, tas hänsyn till därigenom ökad snölast. Sådan snölast betraktas normalt som vilande last.

:51

Inverkan av rörlig snölast, exempelvis på ett sadeltak, studeras dels med ena takhalvan belastad, dels med bägge takhalvorna belastade. Vid dimensionering av sekundärkonstruktioner, exempelvis takåsar, bortser man från snölastens rörlighet.

Snöficka kan bildas exempelvis invid vägg eller annan byggnadsdel som sticker upp ovan yttertakets. Snöanhopning kan uppstå också på sådan del av yttertak som skyddas för vindens påverkan av högre liggande bebyggelse, terräng, trädvegetation e d. Det bör även beaktas att snöanhopning kan inträffa genom snöras från ett högre beläget tak till ett lägre beläget. Sådan snölast betraktas normalt som vilande last.

Snölastens storlek vid snöanhopning bedöms från fall till fall. Volymvikten kan antas vara 300 kg/m^3 .

För redovisning av snözonerna redovisas även en karta med zonindelning:

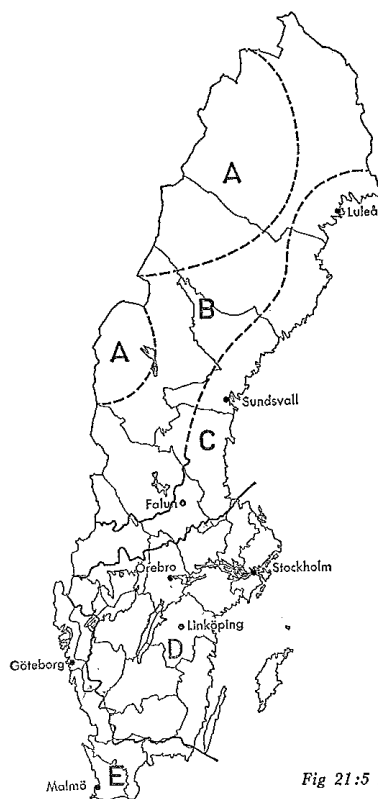


Fig 21:5 Zonindelning med hänsyn till snölast

Som ytterligare förtydligande av snözonerna finns redovisat i text hur indelningen har gjorts. Redovisningen utgår från då gällande kommunindelning. Texten återfinns i SBN 67 på sidorna 67 och 68.

Snözonerna och värdena på snölasten stämmer i stora drag med BABS 1960. Det kan också noteras, att snölast på takkonstruktioner kan betraktas som vanlig last. Däremot införs begreppen vilande och rörlig last på så sätt, att halva snölasten betraktas som rörlig. Detta gäller dock inte sekundära konstruktioner. I råd och anvisningar ges en utökad anvisning om vad som ska beaktas i samband med tänkbara snöfickor.

I BABS 1960 angavs volymvikten till 400 kg/m^3 . I SBN 67 har värdet sänkts till 300 kg/m^3 . Vid dimensioneringen påverkar detta endast snöfickor (snöanhopningar).

5.2.4.6 Statens planverk Publikation nr 46

Under giltighetstiden för SBN 67 gav Statens planverk ut flera ändringar och tillägg (supplement). Publikation nr 46 berörde SBN kap 21 Lastförutsättningar (Statens Planverk, 1971). Den gällde som föreskrift, råd och anvisningar från och med den 1 oktober 1971.

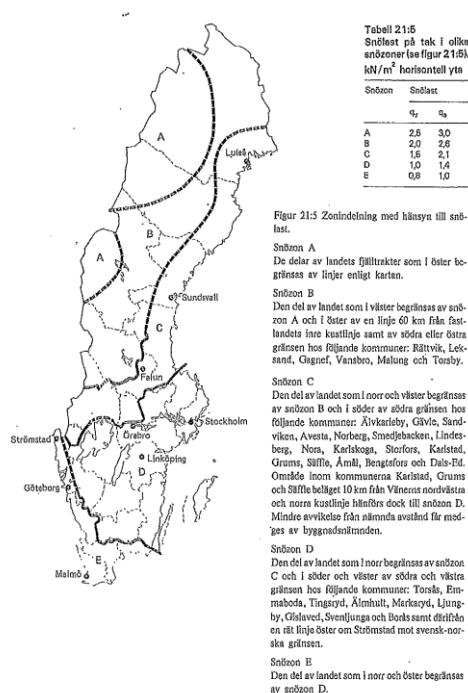
Ändringarna i avsnitt 21:5 innebar, att exceptionella värden infördes för bl a snölast. Dessutom ändrades gränserna mellan snözoner C och D samt mellan D och E i de västra delarna av landet.

Snölastens värde för vanlig snölast överensstämmer med de värden, som angavs i SBN 67. I förhållande till vanlig snölast är den exceptionella lasten för snözon A 20% högre, för snözon B 30% högre, för snözoner C och D 40% högre och för snözon E 33% högre. Det mest ogynnsamma fallet, vanlig eller exceptionell snölast, är dimensionerande. Detta avgörs av kombinationen med t ex egentyngden för en lätt eller en tung takkonstruktion.

5.2.4.7 Svensk byggnorm 1975

Svensk byggnorm 1975, SBN 1975 (Statens Planverk, 1975) ersatte, med vissa undantag, SBN 67 samt tillägg och ändringar till SBN 67. Föreskrifterna gällde från och med 1 januari 1976 med en övergångstid för byggnad, för vilken byggnadslov söktes före 1 juli 1976.

I byggnormens avsnitt 21:5 anges hur snölasten ska behandlas för olika taklutningar och för snöanhopningar. Som råd beskrivs också inverkan av rörlig snölast. Här redovisas endast kartan över zonindelningen med tillhörande anvisningar.



På kartan över snözoner kan en del förändringar noteras. Gränsen mellan zonerna D och E från Göteborg upp mot Strömstad och den södra gränsen för snözon C är två exempel. Snözoner A till E är i likhet med SBN 67 fem stycken benämnda A till E. Denna indelning av snözoner är sannolikt baserad på BFR-rapporten R21:1973 (Nord&Taesler, 1973). I denna redovisades snölastens 50-årsvärden.

I SBN 1975 har värdet för den lägsta snözonen höjts från 75 kp/m² till 80 kp/m² (0,8 kN/ m²). I övrigt bibehålls det i publikation nr 46 införda begreppet exceptionell snölast, se tabell. Den vanliga snölasten är densamma som i SBN 67 och publikation nr 46. I förhållande till vanlig snölast är den exceptionella lasten för snözon A 20 % högre, för snözon B 30 % högre, för snözonerna C och D 40 % högre och för snözon E 25 % högre. Last i snöfickor ska betraktas som exceptionell.

5.2.4.8 Svensk byggnorm avdelning 2A

Planverket meddelade den 12 december 1979 jämlikt 76 § byggnadsstadgan föreskrifter råd och anvisningar rörande bärande konstruktioner för frivillig tillämpning under särskilda villkor. De utgavs som Svensk byggnorm avdelning 2A ”Bärande konstruktioner” i planverkets författningssamling (Statens Planverk, 1979).

Avdelning 2A fick tillämpas frivilligt från den 1 januari 1980 tills vidare. Avsikten var att dessa bestämmelser helt skulle ersätta avdelning 2 i SBN, när bestämmelser baserade på de nya säkerhetsprinciperna hade utarbetats inom hela konstruktionsområdet.

SBN avd 2A är baserad på dimensionering enligt partialkoefficientmetoden. Vid denna tidpunkt fanns i övrigt anvisningar för dimensionering enligt partialkoefficientmetoden endast för betong, varför SBN avd 2A tillämpades ganska sällan.

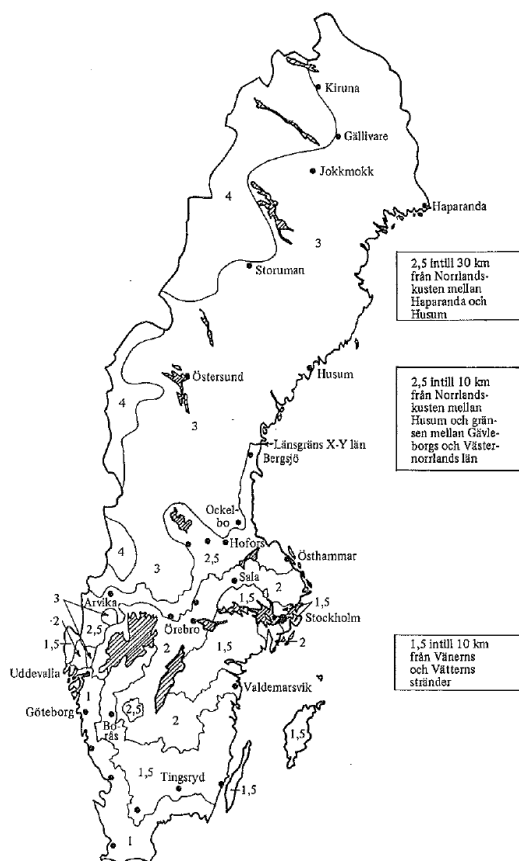
I denna norm infördes en ny indelning i snözoner med tillhörande karta. Dessutom införs begreppen snölastens grundvärde s_0 , som varierade med snözon, en formfaktor μ , vars värde berodde på takytans form m fl faktorer. Dessa faktorer redovisades i ett antal figurer. Ett karakteristisk värde, s_k , erhöles genom att multiplicera s_0 och μ . Detta förfarande medförde en större nyansering av ett flertal parametrar ingående i den slutliga dimensioneringen. Även en lastreduktionsfaktor infördes. Denna var avsedd att användas vid t ex kombination av snölast med andra laster. Snözonerna och formfaktorerna återkommer i SBN 1980, se denna redovisning.

5.2.4.9 Svensk byggnorm 1980

SBN 1980 (Statens Planverk, 1980) ersatte SBN 1975 och vissa under 1978 och 1979 meddelade ändringar och tillägg till SBN 1975. De nya reglerna trädde i kraft den 1 januari 1982.

I byggnormens avsnitt 21:5 anges anvisningar för snölasten. Eftersom SBN 1980 innehåller förhållandevis stora förändringar, redovisas huvuddelen här.

- :4 **SNÖLAST**
- :41 **Allmänna krav**
- Snölasten är såväl vanlig som exceptionell och får med formfaktorer enligt
 - :43 betraktas som bunden last.
 - Snölastens intensitet (s) per m² horisontell takyta skall bestämmas per
 - horisontell ytenhet som
 - $s = \mu s_0$ (22:41)
- Beteckningar:
- μ dimensionslös formfaktor, som beror av takytans form och med vilken hänsyn tas till snöanhopningar till följd av vind, ras och glidning, se :43
 - s_0 snölastens grundvärden som varierar med snözon enligt :42.
- :42 **Snölastens grundvärden och snözoner**
- Snölastens grundvärden s_0 för exceptionell snölast och för vanlig snölast
 - skall inom snözoner enligt figur 22:421 antas ha värden enligt tabell
 - 22:421.



Figur 22:421. Föreskrivna snözoner för bestämning av snölastens grundvärden s_0 enligt tabell 22:421.

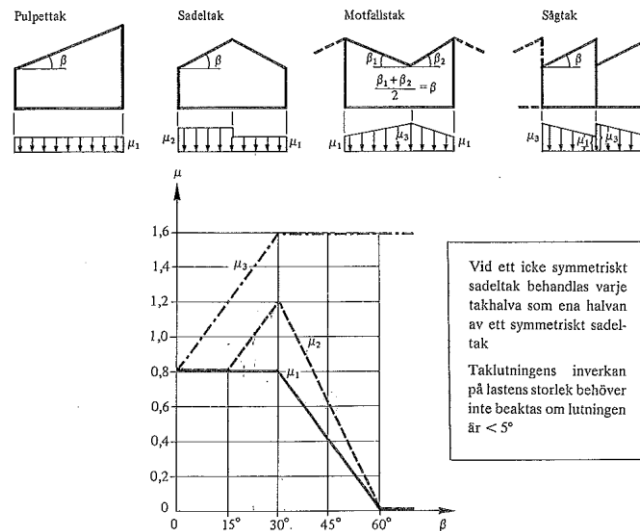
- Tabell 22:421.
- Föreskrivna grundvärden s_0 för
- exceptionell snölast och för vanlig
- snölast i olika snözoner.

Snözon ^a	Grundvärden s_0 för	
	Vanlig snölast kN/m ²	Exceptionell snölast, kN/m ²
4	3,2	4,0
3 ^b	2,4	3,0
2,5	1,8	2,5
2 ^c	1,4	2,0
1,5	1,0	1,5
1	0,6	1,0

^a I kommentarer till SBN anges snözoner för olika kommuner.

^b 2,5 intill 30 km från Norrlandskusten mellan Haparanda och Husum. 2,5 intill 10 km från Norrlandskusten mellan Husum och gränsen mellan Gävleborgs län och Västernorrlands län.

^c 1,5 intill 10 km från Vänerns och Vätterns stränder.



Figur 22:43 a. Godtagna formfaktorer för snölast på sadeltak och i fråga om snölastens effekter jämförbara tak. Beträffande förutsättningar se faktaruta ovan.

För SBN 1980 gäller fortfarande en säkerhetsprincip baserad på tillåtna påkänningar. Ett flertal begrepp, som redovisades i Avdelning 2A är införda i SBN 1980 och anpassade till dimensioneringsmetoden med tillåtna påkänningar.

Bland de stora förändringarna, som nu införs i jämförelse med SBN 1975, kan noteras hur snölastens intensitet per m^2 horisontell yta ska beräknas med en formfaktor multiplicerad med ett grundvärde s_0 (Fanns dock med i SBN 2A). Grundvärdet erhålls från en karta med snözoner utgående från uppdaterad statistik med mer ”verkliga” förhållanden jämfört med tidigare kartor baserade på kommungränser. Kartan är förvisso mer detaljerad, men vid en jämförelse med SBN 1975 måste även beaktas, att de nya formfaktorerna beaktar byggnadens geometri, varför förändringarna kan skilja mellan olika geometriska utformningar.

Snölasten anges som vanlig och exceptionell snölast. Dessutom anges, att snölasten nu endast är bunden last. Den rörliga delen har utgått. Snölastens rörlighet kan dock anses vara beaktad genom de nu införda formfaktorerna. För icke symmetrisk snölast gäller också dess spegelvändning.

Antalet snözoner har nu liksom i avd 2A utökats till sex med en benämning efter den exceptionella snölasten. Snözonerna anges som 1, 1,5, 2, 2,5, 3, och 4. Den senaste, 4, har tillkommit. De angivna värdena för vanlig snölast kan uppfattas som en ”baklängesräkning” från de exceptionella, vilket inte är helt rätt, eftersom kartan med zonindelning också är förändrad.

Utgående från vanlig last är ökningen till exceptionell last för ”snözon 1” 67%, för ”snözon 1,5” 50%, för ”snözon 2” 43%, för ”snözon 2,5” 39%, ”snözon 3” 25% och för ”snözon 4” 25%. Med undantag av tunga takkonstruktioner av betong torde exceptionell last vara avgörande för bärförmågan, medan vanlig last har varit avgörande för t ex deformationer. Se även kommentarer i avsnitt 5.2.5.

5.2.4.10 Boverkets nybyggnadsregler

Boverkets nybyggnadsregler, NR 1, BFS 1988:18 (Boverket, 1988), trädde i kraft den 1 januari 1989, då Planverkets föreskrifter upphörde att gälla. Nybyggnadsreglerna bestod av föreskrifter och allmänna råd.

Från och med nu gäller också dimensionering enligt partialkoefficientmetoden. Inledning till föreskrifter för snölast anges enligt avsnitt 6:25:

6:25 Snölast

Snölast är en variabel och bunden last. Den skall bestämmas som tyngden per horisontell areaenhet.

Vid bestämning av snölast skall även beaktas inverkan av byggnadens form och snöanhopningar på grund av vindpåverkan, ras och glidning. Snölastens tyngd skall bestämmas enligt följande formel, karta och tabell.

$$S_k = \mu \cdot S_o \quad \text{a)}$$

$$S = \psi \cdot S_k \quad \text{b)}$$

BETECKNINGAR

- S_k snölastens karakteristiska värde
- S_o snölastens grundvärde enligt följande zonkarta och tabell
- S snölastens vanliga värde
- ψ lastreduktionsfaktor enligt tabellen
- μ formfaktor som beror av takytans form och av risker för snöanhopning till följd av vind, ras och glidning. Några exempel på formfaktorer ges i följande figur.

Kartan för snözoner har inte förändrats från SBN 1980, varför den inte redovisas här. Snölastens grundvärde s_o överensstämmer med de exceptionella värdena enligt SBN 1980.

5.2.4.11 Boverkets konstruktionsregler, BKR 94

Boverkets konstruktionsregler, BKR 94 (Boverket, 1994a), trädde i kraft den 1 januari 1994. De innehöll både föreskrifts- och rådtext. Samtidigt upphörde också nybyggnadsreglerna att gälla.

BKR 94 har beträffande snölast samma föreskriftstext som sin föregångare NR 1, se utdrag ovan. Kartan för snözoner, snölastkartan, är i stort sett samma som i NR 1.

I BKR 94 redovisas inga figurer för formfaktorer beroende på takytans form och risken för snöanhopningar. I stället görs en hänvisning till *Boverkets handbok om snö- och vindlast, BSV* (Boverket, 1994b). En handbok är ingen föreskrift, men ger exempel på lösningar, som anses uppfylla föreskrifterna. Handböcker kan jämföras med råd. I regel följs råden av konstruktörerna.

Grundvärdena för snölast på mark i BKR 94 är ett karakteristiskt värde, som ska motsvara den snölast, som i genomsnitt återkommer en gång på 50 år. Snölastkartan i BSV är av praktiska skäl i viss mån justerad efter kommungränserna. Som komplement till kartan finns en tabell med värdet på s_o för samtliga Sveriges kommuner.

Snözonerna i enlighet med tidigare föreskrifter har ersatts med isolinjer. Korrekt använd skulle kartan för en viss ort ge en interpolering mellan isolinjerna. Med denna redovisning har också områden med ett grundvärde upp till $5,5 \text{ kN/m}^2$ kunnat redovisas. Den på kartan visade tabellen har nu ingen betydelse för antalet snözoner. Den ger bara anvisningar om vilken reduktionsfaktor ψ , som ska användas vid olika snölaster.

En förändring av formfaktorn gjordes för bågtak som följd av ett antal inträffade skador.

5.2.4.12 Boverkets konstruktionsregler, BKR 3

Boverkets konstruktionsregler BKR 3 (Boverket, 1998) trädde i kraft den 1 januari 1999. I dessa regler är föreskrifterna för snölast desamma som i NR 1.

Även i BKR 3 görs beträffande formfaktorer en hänvisning till Boverkets handbok *Snö- och vindlast*. Vid denna tidpunkt har utgåva 2 benämnd BSV 97 (Boverket, 1997) publicerats.

I BSV 97 anges också hur grundvärdena för snölast på mark har bestämts. Som förtydligande till snölastkartan i BKR uppmärksammas speciellt, att kartan visar isolinjer, d v s orten för punkter med samma värde på s_0 . Kartan är alltså ingen snözonkarta. Som förtydligande härtill anges som not till kommuntabellen, att 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 $<2,75 \text{ kN/m}^2$.

I BSV 97 har redovisats hur data för densiteten har valts. Värdena ska gälla vid tiden för maximalt snödjup. Sammanställningen redovisar:

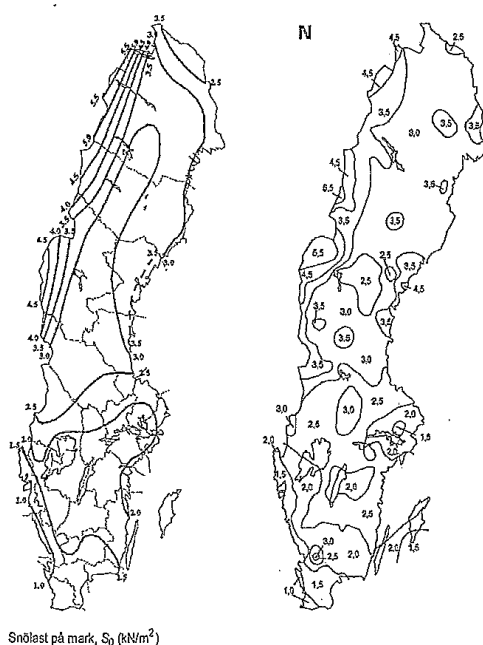
Norrland, Dalarna, Värmland och Dalsland	230 kg/m ³
Götalands kustland, Gotland och Öland	280 kg/m ³
Övriga Sverige	240 kg/m ³

Formfaktorerna är desamma som i första utgåvan av BSV.

5.2.4.13 Boverkets konstruktionsregler, BKR 10

Boverkets konstruktionsregler BKR 10 (Boverket, 2006) trädde i kraft den 9 maj 2006. I dessa regler är föreskrifterna för hur dimensionering för snölast ska göras desamma som i NR 1. Även i BKR 10 görs beträffande formfaktorer en hänvisning till Boverkets handbok *Snö- och vindlast*. Vid denna tidpunkt gäller fortfarande utgåva 2 benämnd BSV 97.

I BKR 10 har nya grundvärden för snölast införts. De är för många orter förhöjda i jämförelse med BKR 3. Ingen förändring har gjorts av formfaktorerna. För att ge en jämförelse redovisas kartan med Föreskriven snölast på mark, s_0 enligt BKR 3 vid sidan om motsvarande karta i BKR 10.



De skilda utseendena på kartorna beror också på att den tidigare redovisningen (vänstra kartan) med isolinjer har ändrats till snözoner. Även en ny tabell med den nya snölasten på mark s_0 för Sveriges kommuner baserad på snözonkartan ingår i BKR 10.

Den högra kartan med tillhörande text redovisas i avsnitt 5.1. Antalet snözoner uppgår nu till åtta stycken,

5.2.4.14 Eurokoder och EKS

Den 1 januari 2011 upphörde BKR och dimensionering sker hädanefter enligt Eurokoder. Det har dock funnits en övergångsperiod fram till 2011-05-02 för användning av BKR. Eurokoderna utgör tillsammans med föreskriftsserien EKS ett system, som är de svenska konstruktionsreglerna. Inledningsvis (från 2011-01-01) tillämpades EKS 7 (Boverket, 2010). En ny grundförfattning (BFS 2011:10 EKS8) med korrekta hänvisningar till den nya plan- och bygglagen gäller från 2011-05-02. En jämförelse mellan BKR och EKS-Eurokoder görs i avsnitt 5.3.

5.2.5 Sammanställning

I sammanställningen i Tabell 5.1 redovisas normer/regler från 1947 och fram till 2011. För respektive norm/regel anges gällande tidsperiod genom angivande av datum för ikraftträdande. Övergångsperioderna från en norm till den efterföljande anges inte. Dessutom anges säkerhetsprincip, redovisning av snözoner, snölastens angivelse och hur snölastens fördelning bör beaktas. I sammanställningen i Tabell 5.1 har endast medtagits de normer/regler, som har medfört ändring av snölasten.

Tabell 5.1 Sammanställning av normer/regler.

Normer/ regler	Ikraft- trädande	Säkerhets- princip	Snözoner	Snölast	Dimensione- ringsvärde	Snölastens fördelning
BABS 46	1947-01-01	Tillåtna påkänningar	Textangivelse	Last på tak	Vanlig last	Ska beaktas
BABS 50	1950-04-01	Tillåtna påkänningar	Textangivelse	Last på tak	Vanlig last	Ska beaktas
BABS 60	1960-07-01	Tillåtna påkänningar	Textangivelse	Last på tak	Vanlig last	Ska beaktas
SBN 67	1968-01-01	Tillåtna påkänningar	Karta med zonindelning	Last på tak	Vanlig last	Ska beaktas
Publ nr 46	1971-10-01	Tillåtna påkänningar	Karta med zonindelning	Last på tak	Vanlig och exceptionell	Ska beaktas
SBN 75	1976-01-01	Tillåtna påkänningar	Karta med zonindelning	Last på tak	Vanlig och exceptionell	Ska beaktas
Avd 2A (frivillig)	1980-01-01	Partialkoeff.	Karta med zonindelning	Grundvärde ²⁾	Karakteris- tiskt värde	Formfaktorer
SBN 1980	1982-01-01	Tillåtna påkänningar	Karta med zonindelning	Grundvärde ²⁾	Vanlig och exceptionell	Formfaktorer
NR 1	1989-01-01	Partialkoeff.	Karta med zonindelning	Grundvärde ²⁾	Karakteris- tiskt värde	Formfaktorer
BKR 1	1994-01-01	Partialkoeff.	Karta med zonindelning ¹⁾	Snölast på mark	Karakteris- tiskt värde	Formfaktorer
BKR 3	1999-01-01	Partialkoeff.	Karta med isolinjer ¹⁾	Snölast på mark	Karakteris- tiskt värde	Formfaktorer
BKR 10	2006-05-09	Partialkoeff.	Karta med zonindelning ¹⁾	Snölast på mark	Karakteris- tiskt värde	Formfaktorer
EKS 7	2011-01-01	Partialkoeff.	Karta med zonindelning ¹⁾	Snölast på mark	Karakteris- tiskt värde	Formfaktorer

¹⁾ Från och med BKR 1 finns snölasten angiven för varje kommun i BSV. För flera kommuner anges värdena som ett intervall.

²⁾ Begreppet ”Grundvärde” är ekvivalent med ”Snölast på mark” som används från och med BKR1.

I var och en av kolumnerna kan en utveckling noteras fram till dagens regelverk.

Från och med publikation nr 46 (1971) till utgången av SBN 1980 (1989) anges både vanlig och exceptionell snölast. Under respektive redovisning av normer ovan har angivits den procentuella ökningen från vanlig last till exceptionell last. Under samma giltighetstid för byggnormerna anges vid exceptionellt lastfall en ökning av tillåtna påkänningar med 20 % för betong och stål. För trä var motsvarande ökning 40 %.

Den tillåtna ökningen av spänningarna vid exceptionellt lastfall har för träkonstruktioner (konstruktionsvirke och limträ) inneburit, att vanlig snölast var dimensionerande. Detta gällde (i denna översikt) från BABS 46 (1947) till och med SBN 1980 (1989). För tunga takkonstruktioner (t ex isolerade tak av betong) hade det knappast heller någon inverkan, vanlig snölast var dimensionerande.

Däremot blev exceptionell snölast dimensionerande för lätta takkonstruktioner av stål och plåt. Dimensioner för t ex profilerad plåt och åsar av lättbalkar fick ökas. Det är däremot tveksamt om primärbalkarna behövde ges större bärförmåga, eftersom i flera fall en begränsning av deformationerna ställde krav på ökade dimensioner. Dessa ökade dimensioner föranledda av deformationskrav kunde i många fall vara tillfyllest för att bära den exceptionella lasten.

5.2.6 Jämförelser

Av sammanställningen ovan framgår, att zonerna för snölast delvis har förändrats under åren. Sammantaget kan ändringen av zonerna och ändringen av snölastens värden ha haft till följd, att värdet för snölasten har kunnat variera för en ort sett över en längre tid.

Likaså har värdet för densiteten (volymvikten) varierat från 400 kg/m^3 ($4,0 \text{ kN/m}^3$) till 230 kg/m^3 ($2,3 \text{ kN/m}^3$). Denna förändring har i ”normalfallet” ingen betydelse, eftersom snölasten bedöms utgående från last per ytenhet uttryckt i kN/m^2 . De skilda värdena kan dock vid dimensionering av takkonstruktioner ha haft en viss inverkan vid bedömning av lasten från snöfickor.

För byggnadens förvaltning och beslut om eventuell skottning är lasten från snön avgörande för den enskilda byggnaden. Den faktiska lasten jämförd med byggnadens bärförmåga ska kontrolleras.

För några orter görs en jämförelse av föreskrivna snölaster, se Tabell 5.2. De angivna lasterna är de, som anges i kolumnen Snölast i avsnitt 5.2.5. För det fallet att både vanlig och exceptionell snölast är föreskriven, anges båda. Från och med SBN 1980 gäller en tillämpning av formfaktorer. Dessa ger en större nyansering av snölastens fördelning.

Bland de byggnader, som har rasat, finns ett antal med sadeltak. Vid taklutningen 27° ska ena takhalvan dimensioneras för det värde, som anges i tabellen nedan. Om vardera takhalvan är upplagd på en inre bärande vägg eller balk, ska hela taket dimensioneras för lasten i tabellen. Då två värden t ex 1,0/1,4 har angivits avser detta vanlig respektive exceptionell last. Vid en angivelse 1,0-1,5 innebär detta, att grundvärdet ska bedömas utgående från byggnadens läge i kommunen.

Tabell 5.2 Jämförelse av föreskrivna snölaster för olika orter.

Norm/ort	Dim. värde	Gällivare	Kramfors	Hällefors	Kristinehamn	Västervik	Laholm
<i>Tillåtna påkänningar</i>							
BABS 46	vanlig	1,5-3,0	1,5	1,5-2,0	1,0	1,0	0,75
BABS 50	vanlig	1,5-3,0	1,5	1,5-2,0	1,0	1,0	0,75
BABS 60	vanlig	1,5-3,0	1,5	1,5-2,0	1,0	1,0	0,75
SBN 67	vanlig	2,5	1,5	1,5	1,0	1,0	0,75
Publ nr 46	vanlig/exc	2,5/3,0	1,5/2,1	1,5/2,1	1,5/2,1	1,0/1,4	0,75/1,0
SBN 1975	vanlig/exc	2,5/3,0	1,5/2,1	1,5/2,1	1,0/1,4	1,0/1,4	0,8/1,0
SBN 1980	vanlig/exc	2,4/3,0	2,4/3,0	2,4/3,0	1,4/2,0	1,0/1,5	0,6/1,0
<i>Partialkoeff.-metoden</i>							
SBN avd 2A	grundvärde	3,0-4,0	3,0	3,0	2,0	1,5	1,0
NR 1	grundvärde	3,0-4,0	3,0	3,0	2,0	1,5	1,0
BKR 1	Snö, mark	3,0-5,5	3,5	2,0-2,5	2,0	2,0	1,0-1,5
BKR 3	Snö, mark	3,0-5,5	3,5	2,0-2,5	2,0	2,0	1,0-1,5
BKR 10	Snö, mark	3,0-4,5	3,0-4,5	3,0	2,5	2,5-3,0	1,5-3,0
EKS 7	Snö, mark	3,0-4,5	3,0-4,5	3,0	2,5	2,5-3,0	1,5-3,0

5.2.7 Sammanfattning

Från redovisningens början med BABS 46 fram till och med SBN 67 angavs snölasten som vanlig last. Några få speciella undantag fanns dock. Med Publikation nr 46 infördes även exceptionell last med en uppräknad från vanlig last. En ändring gjordes i SBN 1980, så att de exceptionella snölasterna fick ”jämma värden”, vilket också hade redovisats i SBN avd 2A. Vid ikraftträdandet av NR 1 övergick de tidigare exceptionella värdena till att bli grundvärden i partialkoefficientmetoden. Vid den senaste ändringen av grundvärdena 2006 gjordes en höjning av dessa för två tredjedelar av kommunerna. För endast ett fåtal kommunerna gjordes en sänkning. En ändring från definitionen ”snölast på tak” i de tidiga föreskrifterna till ”snölast på mark” i senare föreskrifter har gjorts.

Skillnaden i snölaster beror, dels på att det har varit värden på tak respektive värden på mark, dels på olika beräkningsmetoder såsom tillåten påkänning respektive partialkoefficientmetoden. Vid jämförelser mellan snölaster i normer under olika år måste helheten i föreskrifterna beaktas.

Av redovisningen i övrigt framgår bland annat

- att gränserna för olika snözoner har förskjutits under åren. Kartorna har blivit mer detaljerade efter hand som ytterligare statistik har kunnat läggas som underlag. En indelning efter kommungränser har övergått till en anpassning efter statistik och topografi.
- att storleken på snölasterna under tiden visar en ökning fram till dagens värden, som infördes 2006. För en rättvisande jämförelse bör denna göras för den specifika orten och den specifika byggnaden.
- att i de tidiga normerna fick konstruktören göra egna bedömningar av eventuella snöanhopningar och deras storlek. Detta har sedan 1982 övergått till mer detaljerade anvisningar för hänsynstagande till snöfickor genom införandet av formfaktorer.

Snölastens värde på mark får anses vara säkerställt utgående från statistiska värden. Snölastens värde på tak fastställs genom att formfaktorer multipliceras med snölastens värde på mark. En förändring av snölastens värde på tak åstadkoms därför genom en förändring av formfaktorerna. En översyn av formfaktorerna med eventuellt följande förändringar kan anses vara befogat, då alla geometriska utformningar av byggnader inte kan täckas in i reglerna. En komplettering kan ge anvisningar för dimensionering av ytterligare ett antal takutformningar. Även erfarenheterna från skadefallen visar, att en översyn av formfaktorerna kan vara motiverad.

5.3 Jämförelse BKR och EKS-Eurokoder

5.3.1 Allmänna synpunkter

Är det skillnader mellan formfaktorerna i EK-Snölast (SIS, 2003) och BSV (Boverket, 1997). Nationella val i EK-Snölast kan endast anges där det uttryckligen står att detta är möjligt. Nedan följer en jämförelse mellan EK-Snölast (med den fullständiga beteckningen SS-EN 1991-1-3) och BSV.

Både i BSV och EK-Snölast gäller att det karakteristiska värdet för snölast på tak, S_k , anges som

$$S_k = \mu C_e C_t s_0$$

μ = formfaktor

C_e = exponeringsfaktor som tar hänsyn till vindens inverkan

C_t = termisk koefficient som tar hänsyn till energiförluster genom taket

s_0 = snölast på mark

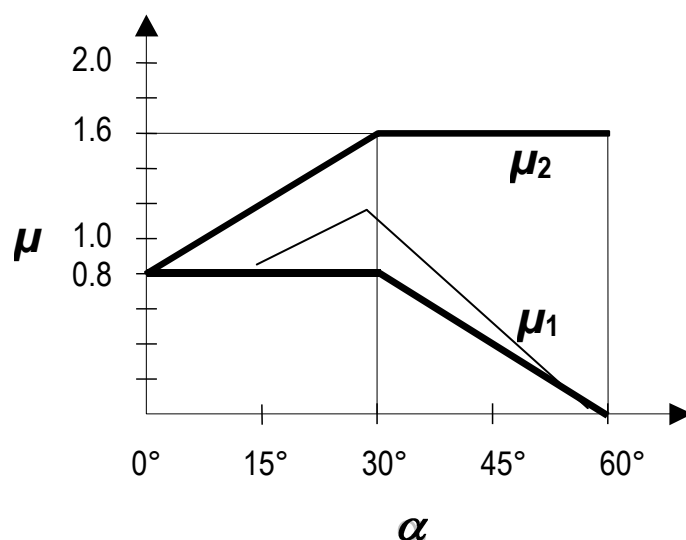
I BSV sätts C_e till 1,0 medan EK-Snölast även anger möjligheten till nationella val med värdet 0,8 för byggnader som är vindexponerade i alla riktningar och 1,2 för skyddat läge. Värdet 1,0 anger så kallat " normalt område ". Dessa värden gäller också enligt EKS7.

C_e lika med 0,8 bör användas med stor försiktighet och kräver att byggnaden är exponerad för vind i alla riktningar under hela sin livslängd och detta C_e -värde gäller inte för delar av tak där snö kan ackumuleras, t ex för läsidan på ett sadeltak.

5.3.2 Pulpettak

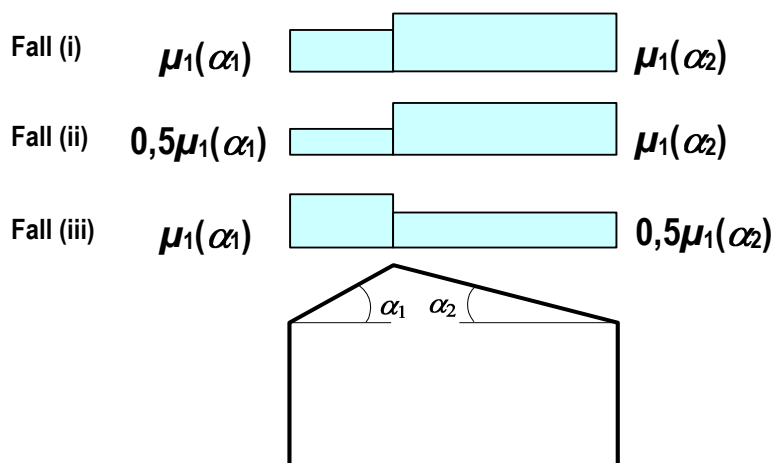
Det är ingen skillnad i formfaktorer mellan BSV och EK-snölast och heller inga nationella tillägg enligt EKS 7.

5.3.3 Sadeltak



Figur 5.1 Formfaktorer som funktion av taklutning enligt EK-Snölast.

Figur 5.1 visar formfaktorerna μ_1 och μ_2 för sadeltak som funktion av taklutningen enligt EK-Snölast. De är identiska med motsvarande formfaktorer i BSV där de dock betecknas μ_1 och μ_3 ($=\mu_2$ enligt EK-Snölast). Den tunna linjen svarar mot formfaktorn för den mest belastade takhalvan enligt BSV, som där betecknas μ_2 . Denna formfaktor saknas i EK-Snölast. Figur 5.1 visar att i BSV gäller ojämn lastfördelning endast för $15^\circ \leq \alpha \leq 60^\circ$ och att lasten på den mest belastade takhalvan maximalt ger formfaktorn 1,1 för $\alpha = 30^\circ$.



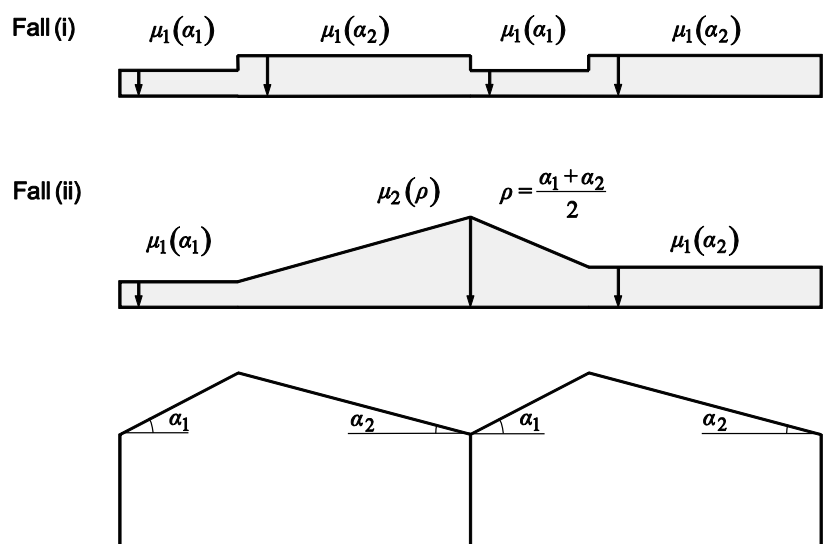
Figur 5.2 Formfaktorer för sadeltak enligt EK-Snölast med μ_1 och μ_2 enligt Figur 5.1.

I Figur 5.2 visas formfaktorerna för sadeltak enligt EK-Snölast med μ_1 och μ_2 enligt Figur 5.1. Lägga märke till att i Fall(ii) och Fall (iii) är kvoten mellan max- och minlast på takhalvorna 2,0 medan motsvarande värde i BSV representeras av kvoten mellan den tunna linjen och μ_1 -linjen i Figur 5.1, som maximalt är $1,1/0,8 = 1,375$, vilket gäller för taklutning 30° . Lasten enligt BSV är dock högre än enligt EK-Snölast.

EK-Snölast innebär alltså en tydlig skärpning jämfört med BSV för taklutning $\leq 15^\circ$ eftersom EK-Snölast kräver Fall(ii) och Fall(iii) medan BSK endast kräver Fall(i). Många av taken vintrarna 2009/2010 och 2010/2011 har haft lutningar $< 15^\circ$.

5.3.4 Multipeltak

Figur 5.3 visar formfaktorer enligt EK-Snölast. De inkluderar även motfallstak och sågtak.

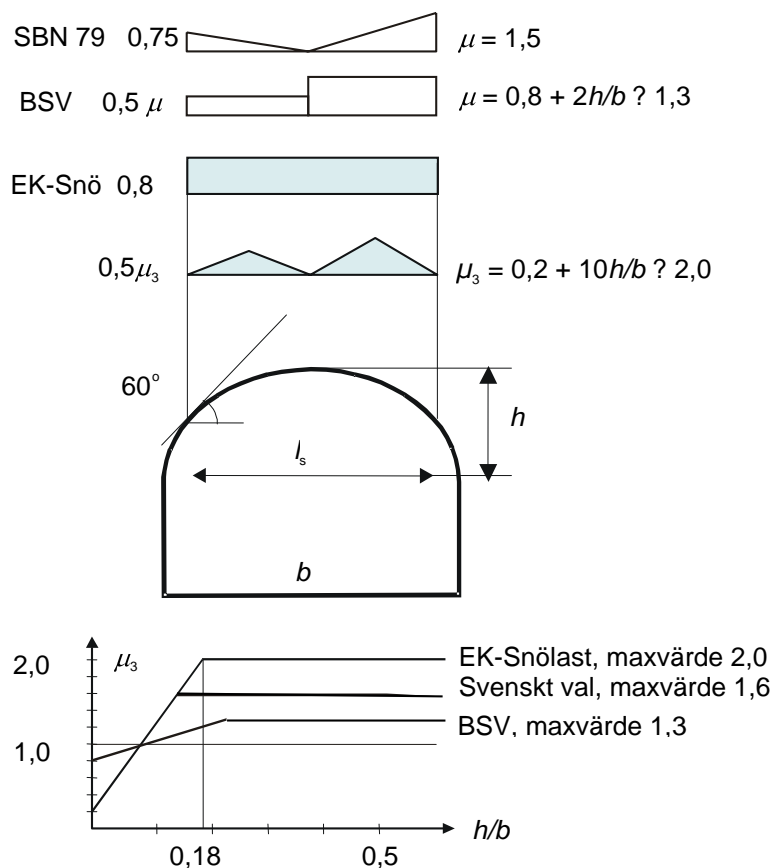


Figur 5.3 Formfaktorerna för multipeltak enligt EK-Snölast med $\mu_1(\alpha)$ och $\mu_2(\alpha)$ enligt Figur 5.13.

Formfaktorerna för delen mellan taknockarna i Fall (i) motsvaras i BSV ungefär av andra meningens i texten till Figur a i avsnitt 1.3 i BSV.

För delen mellan taknockarna i Fall(ii) ger EK-Snölast och BSV samma formfaktorer om $\rho \leq 60^\circ$. Symbolen ρ definieras i Figur 5.3.

5.3.5 Bågtak



Figur 5.4 Formfaktorer för bågtak enligt EK-Snölast (blå färg), SBN 79 (Svensk Byggnorm 79) och BSV som jämförelse.

I Figur 5.4 redovisas formfaktorer för bågtak enligt EK-Snölast (blå färg) och BSV. Både SBN 79 och BSV har även symmetrisk snölast med samma utbredning som i EK-Snölast.

μ -värdena enligt SBN 79 gav för liten tvärkraft vidnock vilket försakade en del skador pånockleden. Diagrammet längst ner i Figur 5.4 visar μ_3 -värden enligt EK-Snölast, det val som Sverige gjort i EKS7 samt formfaktorer enligt BSV. Lagg märke till att BSV har rektangulär lastfördelning vid osymmetrisk last medan EK-Snölast har triangulär. Figur 5.4 visar att Sverige har valt en kompromiss mellan EK-Snölast och BSV.

5.3.6 Flernivåtak

I Figur 5.5 redovisas formfaktorer enligt EK-Snölast. Både EK-Snölast och BSV delar upp formfaktorerna i delarna

μ_s som beaktar ras från angränsande högre beläget tak. Denna formfaktor är lika i BSV och EK-Snölast och bestäms av att 50 % från det högra taket antas rasa ner.

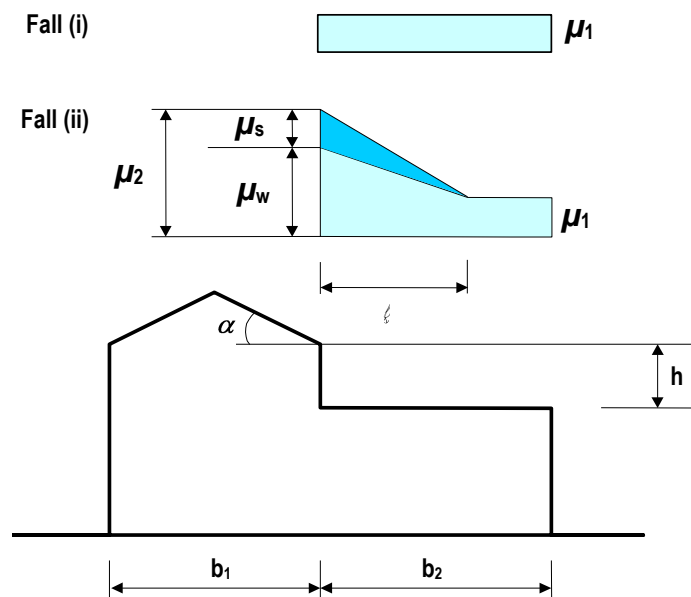
μ_w som beaktar vind.

- I BSV bestäms denna formfaktor som det minsta av uttrycken $0,5(b_1 + b_2)$ och $\gamma h/s_0$ där $\gamma = 2 \text{ kN/m}^3$ och s_0 snölast på mark
- EK-Snölast kräver att $0,5(b_1 + b_2) \leq \gamma h/s_0$

Villkoren enligt BSV och EK-Snölast kan tyckas vara motstridiga men de ger samma resultat vilket kan förklaras på följande sätt:

- Om $0,5(b_1 + b_2)$ och $\gamma h / s_0$ är lika ger självfallet BSV och EK-Snölast samma resultat.
- Om $0,5(b_1 + b_2) < \gamma h / s_0$ ska man enligt BSV välja det lägsta värdet, vilket även gäller enligt EK-Snölast eftersom $0,5(b_1 + b_2)$ är den styrande parametern och $\rho h / s_0$ endast en restriktion.
- Om $0,5(b_1 + b_2) > \gamma h / s_0$ måste man enligt BSV välja det lägsta värdet, d v s $\rho h / s_0$. Enligt EK-Snölast får inte $0,5(b_1 + b_2) > \gamma h / s_0$ alltså måste man även där välja $\gamma h / s_0$.

Lastens utbredning sätts i BSV till $l_s = 2h$ dock $5 \text{ m} \leq l_s \leq 10 \text{ m}$. Enda skillnaden i EK-Snölast är att den övre gränsen är satt till 15 m och att figurerna i BSV är lite utförligare. Beteckningar är enligt Figur 5.5.



Figur 5.5 Formfaktorer för flernivåtak enligt EK-Snölast. μ_1 enligt Figur 1.

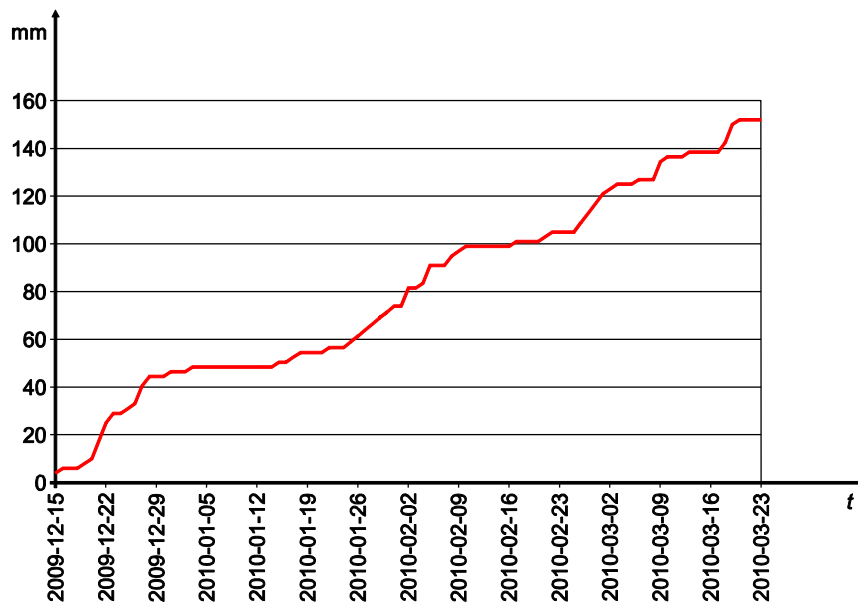
EK-Snölast ger en viss skärpning av snölast på flernivåtak och den ökningen beror på att snöfickans längd ökat från 10 till 15 meter.

5.3.7 Formfaktorer för snölast vid skärm

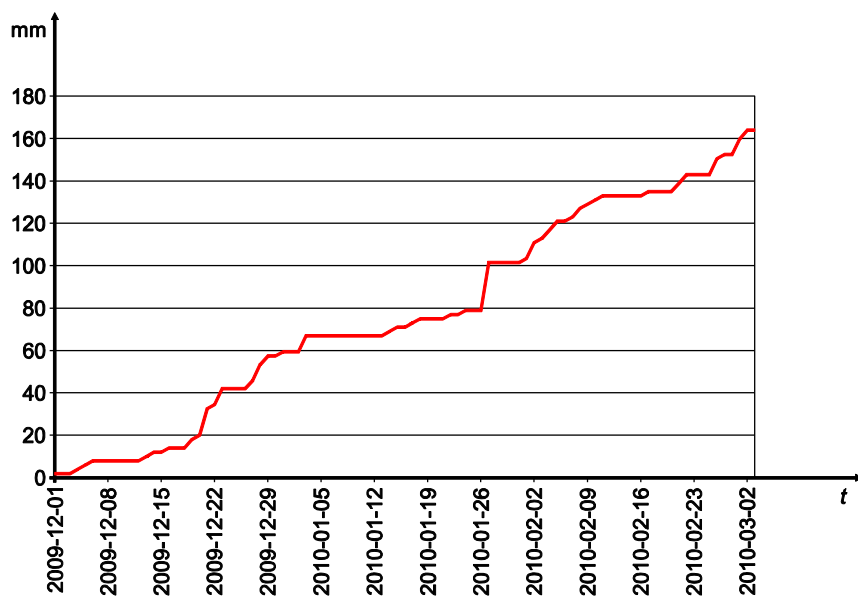
Enda skillnaden mellan BSV och EK-Snölast är, att formfaktorerna bestäms som för flernivåtak enligt ovan.

5.4 Snölast på mark – jämförelse mellan verkligt utfall och last vid verifiering

Snölasterna i Skellefteå och Luleå vintern 2009/2010 får fungera som illustration av problematiken kring en jämförelse mellan ett verkligt lastutfall och lastmodellen vid verifiering av byggnadsverk. Den samlade nederbördsmängden från tidpunkten för barmark till dess att större skador på byggnader inträffade hade för Skellefteå och Luleå vintern 2009/2010 ett utseende enligt Figur 5.6 respektive Figur 5.7. Sifferunderlaget kommer från SMHI.



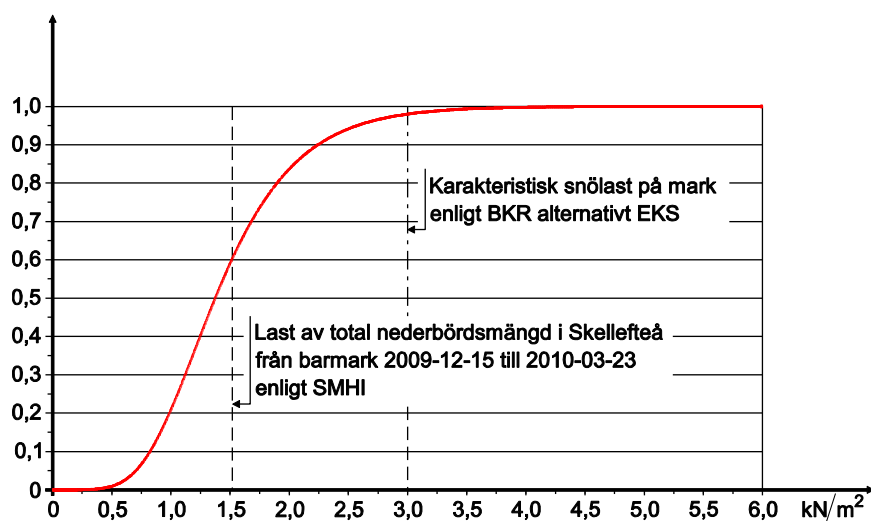
Figur 5.6 Total nederbörds mängd från tidpunkt för barmark i Skellefteå vintern 2009/2010.



Figur 5.7 Total nederbörds mängd från tidpunkt för barmark i Luleå vintern 2009/2010.

En jämförelse med den fördelningsfunktion² som utgör grunden för regelverkets snölast på mark framgår av Figur 5.8.

² **NE: fördelningsfunktion**, inom statistiken funktion med vars hjälp man kan beräkna sannolikheten att en stokastisk variabel (slumpmässig storhet) X antar olika värden. Fördelningsfunktionens värde $F(x)$ är lika med sannolikheten att X antar ett värde högst lika med x , dvs. $F(x)=P(X\leq x)$;



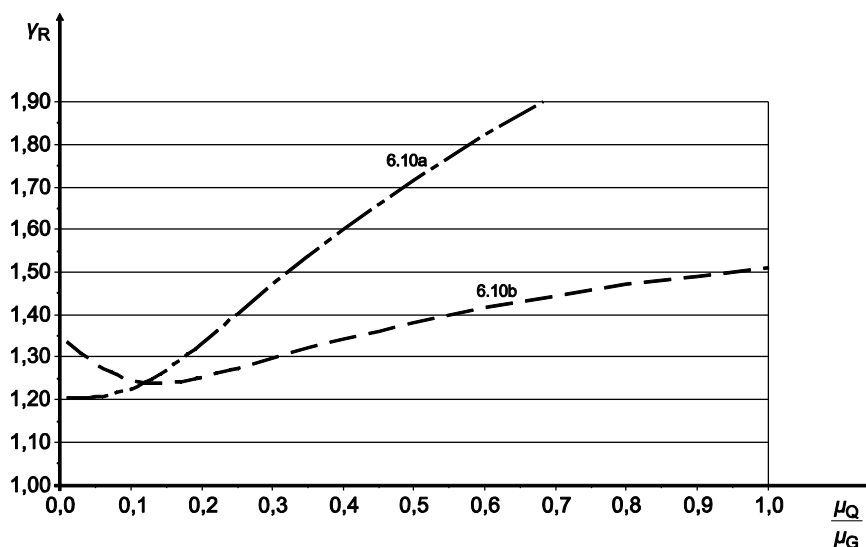
Figur 5.8 Fördelningsfunktion för snölast på mark, $s_k=3,0 \text{ kN/m}^2$.

Varför inte jämföra verklig snölast med den snölastkarta som finns i Boverkets föreskriftsserie till Eurokodsyste m , EKS (Boverket, 2010)

Kartan, eller karakteristisk snölast, utgör en komponent i ett verifieringssystem för bärförmåga, stadga och beständighet hos byggnader och vissa andra byggnadsverk. Systemets koefficienter kalibreras genom att stokastiska variabler³, som representerar bärförmåga och last jämförs. Bärförmågan ska utom i extremt osannolika fall vara större än lasten. Gränsfunktionen har då utseendet $R-S \geq 0$, där R betecknar bärförmåga och S lasteffekt.

Den svenska lastmodellen i Eurokodsyste m innehåller en speciell koefficient, ξ som är till för att R -sidans partialkoefficienter ska bli mer välartade. Koefficienten $\xi=0,89$ används i föreskriftsserien EKS, kap. 0, 18 §, ekv. 6.10b (Boverket, 2010a). Trots denna anpassning är det inte ovanligt, att stor andel variabel last, med stor spridning, påverkar koefficienterna på bärförmågesidan. Figur 5.9 nedan beskriver erforderlig partialkoefficient på R -sidan som funktion av förhållande mellan variabel och permanent last

³ NE: stokastisk variabel, inom sannolikhete s teorin en numerisk funktion av ett slumpmässigt experiment, där de olika möjliga utfallen tilldelas bestämda sannolikheter



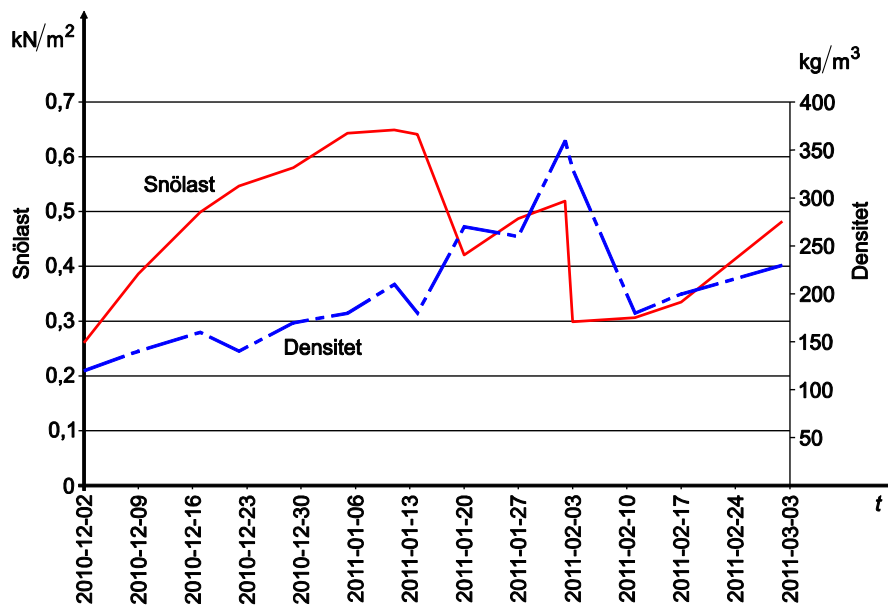
Figur 5.9 Partialkoefficient på R-sidan som funktion av förhållandet mellan variabel och permanent last.

Beteckningarna i figuren refererar till de lastkombinationer enligt standard med tillhörande föreskrifter som använts vid kalibrering av koefficienten. Aktuellt fall avser dynamiskt provbelastade pÅlar under vissa förutsättningar men det ar i detta sammanhang kurvans (6.10b) principiella utseende som är intressant. Vid praktisk projektering används normalt enbart koefficienterna i regelverket tillsammans med aktuella karakteristiska värden. Kombinationen av karakteristiska värden och koefficienter för snölast talar med andra ord enbart om, att de tillsammans med andra förekommande laster ar användbara vid en jämförelse med bärförmåga bestämd på ett visst sätt. Kalibreringen av partialkoefficienter förmår inte skilja bärförmåga fran lasteffekter. Uppmätta snölaster ska därför jämföras med de extremvärdesfördelningar som ligger till grund för kalibrering av regelverkets partialkoefficienter. Observera att vissa extrema vintrar kan snölasten vara större än karakteristiskt värde utan att verifieringens grundförutsättningar är felaktiga. Det karakteristiska lastvärdet är definierat som 0,98 fraktilen av årsmax, motsvarande en genomsnittlig återkomsttid på 50 ar. Det går utmärkt att använda en annan definition som resulterar i andra koefficienter. Karakteristisk brandbelastning baseras exempelvis på en 0,80 fraktil.

Boverket köper data avseende både snö- och vindlast fran SMHI och har önskemål om långa tidsserier för att så snabbt som möjligt upptäcka eventuella trender och trendbrott. Givetvis kan den typ av extremvärdesfördelningar med tillhörande egenskaper som lämpligast beskriver serier av maximal snölast för en viss geografisk position förändras över tid. En typ av stokastisk variabel som normalt ingår vid kalibrering av partialkoefficienter ar modellosäkerhet. Ett vanligt tillvägagångssätt är att använda en variabel som hanterar osäkerheter hos både bärförmåga och lasteffekter, men givetvis är det möjligt att dela i flera delar om man så önskar.

Hur ser kopplingen mellan snödjup och snölast ut?

Det korta svaret är densitet. Varför inte kombinera extremvärde för snödjup med motsvarigheten för densitet? Ett sådant tillvägagångssätt resulterar förmodligen i för konservativa snölaster. Vinterns snotaxering vid ett provfalt i anslutning till SMHI i Norrköping, Figur 5.10, får fungera som exempel på förskjutningen i tid mellan maximal snölast och maximal densitet.



Figur 5.10 Snötaxering vid SMHI vintern 2010/2011 – snölast och densitet.

5.5 Sammanfattning

Storleken på snölasten har förändrats under den studerade perioden. Från att ha varit angiven i BABS 46 som en horisontell last på takytan har utvecklingen gått till att ange snölasten för tak utgående från snölasten på mark multiplicerad med en faktor (som för plana tak uppgår till 0,8). Under denna process har förändringar också skett hur snölasten ska betraktas, vanlig eller exceptionell last, bunden eller rörlig last eller som i dagsläget karakteristiskt värde kombinerat med formfaktorer. Säkerhetsprinciperna, d v s sättet att dimensionera, har också ändrats från tillåtna påkänningar till partialkoefficientmetoden.

En viktig del i dimensioneringen är att utgå från rätt snölaster för den aktuella orten. Metoden att genom statistik fastställa snölasten på mark beskrivs inledningsvis.

En jämförelse av formfaktorerna i EK-Snölast och BSV (Boverkets handbok Snö- och vindlast) visar att:

- För sadeltak med taklutning $\leq 15^\circ$ innebär EN-Snölast en tydlig skärpning av kraven jämfört med BSV.
- För bågtak har BSV rektangulär lastfördelning vid osymmetrisk last medan EK-Snölast har triangulär. Båda normerna innebär en skärpning jämfört med SBN79 (Statens Planverk, 1979).
- För flernivåtak och skärmtak ger EK-Snölast en viss skärpning av formfaktorerna i förhållande till BSV.

Med föreliggande underlag för bedömning av snölastens värde på mark torde knappast någon förändring av dessa värden behöva aktualiseras. Däremot bör det övervägas att undersöka behovet av förändringar och kompletteringar av formfaktorerna för snölast.

6 Svagheter och kritiska punkter i olika slag takkonstruktioner

6.1 Inledning

Svagheter och kritiska punkter i olika slags takkonstruktioner har sammanställts, dels baserat på information från de skadefall som är dokumenterade i Bilaga 1 och 2, dels baserat på enkäter och intervjuer med leverantörer. Vi har valt att studera de olika konstruktionerna utgående från materialet i bärverken, d v s stål, plåt, limträ och vanligt konstruktionsvirke var för sig. Vi har utgått från de skador som noterats i takrasen, t ex brott i diagonal för fackverksbalk, brott på g a felaktigt urtag i limträ eller sprött brott i dragstag. Det finns ofta ett antal olika skador eller brister, som kan ha bidragit till rasen och det kan vara svårt att bedöma vilken av delorsakerna som har haft avgörande betydelse.

6.2 Stålkonstruktioner

Det vanligaste stålbärverken vid större spännvidder är fackverksbalkar och av dessa är merparten tillverkad med ramstänger av varmvalsade stänger, såsom liksidig vinkelstång och livstänger av UNP-balk/stång. Bland övriga typer finns fackverk tillverkade av kallbockade profiler samt höga plåtbalkar med tunt liv. Den senare typen är dock mindre vanligt förekommande i nyare byggnader.

För fackverk tillverkade av varmvalsad stång och balk finns möjlighet till viss anpassning av ramstängernas dimensioner. Livstängernas profilhöjd styrs av kapacitetsbehovet i de yttersta stängerna, d v s de närmast upplagen och den valda profilhöjden behålls utefter hela av fackverket. Livstängerna utgörs huvudsakligen av U-profil, som ibland ersätts av kraftigare profiler nära upplag. Ofta finns då en viss överkapacitet i dragna livstänger placerade nära fackverkets mitt, så att de även motstår en måttlig tryckkraft. Denna inbyggda överkapacitet medför att stålfackverk med livstänger av varmvalsad stång har en viss robusthet mot variation av kraften i livstänger, som uppstår vid reducerad snölast på en takhalva av ett sadeltak, jämfört med jämnt fördelad snölast.

Svetsar mellan ram- och livstänger uppvisar vissa brister. Bristande a-mått (för litet) och svetslängd (för kort) förekommer. För de fall ramstängernas styvhet nyttjas för att reducera livstängernas knäcklängd, skall tillhörande inspänningsmoment beaktas vid dimensionering av svetsen. Enligt ett typgodkännande utfärdat av SITAC 3059/91 (SITAC, 2009) kan detta ske genom en förstoring av normalkraften i livstången med 10 %. Detta tillskott av normalkraft på svetsarna försvinner ibland ur hanteringen. Likaså finns en tendens att underlåta att utföra OFP (oförstörande provning) på svetsar utnyttjade till mer än 70 %.

För fackverk tillverkade av kallbockad plåt finns stor möjlighet till optimering, framför allt för livstängerna. En beräkning av ett sadelfackverk visar, att en livstång nära mitten får en obetydlig dragkraft vid jämnt fördelad snölast, enligt BKR (Boverket, 2006). En jämförande beräkning med reducerad snölast på ena takhalvan, enligt Eurokod SS-EN 1991-1-3 (SSI, 2003), visar att samma stång kan få en betydande tryckkraft. Detta förhållande kan ha avgörande betydelse för en optimerad konstruktions bärförmåga.

6.3 Limträkonstruktioner

6.3.1 Inledning

Här ges en omfattande beskrivning av svagheter hos limträkonstruktioner och ges förslag lämpliga konstruktionslösningar för att undvika problem med limträ. Endast ett fåtal av de fel och brister som beskrivs i detta avsnitt har uppdragats i samband med utredningen av snörasen vintern 2009/2010.

6.3.2 Två signifikanta takras som ägde rum i Sverige under vinter 2010-2011

Under vinter 2010 och 2011 rasade ett betydande antal limträkonstruktioner. Förutom några takras som kan härledas till feluppskattning av snölasten (t ex oförutsedda snöanhopningar orsakade av tillbyggnader eller dyl) och är därför inte direkt relaterade till limträkonstruktioner i sig, har några haverier orsakats av dålig detaljutformning, monteringsfel mm. En del haverier har också berott på (eller starkt påverkats av) undermålig stabilisering. Dessa kommer att behandlas i ett särskilt avsnitt.

Ridhus i Uddevalla – Objekt 2 i Bilaga 2

Det bärande systemet bestod av s k treledstakstolar med balkar av limträ och dragband av stål. Spännvidden var 24,5 m och taklutningen var 15°.



(a)



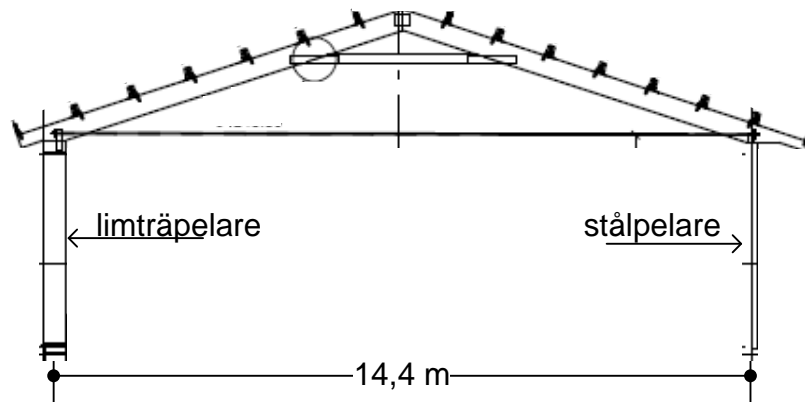
(b)

Figur 6.1 Ridhus i Uddevalla

För att takstolen skall kunna fungera måste ståldragbandet vara ordentligt förankrat till träbalken vid takfoten. Här var infästningen utformad med en dragstång, som var genomdragen i ett centriskt hål i balken. Stålblåt med dimension 115x 55x 25 mm³ mot balkens ände – ankarplåten – och en sexkantsmutter skulle säkra kraftöverföring mellan dragstången och balken. Vid besiktningen upptäckte man att en av de havererade takstolarna saknade ankarplåten, vilket innebär att kraftöverföring skedde enbart genom kontaktryck mellan sexkantmuttern och ändträ. Den mest sannolika orsaken till kollapsen är den saknade ankarplåten vilket dramatiskt nedsatt genomdragningskapaciteten.

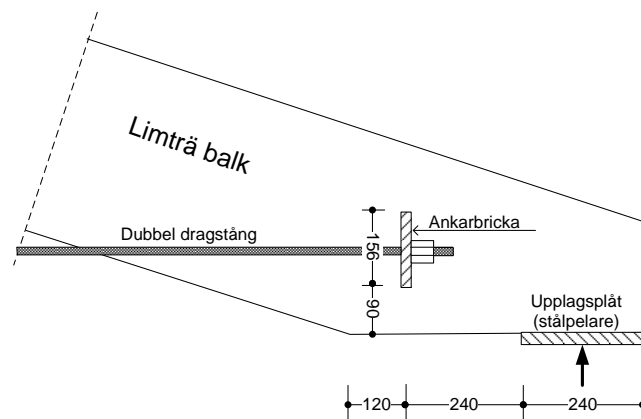
Kostall i Vikingastad

Det bärande systemet bestod av s k treledstakstolar med balkar av limträ och dragband av stål. Spännvidden var ca. 14,4 m och taklutningen var ca. 16°.



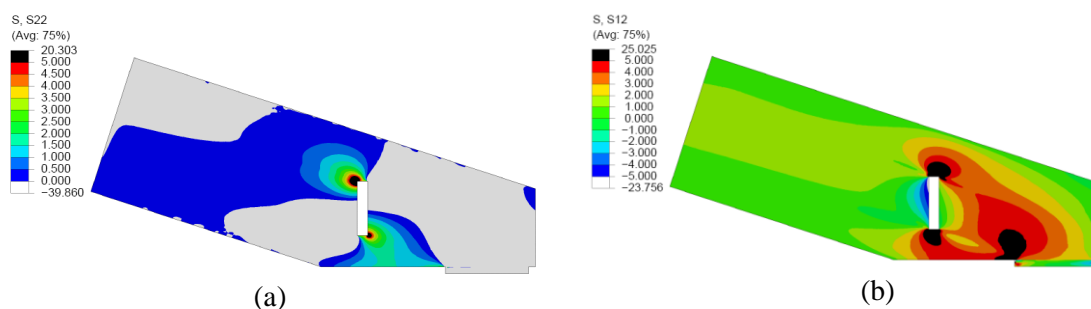
Figur 6.2 Statiskt system för kostallet i Vikingstad.

Den främsta anledningen till att byggnaden rasade var utformningen av förankringsanordningen vid stälpelarens sida. Dragbandet bestod av 2 st. dragstänger, en på vardera sidan om balken. Infästningen mellan dragbandet och balken utgjordes av plåtar, som var inslitsade i balken och orienterade vinkelrätt mot dragbandet, se Figur 6.3.



Figur 6.3 Infästning av dragband till limträbalken.

Den stora excentriciteten mellan upplagsreaktionen och infästningspunkten för dragbandet gjorde att stora tvärdragspänningar i kombination med stora skjuvspänningar uppträdde i området kring ankarbrickan. Henrik Danielsson på avdelningen för byggnadsmekanik, LTH, utförde två-dimensionell linjärelastisk spänningsanalys av takfotsanslutning. Resultat som redovisas i Figur 6.4 visar mycket höga tvärdragspänningar och skjuvspänningar i den översta och nedersta delen av ankarbrickan (områdena markerade i svart)



Figur 6.4 Två-dimensionell linjärelastisk spänningsanalys. (a) tvärdragspänningar, (b) skjuvspänningar



(a)



(b)

Figur 6.5 Kostallet i Vikingstad efter kollapsen. (a) Sidan med stålpelare, (b) Sidan med limträpelare

6.3.3 Allmänna problem relaterade till limträkonstruktioner

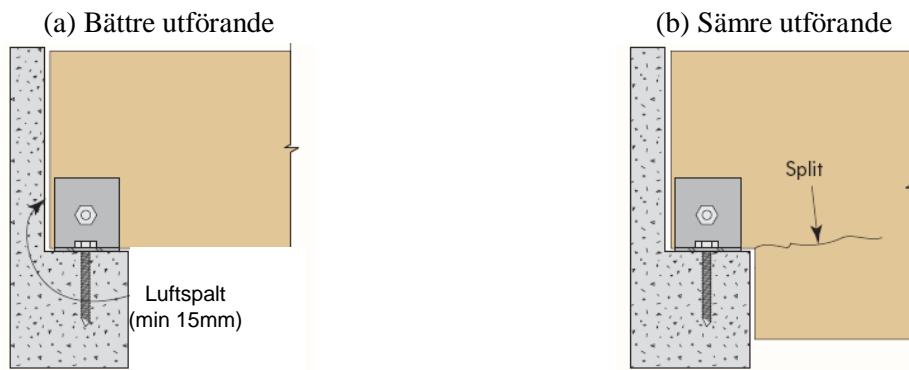
Vid korrekt dimensionering och väl utförd montering är limträkonstruktioner mycket säkra. För att en jämn och hög kvalitet på limträ skall kunna säkerställas måste tillverkaren ha ett väl dokumenterat system för kvalitetssäkring, med en fortlöpande intern kontroll, som bl a innebär att man regelbundet tar ut provkroppar för kontroll av limfogarnas hållfasthet och beständighet. Kvalitetssystemet skall vara godkänt av ett särskilt certifieringsorgan och den interna kontrollen skall övervakas av ett externt, oberoende besiktningsorgan som gör oanmälda kontrollbesök vid limträfabriken. De nordiska länderna har ett etablerat och välfungerade kvalitetssystem. Detta har gjort att haverier hos limträkonstruktioner orsakade av bristande kvalitet på materialet varit relativt sällsynta. Icke desto mindre har haverier orsakade av andra faktorer än bristande materialkvalitet varit mer vanliga. Bland de vanligaste orsakerna för haverier hos limträkonstruktioner generellt sett kan nämnas:

- Urtag i balkände
- För kort upplagslängd vid lutande balkar
- Håltagning
- Snedskärning av lameller i zoner med dragpåkänningar
- Tvärdragspänningar i speciella balkar
- Undermålig utformning av förband
- Stabilitet (behandlas i ett särskilt avsnitt)

En del haverier har orsakats av icke tillfredställande iakttagande av limträkonstruktionernas egenskap att utvidga och krympa vid fukthaltvariationer. Utvidgning och krympning av limträ sker framförallt vinkelrätt fiberriktningen och under speciella omständigheter – t ex vid stora tvärsnittsdimensioner och vid val av olämpligt förband – kan förhindrade rörelser leda till tvärdragspänningar, som i sin tur resulterar i sprickor och i vissa fall även totalhaveri av konstruktionen.

6.3.4 Urtag i balkände

Urtag i balkände är sannolikt en av de främsta orsakerna till haverier på limträkonstruktioner. Urtag i balkände bör undvikas, eftersom även små urtag utgör sprickanvisningar, som skapar tvärdragspänningar och därmed minskar bärförmågan väsentligt. Särskild försiktighet bör iaktas vid konstruktioner som kan befaras bli utsatta för stora fuktvariationer.



Figur 6.6 Urtag i balkände.

Figur 6.7 visar en balk i en träningshall i Botkyrka med urtag i balkände och snedsågad underkant som sprack strax efter monterat (d v s ingen eller mycket liten snölast på taket) under vintern 2010. Balkens spännvidd var 25,2 m, tvärsnittsdimension i mittspannet 215x1710 mm² och 215x1080 mm² vid upplaget.

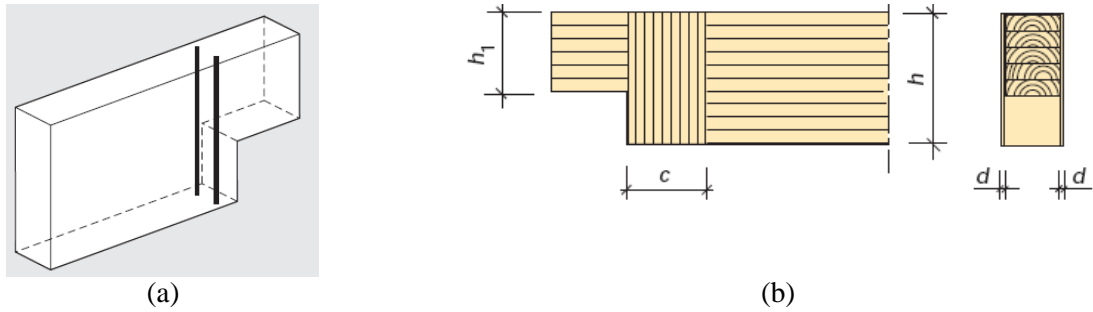


Figur 6.7 Havererat tak balk med urtag i balkände med snedsågad underkant.

Risken för spräckning hos balkar med urtag kan starkt reduceras genom att förstärka det försvagade området. Normalt utförs förstärkningen genom:

- armering med självborrande eller inlimmade skruv (skruvarmering)
- plywood eller korslimmade LVL-skivor (t ex Kerto Q)

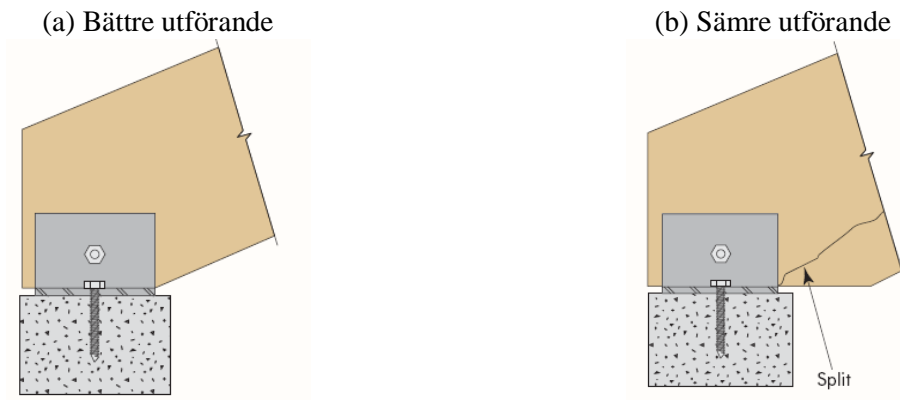
Skruvarmering är en mycket effektiv metod för att ta hand om tvärdragsspänningar. Vid höga skjuvspänningar (t ex vid stora urtag) bör däremot förstärkning med plywood eller korslimmat LVL föredras, då tvärkraftkapacitet hos armeringsskruvarna är mycket begränsad



Figur 6.8 Förstärkning av urtag. (a) Med skruvar, (b) med plywood eller korslimmat LVL.

6.3.5 För kort upplag vid lutande balkar

Upplag av lutande balkar bör utformas på ett sådant sätt att tvärdragspänningar inte uppstår. Snabb torkning på grund av exponerade ändträ kan ge upphov till torrspäckor och därmed anvisningsverkan som ökar spänningen vinkelrät fiberriktning som i sin tur kan resultera i större spräckor som bl a minskar balkens tvärkraftskapacitet, se Figur 6.9



Figur 6.9 För kort upplag vid lutande balkar.

6.3.6 Håltagning

Större hål (diameter större än 40% av balkhöjden) bör undvikas. Även mindre hål utgör plötsliga tvärsnittsförändringar som stör kraftflödet i en konstruktion. Därigenom uppkommer betydande tvärdragspänningar och skjuvspänningar intill hålet. Tillsammans med de torkspräckor som naturligt uppstår i hålets sidor, kan dessa extraspanningar allvarligt nedsätta konstruktionens bärförmåga. Särskild försiktighet är motiverad vid sådana balktyper, som sadel och pulpetbalkar, där den geometriska formen i sig ger upphov till tvärdragspänningar. I krökta konstruktionsdelar, t ex ramhörn eller bumerangbalkar, bör man överhuvud taget inte tillåta hål. Vid behov av genomföringar för större installationsrör eller dylikt bör andra konstruktionstyper än rak- eller sadelbalk övervägas. Fackverksbalk kan vara ett lämpligt alternativ.

Figur 6.10 visar en sprucken limträbalk i en restaurang i Lund med olämplig placering av genomföringar för installationsrör.



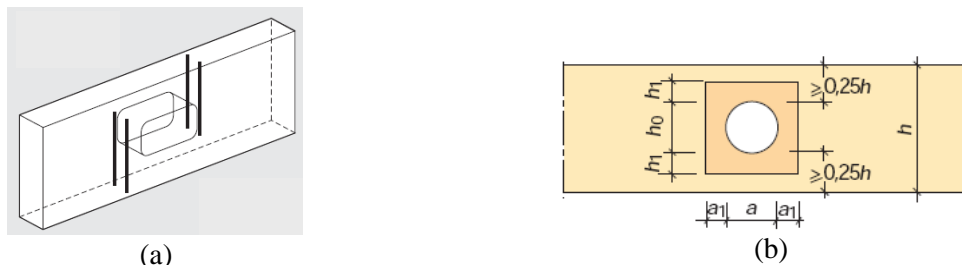
Figur 6.10 Sprucken balk i Lund.

6.3.7 Förstärkningsmetoder för balkar med hål

Risken för spräckning hos balkar med hål kan starkt reduceras genom att förstärka det försvagade området. Normalt utförs förstärkningen genom:

- armering med självborrande eller inlimmade skruv (skruvarmering)
- plywood eller korslimmade LVL-skivor (t ex Kerto Q)

Vid höga skjuvspänningar, t ex när hålet borrar lång från mittspannet i en fritt upplagd balk, bör förstärkning med plywood eller korslimmat LVL föredras, då tvärkraftkapacitet hos armerings-skruvarna är mycket begränsad

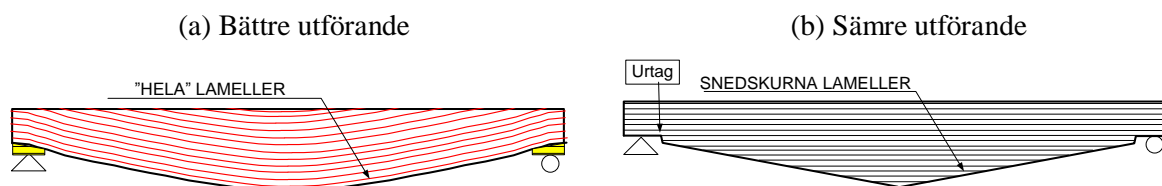


Figur 6.11 Förstärkning av hål. (a) Med skruvar, (b) med plywood eller korslimmat LVL.

6.3.8 Snedskärning av lameller i zoner med dragpåkänningar

Konstruktionselement av limträ utformas ofta med varierande tvärsnittshöjd, t ex sadelbalkar, och ramkonstruktioner. Som regel åstadkommer man tvärsnittsvariationen genom att snedskära lamellerna utefter den ena kanten, medan lamellerna är parallella utefter den andra. Snedskärning av lamellerna medför skjuvning och spänningar vinkelrätt fiberriktning vid den snedskurna kanten. Generellt, medför snedskärning av lamellerna i den tryckta sidan av balken ingen risk för konstruktionen, förutsatt att snedskärningsvinkeln (läs: taklutning) begränsas till såg 15°. Däremot medför snedskärningen av lamellerna på den dragna sidan av balken skjuvspänningar i kombination med tvärdragspänningar, som allvarligt kan nedsätta balkens bärförmåga. Eventuella urtag i balkändarna samt cykler av uppfuktning och nedtorkning av ändträet vid den snedskurna kanten av balken kan ytterligare nedsätta balkens bärförmåga.

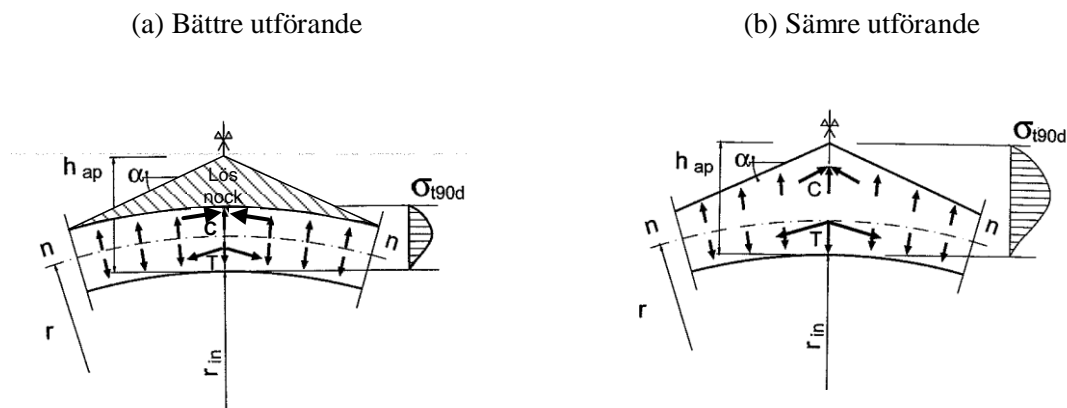
En lösning till detta problem kan åstadkommas genom att tillverka balken på ett sådant sätt att de kontinuerliga lamellerna befinner sig i den dragna sidan (underkant i en fritt upplagd balk) och de snedskurna lamellerna i den tryckta sidan (en sådan balk brukar benämnas "hängbuchsalk")



Figur 6.12 (a) "Hängbuchsalk", (b) Upp- och nedvänd sadelbalk.

6.3.9 Tvärdragspänningar i speciella balkar

Vid vissa speciella momentbelastade konstruktionselement, till exempel sadelbalkar krökta balkar eller bumerangbalkar uppkommer tvärdragspänningar. Bumerangbalkar anses vara de mest känsliga av ovannämnda balktyper vad gäller risk för sprickbildning orsakad av tvärdragspänningar. Vid större taklutningar och/eller små krökningsradie kan tvärdragspänningar leda till sprickor och även till totalhaveri av konstruktionen. Tvärdraghållfastheten är starkt beroende av den belastade trävolymens storlek, d v s ju större balk desto mindre blir tvärdraghållfastheten. En förbättring av konstruktionen (läs: en reduktion på tvärdragspänningar) kan åstadkommas genom en lös nockdel som spikas eller skruvas till balken i efterhand. På så sätt minskar lutningen av tryckspänningar orsakade av böjningen ("C" i Figur 6.13) och därmed även dess vertikala komponent, d v s den kraft som ger upphov till tvärdragspänningar.



Figur 6.13 (a) bumerangbalk med lös nock, (b) "Vanlig" bumerangbalk.

Sverige har varit förskonat från dessa brottyper, troligen på grund av de låga taklutningar och stora krökningsradier som traditionellt har valts vid projektering av större krökta och bumerangbalkar.

Risken för spräckning hos balkar med hål kan starkt reduceras genom att förstärka nockområdet. Normalt utförs förstärkningen av nockområdet genom:

- armering med självborrande eller inlimmade skruv (skruvarmering)
- plywood eller korslimmade LVL-skivor (t ex Kerto Q)

6.3.10 Undermålig utformning av förband

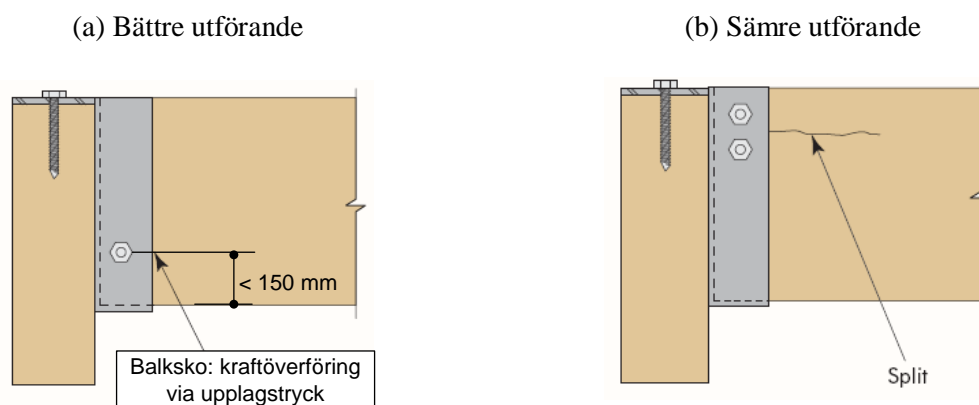
En del haverier på träkonstruktioner kan relateras till dålig utformning av förband. Vid projektering av förband bör följande allmänna principer följas:

- krafternas väg genom förbandet är kort och väldefinierad,
- krafter tvärs fiberriktningen undviks eller minimeras
- förekommande fuktrörelser kan äga rum utan att ge upphov till tvångspänningar
- vatten- och smuttsamlade fickor undviks (gäller främst för utomhuskonstruktioner)

Några av de vanligaste fel som begås vid projektering av träförband beskrivs nedan. I beskrivningen anges också råd om hur förbandet kan förbättras.

Anslutning mellan primärbalk och sekundärbalk - 1

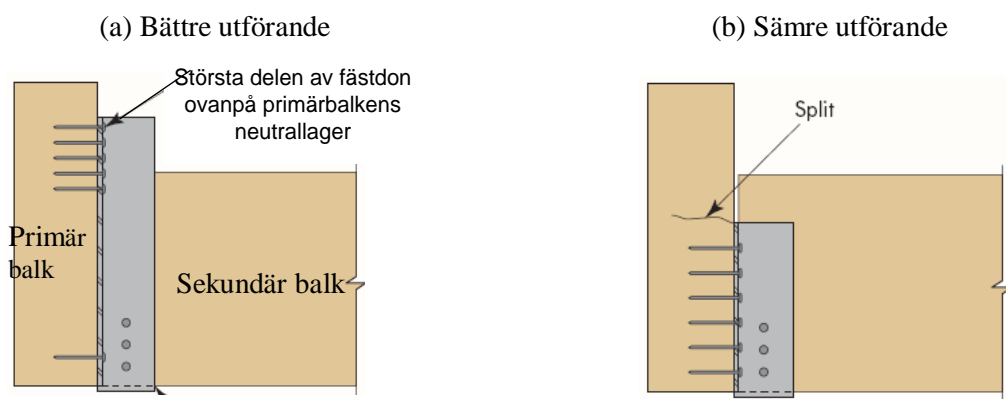
Balkens krympning vinkelrätt mot fiberriktning vid stödet kan leda till att ett mellanrum kan skapas mellan balkens underkant och upplagsplåten. Då detta mellanrum uppstår, sker kraftöverföringen sålunda via skjuvning i skruvarna istället för via upplagsstryck. Då skruvarna inte är dimensionerade för att överföra denna last kan sprickbildning och eventuellt haveri äga rum



Figur 6.14 Anslutning mellan primärbalk och sekundärbalk

Anslutning mellan primärbalk och sekundärbalk - 2

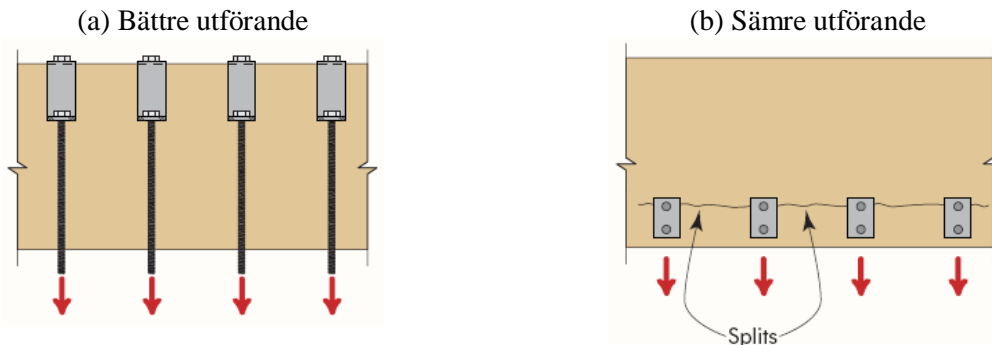
Vid sammanfogning av sekundärbalk till primärbalk bör lastangreppspunkten på primärbalken hamna så nära ovankanten som möjligt. Förband där majoriteten av fästdonen hamnar på lägre nivå än neutrallaget ger upphov till tvärdragspänningar som allvarligt kan nedsätta primärbalkens bärförmåga och bör därför undvikas.



Figur 6.15 Anslutning mellan primärbalk och sekundärbalk.

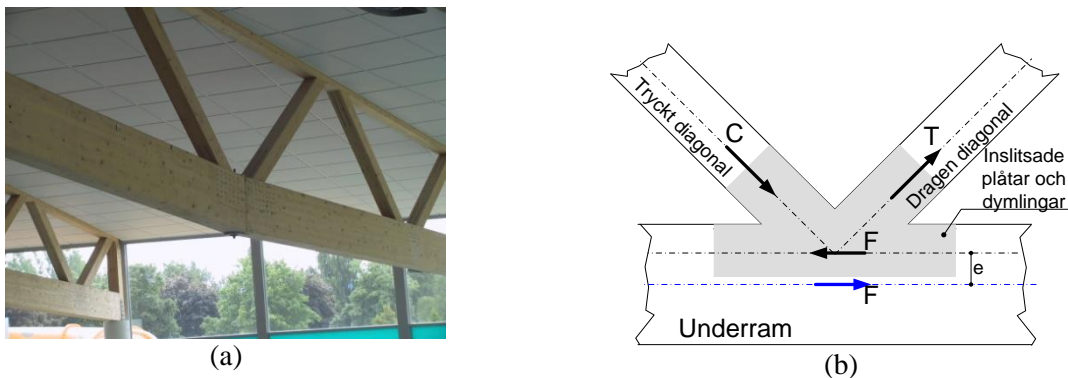
Laster i förband vinkelrätt mot fiberriktning

Vid hängande laster bör lastangreppspunkten på limträbalken hamna så nära ovankanten som möjligt. Förband där majoriteten av fästdonen hamnar på lägre nivå än neutrallagret ger upphov till tvärdragspänningar som allvarligt kan nedsätta primärbalkens bärförmåga och bör därför undvikas.



Figur 6.16 Laster i förband vinkelrätt mot fiberriktning.

Figur 6.17 visar en fackverksbalk där underramen sprack på grund av tvärdragspänningar. Knutpunkterna är gjorda med inslitsade plåtar och dymlingar. I figuren visas balken efter förstärkning av underramen med en genomgående skruv försedd med muttrar och brickor. I en fackverksbalk belastas varje knutpunkt med en tryckkraft från den ena diagonalen och en dragkraft från den andra diagonalen. Den dragna diagonalen belastar underramen med en kraft i vinkel mot underramens fiberriktning (observera att detta lastfall är likt lastfallet enligt Figur 6.21 (b)). Dragkomponenten av denna kraft – tillsammans med moment av excentricitet ($M = F \cdot e$) mellan dymlingsgruppens tyngdpunkt och underramens centrumlinje – orsakade spräckningen av underramen i fackverksbalken.



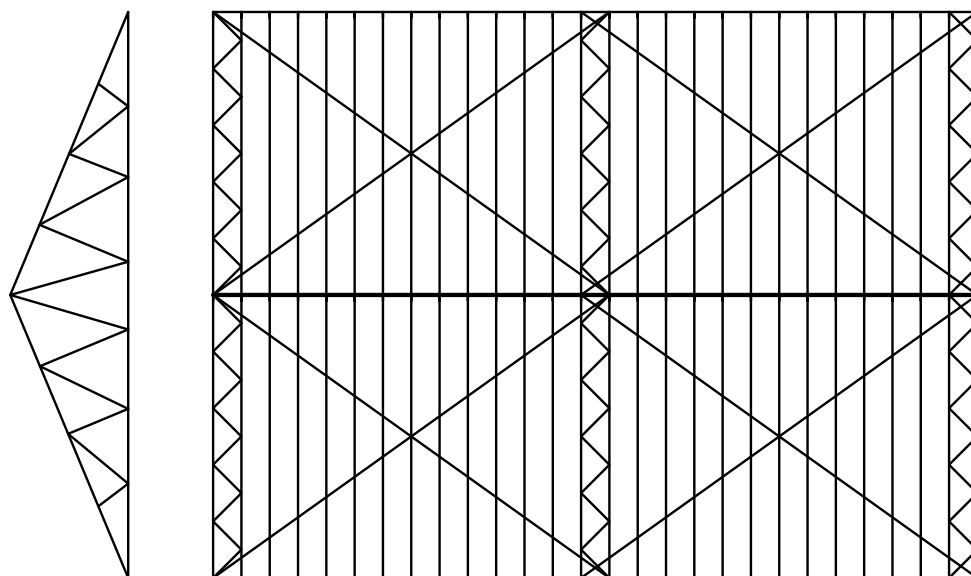
Figur 6.17 Sprucken underram i en fackverksbalk efter förstärkning med genomgående skruv.

6.4 Övriga träkonstruktioner, främst spikplåtsförbundna trätakstolar

Ett antal ras har orsakats av att tryckta diagonaler i takkonstruktionerna varit otillräckligt stagade mot knäckning i den böjveka riktningen. I flera fall saknas knäckningsavstyvningar trots att sådana är specificerade på ritningarna.

Ett antal ras har orsakats av att de tryckta överramsstängerna i takstolarna varit otillräckligt avstyvade mot knäckning i takplanet. Vid stora fria spännvidder blir tryckkrafterna i ramstängerna mycket stora och kan uppgå till storleksordningen 100 kN. Problematiken finns beskriven i ett utlåtande från SP till

Boverket daterat 2006-05-02 (SP, 2006) med anledning av ett stort antal skadefall på grund av bristande sidostabilitet hos takkonstruktionen. I de aktuella skadefallen förstärktes takkonstruktionerna enligt Figur 6.18. Sidostagningen av takstolarnas överramar är tänkt att fungera på sådant sätt att bärläkten (ej inritad i figuren) överför de nödvändiga stabiliserande krafterna till de i takstolsplanet liggande fackverksbalkarna. Fackverksbalkarna ligger i takplanet upplagda i nocken och i takfoten. Krafterna i nocken överförs till i nockens längdriktning liggande kraftupptagande strävor. Strävorna i nocken förankras med dragband till takfoten. De längs med byggnaden i dragbanden verkande kraftkomponenterna överförs till ytterväggarna. De tvärs byggnaden verkande kraftkomponenterna kan tas upp av fackverkstakstolarna.



Figur 6.18 Stabilisering med fackverksbalkar och dragband i de båda takplanen.

Vid dimensionering av spikplåtsförbundna trätakstolar har det före introduktionen av Eurokod 5 i Sverige varit praxis att vid beräkning av nedböjningar inte beakta inverkan av förskjutningarna i spikplåtsförbanden. För takstolar med låg taklutning (mindre än 14 grader) har detta inneburit att man ofta underskattat nedböjningarna med en faktor två. Detta kan i något skadefall ha bidragit till att effekten av icke bärande mellanväggar underskattats vid dimensioneringen.

I några fall har det skett förankringsbrott i anslutning till spikplåtsförband. Det generella intrycket är trots detta att spikplåtar är en förhållandevis robust förbandstyp.

I några träkonstruktioner av äldre datum är den primära brottorsaken orsakad av bristande underhåll.

Konstruktionsvirke kännetecknas av förhållandevis stor variation i hållfasthetsegenskaperna utmed virkets längdriktning. Egenskapsvariationen är i huvudsak kopplad till förekomsten av enstaka kvistar eller kvistgrupper som förekommer relativt regelbundet längs med virket. Vid dimensionering av en konstruktion strävar man ofta efter att optimera varje konstruktionsdel så att hållfasthetskraven uppfylls med så liten marginal som möjligt i varje konstruktionsdel. För en statistiskt bestämd konstruktion som är sammansatt av många delar innebär detta att brottrisken ökar ju fler delar konstruktionen är uppbyggd av. Jämför en dragbelastad kedja vars bärförmåga bestäms av den svagaste länken. För träfackverk tillverkade av svenskt konstruktionsvirke av gran medför en fördubbling av spännvidden (Ditlevsen et al, 2005) att träs hållfasthetsvärden bör reduceras med 5-10 %. I gällande normer beaktas inte denna storlekseffekt i samband med träfackverk. Som jämförelse kan nämnas att för limträ beaktas storlekseffekten genom att materialhållfastheten får ökas med upp till 10 % vid låga balktvärsnitt. Inget av de rasade objekten kan specifikt knytas till att storlekseffekten inte beaktats,

men det är uppenbart att säkerhetsnivån påverkas negativt för statiskt bestämda konstruktioner med stora fria spännvidder.

Maskinell sortering av konstruktionsvirke domineras idag av maskiner baserade på mätning av resonanta vibrationer hos virke då det utsätts för en axiell stöt i ena änden. Nackdelen med denna sorteringsmetod är att den inte klarar av att indikera defekter i form av toppbrott och grava tryckskador i samband med fällning eller stormskador. För att motverka denna brist hos maskinerna utförs en visuell tilläggsortering med avseende på dessa typer defekter och skador. Eftersom tilläggsorteringen ofta sker vid mycket höga materialflöden kommer ett relativt stort antal virkesbitar att passera denna kontrollstation. Särskilt ogynnsamt är det när sådana virkesbitar byggs in takstolsdelar som är utsatta för stora dragpåkänningar. I ett fall av de rasade objekten, där man fick dragbrott i en av diagonalerna kan man misstänka brister i sorteringen.

6.5 Bågformade stålramar av fackverkstyp klädda med tältduk

Efter det att sporthallen i Rönninge rasat (Objekt 64) gjordes tre besök på skadeplatsen för att dokumentera den rasade konstruktionen och om möjligt fastställa orsaken till totalkollapsen. En genomgång av underlaget visar att det finns mycket allvarliga brister när det gäller stabiliseringen av de enskilda fackverksramarna liksom stabiliseringen av hela byggnaden. Fackverksramarna är inte stagade gentemot vippning på ett tillfredsställande sätt. Detta avser såväl stagningen av takbågens tryckta överfläns som stagningen av ramens tryckta innerhorn. Det är inte rimligt att förlita sig på att tältduken ska kunna stabilisera den tryckta överflänsen. Stabiliseringen med avseende på vindlast mot gavel är inte heller tillfredsställande. Vindfackverket i taket är inte kontinuerligt utan saknar vindstagslinor i ett område på båda sidor om nocken. Dessutom förefaller de tryckta diagonalerna i ramhörnen vara underdimensionerade. Den senare brottmoden belyses av Figur 6.19

En viktig frågeställning är huruvida tältduken kan anses vara ett konstruktionsmaterial med vars hjälp man kan överföra krafter i byggnader av den aktuella typen eller ej. Med hänsyn till att tältdukens mekaniska egenskaper (hållfasthet och styvhet) sannolikt försämras kraftigt under längre tidsperioder förefaller det inte rimligt att beakta tältdukens inverkan vid statisk analys av tältdukklädda byggnader.



Figur 6.19 Stabilitetsbrott i ramhornets tryckta diagonal (övre högra hörnet).

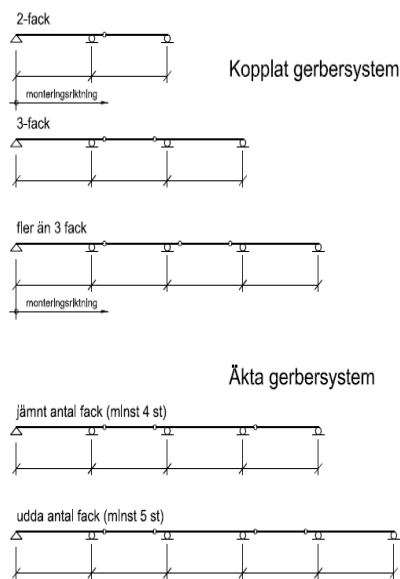
6.6 Takplåt

Högprofilerad takplåt, upplagd direkt på primärbärverket, har varit inblandad i flertalet takras. Någon generellt avgörande orsak till detta har ej kunnat konstateras, däremot ett antal ofullkomligheter som tillsammans torde ha bidragit till inträffade takras.

I de flesta fallen får takplåtskonstruktören reda på påverkansfaktorer utanför, men gränsande till sitt arbetsområde, men inte alltid. Det förekommer att takplåtskonstruktören får otillräcklig information för att kunna bedöma risken för uppkomst av snöficka, och i enstaka fall finner denne inget skäl att själv inleda någon utredning.

Takplåtens uppläggningsätt påverkar takets uppförande vid överpåverkan. Enkelfacksuppläggning har måttlig kapacitet mot överpåverkan, men å andra sidan blir eventuell skada begränsad till det överbelastade facket. Tvåfacksuppläggning har en något högre kapacitet mot överpåverkan, och eventuell skada begränsas till de överbelastade två facken. Uppläggning kontinuerlig över flera fack, normalt åstadkommen genom överlappsskarv, ger högre reservkapacitet mot överpåverkan och jämnare fördelning av upplagsreaktioner än tvåfacksuppläggning.

Uppläggning med gerbersystem fungerar principiellt som uppläggning kontinuerlig i flera fack, och ger genom val av ledernas läge möjlighet att optimera plåtprofilen med avseende på fält- och stödmoment. Systemet är materialbesparande vid teoretiskt jämnt fördelad last, men dessvärre utomordentligt känsligt för variation i verklig last och ett lokalt haveri löper stor risk att leda till totalkollaps för hela taket. Säker snöskottning av ett sådant tak kräver mycket goda kunskaper i byggmekanik och takets utformning av den som svarar för snöskottningen.



Figur 6.20 Gerberskarvning innebär att skarvarna placeras på sidan om takbalkarna. Skarvarna fungerar som leder och genom att placera skarvarna i momentnollpunkt utnyttjas plåten maximalt om man får längre spännvidder. /Plannja högprofiler/

Inventeringen av val av säkerhetsklass visar, att valet inte är alldeles självklart. Det är etablerad branschpraxis att välja säkerhetsklass 2 för transversallast och säkerhetsklass 3 för skivverkan. Vissa takplåtskonstruktörer väljer att dimensionera takplåten vid innerstöd i säkerhetsklass 1. Synsättet ovan stämmer överrens med rådtex i Tunnpåtnorm 79; StBK-N5 (Statens stålbyggnadskommitté, 1979) och äger giltighet när enbart plåten betraktas.

I BKR 94:1 införs omfattande råd för val av säkerhetsklass, vilka har liknande lydelse i senaste utgåvan av BKR:

Envåningsbyggander av typen hallbyggnader, vilkas takkonstruktioner har stora spännvidder (≥ 15 meter) och som används för sporthallar, utställningshallar, samlingslokaler, varuhus, skolor och sådana industrilokaler där många personer vistas. Till säkerhetsklass 3 bör följande byggnadsdelar räknas:

- Byggnaders bärande huvudsystem inklusive vindförband och stabiliserande system.

- ...

Till säkerhetsklass 2 bör följande byggnadsdelar räknas:

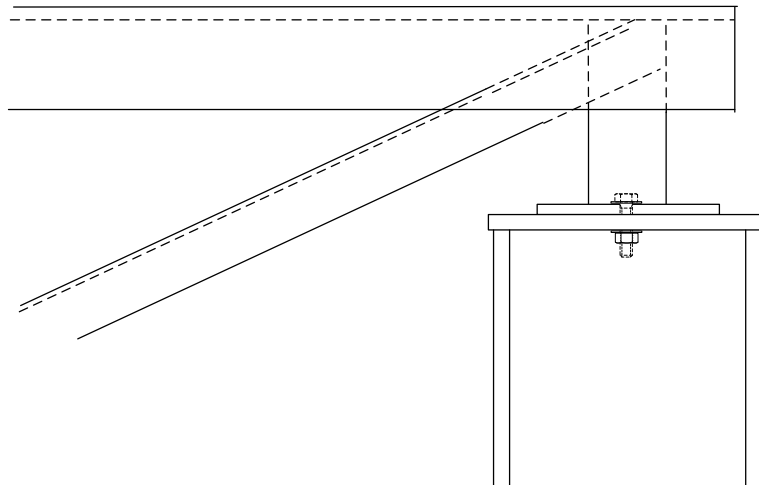
- Takåsar och takplåtar som inte har avstyvande eller stabiliserande funktion. Åsar och plåtar kan hänföras till säkerhetsklass 1 om de är infästa på ett sådant sätt att yttertaket hänger kvar vid brott.

- ...

Den högprofilerade takplåten utgör praktiskt taget alltid en nödvändig sidostagning av primärbärverkets tryckta överdel och är därigenom avstyvande. Konsekvensen av detta torde bli att dimensionering av avstyvande högprofilerad takplåt, upplagd direkt på primärbärverk, i säkerhetsklass 2 eller 1 inte uppfyller gällande byggregler.

6.7 Några enkla konstruktionsdetaljer som kan påverka rasförloppet.

Upplagens utformning är viktig när det gäller att förhindra ras. Ett böjbrott i en primärbalk i maximalmomentpunkten orsakar stora rotationer vid upplaget. Förhindras rotationen påverkas upplagskonstruktionen, som kan bestå av en pelartopp eller en primärbalk. T ex kan en pelare, som utöver en stor normalkraft också belastas med ett moment knäck ut på grund av inspänningen. Ett takbalksupplag, som kan tillåta stora rotationer är ovanligt i praktiken. Stålfackverk, som är vanligt förekommande som takkonstruktioner, skruvas fast till upplaget med en fotplåt.

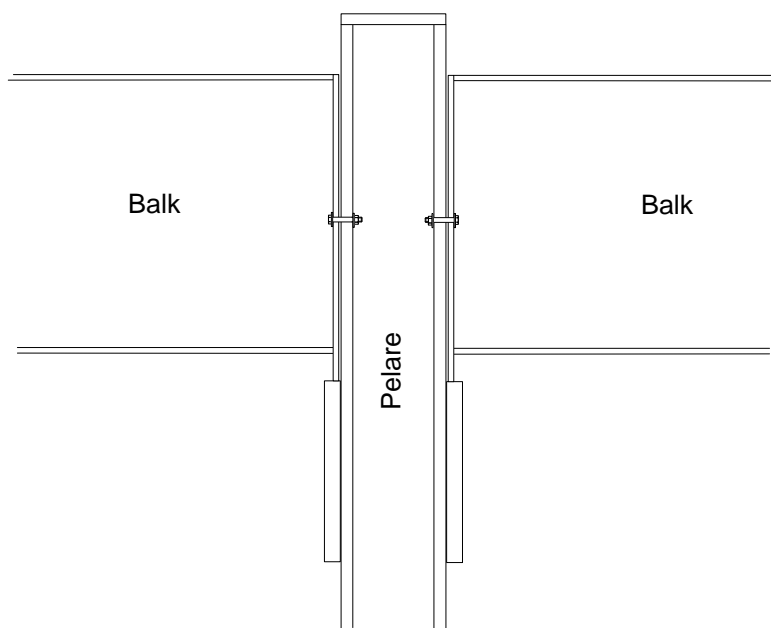


Figur 6.21 Vanligt takbalksupplag. Balkfoten skruvas till pelartoppen med två skruvar. Hålen är avlånga i balkriktningen för att ta upp måttoleranser. Någon rotationsmöjlighet finns inte inbyggd i utformningen.



Figur 6.22 Takbalksupplag som legat på momentstyvt upplag och som böjts loss från fotplåten (Objekt 18). Takbalken har endast kunnat rotera en begränsad vinkel.

Det relativt snabba förlopp som uppstår när materialet når brottgränsen utlöser mycket energi. Utöver den statiska lasten tillkommer ett dynamiskt lasttillskott. En möjlighet till stor rotation på upplaget ger ett mjukare och långsammare rasförlopp.



Figur 6.23 Balkupplag på knap. Skruvar mitt på balkhöjden. Skruvarna verkar stabiliserande i sida vid montage och förhindrar avkänning (Objekt 105). Vid stor last på balkarna med åtföljande rotation förhindras dock rotationen.



Figur 6.24 Skruven mitt på balkhöjden har bidragit till bucklingen (Objekt 105). Balken har inte kunnat rotera fritt utan att föra in spänningar i livet.

Hallstommar kan utföras med olika statiska system. En variant är inspända pelare i byggnadsgrunden. En annan är ledade pelare med stagning i väggar. Inspänningsförhållandena är väsentliga för det statiska systemets funktion. Saknas inspänningseffekten kan den orsaka ras vid betydligt lägre laster än förväntat. För betongstommar gjuts vanligtvis separata grundskruvar in i grunden och detsamma gäller oftast för stålstommar. Pelarfoten träs då på grundskruvarna och måttjustering kan ske med muttrar och brickor samt med en undergjutning. I några fall förekommer det för stålstommar att svetsplåtar med förankringar gjuts in i grundplattorna före montage av stompelarna. Möjligheterna till måttjustering är då mindre och fel i planmått kan ge andra krafter i förankringsjärnen än avsett. Kontrollen av svetsplåtarnas ingjutning och utförande är väsentlig. Svetsning av förankringsjärn måste utföras av behörig svetsare och svetsens funktion skall säkras.



Figur 6.25 Pelarfot med bristande svetsning av förankringsjärn till svetsplåten/fotplåten (Objekt 105). Pelaren sitter märkbart förskjuten i sidled. Svetsplåten ser med tanke på järnens placering i förhållande till pelaren också ut att var vriden 90° fel. Lastkapaciteten för denna pelare var betydligt lägre än avsett liksom svetsplåtens förmåga att ta upp laster från stommen.

Lättbalkar med C-profil eller Z-profiler används flitigt som takåsar i hallbyggnader. Det finns några exempel på tak som inte kollapsat, men som uppvisar mycket stora deformationer av takåsarna. Z-profilens huvudtröghetsaxlar ligger inte parallellt med balklivet eller flänsarna. Det innebär att en last parallellt med balklivet ger upphov till en vridning av balken. Vänder man Z-balken med överflänsen neråt i lutande tak så kommer lasten att ge ett större vridmoment än om balktvärsnittet vänds åt andra hållet. Figur 6.26 visar en halva av ett sadeltak med en risk för snöficka vid vänstra takfoten. Taket lutar åt vänster i bilden. Z-balkens överfläns ligger åt vänster. Balken har vridit sig, vippat, ett kvarts varv i mitten av facket. Det finns fler exempel på detta med större taklutning och där vridningen är mycket tydlig mellan Z-balkarnas, takåsarnas, upplag på takbalkarna. Z-balken har inte varit vänd åt rätt håll vilket bidragit till lägre bärförmåga än förväntat.



Figur 6.26 Z-balkar vända med överflänsen nedåt i takfallet. Takåsarna har vridit sig i takfallets riktning.

6.8 Stabilisering av större bärverk

6.8.1 Allmänt

Många av de rasande byggnaderna har slanka takkonstruktioner, d v s konstruktioner där instabilitetsfenomen har stor betydelse för bärförmågan. Generellt, för mindre byggnader, t ex kontorsbyggnader eller bostäder med begränsad spännvidd och begränsad antal våningar, tillräcklig stagning kan uppnås med hjälp av vanliga väggskevlar, utan behov av särskild stabiliseringsanordning. Vid dimensionering av större byggnadsstomme, däremot, är kontroll av totalstabiliteten ett av de viktigaste momenten. De vanligast förekommande stabiliseringssystemen för större byggnader är:

- Skivverkan i taket som överför horisontallasten från pelare till väggskevlar eller vindbockar
- Vindfackverk i taket som överför horisontallasten från pelare till vindbockar

- En av eller båda pelarna spänns in momentstyvt i grundkonstruktionen
- En av eller båda pelarna fästs in momentstyvt i balken varvid en ram erhålls.

Det är viktigt att komma ihåg att en konstruktion måste stabiliseras inte enbart för att ta horisontella laster, till exempel vindlaster. Stabilisering är också nödvändig för att förhindra vippning och knäckning – orsakad av nedåtriktade laster – av de bärande element som ingår i en byggnad. I en hallbyggnad bestående av sekundärbalkar (åsar), primärbalkar och pelare, t ex måste stabiliseringssystemet vara sådant att det förhindrar åsarna att röra sig i byggnadens längdled därmed utgöra stagning mot vippning av primärbalken, se Figur 6.27.



Figur 6.27 Takkonstruktion i en hallbyggnad. (a) Ej stagad i längdled, (b) Stagad med vindfackverk i taket.

Det är viktigt att stabiliseringssystemet är tillräckligt styvt för att förhindra instabilitet hos stommens bärande delar. Ofullständig stagning påverkar konstruktionens bärförmåga negativt, inte bara för horisontella laster (t ex vindlast), men även för vertikala laster (t ex snölast).

6.8.2 Några generella iakttagelser

6.8.2.1 Stabilisering av långsträckta byggnader

I långsträckta byggnader är det lämpligt, inte minst med tanke på stabiliseringen under stommontaget, att anordna vindfackverk i ett eller flera fack inuti byggnaden. Undersökningar har visat att avståndet mellan stabiliserande väggelement (eller vindbockar) är ofta väldigt stort i svenska byggnader, jämfört med andra europeiska länder som t ex Tyskland.

Figur 6.32 visar två bilder på Rosvallahallen, tagna efter raset som inträffade under vintern 2010. Hallen var drygt 100 m lång och hade endast två vindbockar placerade i byggnadens gavlar. En takskiva på taket – som för övrigt saknade ordentlig infästning med kantbalkar längs sina ränder – var tänkt överföra vindlasten som verkar mot långsidan från takplanet till gavlarna. En sådan skiva kan betraktas som en "liggande balk" vars stöd utgörs av vindbockarna i gavlarna. När längden mellan upplagen (vindbockar) är för stor blir denna balk (takskiva) mycket eftergivlig i sitt plan. Detta innebär att takskivans styvhet inte är tillräcklig för att förhindra åsarnas förskjutning parallellt med åsarnas längdled. Åsarna, i sin tur, kan ej ordentligt staga primärbalken mot vippning, vilket i brottgränstillståndet innebär en minskning av bärförmågan.



(a)



(b)

Figur 6.28 Rosvallahallen (Objekt 40) efter raset. (a) Huvudbalken stegas av åsar placerade på dess överkant. (b) Infästning mellan omlottskarvade åsar och primärbalk.

6.8.2.2 Stabilisering av balkar/ramar i områden utanför takplanet

Som regel ligger i hallbyggnader det horisontella stabiliseringssystemet t ex vindfackverk eller takskiva, i nivå med balkens överkant. Generellt, om stabiliseringssystemet är ordentligt dimensionerat, är vippning av underliggande balkar eller ramar förhindrad. Däremot måste särskilda åtgärder vidtas för att förhindra vippning i områden utanför takets plan, t ex i undersidan av kontinuerliga balkar vid stöden eller i undersidan av ramhörn. I dessa fall ger det negativa momentet upphov till tryckspänningar som kan resultera i vippning/knäckning av konstruktionen. (Notera i Figur 6.31, t ex, hur man försummat att staga undersidan av den kontinuerliga gerberskarvade huvudbalken vid negativmomentområden – dock har detta inte varit huvudorsaken till kollapsen).

Figur 6.29 visar ett ridhus i Varberg, som rasade under vinter 2010. Primärbärverket består av tvåledsramar i stål med centrumavstånd 6m. Sekundärbärverket består av omlottskarvade träåsar. För nedåtriktade laster (snölast) belastas ramhörnet med negativt böjmoment, d v s dragspänningar i överkant och tryckspänningar i underkant. Det är därför underkanten av ramhörnet som behöver stagning för att förhindra vippning. Som det framgår av Figur 6.33 så saknade samtliga ramar stagning i underkant av ramhörnet. Det är dock inte fastställt att detta var brottorsaken. Mycket talar i stället för att det var de bristfälligt spikade omlottlagda åsarna som brast, vilket i sin tur ledde till att ramarna förlorade sin stabilitet.



(a)



(b)

Figur 6.29 Ridhus i Varberg (Objekt 31) efter raset.

6.8.2.3 Undermåliga vindfackverk

Vid stabilisering av byggnader används ofta vindfackverk i taket. Ibland utnyttjas åsarna för avstyvning av primärbalkar, eller för att föra över drag- eller tryckkrafter till vindfackverket. Åsarna kan även fungera som vertikaler i själva vindfackverket. Dock ofta väljer man att utforma fackverket med egna vertikaler för att få alla komponenter i samma plan och därmed undvika olägenheter med excentricitet i knutpunkterna. Tyvärr försummas denna enkla regel ofta i svenska byggnader, som undersökningen visat.

I Figur 6.30 visas några detaljlösningar, som använts vid ridhuset i Uddevalla (Objekt 2). I Figur 6.30(a) visas excentriciteten i knutpunkten där vindbocksdiagonalen och vindfackversdiagonalen möts. Figur 6.30 (b) visar excentriciteten i knutpunkten, där två vindfackverksdiagonaler möts. Här kan man konstatera att:

- de två diagonalerna ligger i två olika plan
- åsarna – som skulle fungera som vertikaler i vindfackverket – och diagonalerna konvergera inte till samma punkt (knutpunkt)

Dessa onödiga excentriciteter leder till en försämrad funktion av konstruktionen.



Figur 6.30 Ridhus i Uddevalla. (a) Infästningsdetalj av vindfackverksdiagonal och vindbocksdiagonal. (b) "knutpunkt" i vindfackverk.

6.9 Risk för fortskridande ras och lokala snöanhopningar

Många av takrasen 2009/2010 har skett i olika typer av hallar, det vill säga enplansbyggnader med stora ytor. Stommateriellen varierar mellan stål, limträ och träkonstruktioner. Merparten av takbärverken är utformade med huvudbärverk som pelar-balkstommar och med yttäckande, stomstabiliserande sekundärbärverk.

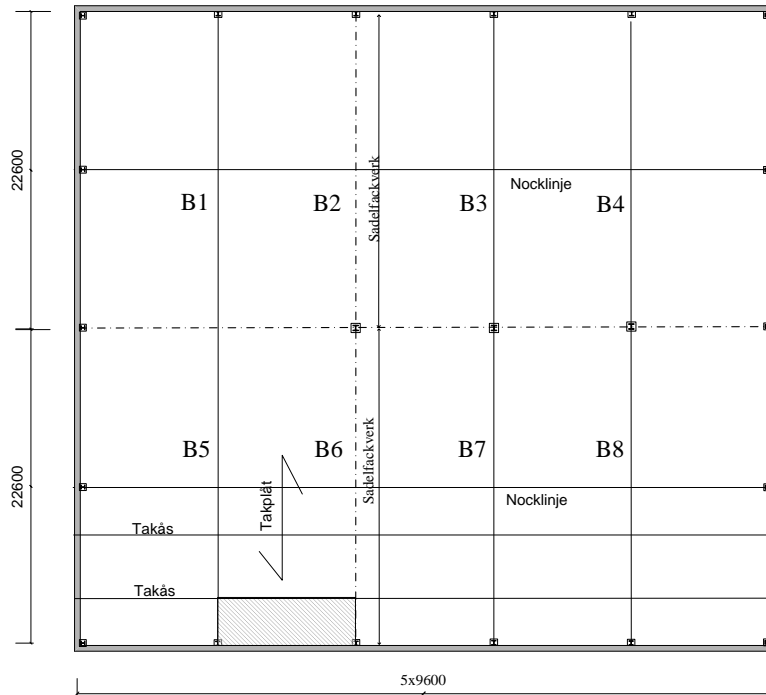
Genomgående finns en utformning som leder till materialoptimering. En normal dimensionering av en hallbyggnad, oavsett ändamål, tar inte hänsyn till att någon del i taksystemet kan vara ur funktion. Det leder till att hela det statiska taksystemet måste vara intakt för att med säkerhet kunna bära de laster det är avsett att bära. Naturlaster är svåra att förutsäga i detalj. Snö, som är den dominerande lasten för tak i detta sammanhang, kan ha varierande snödjup på en stor takyta. Variationen kan bero på lokala geografiska förhållanden samt på takets utformning. Lokala anhopningar, snöfickor uppstår i många fall i lägen som oftast kan förutses, men har det visat sig, också på andra ställen. En lokal snöanhop-

ning kan ge upphov till en överlast som takets delar inte är dimensionerad för. Ett lokalt brott i takkonstruktionen kan uppstå, vilket kan få förödande konsekvenser för hela takkonstruktionen, fortskridande ras och totalkollaps.

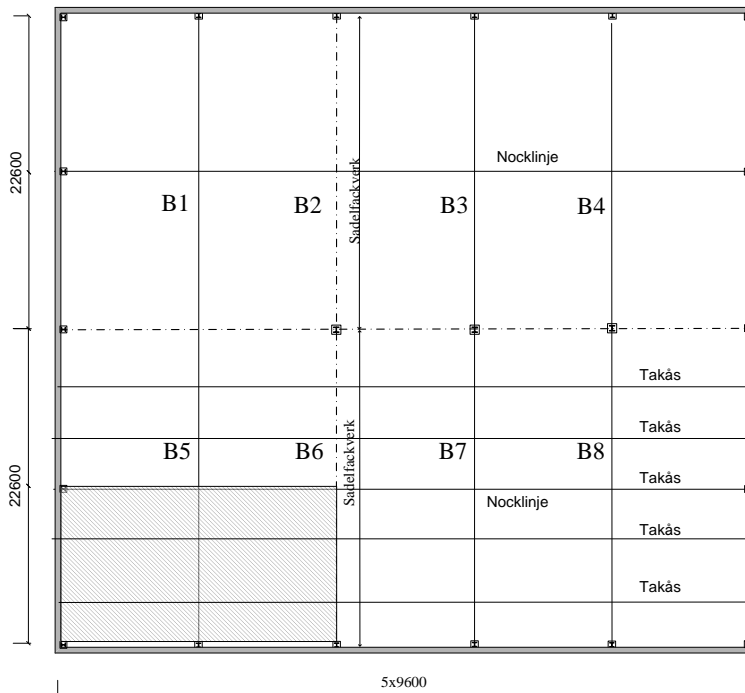
Sekundärkonstruktioner såsom takplåt och åsar utförs ofta som kontinuerliga konstruktioner, dvs de bär över mer än ett fack. Takplåtar med längder upp emot 12 m är inte ovanligt, liksom åsar som är kontinuerliga och skarvade till en sammanhängande enhet över hela byggnadens längd. Stålkvaliteten i dessa konstruktioner är sådan, att det finns en stor seghet. Skarvning av åsar utförs ofta som omlottskarvning och görs med stor omsorg. En sådan utformning ger en låg materialåtgång, vilket eftersträvas för att få en god ekonomi och också ge en möjlighet att bära stora laster med stor deformation och med möjlighet till omfördelning av krafter. I några fall har det varit så, att åsarna inte längre fungerat som balkkonstruktioner utan som linor. Sekundärkonstruktionen hänger ihop som en stor "kaka" eller ett membran. En lokal snöanhopning, i en överlastsituation kan alltså påverka mycket större delar av taket än den lokala ytan där lasten ligger. Det finns flera rasobjekt under snöintern 2009/2010, som tyder på att detta har inträffat, trots att sekundärkonstruktionen varit underdimensionerad.

Primärkonstruktionerna till hallbyggnader, takbalkar, är mer sällan utformade som kontinuerliga konstruktioner. De bär oftast över ett fack i taget. Det innebär att primärkonstruktionen inte kan fördela en överlast på samma sätt som sekundärkonstruktionen.

För att undvika att få en totalkollaps av takbärverket på grund av en lokal snöanhopning kan det finnas anledning att tänka i något annorlunda banor än de som leder till materialoptimering och ekonomi, vilket annars är gängse praxis för byggnadskonstruktörer. Det finns anvisningar för hur man skall hantera fortskridande ras i Boverkets handbok, "Svängningar, deformationer och olyckslast" (Åkerlund, 1994). Där anges att en begränsad skada inte ska få oproportionerliga effekter. Ofta bygger principerna på att hålla samman konstruktionsdelar. För hallbyggnader med stora spännvidder på primärkonstruktionen är det svårt att motverka effekten av en takbalkskollaps. En stor yta påverkas av ett brott i en primärbalk. Istället för att göra kontinuerliga sekundärkonstruktioner kan det vara idé att sektionera taket med hänsyn till överlast. Fallet med en överlast på en takhalva, läsidan på ett sadeltak, är kanske ogörligt att lösa med sektionering, men ytor som kan riskerar att belastas med snöanhopningar, snöfickor, kan enkelt sektioneras för att eliminera risken för större ras. Genom att inte göra sekundärkonstruktionerna sammanhängande, statiskt kontinuerliga, och låta dem spänna över bara ett fack åtgången begränsas effekten av en överlast. Ett lokalt brott avlastar primärkonstruktionen. Deformationerna blir också större vid hög last om konstruktionen inte är kontinuerlig, vilket innebär att överlast lättare kan upptäckas och eventuella åtgärder sättas in tidigt. Statiskt innebär det också att primärbärverk, som bär sektionerande delar av taket måste dimensioneras för bortfall av ett sidostabiliserande sekundärbärverk. En något större materialåtgång, lokalt, blir effekten av en sådan här utformningsprincip, men den minskar risken för en totalkollaps.



Figur 6.31 Exempel på takplan till hallbyggnad i två skepp med primärbärverk B1 till B8, takåsar, (två är visade) och takplåt. Den snedstreckade ytan avser en takplåt som bär i ett fack. Övrig takplåt bär över flera fack. En överlast på den streckade ytan leder till ett begränsat ras då plåten inte drar med sig större ytor.



Figur 6.32 Exempel på takplan till hallbyggnad i två skepp med primärbärverk B1 till B8, takåsar, (fem är visade) och takplåt. Den snedstreckade ytan avser en takplåt som bär över tre fack och åsar som bär över två fack, övriga åsar bär över flera fack. En överlast på den streckade ytan leder till ett relativt större ras än i figur 1 då plåtar och åsar drar med sig större ytor.

6.10 Sammanfattning

Den primära svagheten hos de takkonstruktioner som rasat eller skadats är, att de är underdimensionerade på olika sätt. Det handlar t ex om följande:

- Stabiliteten har inte säkerställts på ett tillfredsställande sätt. Man har t ex inte beaktat att tryckta strävor och flänsar måste stagas.
- Ojämn lastfördelning har inte beaktats.
- Detaljer har utformats på ett olämpligt sätt, t ex uttag i limträ som materialet är mycket känsligt för och helst ska undvikas.
- Bärande system har innebyggda osäkerheter. Gerberskarvade plåttak är det främsta exemplet på detta. Flera gerberskarvade tak rasade och några under skottning.
- Konsekvenser av stora nedböjningar har inte beaktats. Det kan ge upphov till att bärverkets beteende förändras drastiskt, vilket kan leda till kollaps.
- Förband har utformats på ett olämpligt sätt.

Materialfel förekommer endast i begränsad omfattning, t ex i form av skruvar med fel kvalitet, dragstag med sprickor och virke med extrema sorteringsfel.

När det gäller utförandet på byggsplatsen finns en hel rad brister som leder till svagheter i konstruktionerna, bl a kan nämnas:

- Underlåtenhet att staga tryckta strävor, en vanlig orsak (kanske den vanligaste) till att många takstolar har kollapsat.
- Bristfällig stagning av stålramar med träåsar som spikats för dåligt.
- Ej åtdragna skruvförband.
- Z-balkar som monterats fel.
- Olämpligt placerade och utförda uttag och håltagningar.

7 Beräkningsfel och datorprogram

7.1 Program på marknaden

Telefonintervjuer och enkätundersökningar har genomförts med ca 10 halleverantörer, eller leverantörer av hallstommar. Det har rört sig om leverantörer av plåt, stålbalkar, träbalkar eller helt färdiga hallar. Det konstaterar snabbt, att många olika program används. Nästan inga program används av flera leverantörer och flera av beräkningsprogrammen är egenutvecklade. Det är inte bara programmen som är olika, även modelluppbyggnaden skiljer sig. Då det inte har gått att få tillgång till beräkningsprogrammen, de egenutvecklade är dessutom ”hemliga”, har inte denna jämförelse kunnat göras. Dock är det något som kan vara intressant för en framtida utredning.

De beräkningsprogram som används eller har använts är:

- 2DB5 ett svenskt fackverksprogram, FEM-baserat dosprogram
- Autodesk Robot Structure Analysis
- Strusoft Ramanalys
- R-Stab
- Consultec post and beams
- Statcon Glulam
- R-fem
- POIMU Dimension program for trapezoidal profiles
- Finnforest beräkningsprogram
- Eurocode Software AB
- Superstress
- Halber
- Colberg
- SKIVARV eller Skivdim utvecklat av Torsten Höglund
- Andra egenutvecklade beräkningsprogram program utvecklat av professor Torsten Höglund samt något utvecklat med professor Bernt Johansson.
- MathCad, vanliga vägg- och takplåtar dimensioneras med MathCadfiler.

7.2 Modelluppbyggnad

Analysen av ett takfackverk kan ske antingen med ren fackverksteori, med alla knutpunkter ledade, eller med ramberäkning, där flera eller alla knutpunkter betraktas som kontinuerliga. Fackverksteorin är tämligen okomplicerad. Vid dimensionering med ramprogram nyttjas ramstängernas styvhet till att reducera knäcklängden för livstängerna. Konsekvensen av en ramberäkning med kontinuerliga knutpunkter blir att ramstängerna erhåller en påkänning av takfackverkets globala böjning, vilket inte alltid beaktas vid dimensionering av dessa.

Enkäterna visar att de flesta dimensionerar sina konstruktioner enligt 1:a ordningens teori. En del dimensionerar med momentstyva ramhörn och ledad pelarinfästning mot grund och då vindkryss i fasader och tak. Andra har modelluppbyggnad med led både vid takbalk och pelarfot och vindkryss alternativt styv takskiva. Vissa leverantörer levererar bara balkar, då dimensionerar man inte hela ramar, utan bara en balk. Då tittar man inte heller på om det är åsar eller styv takskiva eller vindkryss. De flesta beaktar vippningsavsträvning mot vindsug på tak och ett flertal har även krav på nedböjning $L/300$, men inte alla. Det är viktigt att definiera stabiliteten i modellerna, vad som är vekt respektive avstyvat samt eventuellt avstånd mellan avstyvningar. Modellerna är mycket olika uppbyggda, även säkerhetsklasserna väljs olika beroende på vem som dimensionerar och vad man dimensionerar, om det är en balk, en ram, en takplåt eller ett helt system med samverkande ram/ås/plåt/infästningar. En av

enkätfrågorna var; vilken kontinuitetsfaktor för takplåt används generellt, eller anpassas den till takplåtmönster; ett-, två-, eller flerfacksuppläggning? De flesta svarade 1.1.

En annan enkätfråga var; hur bestäms livstängernas knäcklängder? De flesta svarade teoretisk verklig längd. Någon har reducerat knäcklängden. Enligt Eurokoden kommer knäcklängden reduceras med faktorn 0,9 enligt bilaga A 1993-1-1. Det är flertalet medvetna om.

Håltagningar och urtag i träbalkar finns vanligtvis inte i modellen, utan dimensioneras separat av balkleverantören. Då man dimensionerar i tredimensionella program, tar man ta hänsyn till detta.

Samtliga enkäter kommer att redovisas i SBUF projektet *Takkonstruktioner med stora spännvidder = Högriskkonstruktioner*.

7.3 Kritiska punkter

Kritiska punkter för fackverkskonstruktioner är:

- Kontinuitetsfaktor för takplåt väljs ofta schablonmässigt till 1,1; baserat på ett tygodkännanden utfärdade av SITAC (SITAC, 2010) respektive (SITAC, 2009). Detta stämmer väl för takplåt upplagd över tre eller flera fack. En takplåt upplagd över två fack ger teoretiskt en kontinuitetsfaktor på 1,25 för mittupplaget, vilket ej kommenteras i tygodkännandena. Hänsyn till takbalkarnas deformation har blygsam inverkan. Inte sällan handlas takplåten upp separat och en jämförelse mellan den kontinuitetsfaktor, som den valda uppläggningsen ger och den som takfackverken dimensionerats för uteblir. En samordnande konstruktör hade kunnat undanröja sådana misstag.
- Val av knäcklängd för livstänger i fackverk analyserade enligt ren fackverksteori torde vara helt okomplicerad. Då ramstängernas styvhet beaktas för att reducera livstängernas knäcklängd krävs att inspänningsmomentet beaktas på något sätt. Ett tygodkännande anger att det kan lösas med ett tillskott på livstångens normalkraft vid dimensionering av svetsinfästning mot ramstänger, och åtföljt av en korrekt dimensionerad och utförd svets.
- Kritiskt för träfackverkstakstolar är:
 - Otillräcklig stagning i veka riktningen
 - Underdimensionerad bärläkt med hänsyn till stabilitet
 - Underskattning av nedböjningen vid långa spännvidder
 - Kvistar och materialfel ökar brottrisen
- Kritiskt för limträkonstruktioner är:
 - Urtag, det försvagar konstruktionen avsevärt
 - Håltagningar som inte är utförda på rätt sätt
 - Snöfickor och snedbelastningar av snö som man ej tagit hänsyn till
 - Bågformade konstruktioner, är känsligare för snedbelastning än raka takbalkar

7.4 Sammanfattning

- Olika beräkningsregler används
- Alla leverantörer har olika beräkningsprogram varav flera egenutvecklade
- Leverantörernas modeller är uppbyggda och dimensionerade på olika sätt
- Beräkningsprogrammen och modellerna tar inte hänsyn till mycket snö på tak i kombination med vind i huvudsak från ett håll, d v s osymmetrisk snöfördelning. Detta finns ej heller som regelkrav i BSV97.
- Osymmetrisk fördelning av snölaster samt byggnad placerad i lä, dvs. snöfickor dimensioneras inte eller med rätt storlek p g a bristande information

Följande förändringar bör diskuteras i syfte att åstadkomma bättre och säkrare konstruktioner och undvika takras i framtiden:

- Ändra reglerna för snölastberäkning, kombinera snö och vind och osymmetrisk belastning (är till viss del gjort i Eurocode SS-EN 1991-1-3).
- Standardisera beräkningsprogram för fackverksbalkar, limträbalkar, bågramar etc (eventuellt också certifiera).
- Var försiktig med bågkonstruktioner, dimensionera för osymmetrisk belastning.
- Dimensionera för stabilitet i kombination med snedbelastning och snöfickor.
- Typgodkännandet avseende kontinuitetsfaktor bör exkludera tvåfacksuppläggning av sekundär-bärverk.

8 Uppföljning av några takras i förhållande till Plan- och Bygglagens föreskrifter om regelverkets tillämpning

8.1 Inledning

I syfte att följa upp den tillämpning av regelverket som föreskrivs i Plan- och Bygglagen, har en förfrågan ställts till de respektive byggnadsnämnder, där takras har skett. Det konkreta syftet har varit att få svar på frågan: Hade haveriet eller tillbudet kunnat förhindras genom den i lagen föreskrivna tillsynen och kontrollen?

Arton objekt valdes ut. Valet av objekt gjordes så, att sådana objekt som var ägnade att användas för verksamheter där många människor samtidigt kan tänkas att vistas i lokalerna, prioriterades. Urvalet kom då att falla på affärsbyggnader av typen varuhus, idrottsanläggningar, ridhus, skolbyggnader och i något fall en lagerbyggnad. Många av dessa byggnader är ägda och förvaltade av kommuner, som genom sin fastighetsnämnd och sitt fastighetskontor både låtit uppföra dem och förvalta dem.

8.2 Arbetsmetodik

Studien inleddes med att byggnadsnämnderna för de arton utvalda objekten tillskrevs med förfrågan om de åtgärder och överväganden, som byggnadsnämnden ställdes inför i samband med haveri och skada. Dessutom ombads byggnadsnämnderna att översända det arkivmaterial, som fanns för objekten samt de synpunkter som nämnderna hade på arbetet med handläggningen av ärenden, som på något sätt hade anknytning till haverierna.

Kontakt med nämnderna för alla de utvalda objekten har etablerats och material från flertalet har erhållits. Svårigheten med att till haveriernas händelseutveckling formulera ensartad frågeställning, beror på att de utvalda objekten representerar en tidsepok, som spänner över tre skeden av föreskrifter om tillsyn och kontroll, föreskrivna i lagen. Före 1987 gällde byggnadsstadgan (KBS, 1959), som föreskrev en kompetens, som byggnadsnämnden skulle skaffa sig som biträde. Kompetensen var i stadgan angiven som en konstruktör och benämndes byggnadsinspektör. År 1987 frångicks, i den då nya Plan- och Bygglagen (Anonym, 1987), kravet på att byggnadsnämnden skulle förse sig med en kompetens för byggnadstillsynen, till ett förfarande med fasta rutiner för vad som skulle utföras i tillsynsarbete av byggnadsnämnden. Åtskillnad har därför gjorts för epokerna; före 1987, mellan 1987 och 1995 respektive efter 1995. Dock har bedömningen för de första två epokerna gjorts på samma sätt, beroende på de likartade förhållanden, som var rådande i föreskriftstillämpningen. Dokumentationen från dessa epoker är ganska knapphändig, men i några fall har byggnadsinspektörer från den aktuella tiden fortfarande varit i tjänst och kunnat muntligt redovisa tekniska samband och skeenden från de aktuella byggnaderna.

8.3 Frågeformulering

I syfte att finna ett gemensamt sätt att jämföra och värdera de uppgifter och material som ställts till förfogande i studien, har en lista med grundläggande frågor utgjort underlag för genomgången av materialet. Svaren på frågorna i frågemallen har sökts i materialet under genomgången.

1. Har nämnden övervägt ingripanden enligt kap 10 i PBL? I PBL angavs i 10 kap 1§ att byggnadsnämnden skulle ta upp frågan om påföljd eller ingripande så snart det fanns anledning att anta att en överträdelse av regelverkets krav hade skett. Om det då var ett pågående bygge skulle nämnden om det var en pågående åtgärd som äventyrade en byggnads hållfasthet eller medförde fara,

stoppa arbetet. Detta anges i 3§. Om det var fråga om en befintlig byggnad där säkerheten äventyras fick då byggnadsnämnden som åtgärd förbjuda användningen av byggnaden enligt 16§ i kap 10. Idag finns motsvarande regler i PBL 2010:900 11 kap 30-33§ (Anonym, 2010).

2. Vilken tidsepok tillhör objektet, 1, 2 eller 3. Epok 1: Producerad före 1987, Epok 2: Producerad mellan 1987 och 1995. Epok 3: Producerad efter 1995.
3. För byggnader från epokerna 1 och 2: Finns arkiverade noteringar från gjorda inspektioner eller utförda kontroller? Finns projektorganisationen dokumenterad? Finns beräkningar och ritningar dokumenterade? Byggnadsnämnden var skyldig att granska de ritningar och beräkningar som begärdes in.

För byggnader från epok 3: 1) Har byggsamråd hållits?, 2) Är kontrollplan beslutad?, 3) Finns objektskonstruktör?, 4) Har dimensioneringskontroll utförts för hela byggnaden?, 5) Mottagningskontroll genomförd?, 6) Utförandekontroll utförd?, 7) Grundkontroll genomförd?, 8) Tillläggskontroll genomförd? och 9) Dokumentation av kontroller genomförd? De första två frågorna härrör från texten i kap 9, PBL. Den tredje frågan ställs för att försöka ge en bild av om det funnits någon konstruktör som följt bygget och den samverkan som erfordrats mellan byggnadens olika delar som var och en levererats med eget teknikansvar genom den upphandling man tillämpat i projektet. De övriga frågorna härrör från BKR. Den sista frågan, som är av avgörande betydelse för hur regelverkets krav har fungerat är inte specifikt angiven som krav i regelverket eller hur och vem denna dokumentation skall tillställas. I dagens regelverk bör dokumentationen av kontroller kunna återfinnas i kontrollplanen.

8.4 Resultat

8.4.1 Allmänt

Mönstret som framgår av sammanställningen i Tabell 8.1 liknar det som framkommit vid tidigare studier av liknande art. Man har gjort det som skall göras i formell bemärkelse, d v s kallat till byggsamråd, avhållit samrådet, beslutat om kontrollplan och utfärdat slutbevis. Däremot är innehållet i dessa aktiviteter och beslut tämligen outvecklat.

Av studien framgår en tydlig tendens, som pekar på behovet av en sammanhållande teknisk kompetens, som kan övervaka samordningen mellan de olika delentreprenaderna eller de styckevis upphandlade delarna, var och en med sitt teknikansvar. Förmodligen har tekniska kontroller, som till exempel kontroll av tänkbara snöfickor, fallit bort i projekteringen.

Slutsatserna kan inriktas, dels på kategorier av objekt, dels på den organisation som byggherren har och har anlitat i sitt projekt. Till detta kommer behovet av att dokumentationen av kontrollarbetet utvecklas så, att resultat och effekter av kontroller återrapporteras till den instans som förvaltar och delger föreskrifter så, att detta arbete följer ett processartat arbetssätt där förbättringar och korrigerande åtgärder, kan vidtas.

Av de drabbade objekten kan flera olika typer med signifikanta egenskaper urskiljas.

8.4.2 Tältbyggnader

Tältbyggnader som kompletterats med stödjande stombyggnad, oftast i stål, är vanliga bland de havererade objekten. I inget av de två fall som studerats här, har verifikation av byggnadsverkets bärförmåga visats eller efterfrågats. Dessa typer av byggnader är i prejudikat från regeringsrätten, RÅ 1993

ref 52, att anse som byggnader och skall därmed avkrävas samma tekniska verifikation som vilken annan byggnad som helst.

8.4.2.1 Om- till- och påbyggda affärshus

Om-, till- och påbyggda anläggningar, även med kompletterande nya byggnader, som indirekt kan ha påverkat ursprungsbyggnaden, är representerade bland haveriobjekten. Studien omfattar två sådana objekt där det ena av dessa utgjordes av en affärsanläggning för mat- och dagligvaror. Anläggningen har vid senaste ombyggnad, år 2000, upphandlats som totalentreprenad av ett stort och känt byggföretag. Totalentreprenören har haft en välförsedd projektorganisation och till och med vid byggsamråden kunnat visa upp en projektanpassad kvalitetsplan. Notabelt är, att i ingen handling redovisas någon konstruktör med övergripande ansvar för samspelet mellan nya och befintliga byggnadsdelar. Den färdigställda anläggningen har tornliknande påbyggningar med stora skärmar på taket. Anläggningen avlystes vid haveriet i samspel med räddningstjänsten och försågs med vakt för att förhindra obehörigt tillträde.

För ett annat affärshus, som i flera omgångar gjorts större genom tillbyggnader sedan ursprungsbyggnaden uppfördes 1947, har det inte gått att finna några handlingar där de övergripande statistiska förhållandena kontrolleras.

8.4.2.2 Idrottshallar

Hallbyggnader i stål och trä avsedda främst som idrottsanläggningar är väl representerade i studien. Den tekniska verifikationen för dessa är ofta utförd på annat håll av en konstruktör, som aldrig har besökt byggplatsen. Det kan till och med vara så att stabilitetskontrollen utförts på helt annat håll i världen med uppgifter om belastning från den som har handlat upp tjänsten. Byggnadstypen är ofta standardkonstruerad utan anknytning till ort och läge.

För en ishall i stål, avsedd för träning och belägen i Luleå, observerades före haveriet kraftig drivbildning av ett slag som inte hade observerats tidigare. Drivbildningen tros orsakad av, att en större hall i nära anslutning byggts på och möjligen kan ha förändrat vindförhållandena. Hallens tak var utfört med gerberupplagd plåt, som havererade.

8.4.2.3 Byggherreorganisation och kontrollplaneringens innehåll

Det framgår tydligt vid genomgång av materialet att det finns brister i byggherreorganisationens sakkunskap och därmed även brister i fackmässighet. Objektskonstruktör, verksam i projektet med samordnande kontroller och tekniska verifikationer skulle behövas. En objektskonstruktör skulle helst ha en plats inom egenkontrollen eftersom resursen då medverkar i den totala projekteringen under projekt- och byggtid. Dessutom kan kontrollplaneringens innehåll bli förstärkt genom till exempel tilläggskontroll. Den förhärskande kontrolldokumentationen i studien utgörs av signerade rutor med oläslig signatur för kontroll av ett helt ämnesområde. Kontrollen behöver beskrivas med vad den verifieras mot, när detta skall vara gjort och vilken kompetens som gör den.

Än viktigare kan ändå vara, att det förutom behovet av att kontrollera kompetensen och byggherrens organisation, sörja för att den kompetens som gör bedömningen, motsvarar minst det behov som ställs på byggherreorganisationen. Konsten är att kunna se det, som inte finns redovisat i handlingar. Detta kan enbart klaras med erfarenhetsvunnen kompetens. Till viss del kan detta behov täckas genom att rutiner utvecklas för byggnadsnämnderna. Rutiner behövs i synnerhet för tillfällena med haveritillbud då situationen som sådan skapar stress för den handläggande tjänstemannen.

Tabell 8.1 Sammanställd bedömning för 18 studerade objekt.

Objekt enligt Bilaga 1	1	2	3	16	17	18	27	40	61	70	98	105	111	120	135	152	164
Ingripande enl. kap 10 PBL	Nej	Nej	Nej	Nej	Nej	Nej	Nej	Nej	Nej	Ja	Ja	Nej	Nej	Nej	Nej	Nej	Nej
Byggnadsepok 1:Före -87; 2:-87 - -95; 3:Efter 95	2+3	2	3	3	1	3	2	2	3	1	1+3	3	2	2	1	1	3
Noteringar från inspektion/besiktning		Nej			Nej		Nej	Nej		Nej	Nej		Nej	Nej	Nej	Nej	
Dokumentation av projektorganisation		Nej			Nej		Nej	Nej		Nej	Nej		Nej	Nej	Nej	Nej	
Beräkningar och ritningar		Nej			Nej		Ja	Ja		Nej	Ja		Nej	Nej	Nej	Ja	
Har byggsamråd hållits	Ja		Ja	Ja		Ja			Ja		Ja	Ja					Ja
Är kontrollplan beslutad	Ja		Ja	Ja		Ja			Ja		Ja	Ja					Nej
Finns objektskonstruktör	Nej		Nej	Nej		Nej			Nej		Nej	Nej					Nej
Dimensioneringskontroll för hela byggnaden	Nej		Nej	Nej		Nej			Nej		Nej	Nej					Nej
Mottagningskontroll	Nej		Nej	Nej		Nej			Nej		Ja	Nej					Nej
Utförandekontroll	Nej		Nej	Nej		Nej			Nej		Ja	Nej					Nej
Grundkontroll	Nej		Nej	Nej		Nej			Nej		Nej	Nej					Nej
Tilläggskontroll	Nej		Nej	Nej		Nej			Nej		Nej	Nej					Nej
Dokumentation av kontroller	Inga		Inga	Inga		Inga			Nej		Inga	Inga					Inga

8.5 Sammanfattning

Syftet var att svara på frågan: Hade haveriet eller tillbudet kunnat förhindras genom den i lagen föreskrivna tillsynen och kontrollen? Det sammanfattande svaret blir att haveriet eller tillbudet inte hade kunnat förhindras med den tillämpning av regelverket, som har varit praxis under senare år. Trots att kontrollplaner använts har inte kontrollerna, som fanns föreskrivna i Boverkets konstruktionsregler, BKR, såsom dimensioneringskontroll, mottagningskontroll, utförandekontroll, grundkontroll och tilläggskontroll redovisats.

För övrigt kan konstateras:

- Det sakligt tekniska innehållet i kontrollplanerna och i kontrollarbetet behöver utvecklas, vilket även gjorts tydligare i PBL (SFS2010:900)..
- Krav på byggherreorganisationens tillgång till sammanhållande teknisk kompetens behöver stärkas.
- Av de kategorier byggnader som följts upp, måste ett särskilt varningstecken sättas upp för tältbyggnader.
- För byggnader som byggts till-, om- och på, bör den samverkande hållfasthetsövervakningen mellan gamla och nya delar förstärkas.
- För serietillverkade byggnader, framförallt olika typer av hallbyggnader bör de styckevis upphandlade delarna följas upp för att säker ställa att dessa samverkar i den färdiga byggnaden.

9 Entreprenad och upphandlingsformer – kan de ha betydelse för takrasen?

9.1 Entreprenadformer

Beroende på vem som ansvarar för projekteringen, beställaren eller entreprenören talar man om två entreprenadformer, utförandeentreprenad och totalentreprenad.

- Utförandeentreprenad
- totalentreprenad

Förutom dessa avtalsformer kan beställaren även projektera och uppföra en byggnad helt i egen regi. De ovan nämnda avtalen blir därför inte tillämpliga.

9.2 Upphandlingsformer

Beroende på hur man vill fördela ansvaret mellan byggherre/beställare och entreprenör skiljer man mellan olika upphandlingsformer. Upphandlingen görs beroende på typ av projekt och hur beställaren vill formulera sina krav. Byggherren är normalt, men inte alltid, beställare.

Traditionellt brukar man i branschen tala om fyra upphandlingsformer,

- delad entreprenad
- generalentreprenad
- samordnad generalentreprenad
- partnering

9.3 Vad är vad och hur fungerar det?

Vid delad entreprenad upphandlar beställaren de olika delentreprenaderna (byggnadsentreprenad, VVS-entreprenad, elentreprenad etc) var och en för sig. Entreprenörerna är sidoentreprenörer i förhållande till varandra och beställaren har samordningsansvaret.

Vid generalentreprenad upphandlar beställaren hela entreprenaden av en generalentreprenör som i sin tur handlar upp och gentemot beställaren ansvarar för erforderliga underentreprenader.

Samordnade generalentreprenaden innebär att beställaren handlar upp på samma sätt som vid delad entreprenad men överlåter därefter upphandlingen av underentreprenaderna till en generalentreprenör, vanligen byggentreprenören. Denne ansvarar sedan ensam gentemot beställaren såväl för sina egna arbeten som för underentreprenörernas.

Partnering innebär att två eller flera parter samarbetar, delar på ansvar, arbete och vinst. Parterna kan vara olika företag eller olika byggherrar och entreprenörer.

Vid en utförandeentreprenad ansvarar beställaren för projekteringen samt för utredningar och entreprenören för utförandet. Inom utförandeentreprenader kan det förekomma att delar upphandlas som totalentreprenader t ex en prefabricerad stomme. Detta benämns ofta ”insprängd totalentreprenad”.

Vid en totalentreprenad ansvarar entreprenören för både projekteringen, utredningar och utförandet utgående från rambeskrivningar.

Funktionsentreprenad innebär totalentreprenad samt drift och underhåll under ett antal år.

9.4 Juridiskt ansvar med hänsyn till entreprenadform

Byggherren har enligt PBL (Plan och Bygglagen) alltid ansvaret för genomförandet av projektet oavsett vilken entreprenadform eller upphandlingsform han väljer. Det är viktigt att kontrakt, förfrågningsunderlag samt eventuell ramhandling och färdig bygghandling är korrekta handlingar. Dessa handlingar är vid tecknande av avtal juridiska handlingar.

En mindre hall, lada eller enklare byggnad kan beställas av en privatperson/beställare direkt av en leverantör som en ”byggsats” precis som en friggebod direkt på Internet. En större byggnad upphandlas i regel som en entreprenad, enligt 9.1 och 9.2. När vi tittar på de hallbyggnader som rasat finns alla varianter. Det är viktigt att byggnaden blir beställd rätt när det gäller; snözon, ort, stabilitet, förankringskrafter, till rätt användarsak, rätt material, anpassad till kommunens detaljplan mm. Det är viktigt med alla handlingar, hur byggnaden ska levereras som byggsats eller platsbyggd samt hur byggnaden ska monteras av beställarens bygggäng eller monteras av leverantörens montörer. Det bör klargöras vem som ansvarar för funktionen under och efter byggnationen.

Vid en totalentreprenad ansvarar entreprenören för både projekteringen, utredningar och utförandet. Beställaren beskriver genom funktionskrav byggnadens användning och funktionskrav. I en totalentreprenad svarar entreprenören för att byggnaden uppfyller avtalad funktion enligt kontraktshandlingen. Om inte särskild funktion avtalats, ingår i entreprenörens åtagande att byggnaden ska fungera för den planerade användningen som beställaren har redovisat för entreprenören. En entreprenad avslutas med slutbesiktning och därefter garantibesiktning, de fel som noteras ska åtgärdas av entreprenören. Vanligtvis upptäcks eventuella fel och brister vid besiktningstillfällena. Totalentreprenören har stort ansvar och om större byggfel uppstår under garantitiden åtgärdas felen av entreprenören, om entreprenören är ansvarig för att byggfelen har uppstått. Beställaren har en part att samarbeta med.

Vid utförandeentreprenader utförs projekteringen genom byggherrens försorg. Om det visar sig att projekteringen är felaktig och entreprenören har byggt efter handlingarna kan entreprenören inte belastas för det felaktiga resultatet. Om det är tvärtom så att projekteringen är rätt, men att man inte har byggt efter handlingarna då är entreprenören ansvarig om fel uppstår. Vid tvister blir det oftast förlikningar, då flera inblandade har gjort fel. Entreprenören har dock en skyldighet att anmäla fel som han upptäcker i handlingarna.

När det gäller takrasbyggnaderna, är skadefallen inrapporterade av olika försäkringsbolag och utredningar gjorda av oberoende konsulter. Enligt statistiken är en del byggnader äldre och dåligt underhållna. En del byggnader har fuktskador eller är tillbyggda på ett felaktigt sätt så att byggnaderna har fått snöfickor eller hamnat i lä. När försäkringsbolagens konsulter har besiktigt byggnaderna har diverse byggnadsfel upptäckts och det har oftast varit en kombination av flera orsaker som gjort att byggnaderna har rasat. Flera av de leverantörer vi har kontaktat har berättat att deras kunder inte har fått ut ersättningar från försäkringsbolagen som täckt kostnaderna för nyuppbyggnad. Vissa har inte fått ut någonting, då bygger man oftast inte upp någon ny byggnad.

9.5 Har entreprenadformen påverkat takkonstruktionens säkerhet?

Vid genomgången av skadefallen har det inte kunnat fastställas, att den ena eller den andra entreprenadformen, utförande- eller totalentreprenad, skulle ha varit avgörande för takrasen. Det kan däremot konstateras brister i både projektering och utförande. Det kan också konstateras brister i kompetens hos flera inblandade parter.

Oavsett entreprenadform gäller samma regelverk för projektering och utförande. I ett flertal projekt kan konstateras att viktiga samordningsfrågor har ”fallit mellan stolarna”. Fel har inte heller upptäckts på plats, då kontrollen inte har varit tillfredsställande. Detta gäller både kontroll av projekteringen och kontroll av utförandet.

I en del projekt har saknats både kvalitetsansvarig och/eller oberoende granskare. I den kvalitetsansvariges åtagande ingår enligt PBL ingen granskning. Det är sällan förekommande att en oberoende granskning d v s dimensioneringskontroll utförs. Bygglov och byggsamråd saknas vid en del byggnadstyper, det finns inte krav på det. Det kan upplevas som onödigt byråkratiskt i vissa fall, men man går igenom en checklista och uppmärksammar en del byggnadsdetaljer som kan bidra till ökad säkerhet och funktion.

9.6 Sammanfattning

Misstag eller fel som uppstått p g a bristande handlingar och utförande;

- För en del byggnader saknas kontroll av att konstruktionens utförande stämmer överens med handlingarna.
- Kvalitetsansvarig och/eller dimensioneringskontroll saknas.
- Bygglov och byggsamråd saknas vid en del byggnadstyper.
- Byggnaden är inte besiktigad då det inte är något krav på det för vissa byggnadstyper.

Om man vill ha en bra byggnad med rätt utförande i framtiden;

- Köp hallbygganden som en totalentreprenad eller utförandeentreprenad, ha ett ordentligt kontrakt och granska handlingarna
- Besiktiga byggnaden och utnyttja din rätt att välja kvalitetsansvarig/kontrollansvarig
- Om du ska göra en ombyggnad/tillbyggnad – kontakta erfarna konstruktörer/entreprenörer och se till att beakta snöfickor och topografi.

10 Särskilda aspekter vad gäller lantbruksbyggnader

10.1 Allmänt

Ekonomibygnader för lantbruk (jordbruk, skogsbruk eller annan liknande näring) som är belägna utanför detaljplan är generellt undantagna från kravet både på bygglov och på bygganmälan. En kommun får dock om det finns särskilda skäl bestämma att bygglov och bygganmälan krävs utanför detaljplan även för lantbrukets ekonomibygnader. Detta ska meddelas genom detaljplan eller områdesbestämmelser.

På lantbruk krävs bygglov för bostäder och för sådan verksamhet som inte hör till lantbruket. Detta gäller både vid nybyggnad och när man helt eller delvis ändrar en befintlig ekonomibygnads ändamål. Exempel på verksamheter som normalt kräver bygglov är undervisningslokaler, gårdsbutik, kafeteria, gårdsmejeri samt ridhus med verksamhet riktad utåt, d.v.s. med läktare och kafeteria samt ridskoleverksamhet m.m. Ridhus till gårdens egna hästar och uppfödning behöver vanligtvis inte bygglov.

10.2 Sammanfattning och slutsatser

När en lantbrukare får avbrott i sin produktion på grund av skador på sina byggnader kan det få stora ekonomiska konsekvenser. Det får förutsättas att ingen lantbrukare medvetet låter uppföra en bristfällig byggnad. Dock uppförs ibland byggnader som enbart är avsedda för temporärt bruk men som ändå står kvar under en längre tid och då kan komma att ingå i det försäkrade byggnadsbeståndet. Det finns inget som tyder på att det skulle ha blivit någon väsentlig förbättring om lantbrukets ekonomibygnader hade varit bygganmälanpliktiga. I Danmark är det bygglov på dessa byggnader men även där har ett stort antal ras och skador inträffat. I Sverige har även en stor del av bygglovspliktiga byggnader råkat ut för snötryckskadorna, något som redovisas i andra kapitel av denna rapport.

De slutsatser som kan dras i denna del av rapporten avseende lantbrukets ekonomibygnader är:

- Majoriteten av de skadade byggnaderna har bärande stomme av trä.
- Det förekommer okunskap/slarv, både vid bygge i egen regi och entreprenad.
- Brister i eller avsaknad av konstruktionsberäkningar förekommer på många av objekten.
- Osymmetrisk snölast, snöfickor, sammanbyggnader där snö kan kana ner från hus med högre belägna tak och med större takvinkel samt felaktig skottning medför ökad risk för ras och skada.
- Skottning av tak måste ske säkert. Skottning får ej medföra att osymmetrisk snölast uppkommer.
- Normvärdet för snömängden på mark, i respektive snözon, överskreds bara i något enstaka fall för de inträffade takrasen.
- Det är viktigt att lantbrukaren som skall bygga inser och skaffar den information om sitt ansvar som byggherre. Sådan information kan lämpligtvis spridas via kurser och seminarier. Samt med hjälp av informationsmaterial och tidningsartiklar mm.
- Försäkringsbolagen borde på något sätt ställa tydligare krav på besiktning och kontroll av de byggnader som skall försäkras in. Detta skulle kunna motivera fastighetsägare och till ökad noggrannhet vid såväl projektering och uppförande av nya driftsbyggnader som underhåll av de befintliga. Uppfyllda krav skulle också kunna återspeglas i premiesättningen.
- Det är viktigt att lantbrukaren som skall bygga inser och skaffar information om sitt ansvar som byggherre. Sådan information kan lämpligtvis spridas via kurser och seminarier samt med hjälp av informationsmaterial och tidningsartiklar m m.

11 Intervjuer med leverantörer

11.1 Metod

Vi har skickat ut tre typer av enkäter till tekniskt ansvarig/konstruktionschef hos de olika leverantörerna, en till plåtleverantörer (Plannja, Ruukki, Lindab, Arcelor Mittal), en till stålbalksleverantörer (LlentAB, Maku, Västanfors Industrier, Ranaverken, SWL, PMH) och slutligen en enkät till limträleverantörer (Martinsons och Moelven). Vi fick in svar från alla utom PMH. Enkätsvaren utvärderades och raslistan (bilaga 1) studerades med fokus på de skadefall där vi kunnat utläsa vem som levererat balkarna och plåten. Vi ringde därefter upp den tekniskt ansvarige eller träffade honom personligen för en kortare intervju. Dessa intervjuer är kortfattat sammanfattade nedan.

11.2 LlentAB

Llentab startade 1972 som ett entreprenadföretag. År 1977 började man tillverka båghallar, lättmonterade aluminiumhallar och 1983 gick man över till sadelbalkshallar, vilket man även producerar idag. Idag 2011 har man 250st anställda varav 100st är montörer. Stålfackverksramarna bygger vanligtvis på momentstyva ramar, med ledad infästning mot grunden. Både pelare och balk är av fackverk. Ett av rasfallen har en inspänd pelarfot, men det hör till undantagen. En ledad fot innebär enklare grund, vilket ofta är gynnsamt för beställaren. Llentab levererar vanligtvis en komplett hall som totalentreprenör ovan grund, det förutsätter att grunden är på plats när hallen ska monteras. Hallarna monteras i huvudsak av Llentabs egna montörer. Fackverksramarna skruvas ihop på arbetsplatsen. Beställaren har fått mått på en grund samt laster, sedan får beställaren själv se till att grunden uppfyller de kraven.

Fackverksramarna är optimerade och dimensionerade enligt gällande normer för orten där hallen ska stå. Varje diagonal och ram samt skruvar dimensioneras individuellt och alla är unika. Av de ca 200 st inrapporterade ”rasfallen” till SP:s databas är 5st objekt från Llentab och totalt 8st hallar (i ett objekt finns 3 hallar).

Vi träffade Teknisk chef Fredrik Lindblad som ansvarar för tekniska avdelningen där det är 25 st anställda. Fredrik Lindblad vill att man noggrant utreder rasorsakerna. Hans grupp har detaljstuderat fallen och räknat om dem, en del bara enligt de ”gamla” normerna och i det gamla programmet men med osymmetrisk snölast. En del fall har man räknat både enligt gamla regler, men även enligt nya regler med högre snölast, samt med osymmetrisk snölast. De kom fram till att sned snölast i kombination med en högre snözon ger mycket större tvärkraft i mittdelen av balken, där man har de längsta diagonalerna. Det är också dessa diagonaler som har gått till brott. När man tittar på de olika rasfallen ser man att ramarna inte är helt lika. Det visar sig att ramar utförda före 1998 tillverkades med dragstag, där dragstaget skulle begränsa deformationer och spänningar vid stora snölaster. Dessa äldre konstruktioner är mycket känsligare för osymmetrisk belastning av snö än de nyare ramarna. Två av rasfallen har denna typ av ramar tillverkade 1993-1995. Dessa ramar uppfyller kraven enligt då gällande norm, men uppvisar stabilitetsproblem om man dimensionerar dem med den snözon som infördes efter 2006 och med osymmetrisk belastning av snön. 1998 började man tillverka en ny typ av fackverksram med bara hattprofiler i ramarna, denna ram behöver inte dragstag och är stabilare vid snedbelastning.

Inget av rasfallen har TRP-plåten som stabiliserande skiva, utan man klarar stabiliteten i Z-åsar som ligger s1500. Dessa förbinds med varandra med dragband, fackverksramarna sitter ihop med Z-åsar i överkant och plattstål i underkant och dessutom är det fackverksryss i ett antal fack.

11.3 Maku Stål AB

MAKU startade på 60-talet och blev 1998 uppköpt av Weland. Man tillverkar traditionella fackverksbalkar av U-profiler och L-profiler som svetsas ihop i fabriken. Balkarna levereras i fullängd, målade. Vi träffade platschef Per Olsson och har haft telefonkontakt med konstruktionschef Sven-Åke Wiking. Fackverksbalkarna är ledat upplagda på pelarna och pelarna är ledat infästa till grunden. Stabiliteten tas av den högprofilerade takplåten samt vindkryss i väggarna. Alla diagonaler har samma profil och är inte individuellt optimerade. Alla skarvar är svetsade med manuell metallbågsvetsning och det finns endast skruvar i förbanden mellan balk och pelare.

Balkarna dimensioneras för sig och inte som en totalentreprenad där man dimensionerar stabilitet, pelare, balkar, vindkryss och plåt. MAKU är leverantör av balkar, till en entreprenör som i sin tur har anlitat en konstruktör för ”totaldimensionering”.

Av de ca 200 st inrapporterade ”rasfallen” till SPs databas är 1st objekt från MAKU. De har även levererat balkar till ett annat objekt, men där är det konstaterat att det är TRP-plåten som har gett vika och ramarna är intakta. Per Olsson har varit uppe och mätt snö på ett antal tak med rör-metoden och då snölasten har varit hög har man valt att skotta, då man vet att taken är dimensionerade för mindre last än vad det var både vintern 2009-2010 och denna vinter 2010-2011. Han tycker det är viktigt att man skottar tak, då man får onormalt mycket snö.

11.4 Västanfors Industrier AB

Västanfors Industrier har sedan 1953 uppfört närmare 6000 byggnader för skiftande ändamål. Konstruktionsavdelningen består av sex stycken medarbetare och man har ett 40-tal montörer samt egna kranar och ställningar. Man utför uteslutande totalentreprenader och har ett godkännande för utförande och montage av SBS/Nordcert. Vanligaste stomkonstruktionen är fackverksbalk ledad både vid balk och fot samt med vindkryss i fasaderna och styv takskiva. Västanfors Industrier är det enda av de intervjuade företagen som inte har varit i kontakt med något av rasfallen.

11.5 Ranaverken AB

Ranaverken startade i början på 1960-talet och tillverkar stålbyggnader och lantbruksmaskiner. Man är mest känd för den typiska Ranabalken, men har nu i huvudsak gått över till prefabricerade fackverksbalkar. På Ranaverken arbetar försäljnings-, konstruktions- och tillverkningsavdelningarna nära varandra. De är vi drygt 110 anställda, varav cirka 30 jobbar som byggnadsmontörer runt om i Sverige.

Ranaverken tillverkar både hela stomkonstruktioner, totalentreprenader eller bara fackverksbalken – beroende på vad beställaren önskar. Fackverksbalkarna är ledat upplagda på pelarna och pelarna är ledat infästa till grunden stabiliteten tas med vindkryss i fasaderna och styv takskiva.

Fyra av rasfallen i SP:s lista har ranabalkar. Ett bussgarage i Vänersborg, där var det sekundär-bärverkets Z-åsarna som gav vika. Ett annat bussgarage i Vänersborg där en stor del har rasat, en lagerbyggnad i Uddevalla där man haft ranabalk med dragstag, men där dragstaget var borttaget och takbalken rasade ner, ett hönseri i Vara där man också haft ranabalkar med dragstag. Vi intervjuar Håkan Ingvarsson på Ranaverken och alla de rasade byggnaderna har en äldre typ av Ranabalk, en hellivsbalk med tunt liv. Denna typ av balk tillverkas inte längre, sedan en 6-7 år sedan har man gått över till fackverksbalkar istället. En av de äldre balkarna från 70-talet, har man konstaterat, var underdimensionerad och även i något fall har man kapat dragstag vilket gjort att balken gått till brott. Fukt har gjort att någon balk har rostat. I ett flertal fall har byggnaderna fått en tillbyggnad som gett upphov till snöficka. Idag görs balkarna grövre pga de ändrade snözonerna som skett successivt.

Håkan Ingvarsson upplever att vintrarnas takras ofta har börjat med deformerad takplåt vid upplag där hoptryckningen skett pga. hårt tryck av snö och is. Håkan har även märkt en större nedböjning av takplåten, än övriga vintrar.

11.6 SWL stålkonstruktioner AB

Fackverk i stål började tillverkas i början av 1950-talet vid dåvarande Smedjebackens Valsverk och sedan 1954 finns SWL-fackverk eller SWL-balk som vedertaget produktnamn. I dag tillverkar SWL Stålkonstruktioner AB takstolar i olika utföranden som sadelfackverk, omvänt sadelfackverk, rakt fackverk samt speciella konstruktioner som t.ex. ramar, gång- och cykelbroar samt rörbryggor. www.swl.se



Figur 11.1. Figuren visar en takstolstyp kallad nockat sadelfackverk.

SWL tillverkar enbart balkar, inte hela hallar eller stommar. SWL har ett typgodkännande från SITAC 3059/91 för sin beräkningsmetod. Bland rasfallen hittar man ett fall i Alingsås där det finns SWL-balkar som sekundärbalkar upplagda på svetsade primärbalkar. Enligt konsultutredningen beror raset på att primärbalken har bucklat. Vi intervjuar Svante Eriksson och han känner till fallet. Han nämner även ett fall till i Stockholm, men där beror haveriet av en takstol på att man har kapat en diagonalsträva i balken. Svante känner till ett antal haverier ca 7-8 st som finns med bland rasfallen, där primärbalkarna är tillverkade av SWL men där enbart plåten gått till brott och primärbalkarna är intakta. I de fallen har skarvarna till plåten släppt och yttertaket har rasat ner, något fall har haft gerberskarv, något fall har haft mycket tydlig osymmetrisk belastning av snö. SWL har inte förändrat sina konstruktioner m h t snölast, däremot har det nu skett stora förändringar p g a Eurocode. I princip har överrampsprofilerna ökat en dimension p g a förändrad beräkningsmetodik. Generellt tror Svante Eriksson att ett antal ras beror på bristande samordning mellan de olika inblandade konsulterna och att plåtleverantören får för dåligt underlag från beställaren för att kunna göra en helt korrekt bedömning.

11.7 PMH International AB

PMH International AB bildades som juridiskt bolag 1974, efter att under åtskilliga år ingått som en avdelning i Persöner AB, med säte i Ystad. Affärsområde Industri- och Sporthallar, konstruerar, till-

verkar hallbyggnader och marknadsför PMH-Hallen för lager, sport samt uthyrning. PMH-Hallen är en hallbyggnad utförs med en stålstomme som tillverkas i en höghållfast stålqualität som varmförzinkas. PMH har egen konstruktionsavdelning där utveckling, beräkning och ritningsframtagning (CAD) sker enligt gällande normer och bestämmelser. PMH har under årens lopp levererat ca 2000 plathallar främst i Sverige, men även till övriga delar av världen. PMH erbjuder nyckelfärdiga hallbyggnader med snabba och rationella montage. <http://www.pmh.se/pmh-hallen/om-foretaget>

Av alla ca 200st hallar som har rasat enligt SP:s lista är tolv hallar av typen tältduksklädda fackverksramar. I minst sju av dessa objekt är PMH leverantör. Ett magasin i Linköping där bågen var underdimensionerad, en tälthall i Västervik, en idrotts hall i Botkyrka, ett tältlager i Ulricehamn samt eventuellt ytterligare två tälthallar. Bågar är en känslig konstruktion vid osymmetrisk belastning och i de fall där man gjort utredningar har bågar varit underdimensionerade. PMH har avböjt en intervju, därav mindre insikt i rasfallen. Eftersom PMH har valt att inte samverka i utredningen har det inte gått att fastställa om de övriga fem skadade och rasade hallarna är av samma typ. PMH:s val att inte samverka i utredningen har inneburit att det varit svårt att få fram ritningsunderlag och att det inte funnits några bakomliggande konstruktionsberäkningar att jämföra med.

Med hänsyn till de allvarliga brister som uppmärksammats föreslås att en mer genomgripande undersökning angående PMH:s konstruktionssystem för hallbyggnader genomförs. I avvaktan på att en sådan utredning rekommenderas att hallar av PMH-typ i samband med snöbelastning inte används för aktiviteter där flera personer samtidigt befinner sig.

11.8 Moelven Töreboda AB

Limträ tillverkning i Sverige började i Töreboda 1919 efter Hetzers patent från 1907. Tillverkningen har fortsatt i samma bolag men fått en ny huvudägare 1982 i Moelven ASA från Norge.

Vi intervjuade Lennart Axelsson fd konstruktionschef om de har några byggnader som har rasat vintern 2010 samt lite andra konstruktionsfrågor. Av de ca 200 st byggnader som har rasat har 2 st limträkonstruktioner kommit från Moelven. Den ena byggnaden är en tennishall i Ljungskile från 1989 där tunna åsar har gått till brott (enligt utredning röta p g a läckage från ventilationssystem) och den andra byggnaden är en industrihall från Tibro byggd 1963. Det var en bågkonstruktion med kraftig osymmetrisk belastning av snö. Dessutom har Moelven ett tredje fall, en skada på en limträbalk i en skola i Botkyrka kommun, dock rasade byggnaden aldrig och finns ej med på SPs lista. Byggaren hade gjort ett stort urtag i limträbalken vid upplag, utan att leverantören var informerad. Vi diskuterade kritiska punkter och konstruktioner och varför vissa konstruktioner går till brott. Lennart berättade att felaktiga urtag och håltagningar försvagar konstruktionerna avsevärt.

Det är bara ca 10-15% av alla beställningar som Moelven Töreboda beräknar och dimensionerar som en hel hall/byggnad med både pelare, balkar, takplåt, laster, stabilitet och infästningar. Vanligaste beställningen är leverans av pelare och balkar som externa konsulter föreskrivit.

När man dimensionerar en hel stomme tar man hänsyn till stabiliteten i båda riktningar antingen med inspända pelare samt vindfackverk i tak och vägg, eller så nyttjas skivverkande plåt (typ Bårdäck) och vindbockar i väggarna. Det förekommer också ramar med styva hörn (krökta alt FR) som är stabila i sitt egna plan och där vi stabiliserar med vindfackverk i längsled. Då Moelven Töreboda har med bärplåten som stabiliserande, dimensioneras den av deras plåtleverantör (flera olika). De gånger man levererar en komplett stomme har man med alla håltagningar och förstärkningar. Upplagen är anpassade till horisontella upplag. Alla element kontrolleras med hänsyn till deformation och eventuell vippningsrisk förutom hållfastheten. Konstruktionsritningar och monteringsritningar upprättas alltid på projekt där Töreboda har helhetsansvaret för byggnadsstommen.

Moelven Töreboda skickar alltid med informationsblad om hur håltagningar ska utföras. Information om farliga urtag går med leveransen.

11.9 Martinsons

Historien om Martinsons börjar i Bygdsiljum 1929. Karl Martinson köpte då ett ambulerande sågverk som hans son Sigurd åkte runt med i bygden. 1954 bildades ett aktiebolag där alla barnen blev delägare. Tillverkningen av limträ påbörjades 1965 och fem år senare byggdes den först specialiserade limträfabriken. 1989 byggde Martinsons sin första träbro, en verksamhetsgren inom Martinsons som tog ordentligt fart. 1992 inleddes försäljningen av limträ till Japan, som sedan utvecklades till företagets största exportmarknad. När dagens vd Lars Martinson tog över 1998 blev han den fjärde generationen Martinson att leda företaget. Koncernen har idag cirka 400 anställda och omsätter drygt en miljard kronor. <http://www.martinsons.se/om-foretaget>

Vi har intervjuat Greger Lindgren, teknisk chef, för att få lite information om konstruktionen av hallar. Martinsons levererar sporthallar med limträstomme. Martinsons levererar ca 300 st hallar/år för ishockey och friidrott till fotboll, hästsport och badanläggningar. Vid halleverans dimensioneras stommen och alla dess knutpunkter och infästningar för laster samt stabilitet. Limträstommen dimensioneras enligt 2:a ordningens teori. Hallstommen projekteras och levereras av Martinsons, vanligtvis görs inte ett helt färdigt hus utan bara stommen. I 10-15% av alla leveranser monterar man stommen. Det är med andra ord inte någon totalentreprenad. Om taket ska utföras som en styv skiva, dimensionerar takleverantören taket. På SPs raslista är det 4st fall som Martinsons har varit leverantörer och där man har gjort utredningar. I tre av dessa fyra är det plåttaket som har gett vika. Ridhuset i Vänersborg/ Uddevalla där en bricka saknades, en sporthall i Umeå där det aldrig gick till ras men blev en skada p g a enormt mycket snö som var snedfördelat, en tennishall i Skellefteå där plåttaket gav vika samt en sporthall/fotbollshall i Skellefteå där återigen plåttaket hade gett vika men även ett dragstag gått av. Varför dragstaget gick av vet man inte, troligtvis var det p g a materialfel då det inte var på samma ställe som där övrigt tak rasade in. Gregers uppfattning är att det är ett fåtal takras p g a enbart för mycket snö, dock har man haft dålig kunskap om snöskottning. Gerberskarvning av plåttak är en känslig konstruktion. ”Förr” var det en och samma person som konstruerade och ritade en hall, idag är det flera överlämnanden mellan olika ”experter”. Någon dimensionerar taket, en annan grunden, den tredje stommen och infästningarna – det är lätt att något ramlar mellan stolarna med flera överlämnanden och ingen som har totalansvaret.

11.10 Plannja

Plannja etablerades 1967 som en egen division inom Norrbottens Järnverk i Luleå, som senare blev SSAB. 1977 bildades bolaget Plannja AB. Plannja är ett av SSAB-koncernens fyra dotterbolag. Plannja tillverkar och marknadsför produkter för byggmarknaden, vidareförädlade från kvalitetsstål producerat av SSAB. SSAB-koncernen har 9.300 anställda och Plannja som tillverkar byggprodukter i tunnplåt sysselsätter 200 personer. Sortimentet består av byggprodukter i tunnplåt omfattar vägg- och takprofiler, isolerade element, takpannor, takavvattning, planplåt, takskydd, väggkassetter, m m. www.plannja.com

Erik Andersson svarade på vår enkät och intervju, han känner till ca 10 st ras som skedde vintern 2009/2010 samt 2 st den senaste vintern. Flera av takrasfallen har skett pga. att takplåten har gått till brott. Erik berättar att det vanligaste brottet har varit att plåten gått sönder vid upplaget över takbalken, där har man både ett stödmoment samt upplagsreaktioner. Då stålmaterialiet når sträckgränsen bildas en led, ett gångjärn. Har man då dessutom en gerberskarv innebär det en mekanism med en led för mycket och lokalt ras. Det blir en större konsekvens vid gerberskarv än vid vanlig överlappsskarv. Lokalt ras pga. is och snö har inneburit att takplåten blivit ihoptryckt över stöd, detta har varit starten till brott och därefter har brottet skett. Enligt Erik har brottet inte börjat i gerberskarven utan p g a hoptryckningen över stöd. Plannja har idag gjort förändringen att man har större marginaler på böjmoment i kombination med upplagskrafter över stöd. Företaget har även lagt ut en snöskottsinstruktion på sin hemsida, se nedan.

Instruktioner för skottning av tak med bärande plåt från Plannja

Taket skall skottas i rätt ordning. Snedfördelning kan göra mer skada än en stor jämnt fördelad last. Lämna alltid lite snö på taket (10-20 cm) för att inte skada ytskiktet.

- Skotta taket i remsor som går från takfot tillnock. Remsornas bredd skall vara strax under 1/3 av stomdelningen i det aktuella facket. (Detta ger t ex en 2 m bred remsa om det är 6 m mellan fackverken).
- Remsorna skottas mitt i varje fack.
- Om plåten monterats i ett skerbersystem är det viktigt att skotta facken i samma ordning som plåten monterats.
- Kvarvarande snö skottas slutligen på båda sidor omnock samtidigt.

http://www.plannja.com/templates/Page2C____38160.aspx

11.11 Sammanfattning och slutsatser

De medverkande företagen är alla mycket engagerade och vill komma till lösningar för att undvika takras i framtiden. Nästan alla har på något sätt kommit i kontakt med rasade byggnader och de flesta har även valt att förändra sina konstruktioner något inför framtiden. Just nu uppdaterar leverantörerna sina beräkningsprogram mot Eurocode och det i sig innebär också en förändring. Generellt är man överens om att snedbelastningen av snö har gett en större effekt än vad man har dimensionerat för och att man eventuellt borde korrigera det med någon faktor i reglerna. Man är också överens om att snö inte är ensam den bidragande orsaken till ras, flera gånger har det kommit fram att samordningen mellan olika konsulter brister, vilket gett upphov till dimensioneringsfel av stabilitet, upplagsdimensionering, information om snöfickor m m. De flesta har upplevt att bågkonstruktioner, skerberskarvar samt stora nedböjningar och brott vid upplag varit kritiska punkter – men ingen vill direkt säga att man undviker någon speciell typ av konstruktion för att vara på säkra sidan. Även om man använder lite olika beräkningsprogram och lite olika modeller, finns ändå en ”branschstandard” som påverkas ekonomiskt om man skulle ”förbjuda” en viss typ av konstruktion.

12 Sammanfattning och förslag till åtgärder

12.1 Väderförhållandena

Utmärkande för vintern 2009/2010 var att det föll mycket snö samtidigt som det var minusgrader under praktiskt taget hela snöfallsperioden. Dessutom blåste det en nordlig till nordostlig vind, men oftast med en måttlig styrka.

Snölasten på marken var stor, men inte extrem. Bara i ett fall har uppmätts värde som överstigit byggnormens värde.

Dock har snön, det kalla vädret och den stabila vindriktningen lett till omfattande snödrift och ansamling av snö på delar taken.

12.2 Takrasen

Huvuddelen av rasen 2009/2010 skedde inom ett brett stråk från västkusten upp mot mälarenregionen och vidare upp efter norrlandskusten. Vintern 2010/2011 var det i första hand den sydligaste delen av landet som drabbades. SP har etablerat en databas med uppgifter om 180 rasade tak. En sammanställning av denna visar bl a att de flesta rasen skedde under vecka 7 och 8 2010. Många olika slags byggnader har rasat, ca 30% av de inrapporterade fallen var lantbruksbyggnader. Det är uteslutande slanka stål- och träbärverk i de kollapsade eller skadade taken. Endast ett fall med betong har noterats. Byggnadernas ålder spänner över en lång period, från före 1910-talet till 2010-talet. Mer än 60 % av byggnaderna är uppförda från 1980 och framåt. Taken är förhållandevis flacka. Hälften har en taklutning på ≤ 15 grader.

En närmare undersökning av 37 rasade eller skadade tak visar att orsaken i ca 40% av fallen är felaktig dimensionering, missade snöfickor eller att man inte dimensionerat takkonstruktionen över huvudtaget. I några fall finns material- och komponentfel och i ett par fall bristande underhåll. I ca 30% av fallen finns brister i utförandet på byggplatsen och i övriga 30% har man inte kunnat utreda rasorsaken, mer än att det har varit mycket snö. I ca 10% av fallen har takras skett i samband med snöskottning av taken.

Slutsatsen är att det visserligen har fallit mycket snö, men att detta i allmänhet inte är rasorsak, utan snön har avslöjat en rad olika fel och brister, framför allt projekteringsfel och utförandefel. Detta stämmer väl överens med tidigare erfarenheter från takras orsakade av snö i Sverige och utomlands.

12.3 Snölast och formfaktorer

Snölastens normvärde har ändrats genom åren. Vid den senaste ändringen, 2006, gjordes en höjning för två tredjedelar av landets kommuner. Sänkning skedde i ett fåtal fall. Normvärdena för snölast på mark får nu ses som helt rimliga. Däremot pekar flera iakttagelser på att formfaktorerna inte har speglat de verkliga förhållandena. Det gäller särskilt tak med lutning ≤ 15 grader. I åtskilliga av de studerade rasen har det varit praktiskt taget renblåst på lovartsidan av nocken och stor snöansamling på läsidan. Det är inte osannolikt att takrasen hade blivit färre om snölastnormen hade beaktat risken för osymmetrisk last för taklutningar under 15° . Härvid innebär introduktionen av Eurokoderna en förbättring, men det är oklart om den är tillräcklig.

En annan aspekt är att snölasten på mark reduceras med faktorn 0,8 enligt såväl tidigare svenska byggnormer som Eurokoden. Det är dock svårt att se logiken i att snölasten på t ex ett platt tak skulle vara lägre än på omgivande mark.

12.4 Svagheter hos olika slag takkonstruktioner

12.4.1 Stålkonstruktioner

Utmärkande är att de är slanka och att stabilisering av tryckta flänsar och stänger är helt avgörande för att konstruktionerna ska kunna bära sin last. Här är det viktigt att rätt antagande görs vid dimensioneringen, t ex vad gäller knäcklängd samt att arbetsutföranden på byggplatsen har hög kvalitet.

Fackverk av kallbuckad plåt medger stora möjligheter till optimering av framför allt livstängerna, vilket har visat sig ge en känslighet för ojämn lastfördelning.

12.4.2 Limträ

Bland de limträkonstruktioner som rasat eller skadats förekommer dålig detaljutformning och/eller monteringsfel. I ett fall rör det sig om en felplacerad inslitsad ankarbricka i en dragbandstakstol som orsakat lokala spänningskoncentrationer och därmed lett till brott. I ett annat fall rör det sig om en dragbandstakstol som saknade ankarplåten. Ras orsakade av olämplig urtag i balkände har också rapporterats. Undersökningen har också visat att stabilisering av limträkonstruktioner ofta är undermålig, vilket kan ha lett till nedsatt bärförmåga av flera bärverk.

12.4.3 Spikplåtsförbundna trätakstolar

Detta är en typ av bärverk som är mycket vanlig och särskilt inom lantbruket. Den helt dominerande orsaken till kollaps är att tryckta stänger inte stagas på avsett sätt.

12.4.4 Bågformade stålramar av fackverkstyp klädda med duk

Denna halltyp förefaller mycket osäker och det sammanhänger med att fackverksramarna inte är stagade gentemot vippning på ett tillfredställande sätt.

12.4.5 Takplåt

Profilerad takplåt upplagd direkt på primärbärverket förekommer i många rasade eller skadade takkonstruktioner. De är ofta gerberskarvade, vilket ger en känslighet för ojämn belastning. De borde räknas i säkerhetsklass 3 eftersom de har en avgörande betydelse för primärbärverkets stabilitet, men så sker inte. Det finns indikationer på att man utnyttjar toleranserna på takplåten på ett systematiskt sätt så att tjockleken hamnar under det nominella värdet.

12.4.6 Risken för fortskridande ras

Denna aspekt beaktas inte i tillräcklig grad. Takkonstruktionernas utformning är oftast sådan, att en lokalskada, t ex i form av att en takplåt brister, kan leda till att hela takkonstruktionen kollapsar.

12.5 Beräkningsprogram

Det finns en uppsjö av olika beräkningsprogram och varje stomleverantör verkar ha sitt eget. Modellerna som ligger till grund för programmen är olika. Många program tar inte hänsyn till viktiga lastkombinationer.

12.6 Bygglovsprocessen

Takrasen hade inte kunnat förhindras med den tillämpning av regelverket, som har varit praxis under senare år. Trots att kontrollplaner använts har inte kontrollerna, som fanns föreskrivna i Boverkets

konstruktionsregler, BKR, såsom dimensioneringskontroll, mottagningskontroll, utförandekontroll, grundkontroll och tilläggskontroll redovisats.

12.7 Entreprenadformen

Det har inte gått att fastställa om entreprenadformen har haft någon betydelse. Det kan däremot konstateras att det finns brister i såväl projektering som utförande samt kompetensbrister hos inblandade parter. I ett flertal fall har kunnat konstateras att viktiga samordningsfrågor har ”fallit mellan stolarna”.

12.8 Lantbruksbyggnader

En övervägande andel av de rasade byggnaderna har trästomme. Slarv och okunskap är viktiga förklaringar till rasen. Mycket byggs i egen regi. Brister i eller avsaknad av konstruktionsberäkningar förekommer i många fall. Bristande underhåll har också bidragit till att skador inträffat.

12.9 Förslag till åtgärder

Nedan följer några förslag till viktigare åtgärder. För övrigt hänvisas till sammanfattningarna för de olika kapitlen i rapporten.

- Behovet av förändringar och kompletteringar av formfaktorerna för snölast bör undersökas. Det är motiverat dels av iakttagelser under vintern 2009/2010, dels av att endast ett begränsat antal geometriska utformningar av byggnader täcks in i de nuvarande reglerna.
- När det gäller merparten av förkommande konstruktioner bör berörda aktörer informeras om hur en korrekt dimensionering ska ske, vad gäller val av säkerhetsfaktor, stagning av tryckta strävor, säkerställande av totalstabilitet, utförande på byggplatsen m m. Utforma en broschyr med goda exempel på hur primär/sekundärverk och detaljer bör utformas, samt exempel på hur risken för fortskridande ras bör hanteras. Särskilt viktig att understryka behovet av stabilisering av slanka konstruktioner.
- När det gäller bygglovsprocessen behöver det sakligt tekniska innehållet i kontrollarbetet utvecklas. Krav på byggherreorganisationens tillgång till sammanhållande teknisk kompetens behöver stärkas. För byggnader som byggts till-, om- och på, bör den samverkande hållfasthetsövervakningen mellan gamla och nya delar förstärkas. För serietillverkade byggnader, framförallt olika typer av hallbyggnader bör de styckevis upphandlade delarna följas upp för att säker ställa att dessa samverkar i den färdiga byggnaden.
- Informera lantbrukaren om vilket ansvar det innebär att vara byggherre genom broschyrer och kurser. Understryk samtidigt nyttan av att anlita byggsakkunniga vid byggandets genomförande. Uppmana försäkringsbolagen att ställa krav på kontroll och besiktning i samband med införsäkring.

12.10 Åtgärder inför kommande snövintrar

Det är uppenbart att det finns riskkonstruktioner, slanka konstruktioner som inte är tillräckligt stabiliserade, gerberskarvad TRP-tak m m. Dessutom kan en del tak vara underdimensionerade p g a av att tidigare snölastnormer inte beaktat risken för osymmetrisk snölast på låglutande tak i tillräcklig utsträckning. Mot denna bakgrund bör det skapas en beredskap för att skotta låglutande tak med spännvidder över 10 meter, när det kommer stora mängder snö.

13 Litteraturförteckning

- Anonym (1987) PBL *Plan- och bygglag (1987:10)* Med ändringar t.o.m. SFS 2010:1948.
- Anonym (1994) *BVL Lag (1994:847) om tekniska egenskapskrav på byggnadsverk m.m.* Med ändringar t.o.m. SFS 2007:457.
- Anonym (2010) *PBL Plan- och bygglag (2010:900)*. Med ändringar t.o.m. SFS2011:336
- Ascárd, K. (2000). *Landsbygdsmiljöer – Påverkan och utveckling av lantbrukets byggnader under de senaste hundra åren*. Intern rapport. Sveriges lantbruksuniversitet, Inst. för jordbrukets biosystem och teknologi. Alnarp.
- Boverket (1988) *Boverkets nybyggnadsregler*, BFS 1988:18, NR 1
- Boverket (1994a) *Boverkets konstruktionsregler*, BFS 1993:58, BKR 1
- Boverket (1994b) *Boverkets handbok om snö- och vindlast*, BSV 97
- Boverket (1997) *Boverkets handbok om snö- och vindlast*, Utgåva 2, BSV 97
- Boverket (1998). *Boverkets föreskrifter om ändring i verkets konstruktionsregler (föreskrifter och allmänna råd)* BFS 1998:39. Boverket 1998.
- Boverket (2006) *Boverkets föreskrifter om ändring i verkets konstruktionsregler (1993:58) – föreskrifter och allmänna råd*, BKR 10, Boverkets författningssamling, BFS 2006:11.
- Boverket (2010a) *Boverkets föreskrifter om ändring i verkets föreskrifter och allmänna råd (2008:8) om tillämpning av europeiska konstruktionsstandarder (eurokoder)*, EKS 7, Boverkets författningssamling, BFS 2010:28.
- Boverket (2010b) *Erfarenheter från takras i Sverige vintern 2009/2010*. En delredovisning av Boverkets regeringsuppdrag M 2010/2276/H
- Dansk Standard (2010) *Undersökelse av orsaker till tagkolaps i forbindelse med snefald vintern 2010*. Dansk Standard 2010
- Dietsch, P., Wolfrum, A., Winter, S. (2008). *Evaluation of large span timber structures – results and recommendations*. World Conference on Timber Engineering, WCTE 2008.
- Ditlevsen, O., and Källsner, B. (2005). *Span-dependent distributions of the bending strength of spruce timber*. J. Eng. Mech., 131(5), 485-499.
- Frühwald, E., Serrano, E., Toratti, T., Emilsson, A., Thelandersson, S. (2007). *Design of safe timber structures – How can we learn from structural failures in concrete, steel and timber*. Report TVBK-3053 Division of Structural Engineering. Lund Institute of Technology, Lund University. Lund 2007.
- Hellström, S. (2006). *Kallt och snörikt utom i fjällen*. SMHI Väder och vatten, Nr 4 2010.
- Johannesson, B., Johansson, G. (1979). *Snöskador i Sverige vintern 1976-1977*. Byggforskningen Rapport R15:1979.

- Jonsson, J. (1989) *Utdrag från föredrag av professor Bernt Johansson, LuTH, vid Stålbyggnadsdagen 1989*. PM upprättad av ingenjör Joel Jonsson, Aspvägen 1 Vislanda.
- Jordbruksverket (1995a) *Statens Jordbruksverks föreskrifter om förprovning av djurstallar*. Statens Jordbruksverks författningssamling, JSVFS 1999:95.
- Jordbruksverket (1995b) *Jordbrukets byggråd (JBR) Handbok – Ekonomibyggnader*. Jordbruksverket. Jönköping.
- KBS (1946) *Anvisningar till Byggnadsstadgan. BABS 1946*. Kungliga Byggnadsstyrelsens publikationer 1946:1.
- KBS (1950). *Anvisningar till Byggnadsstadgan. BABS 1950*. Kungliga Byggnadsstyrelsens publikationer 1950:1.
- KBS (1960). *Anvisningar till Byggnadsstadgan BABS 1960*. Kungliga byggnadsstyrelsens publikationer 1960:1.
- KBS (1959). *Byggnadsstadgan. SFS 1959 nr 612*
- Lange, U. (1995). *Utrotningshotade hus - på spaning bland odlingslandskapets Byggnader*. Kulturmiljövård, 59-64.
- Miljöministeriet (2006) *Konstruktionssäkerhet i tak byggda av NR-takstolar, limträbalkar samt HI-balkar av betong*. Skrivelsen från finska miljöministeriet. Dnr YM/11/629/2006.
- Nord, M. – Taesler, R (1973) *Snötäckets densitet och massa i Sverige*. Byggeforskningsrådet Rapport R21:1973.
- SIS (2003) SS-EN – 1991-1-3. *Eurokod 1 – Lasterpå bärverk – Del 1-3. Allmänna laster - Snölast*
- SIS (2010) SS-EN 1990 *Eurokod – Grundläggande dimensioneringsregler för bärverk*.
- SITAC(2009). *SWL-BALK*. Typgodkännandebevis utfärdat av SITAC 2009-02-16.
- SITAC(2010). *MAKU-fackverksbalkar*. Typgodkännandebevis utfärdat av SITAC 2010-06.31
- SP (2006). *Teknisk förklaring till rapporterade skador på takstolar med stora spännvidder*. SP uppdragsrapport P504460.
- Statens planverk (1967) *Svensk Bygg Norm 67 Föreskrifter, råd och anvisningar för byggnadsstadgan, BABS 1967*, Statens planverk publikation nr 1
- Statens planverk (1971) *Publikation nr 46, Svensk Byggnorm SBN Kap 21*
- Statens planverk (1975) *Svensk byggnorm 1975, SBN 1975, Föreskrifter, råd och anvisningar för byggnadsväsendet* utfärdade med stöd av 76 § byggnadsstadgan
- Statens planverk (1979) *SBN avd 2A, Bärande konstruktioner med kommentarer*. Statens planverks författningssamling, PFS 1979:7
- Statens planverk (1980) *SBN 1980*. Statens planverks författningssamling, PFS 1980:1

Statens Stålbyggnadskommitté (1979) *Tunnplåtsnorm StBK-N5*.

TopDanmark (2011) *Gunnel Andersson, TopDanmark Forsikring A/S*. Muntlig information 2011-03-01

Wredling, S. (1989). *Tunga snölaster på tak Norrlands kusttrakter 1987-88. Några erfarenheter och synpunkter*. Byggforskningen Rapport R79:1989.

Åkerlund, S. (1994) *Svängningar, deformationer och olyckslaster*. Handbok. Boverket 1994

