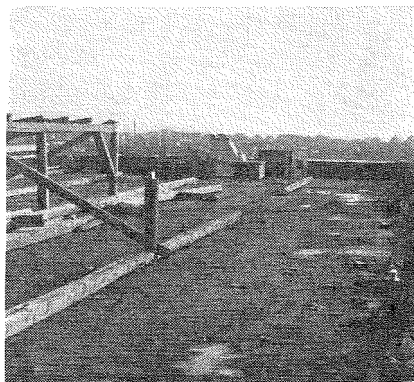


# FORANKRING AF TAGE

Vejledning udarbejdet af

*Marius Johansen, SBI & H. J. Larsen, DTH*



Under stormen den 15. januar 1968 blæste et tag af en skolebygning i Esbjerg. 3 børn blev dræbt og 15 såret under det nedstyrtede tag. Som følge af denne tragiske ulykke opfordrede boligministeriet Statens Byggeforskningsinstitut til at udarbejde en vejledning i forankring af tage med lille hældning og let tagdækning. Vejledningen, der hermed offentliggøres, sigter først og fremmest på nybyggeri, men vil også kunne danne grundlag for afgørelse af, hvorvidt og på hvilken måde eksisterende tage, som i mange tilfælde ikke opfylder nugældende normkrav, bør forstærkes.

Under stormene i 1967 og 1968 blev mange tage helt eller delvis ødelagt; især gik det ud over tage med lille hældning (mindre end ca. 20°) og let tagdækning, som f. eks. bølgeplader på lægter eller tagpap på brædder. Årsagen til skaderne må især søges i, at der på flade tage kan virke opadrettede vindkræfter, der kan blive flere gange større end tagets egen vægt, medens konstruktionsdetaljerne – især forankringerne – er udført i overensstemmelse med en håndværksmæssig tradition, der er baseret på tegl- eller skifertage, d.v.s. tage med høj rejsning og tung tagdækning, hvor de nedadrettede kræfter er afgørende.

I det følgende omtales de vindbelastninger, der kan optræde på tage med lille hældning, og der gives en række eksempler på, hvorledes forankringsdetaljerne kan udføres. Eksemplerne sigter først og fremmest på nybyggeri, men en del af dem vil også kunne anvendes ved forstærkning af eksisterende konstruktioner. Behovet for en sådan forstærkning er søgt vurderet i det afsluttende afsnit.

## Vindbelastninger

### Beregningsgrundlag

Det nugældende normgrundlag for fastsættelse af vindpåvirkninger er Dansk Ingeniørforenings »Normer for bygningskonstruktioner 1, Belastningsforskrifter« (DS 410) af 1945 med et foreløbigt supplement fra 1956, som var foranlediget af de undersøgelser, der blev udført efter stormskaderne i 1956. Ved undersøgelserne blev man opmærksom på, at der på tage med hældning mindre end ca. 15° kan optræde meget store løf-

tende påvirkninger, især i en zone langs tagfoden; DS 410 blev derfor skærpet ved supplementet. (I det følgende er DS 410 med supplement kaldt DS 410).

Dansk Ingeniørforening udgav i 1966 en omfattende og detaljeret »Vejledning for fastsættelse af vindbelastninger«, (i det følgende kaldt Vejledningen), der på visse punkter betyder en skærpelse, på andre punkter en lempelse i forhold til DS 410. Vejledningens stilling i byggelovgivningen er af forskellige grunde noget uklar, og den kan ikke betragtes som en egentlig norm til erstatning for de tilsvarende afsnit i DS 410. Det er derfor valgt at basere det følgende på DS 410, idet der dog i enkelte tilfælde er henvist til Vejledningens mere detaljerede anvisninger.

I henhold til DS 410 regnes vindbelastningen virkende vinkelret på en flade og angives som  $p = q_v \cdot c$ , hvor  $q_v$  er hastighedstrykket, og  $c$  er en formfaktor.

For hastighedstrykket, der afhænger af vindhastigheden, skal regnes med  $q_v = 50 \text{ kp/m}^2$ , når bygningens højde (målt til tagets højeste punkt) er mindre end 6 m, og med  $q_v = 80 \text{ kp/m}^2$ , når højden er mellem 6 og 30 m. DS 410 gør dog opmærksom på, at det kan være nødvendigt at regne med større hastighedstryk, når bygningerne er særligt udsat beliggende. I disse tilfælde bør Vejledningens regler for hastighedstryk anvendes. Der angives f. eks. 20 % større hastighedstryk ved Vesterhavet. For bygninger højere end ca. 10 m bør Vejledningens regler for hastighedstryk også anvendes.

Formfaktoren  $c$  afhænger af byg-

ningens form og kan være positiv eller negativ. Positive værdier svarer til trykpåvirkninger, medens negative værdier svarer til, at der er sugning på den undersøgte flade.

For en lukket bygning med sadeltag og taghældning mindre end  $15^\circ$

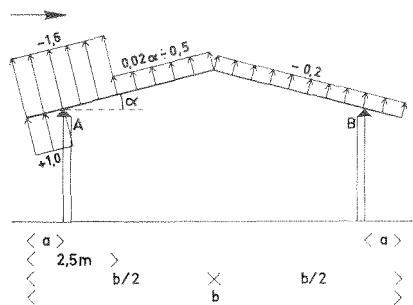


Fig. 1. Formfaktorer for sadeltage med hældning mindre end  $15^\circ$  over lukkede bygninger.

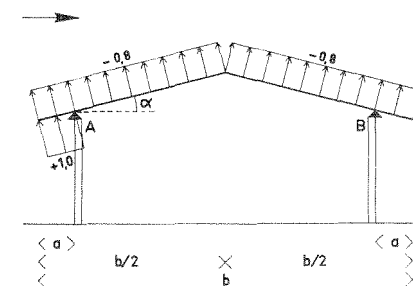


Fig. 2. Alternative formfaktorer for sadeltage over lukkede bygninger.

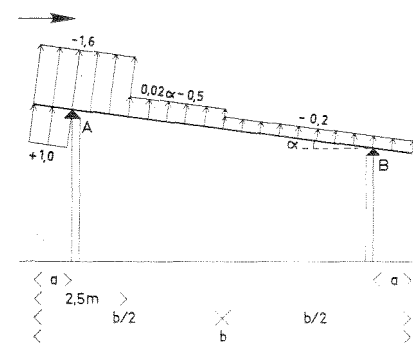


Fig. 3. Formfaktorer for tage med ensidig hældning mindre end  $15^\circ$  over lukkede bygninger.

er formfaktorerne enten som angivet i fig. 1 eller 2, idet det farligste af de to belastningstilfælde skal anvendes. I fig. 3 er vist de til fig. 1 svarende  $c$ -værdier for et tag med ensidig hældning. For de kræfter, der angriber på tagets overside, er  $c$  negativ, medens  $c$  er positiv for vindbelastningen på udhængets underside. I begge tilfælde er der altså tale om en løftende påvirkning på taget. For en bygning, der er åben i vindsiden, kommer yderligere et tryk på undersiden af taget svarende til  $c = 1,0$ . For en bygning, der er åben i læsiden, fremkommer en sugning på undersiden af taget svarende til  $c = -0,2$ .

For taghældninger over  $15^\circ$  angiver DS 410 mindre vindsugninger. De undersøgelser, der ligger til grund for Vejledningen, viser dog, at de store vindsugninger kan optræde for taghældninger op til  $20-22^\circ$ , hvorfor de på figurerne angivne formfaktorer bør anvendes helt op til disse taghældninger.

Ved at multiplicere formfaktorerne med  $q_v$  ( $50 \text{ kp/m}^2$  eller  $80 \text{ kp/m}^2$ ) findes vindkræfterne på taget, hvorefter reaktionerne fra vinden kan beregnes.

#### Diagrammer for reaktioner

For det almindelige tilfælde, hvor taget kun er understøttet og forankret ved ydervægge, fremgår størrelsen af den største vindreaktion,  $R_A$  i  $\text{kp pr. m}$  facade direkte af diagram 1, som kombinerer begge belastningstilfælde iflg. fig. 1 og fig. 2. Skalaerne til venstre angiver reaktionen for  $q_v = 50 \text{ kp/m}^2$  og  $q_v = 80 \text{ kp/m}^2$ . I diagrammet angiver  $b$  tagets bredde,  $a$  tagudhængets størrelse i hver side og

$\alpha$  er taghældningen i grader. For værdier af  $\alpha$  og  $a$ , der ikke direkte er angivet i diagrammet, kan interpoleres retlinet. Diagrammets anvendelse vil blive belyst i eksemplerne nedenfor.

Hvis forankringerne ikke anbringes ved ydervæggens yderside, som vist i fig. 1, 2 og 3, men i en større afstand  $d$  fra tagets kant, benyttes  $d$  i diagrammet i stedet for  $a$ , og den af diagrammet fundne  $R_A$  reduceres da med  $q_v \cdot (d-a)$  som korrektion for tryk på tagudhæng.

I tilfælde af, at bygningen er åben i vindsiden, skal der til de værdier for løftningskraften, der fremgår af diagram 1 tillægges  $q_v \cdot \left(\frac{b}{2} - a\right)$   $\text{kp/m}$ .  $b$  og  $a$  indsættes i  $m$ .

For det tilfælde, hvor taget er simpelt understøttet og forankret ved ydervæggene og ved en mellemunderstøtning som vist i fig. 4 (med formfaktorer som i fig. 1), fremgår størrelsen af vindreaktionen ved ydervæggen i vindsiden  $R_A$  i  $\text{kp pr. m}$  af diagram 2. Diagram 2 dækker således kun belastningstilfælde iflg. fig. 1. Belastningstilfælde iflg. fig. 2 vil ikke være relevant for  $R_A$ , men må iagttages ved beregning af  $R_B$  ved mellemunderstøtning. Skalaerne gælder for  $q_v = 50 \text{ kp/m}^2$  og for  $q_v = 80 \text{ kp/m}^2$ . I diagrammet angiver  $l$  afstanden fra tagkanten til mellemunderstøtningen, se fig. 4. Diagrammet forudsætter  $l \leq b/2$ , hvor  $b$  er tagbredden; men fejlen ved at anvende det også for  $l > b/2$  er ringe, og på den sikre side. For værdier mellem de på diagrammerne angivne kan interpoleres retlinet. Diagrammets anvendelse vil blive belyst i eksemplerne nedenfor.

Diagram 2 forudsætter, at konstruktionen er afbrudt over mellemunderstøtningen. Er konstruktionen gennemgående, sker reaktionsbestemmelsen uden hensyn til mellemunderstøtningen (diagram 1).

Udover de belastninger, der er angivet i DS 410, viser nyere undersøgelser, at der i en randzone langs gavlene kan optræde sugepåvirkninger af samme størrelse som ved tagfoden ( $c = -1,6$ ). Der bør tages hensyn hertil ved tagbeklædningens fastgørelse og ved tagkonstruktionens forankring på gavlene. Randzonens bredde kan regnes at være ca.  $0,1 \cdot b$ , hvor  $b$  er tagbredden.

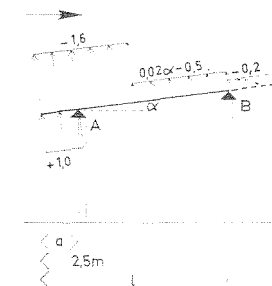


Fig. 4. Formfaktorer for luv del af tag med mellemunderstøtning og med hældning mindre end  $15^\circ$  over lukkede bygninger.

#### Regningsmæssige belastninger

Ifølge DS 410 skal konstruktioner ved påvirkning af egenvægt og vind beregnes for egenvægt sammen med 1,5 gange de fundne vindkræfter. Der skal regnes med de virkelige egenvægte. De i DS 410 angivne egenvægte er fastsat på et tidspunkt, hvor man kun havde opmærksomheden rettet mod de nedadrettede kræfter, og de er derfor angivet med maksimalt forekommende værdier, som ofte er væsentlig større end de virkelige.

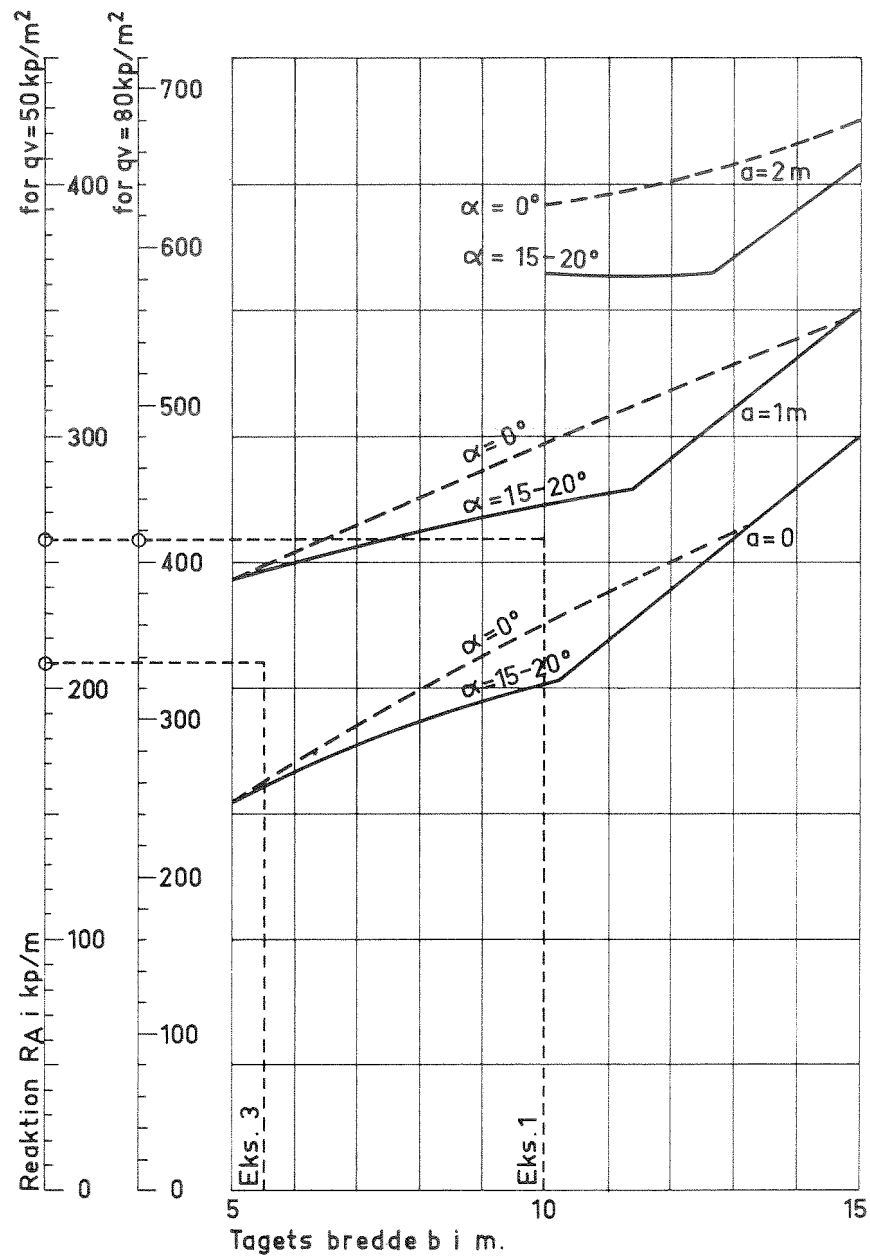


Diagram 1. Reaktionen for belastningstilfælde iflg. fig. 1, 2 og 3.

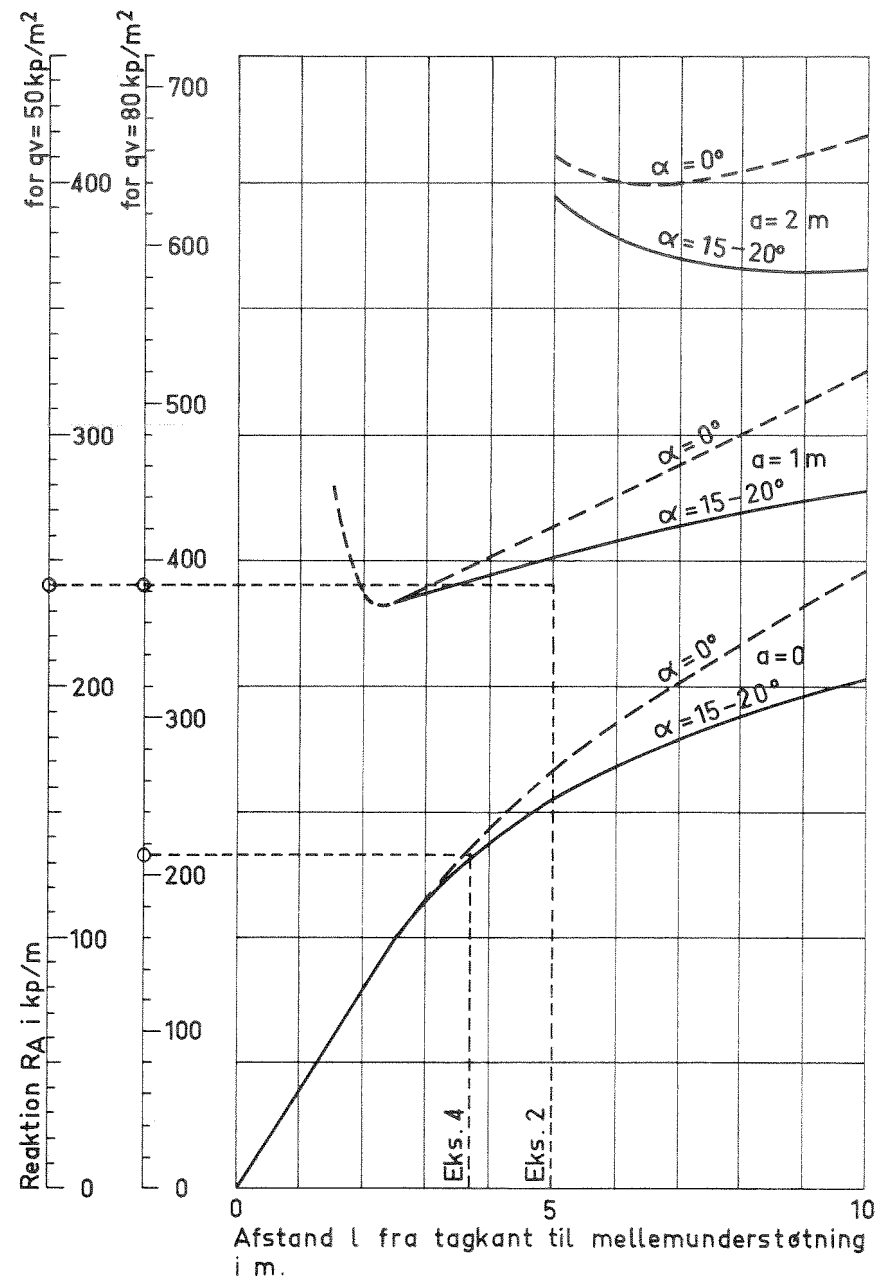


Diagram 2. Reaktionen for belastningstilfælde iflg. fig. 4.

## Eksempler på beregning af forankringskræfter

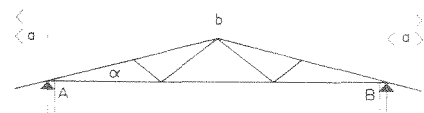


Fig. 5. Sadeltag med gitterspær uden mellemunderstøtning. Illustration til eksempel 1.

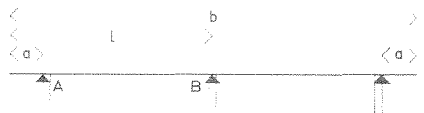


Fig. 6. Vandret tag med mellemunderstøttede bjælkespær. Illustration til eksempel 2.



Fig. 7. Tag med ensidig hældning over delvis åben bygning (læskur). Illustration til eksempel 3.

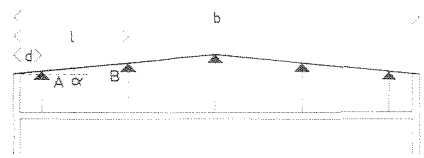


Fig. 8. Sadeltag på stolekonstruktion. Illustration til eksempel 4.

**Eksempel 1.** Gitterspærfag med  $15^\circ$  taghældning, understøttede på ydervægge, som vist i fig. 5. Tagets bredde  $b = 10$  m og udhænget  $a = 0,8$  m. Såfremt bygningens højde er mindre end 6 m, anvendes skalaen for  $q_v = 50$   $\text{kp/m}^2$  i diagram 1. Ved at trække en lodret linie gennem  $b = 10$  m til skæring med kurverne for  $\alpha = 15^\circ$  og ved at interpolere mellem  $a = 0$  og  $a = 1,0$  m findes som vist punkteret i diagrammet:  $R_A = -260$   $\text{kp/m}$ . Hvis egenvægten af tagdækning, spærfag, isolering og loftbeklædning er  $60$   $\text{kg/m}^2$ , fås følgende regningsmæssige reaktion for egenvægt  $+ 1,5 \cdot$  vind:

$$R_A = 60 \cdot 5,0 - 1,5 \cdot 260 = 300 - 390 = -90 \text{ kp/m.}$$

For et hus med højde over 6 m findes tilsvarende af skalaen for  $q_v = 80$   $\text{kp/m}^2$  i diagram 1:  $R_A = -420$   $\text{kp/m}$ , og for egenvægt  $+ 1,5 \cdot$  vind:

$$R_A = 60 \cdot 5,0 - 1,5 \cdot 420 = 300 - 630 = -330 \text{ kp/m.}$$

**Eksempel 2.** Vandret tag med bjælkespær understøttede på ydervægge og på en midterskillevæg, som vist i fig. 6. Tagets bredde  $= 10$  m, udhænget  $a = 0,8$  m og  $l = 5$  m. Såfremt bygningens højde er mindre end 6 m, anvendes skalaen for  $q_v = 50$   $\text{kp/m}^2$  i diagram 2. Som vist punkteret i diagrammet trækkes en lodret linie gennem  $l = 5$  m til skæring med kurverne, og ved at interpolere mellem  $a = 0$  og  $a = 1,0$  findes:  $R_A = -240$   $\text{kp/m}$ . Hvis egenvægten af tagdækning, spær, isolering og loftsbeklædning er  $60$   $\text{kg/m}^2$ , fås reaktionen for egenvægt  $+ 1,5 \cdot$  vind:

$$R_A = 60 \cdot \frac{5,0^2}{2 \cdot 4,2} - 1,5 \cdot 240 = 180 - 360 = -180 \text{ kp/m.}$$

For et hus med højde over 6 m findes tilsvarende af skalaen for  $q_v = 80$   $\text{kp/m}^2$ , og for egenvægt  $+ 1,5 \cdot$  vind:

$$R_A = 180 - 1,5 \cdot 385 = 180 - 580 = -400 \text{ kp/m.}$$

I dette eksempel viser en kontrolberegning, at det belastningstilfælde, der er vist i fig. 2, vil give den største opadrettede kraft  $R_B$  ved skillevæggen. Såfremt husets højde er mindre end 6 m fås reaktionen for egenvægt  $+ 1,5 \cdot$  vind, idet der ses bort fra virkningen af udhænget:

$$R_B = (60 - 1,5 \cdot 0,8 \cdot 50) \cdot 4,2 = 0.$$

Hvis højden er over 6 m fås tilsvarende:

$$R_B = (60 - 1,5 \cdot 0,8 \cdot 80) \cdot 4,2 = -150 \text{ kp/m.}$$

**Eksempel 3.** Læskurtag understøttet af en række søjler ved A og en mur ved B, som vist i fig. 7. Højden mindre end 6 m, taghældning  $\alpha = 5^\circ$ , tagbredde  $b = 5,5$  m, udhæng  $a = 0,5$  m. Når vinden blæser mod den åbne side, fås foruden sugningen på tagets overside tillige et tryk på undersiden på  $50$   $\text{kp/m}^2$ .

For  $b = 5,5$  m,  $a = 0,5$  m og  $\alpha = 5^\circ$  fås af diagram 1 for vindbelastning på tagets overside og på udhæng:  $R_A = -210$   $\text{kp/m}$ . Hertil skal lægges halvdelen af vindtrykket på tagets underside inden for udhængene, så man får:

$$R_A = -210 - 1,0 \cdot 50 \cdot \frac{4,5}{2} = -320 \text{ kp/m.}$$

Hvis tagets egenvægt er  $35$   $\text{kg/m}^2$ , fås for egenvægt  $+ 1,5 \cdot$  vind:

$$R_A = 35 \cdot \frac{5,5}{2} - 1,5 \cdot 320 = 100 - 480 = -380 \text{ kp/m.}$$

Den opadrettede kraft  $R_B$  i muren ved B undersøges for det i fig. 2 viste belastningstilfælde, hvortil skal lægges vindtrykket svarende til  $c = 1,0$  på tagets underside:

$$R_B = -0,8 \cdot 50 \cdot \frac{5,5}{2} - 1,0 \cdot 50 \cdot 5,0 \cdot \frac{2,0}{4,5} = -110 - 110 = -220 \text{ kp/m.}$$

For egenvægt  $+ 1,5 \cdot$  vind fås:

$$R_B = 35 \cdot \frac{5,5}{2} - 1,5 \cdot 220 = 100 - 330 = -230 \text{ kp/m.}$$

For den modsatte vindretning, dvs. mod den lukkede side, fås foruden sugningen på tagets overside tillige en sugning svarende til  $c = -0,2$  på undersiden af taget i læ af muren. Største vindreaktion i B fås da af diagram 1 som  $R_A = -210$   $\text{kp/m}$ , hvor til skal lægges  $0,2 \cdot 50 \cdot \frac{4,5}{2} = 20$   $\text{kp/m}$ .

$R_B = -210 + 20 = -190$   $\text{kp/m}$ . Dvs.  $30$   $\text{kp/m}$  mindre end for vind mod den åbne side.

**Eksempel 4.** Let tag med spær understøttet af 5 stole med 3 m afstand som vist i fig. 8.

Stolene står på et beton- eller hulstensdæk over øverste etage i et 3-etagers hus.  $b = 13,5$  m,  $a = 0$ ,  $\alpha = 5^\circ$ ,  $d = 0,75$  m,  $l = 3,75$  m og  $q_v = 80$   $\text{kp/m}^2$ . Idet der ses bort fra spærenes kontinuitet over mellemunderstøtningerne og udkragningen  $d$ , fås af diagram 2 som vist punkteret for  $l = 3,75$  m,  $a = 0$  og  $\alpha = 5^\circ$ :  $R_A = -210$   $\text{kp/m}$ . På grund af udkragningen  $d = 0,75$  m fås:

$$R_A = -210 \cdot \frac{3,75}{3,0} = -262 \text{ kp/m.}$$

Hvis tagets egenvægt er  $55$   $\text{kg/m}^2$ , fås for egenvægt  $+ 1,5 \cdot$  vind:

$$R_A = 55 \cdot \frac{3,75^2}{2 \cdot 3,0} - 1,5 \cdot 262 = 83 - 393 = -310 \text{ kp/m.}$$

Ved mellemunderstøtningerne fås største opadrettede kraft for det i fig. 2 viste belastningstilfælde. Idet der ses bort fra spærenes kontinuitet og virkning af afstand  $d$ , fås for egenvægt  $+ 1,5 \cdot$  vind:

$$R_B = (35 - 1,5 \cdot 0,8 \cdot 80) \cdot 3,0 = -180 \text{ kp/m.}$$

Tabel 1. Nominel bæreevne af søm, skruer og bolte for vindbelastning, dvs. 1,4 gange trænormens bæreevne for langtidsbelastning.

Søm: tykkelse i / længde tiendedele / i mm mm	Bæreevne i kp pr. snit ved tværbelastning		Bæreevne i kp ved trækbelastning	
			max. ved anvendelse til beslag	
Kvadrat, glatte søm				
25/55	50 <sup>1)</sup>		3,1 · l <sup>4)</sup>	
28/65	60		3,5 · l'	
31/80	70		3,9 · l'	
34/90	85		4,3 · l'	
38/100	105		4,8 · l'	
46/130	140		5,8 · l'	
55/160	180		6,9 · l'	
Skruesøm <sup>5)</sup>				
31/55 og 31/65	55 <sup>1)</sup>		9,1 · l'	
34/100	70		10,0 · l'	
Kamsøm				
28/60 rundt hoved	60 <sup>2)</sup>		11,0 · l'	40 (l' = 3,7 cm)
34/60 » »	85		13,3 · l'	50 »
37/60 » »	100		14,5 · l'	60 »
60/80 » »	210		23,5 · l'	110 (l' = 4,7 cm)
37/100			14,5 · l'	
Franske skruer: diameter / længde i mm / i mm	Kraft i fiberretn.	Kraft vinkel- ret på fiberr.		
6/90 <sup>6)</sup>			66 · l'	
8/100 <sup>6)</sup>			81 · l'	
10/65	200 <sup>2)</sup>	190 <sup>2)</sup>	96 · l'	320 (l' = 3,3 cm)
12/75	290	260	110 · l'	420 (l' = 3,8 cm)
16/100	530	470	140 · l'	700 (l' = 5,0 cm)
Bolte: diameter i mm				
9,5	270 <sup>3)</sup>	250 <sup>3)</sup>		570
12,7	480	430		1000
15,9	740	660		1700

<sup>1)</sup> For træ mod træ.

<sup>2)</sup> For beslag mod træ.

<sup>3)</sup> For beslag mod træ, når trætykkelsen er mindst 5 d.

<sup>4)</sup> l' er den effektive forankringslængde i cm, idet der ses bort fra den tilspidsede del (ca. 1,5 d for søm og d for skruer). For kam- og skruesøm samt skruer ses tillige bort fra det glatte skaft.

<sup>5)</sup> Skruesøm må ikke forveksles med snoede, kvadratiske søm, der ikke har væsentlig større bæreevne end almindelige, kvadratiske søm og derfor ikke er medtaget.

<sup>6)</sup> Lange skruer specielt til Eternitbølgeplader.

## Forbindelsesmidler

Den nye norm og vejledning for trækonstruktioner DS 413 af 1968 angiver den nominelle bæreevne  $P_n$  for søm, skruer, bolte og mellemlæg som forbindelsesmidler i træ.  $P_n$  er i normen angivet for langtidsbelastning. For vindbelastning, der er meget kortvarig, kan de i normen angivne værdier af  $P_n$  multipliceres med 1,4.

For ankre, beslag og bolte af stål 37 kan nominel trækstyrke bestemmes ved flydespændingen 2400 kp/cm<sup>2</sup> divideret med partialkoefficienten 1,3,

altså  $s_n = \frac{2400}{1,3} = 1850$  kp/cm<sup>2</sup>. For

boltes gevindskårne del kan regnes  $s_n = 1850 \cdot 0,7 = 1300$  kp/cm<sup>2</sup>.

For nogle af de almindeligst anvendte dimensioner af søm, skruer og bolte angives i nedenstående tabel 1 den nominelle bæreevne gældende for vindbelastning. I tabellen er angivet den med faktor 1,25 forøgede bæreevne, der iflg. DS 413 fås for tværbelastede søm, skruer og bolte, når de anvendes i forbindelse med beslag.

## Eksempler på fastgørelse af tagdækninger

### Tagpap på brædder eller plader

De lokale vindpåvirkninger på de forskellige tagdækninger kendes endnu ikke særlig nøje. Men en tæt tagdækning som sammenklæbet tagpap, der er klæbet eller sømmed til et tæt underlag af brædder, krydsfiner eller lignende vil som regel være tilstrækkeligt fastholdt, hvis der ikke er utætheder, så der kan slippe luft ind mellem tagpap og underlag. En dårlig fastgørelse ved kanter på mur har i en del tilfælde været årsag til, at tagpappet er revet af en større del af tagfladen.

### Underlag for tagpap

Hvis tagpap og underlag har en egenvægt på 20 kg/m<sup>2</sup>, fås iflg. DS 410 følgende opadrettede kræfter på tagunderlaget (se fig. 1 og 2):

Eksempel a: Et 1-etages hus

På randzonen  $1,5 \cdot 1,6 \cdot 50 - 20 = 100$  kp/m<sup>2</sup>

og på den indre del  $1,5 \cdot 0,8 \cdot 50 - 20 = 40$  kp/m<sup>2</sup>.

Eksempel b: Et 3-etages hus

På randzonen  $1,5 \cdot 1,6 \cdot 80 - 20 = 170$  kp/m<sup>2</sup>.

Eksempel c: Et åbent skur

På randzonen  $1,5 \cdot (1,6 + 1,0) \cdot 50 - 20 = 175$  kp/m<sup>2</sup>

og på den indre del  $1,5 \cdot (0,8 + 1,0) \cdot 50 - 20 = 115$  kp/m<sup>2</sup>.

$1 \times 4\frac{1}{2}$ " rupl. brædder ved 1 m spærafstand sømmed ofte med 1 kvadratisk, glat søm 28/65 pr. bræt, svarende til 10 søm/m<sup>2</sup> med en nominel bæreevne på  $10 \cdot 3,5 \cdot 3,6 = 125$  kp/m<sup>2</sup> (se tabel 1). Dette er i eksempel b og c utilstrækkeligt på randzonen langs facader og gavle, hvorfor der her bør anvendes 2 kvadratiske søm 28/65 pr. bræt, svarende til 250 kp/m<sup>2</sup> eller 1 skruesøm 31/55 pr. bræt svarende til  $10 \cdot 9,1 \cdot 2,6 = 240$  kp/m<sup>2</sup> (se tabel 1).

19 mm krydsfiner med 1,2 m spærafstand sømmed ofte med 30 cm sømafstand på mellemunderstøtningerne og 15 cm langs kanterne svarende til ca. 7 søm/m<sup>2</sup>. Anvendes kvadratiske søm 28/65, fås en nominel bæreevne på  $7 \cdot 3,5 \cdot 4,1 = 100$  kp/m<sup>2</sup>. Her bør altså på randzonen i eksempel b og c f. eks. pr. m<sup>2</sup> anvendes 7 skruesøm 31/55, der har en nominel bæreevne på  $7 \cdot 9,1 \cdot 3,0 = 190$  kp/m<sup>2</sup>.

### Eternitbølgeplader på lægter

Ofte anvendes en fransk skrue 6/90 pr. plade, hvilket normalt skulle være tilstrækkeligt ved 1-etages huse. Men det sker ofte, at en skrue bliver anbragt for tæt på lægtekanten, så bæreevnen er ringe, og der er da også indtruffet en del stormskader i sådanne tilfælde. Det må derfor anbefales altid at anvende 2 skrue pr. plade.

### Lægter for Eternitbølgeplader

$1\frac{1}{2} \times 2\frac{1}{4}$ " lægter ved 1 m spær-afstand fastgøres normalt med 1 søm 38/100 pr. spær, hvilket giver en nominal bæreevne på  $4,8 \cdot 5,6 = 27$  kp/m<sup>2</sup>, når der anvendes 122 cm lan-

ge bølgeplader med en nyttelængde på ca. 1 m. Denne fastgørelse er utilstrækkelig, selv for den indre del af taget i eksemplerne a, b og c. Disse eksempler gælder også for Eternitbølgeplader på lægter, hvis egenvægt er 20 kg/m<sup>2</sup>. I eksempel a (1-etageshus) kan der f. eks. på den indre del af taget anvendes 1 skruesøm 34/100 pr. spær svarende til  $P_n = 10 \cdot 5,6 = 56$  kp/m<sup>2</sup>, og i randzonen – også langs gavlene – 2 skruesøm 34/100 pr. spær, svarende til  $P_n = 112$  kp/m<sup>2</sup>.

I eksempel b og c kan der i randzonen f. eks. anvendes 2 kamsøm 37/100 pr. spær svarende til  $P_n = 2 \cdot 14,5 \cdot 5,6 = 160$  kp/m<sup>2</sup>.

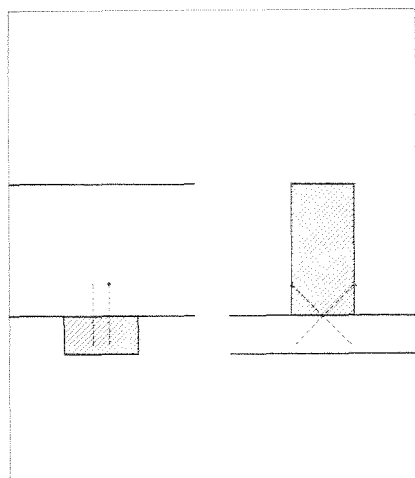


Fig. 9. Fastgørelse af spær til rem med stiksøm.

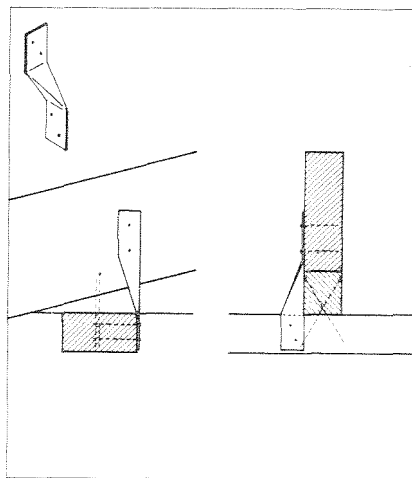


Fig. 10. Fastgørelse af spær til rem med vredet båndjern.

### Eksempler på spærs fastgørelse til remme

Det gælder for alle de nedenfor nævnte beslag, at der må tages hensyn til excentriciteten, hvis der kun anbringes 1 beslag pr. spær. Beslagene bør da anbringes skiftevis på den ene og den anden side af spærene. Herved kan lægterne medvirke til at hindre, at spærene kæntrer. Alle de viste beslag bør være varmforzinkede, og søm, skrue og bolte varmforzinkede eller cadmierede.

**Stiksøm**, se fig. 9. Spær fastgøres ofte med 2 stiksøm. Men da det er vanskeligt at kontrollere stiksømmenes retning og forankringslængde, bør stiksøm kun anvendes, hvor der forekommer uvæsentlige opadrettede kræfter. F. eks. kan 2 kvadratiske stiksøm 38/100 kun regnes at optage  $2 \cdot 4,8 \cdot 5,2 = 50$  kp hvis de er anbragt, således at forankringslængden er mindst 52 mm, og træet ikke flækker.

**Båndjern**, se fig. 10. Varmforzin-

ket båndjern  $1 \cdot 20$  mm kan f. eks. anvendes med 2 kamsøm 28/60 i rem og spær, svarende til  $P_n = 2 \cdot 60 = 120$  kp. Vandret forskydning mellem spær og rem kan f. eks. klares med 2 stiksøm.

**SP-sømbeslag type 2**, se fig. 11. Dette beslag, hvis flige er 50 mm lange, er egnet til fastgørelse af spær på murremme, hvis tykkelse er 50 mm eller derover. Med 4 kamsøm 34/60 i rem og i spær kan beslaget optage  $P_n = 4 \cdot 85 = 340$  kp. Vandret forskydning mellem spær og rem kan modvirkes ved ekstra søm i spær og i remmens overside. Der udføres tillige en stor størrelse passende til remme med større højde end 70 mm.

**BMF-universalbeslag**, se fig. 12. Dette beslag, hvis flige er 95 mm lange, er egnet til fastgørelse af spær på remme, når remmernes højde er 95 mm eller derover. Med 6 kamsøm 37/60 i rem og i spær kan beslaget optage  $P_n = 6 \cdot 100 = 600$  kp.

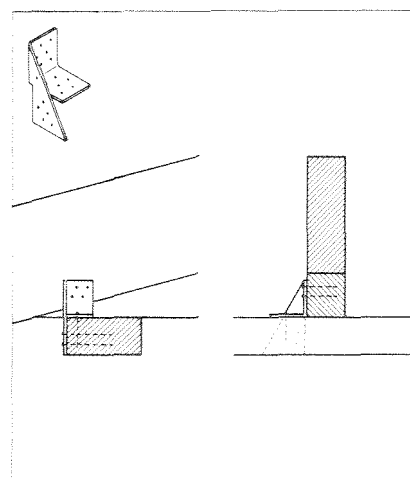


Fig. 11. Fastgørelse af spær til rem med SP-sømbeslag type 2.

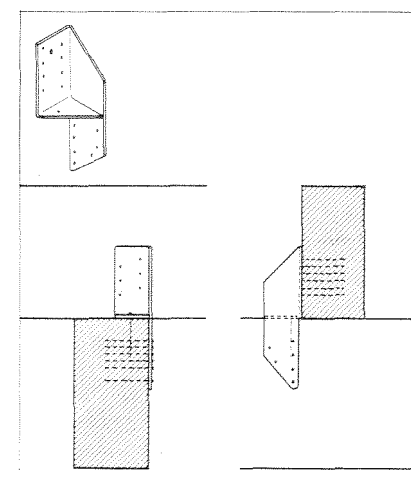


Fig. 12. Fastgørelse af spær til rem med BMF-universalbeslag.

*HVV-tagåseankre*, se fig. 13. Dette beslag kan fås i 6 forskellige længder fra 17 til 36 cm. Man må være opmærksom på at holde tilstrækkelig afstand fra søm til træets kant. Det vil sjældent være muligt at udnytte alle huller i beslaget. I det viste 21 cm lange beslag vil der som regel kunne anvendes 8 kamsøm 37/60 i hver trædel, svarende til  $P_n = 8 \cdot 100 = 800$  kp.

*BMF-vinkelbeslag*, se fig. 14. Dette beslag er egnet til fastgørelse af spær, hvor man ikke ønsker at se beslaget

på siden af remmen. Beslaget udføres i 2 størrelser, det lille med huller til kamsøm 37/60 og 60/80 og det store med huller til kamsøm 60/80.

For vinkelbeslaget er excentriciteten stor. Hvis der kun anbringes 1 vinkelbeslag, er det excentricitetsmoment, som sømmene må kunne optage, meget betydeligt, og det må anbefales altid at anvende 2 beslag, hvis påvirkningerne ikke er meget små. 2 små vinkelbeslag med hver 2 · 4 kamsøm 37/60, som vist i fig. 14, svarer til  $P_n = 8 \cdot 60 = 480$  kp.

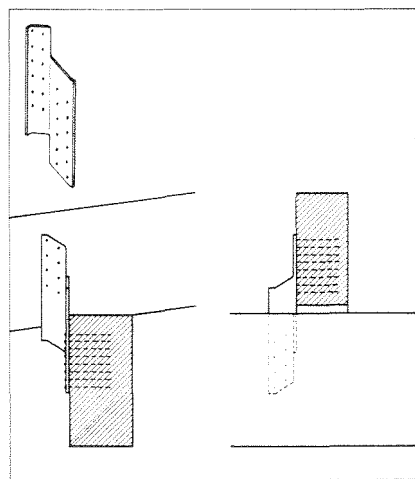


Fig. 13. Fastgørelse af spær til rem med HVV-tagåseankre.

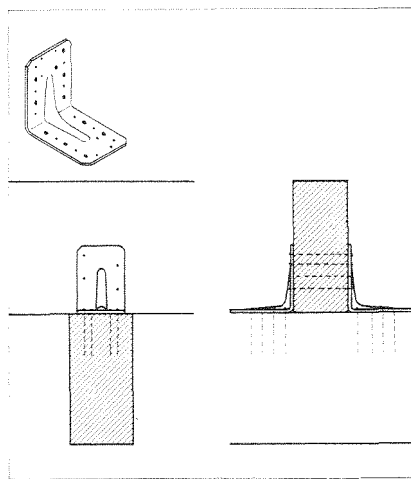


Fig. 14. Fastgørelse af spær til rem med BMF-vinkelbeslag.

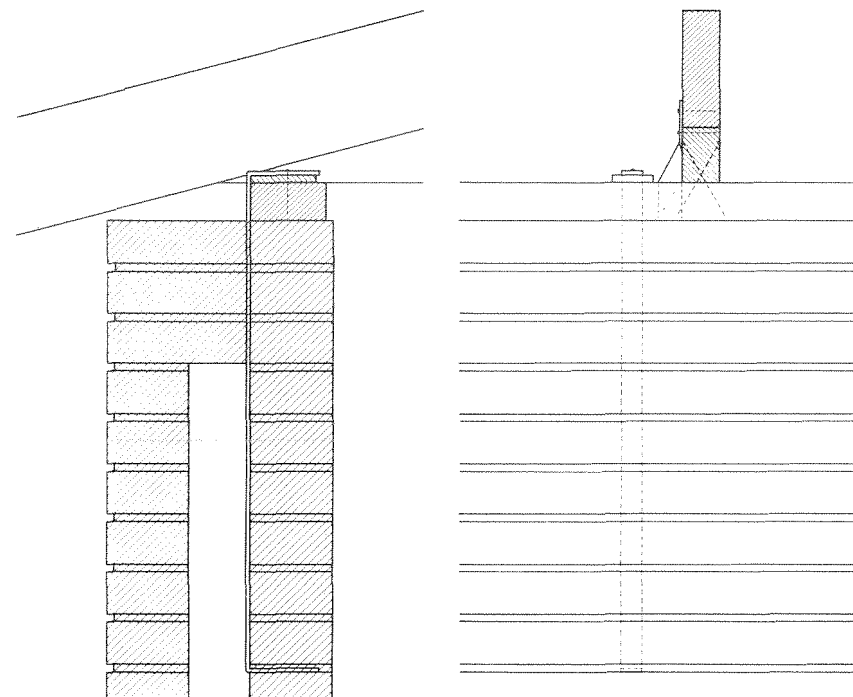


Fig. 15. Forankring af rem i hulmur med fladjernsankere. Til forbindelsen mellem spær og rem er eksempelvis anvendt et vredet båndjern som vist i fig. 10.

### Eksempler på forankring i mure

Nedenfor er vist nogle karakteristiske eksempler på forankringer af remme eller spær i mure. For de enkelte eksempler er angivet størrelsen af den opadrettede kraft, som kan optages. Alle ankre skal forud være til-dannet med ombukninger m.v. og forsynet med huller til søm. Ankrene bør være varmforzinkede og sømmene varmforzinkede eller cadmierede.

#### Forankring i hul mur

Fig. 15 viser et fladjernsanker 5 · 30 mm, indmuret 9 skifter nede, hvilket

svarer til en murvægt på ca. 110 kg/m. Dette er f. eks. tilstrækkeligt i et 1-etages hus med fritbærende gitter-spærfag som beregnet i eks. 1. For at opnå styring af muren, lukkes hulmuren foroven. Med en 2 × 4" murrem anbringes ankrene med max. ca. 1 m afstand og så nær ved spærene som muligt, da en 2 × 4" rem på fladen kun har ringe styrke og stivhed. Imellem ankrets øverste ombukning og overside af rem anbringes en udfyldningsklods. Anker og rem forbindes ved sømning.



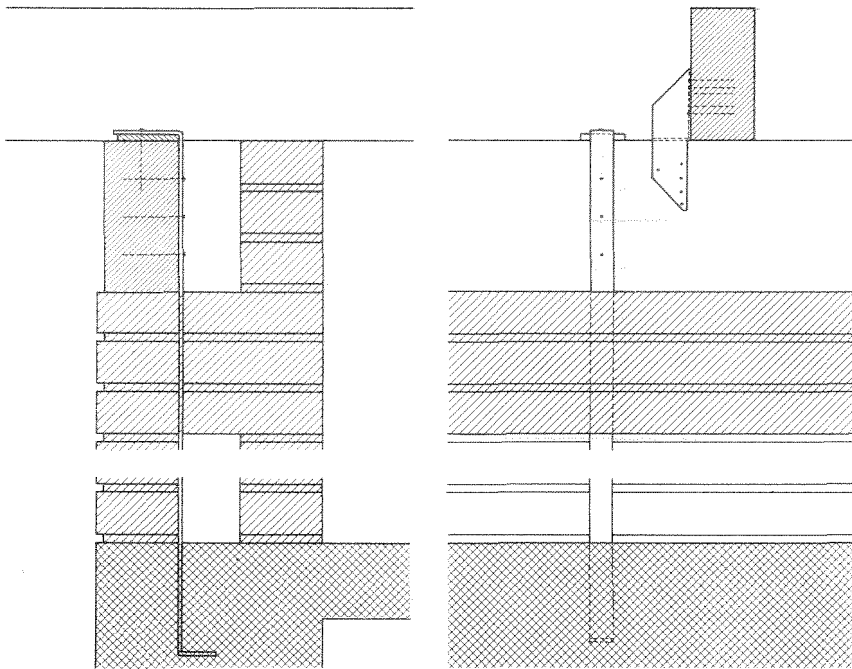


Fig. 16. Forankring af rem i dæk eller fundament med fladjernsanker anbragt i murens hulrum. Til forbindelsen mellem spær og rem er eksempelvis anvendt et BMF-universalbeslag som vist i fig. 12.

Fig. 16 viser et fladjernsanker  $5 \cdot 30$  mm faststøbt 15 cm i dæk eller fundament, anbragt i murens hulrum og fastgjort til rem med 3 kamsøm 60/80 fra siden og 1 kamsøm fra oven. For at opnå medvirken af ankrets ombukkede ende, skal der under denne indlægges en udfyldningsklods.

Regnes sømmet i remmens overside – på den sikre side – at kunne tage samme kraft som et af de tværbelastede søm fås:  $P_n = 4 \cdot 210 = 840$  kp, hvilket i de beregnede eksempler 1 og 2 muliggør en afstand på henholdsvis 2,6 m og 2,1 m, når  $q_v = 80$  kp/m<sup>2</sup>. Ved en høj rem som den viste kunne ankrets ombukning evt. erstattes af 1 ekstra kamsøm i remmens side.

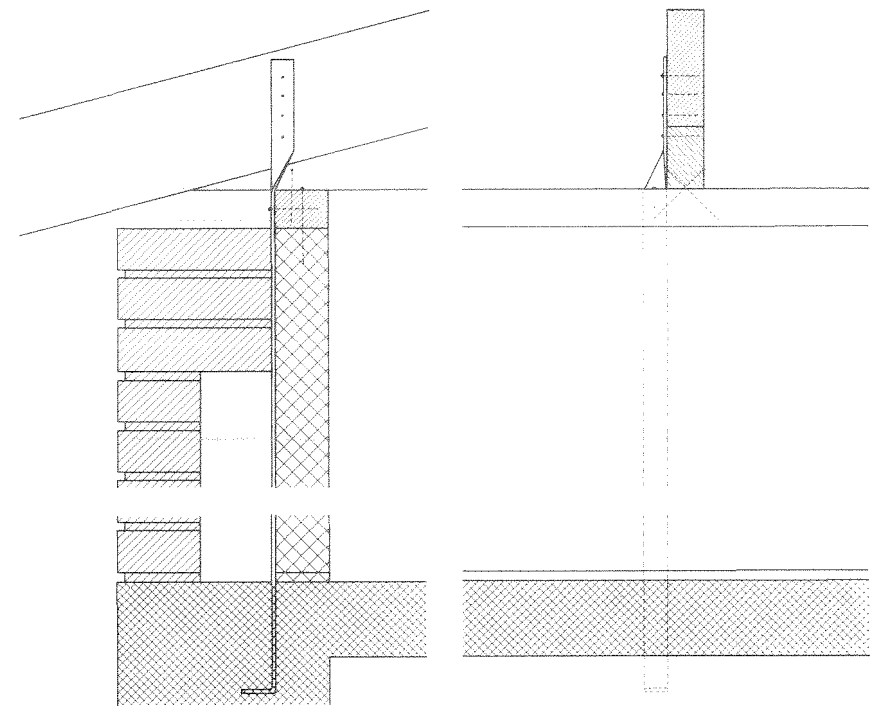


Fig. 17. Forankring af rem og spær i dæk eller fundament med vredet fladjernsanker anbragt i murens hulrum.

Fig. 17 viser et vredet fladjernsanker  $5 \cdot 30$  mm faststøbt 15 cm i dæk eller fundament og anbragt i hulrum med etagehøje letbetonelementer som bagmur. Hvis der som vist anvendes en tynd murrem som f. eks.  $2 \times 3''$ , bør ankrene fastgøres til spærene, og der bør anbringes et anker for hvert 2. eller 3. spær, afhængigt af de opadrettede kræfters størrelse og tag- og loftbeklædningens stivhed. Med 4 kamsøm 60/80 som vist svarer ankret til  $P_n = 4 \cdot 210 = 840$  kp. For at styre væggen må remmen sømmes ned i elementerne og spærene stiksømmes til remmen.

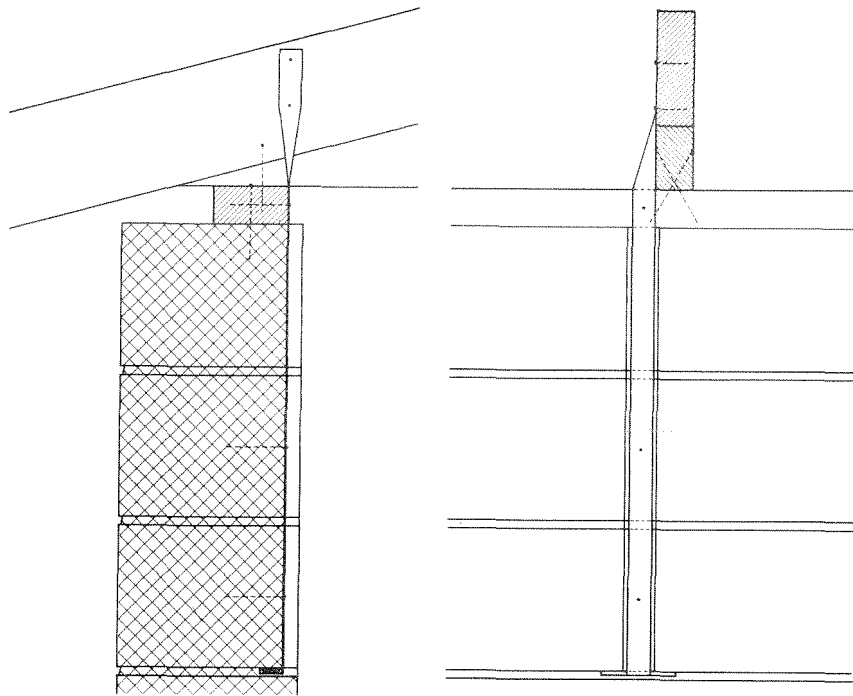


Fig. 18. Forankring af rem og spær i pudset letbetonmur med vredet båndjærnsanker i udfræset rille.

#### Forankring i letbetonmure o. lign.

Fig. 18 viser et båndjærnsanker  $1 \cdot 30$  mm anbragt for hvert spær i en udfræset rille. I det viste eksempel er ankret fastgjort i 3 skifter svarende til en murvægt på ca. 90 kg/m. 2 kamsøm 28/60 i spæret svarer til 120 kp. Ankret fastholdes i lejefugen ved bukning om et stykke fladjærns  $5 \cdot 30 \cdot 100$  mm og sømmes til mur. For at styre væggen må remmen sømmes til muren og spærene stiksømmes til remmen.

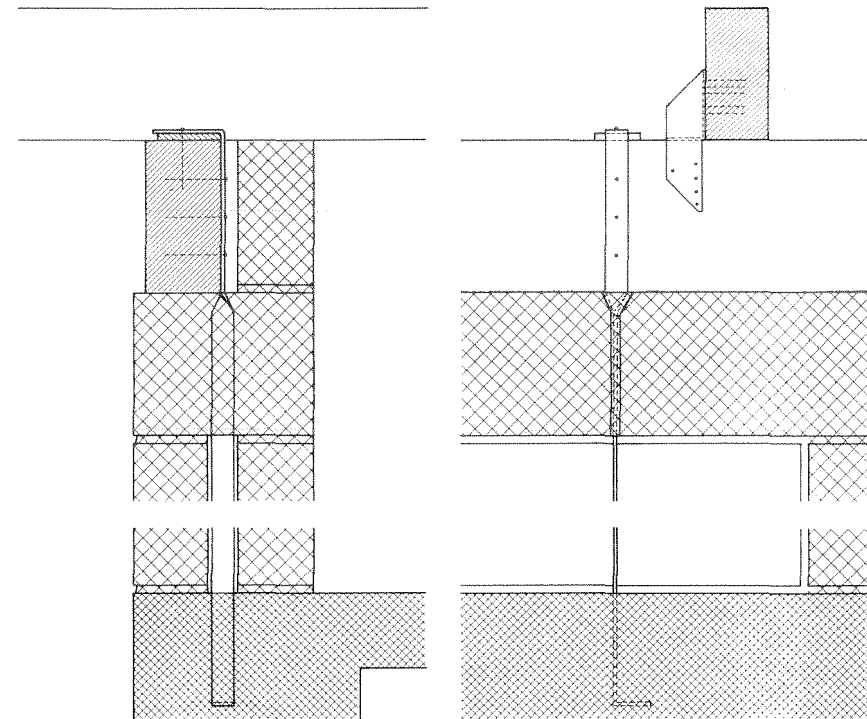


Fig. 19. Forankring af rem i dæk eller fundament med vredet fladjærnsanker anbragt i letbetonmur. Til forbindelsen mellem spær og rem er eksempelvis anvendt et BMF-universalbeslag som vist i fig. 12.

Fig. 19 viser et eksempel, hvor muren skal stå blank på begge sider, og hvor det er nødvendigt at forankre i dæk eller fundament. Der er her anvendt et fladjærnsanker  $5 \times 30$  mm. Ankret er vredet og kan da anbringes, så det passer i studsfugerne i hvert 2. skifte. I de andre skifter kan der ud for ankret anvendes 2 blokke med passende tykkelse, evt. kan de normale blokke gennembøres. For at opnå medvirkning af ankrets ombukkede ende, skal der under denne indlægges en udfyldningsklods. Ankret har samme styrke som det i fig. 16 viste.

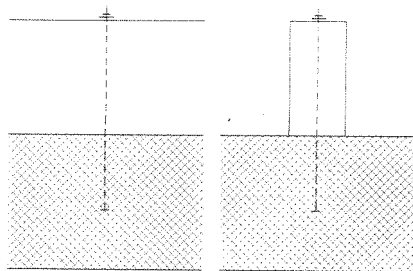


Fig. 20. Indstøbt bolt.

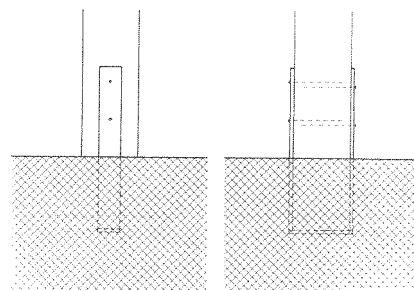


Fig. 21. Indstøbt u-formet fladjærnsanker.

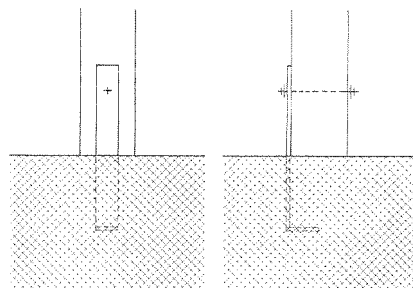


Fig. 22. Indstøbt fladjærnsanker.

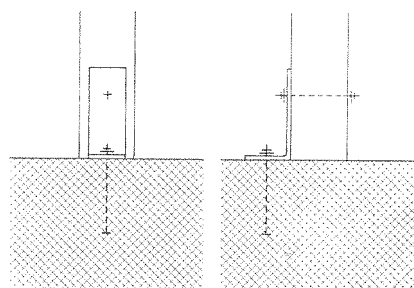


Fig. 23. Vinkeljærnsbeslag fastgjort med indstøbt bolt.

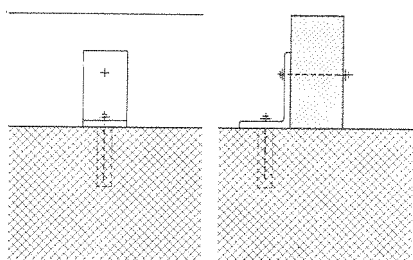


Fig. 24. Vinkeljærnsbeslag fastgjort med indboret bolt eller skrue.

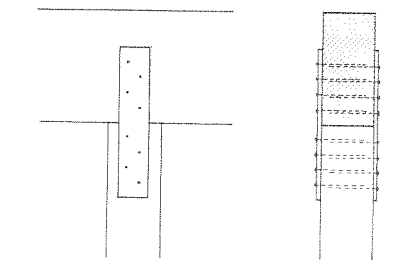


Fig. 25. Båndjernsforbindelse mellem rem og stolpe.

## Eksempler på forankring i betonfundamenter og -dæk

### Indstøbte ankre

Fig. 20–23 viser forskellige eksempler på indstøbte, varmforzinkede ankre, som alle med undtagelse af eksemplet i fig. 20 også kan anvendes til forankring af rem eller stolpe.

Indstøbning af bolte kræver stor omhu, både hvad angår selve støbningen og hvad angår placeringen. Eksemplerne i fig. 20 og 23 tillader ved boring på stedet en vis fejlplacering i begge retninger, eksemplerne i fig. 21 og 22 kun i én retning. Indstøbning af ankre i hulstensdæk bør så vidt muligt undgås, hvis der skal op-

tages væsentlige kræfter, da det er vanskeligt at opnå sikkerhed for en effektiv faststøbning. Indstøbte bolte i små udsparinger med glatte sider har ofte svigtet. Udsparinger må være rigeligt store for at sikre plads til en god støbning, og siderne bør være svalehaleformede eller rillede. Indstøbning af ankre eller ankerbøsninger foretages bedst i forbindelse med fabriksfremstilling af betonelementer.

### Indborede bolte eller skruer

Fig. 24 viser et eksempel på forankring i beton med vinkelbeslag og ekspansionsbolt eller fransk skrue i plastic-pløk.

Forbindelsen er enkel at udføre, og man opnår let en nøjagtig placering. Ved forankring i god jernbeton med tilstrækkelige dimensioner omkring bolten er det muligt at udnytte boltens eller skruens styrke fuldt. Den nominelle bæreevne for franske skrue og bolte er angivet i tabel 1.

### Eksempler på forbindelse mellem rem og stolpe

Fig. 25 viser et eksempel på en enkel forbindelse med et båndjern 3 · 40 mm sømmet på begge sider af rem og stolpe. 2 · 4 kamsøm 60/80 i hvert båndjern svarer til  $P_n = 8 \cdot 210 = 1680$  kp. I stedet for de viste båndjern kan anvendes lasker af træ eller konstruktionskrydsfiner. Den traditionelle tapforbindelse er ikke egnet til at optage væsentlige trækkræfter.

### Eksisterende konstruktioner

For lette tagkonstruktioner med taghældning mindre end ca. 20° udført

før 1956, må man forvente, at forankringerne i næsten alle tilfælde er utilstrækkelige til at opfylde den nugældende norms krav, og det er sikkert også tilfældet for mange konstruktioner udført efter 1956, idet kendskabet til de skærpede krav kun i ringe omfang er nået udenfor ingeniørkredse. Spørgsmålet er da, i hvilke tilfælde det er nødvendigt at udføre en forstærkning af de konstruktioner, der ikke opfylder de nugældende krav. Det vil næppe være gennemførligt og heller ikke rimeligt at forlange de nugældende krav opfyldt i alle tilfælde. Den overvejende del af de eksisterende lave huse er i tidens løb blevet så beskyttet af beplantninger og omliggende bebyggelse, at vindbelastningerne er væsentlig mindre end angivet i DS 410. I henhold til Vejledningen kan man ved beskyttet beliggenhed skønne en reduktion til 2/3 af normværdierne.

Der må selvfølgelig ikke regnes med reduktion af hastighedstrykket ved frit beliggende huse, og ved særlig udsat beliggenhed bør hastighedstrykket endda regnes højere end normværdierne.

For bygninger, der ikke med de anførte reduktioner kan opfylde kravene, bør der foretages en forstærkning i henhold til normkravene.

En undersøgelse af konstruktionerne kompliceres ved, at man ofte ikke kan se, hvorledes forbindelserne er udført, uden at adskille konstruktionen. En gennemgang af tegninger og beregninger og eftersyn af konstruktionen med bistand af den entreprenør, der har stået for udførelsen, skulle dog oftest kunne afsløre særligt svage konstruktioner.