

Prosjektering

6.1 Vurderinger og rutiner forut for prosjekteringen

Helt fra 1960-årene da spikerplatene ble introdusert på det norske markedet, har takstolprodusenter og spikerplateleverandører utført prosjektering og beregning av trekonstruksjoner med spikerplater. Med datateknologiens gjennombrudd har det vært mulig å utvikle spesialtilpassede og avanserte beregningsprogrammer for dette arbeidet. Disse programmene har sammen med bransjeingeniørenes lange erfaring og solide fagkunnskaper skapt en unik kompetanse rundt om i bedriftene: I dag prosjekterer man stadig mer kompliserte og krevende konstruksjoner for mange typer byggverk. Samtidig opererer bransjen på et marked med sterk konkurranse hvor løsningenes totaløkonomi ofte er avgjørende for byggherrens valg (se også kapittel 4 *Bruksområder*). Bransjens jevne fremgang viser at trekonstruksjoner med spikerplater hevder seg godt på dette markedet, og at produktet også stadig finner nye bruksområder.

Men det er dessverre en kjensgjerning at produsentenes prosjektering av takløsninger ofte kommer inn i byggeprosessen på et svært sent tidspunkt. Ikke sjelden blir takstolprodusenten først kontaktet for å levere takstoler når bæresystemene allerede er bestemt. Andre bygningselementer og fundamenter etc. kan da allerede være ferdig prosjektert og kanskje også ferdigstilt. Det sier seg selv at en slik situasjon gir store begrensninger for prosjekteringen av takstolene. For bransjen er dette utilfredsstillende. Med den kompetansen bedriftene har, burde de komme inn i prosessen mye tidligere. I samarbeid med arkitekt og konsulent ville de da kunne bidra til utformingen av byggverket og dermed også til å finne optimale løsninger for takkonstruksjonene. Dette ville være til fordel for alle parter.

Det forekommer likeledes at fundamenter, bærebjelker etc. er dimensjonert med andre lastantagelser og forutsetninger enn de som blir resultatet når takkonstruksjonen er prosjektert. Plan- og bygningsloven 1997 krever at en prosjektgjennomgang blir gjennomført før prosjekteringen igangsettes, og at prosjekteringen skal være gjennomført før igangsettingstillatelse blir gitt (→ kap.

5 *Forskrifter, standarder og beregningsgrunnlag*). Hensikten med denne prosedyren er å unngå feil og mangler som bl.a. kan ha konsekvenser for takstolproduksjonen og monteringen på byggeplassen. Denne forskriften vil forhåpentlig kunne bedre forholdet i fremtiden, slik at prosjekteringsoppgavene vil skje i riktig rekkefølge.

En så tilsynelatende ubetydelig detalj som utformingen av takfoten kan for eksempel ha stor betydning for tverrsnittsdimensjonene i konstruksjonen. Det forekommer heller ikke sjelden at arkitekt/konsulent antar dimensjoner i konstruksjonen og prosjektere videre med disse som forutsetninger; dermed begrenser de takstolprodusentens muligheter til å tilby andre og mer effektive løsninger.

Disse forholdene, som ingen er tjent med, er derfor en stor utfordring til bransjen om selv å være aktiv og oppsøkende. Ved å tydeliggjøre den prosjekteringskompetansen man har, og vise fordelene ved å trekke inn denne kompetansen på tidligere stadier av byggeprosessen, vil vi skritt for skritt kunne utvikle enda bedre samarbeidsformer med våre partnere innen byggebransjen.

6.2 Laster

Det er konstruktørens ansvar at alle laster og kombinasjoner av laster bestemmes med riktig intensitet (størrelse) og varighet i dimensjoneringen basert på angivelser fra tiltakshaver.

Last inndeles i to hovedgrupper:

- permanent last
- variabel last, som kan være statisk eller dynamisk

Variable laster skaper forskjellige lasttilfeller (se også avsnitt 6.2.8).

I tillegg kan en konstruksjon påvirkes av

- utmattingslast
- ulykkeslast

Det er av avgjørende betydning at lasttypen blir korrekt antatt. Alle laster skal i bruddgrensetilstanden multipliseres med lastfaktorer, og i bruks-

grensetilstanden skal deformasjonene multipliseres med krypfaktorer. Begge typer faktorer varierer med lasttypen og dens varighet.

Fordelt last defineres som last per m^2 skrå flate (takflate) eller per m^2 grunnflate. I en statisk beregning er det hensiktsmessig å omregne alle lastene til samme referanseflate, for eksempel grunnflate.

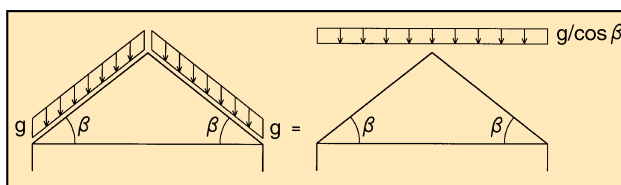
I beregningsprogrammene blir vanligvis last- og formfaktorer automatisk tatt hensyn til når lasttypen legges inn sammen med lastintensiteten og omregnes til last per m^2 grunnflate. Lastdiagrammer og -utskrifter viser vanligvis den dimensjonerende linjelast i N/m grunnflate, dvs. at lasten er multiplisert med aktuell lastbredde.

6.2.1 Egenlaster

Egenlast er en permanent last som beregnes på grunnlag av tyngdetettheten (ρ) for alle bygningsmaterialene som inngår i konstruksjonen. I enkelte tilfeller kan det i tillegg være laster fra gjenstander og installasjoner, som ventilasjonsanlegg etc. Men slike egenlaster vil vanligvis være inkludert i nyttelastene som angis i NS 3479 eller NS 3491-1.

For å forenkle dimensjoneringen er begrepene «tungt» og «lett» tak innført. Lasten for disse to typene er beregnet til sikker side og er sammen med egenlast for noen andre komplette bygningsdeler, deriblant torvtak, angitt i NBIs *Bygghetningsregler*, blad nr. G471.031. Tyngdetettheten til noen materialer er dessuten gitt i NS 3479, tillegg B.

Egenlasten regnes per m^2 takflate og angis i N/m^2 eller kN/m^2 . Dvs. lasten må divideres med cosinus til takvinkelen for å få den per m^2 grunnflate ($\rightarrow$ fig. 6.1). Beregningsprogrammene utfører denne utregningen automatisk.



Figur 6.1 Egenlast på takflate og omregnet på grunnflate.

6.2.2 Naturlaster

De vanligste naturlaster for takstoler er

- snølast
- vindlast

men også naturlaster som

- jordtrykk
 - væsketrykk (hydrostatisk trykk)
 - islast
- kan i spesielle tilfeller være aktuelle.

Naturlaster kan være vertikale (snølast) eller virke vinkelrett på en flate (vind og væsketrykk).

6.2.2.1 Snølast

Snølast er en variabel last som er beregnet på grunnlag av generelle nedbørsobservasjoner ved en rekke meteorologiske stasjoner. Resultatene av slike beregninger er gitt i NS 3479 *Tillegg D* for snølaster som gjennomsnittlig overskrides én gang i løpet av en 5-, 20- og 50-års returperiode.

NS 3479 *Tillegg C* foreskriver karakteristisk snølast på mark i hver enkelt kommune i Norge for en 5-års returperiode. Med få unntak gjelder dette for områder som ligger under 600 m.o.h. For enkelte kommuner oppgis snølasten varierende med høyden over havet. Det skal dessuten tas hensyn til lokale forhold.

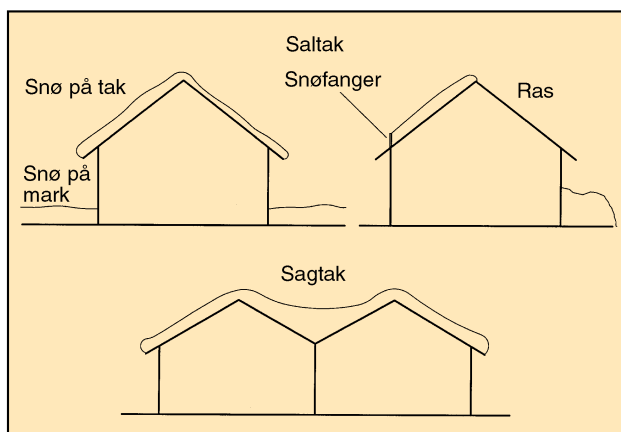
Beregninger med 5-års returlast i NS 3479 forutsetter at taket måkes ved «uvanlige» snømengder. Standarden krever derfor at tak som vanskelig lar seg måke, skal beregnes for snølast med en returperiode på 20 år.

NS 3491-3 foreskriver at snølast generelt skal være for en returperiode på 50 år. Men i spesielle tilfeller kan også kortere returperioder benyttes lokalt når det foreligger faglige statistiske analyser av målinger i nærheten av byggverket. Returperioden skal likevel ikke være mindre enn 20 år.

For spesielle snølastberegninger kan tyngdetettheter for snø benyttes som angitt i NS 3491-3.

Snølast på tak beregnes som snølast på mark multiplisert med formfaktorer, μ . Faktorene er avhengig av helning og form på taket, som også kan bestå av flere tilgrensende takflater. Figur 6.2 illustrerer forskjellige formasjoner av snø på tak. Faktorene for de vanligste takformene er angitt i standarden.

For driftsbygninger i landbruket tillates inntil videre, ifølge melding HO-6/98 *Driftsbygninger i landbruket – temarettledning* fra 1. november 1998, bruk av snølast og formfaktorer som er angitt i HO-4/88 *Driftsbygninger i landbruket – snølast og formfaktorer*, selv etter at NS-ENV 1991-2-3 er gjeldende standard. Det gjøres oppmerksom på at



Figur 6.2 Eksempler på snøformasjoner på tak.

visse forutsetninger må være tilstede for å benytte disse reglene. De er beskrevet i meldingen.

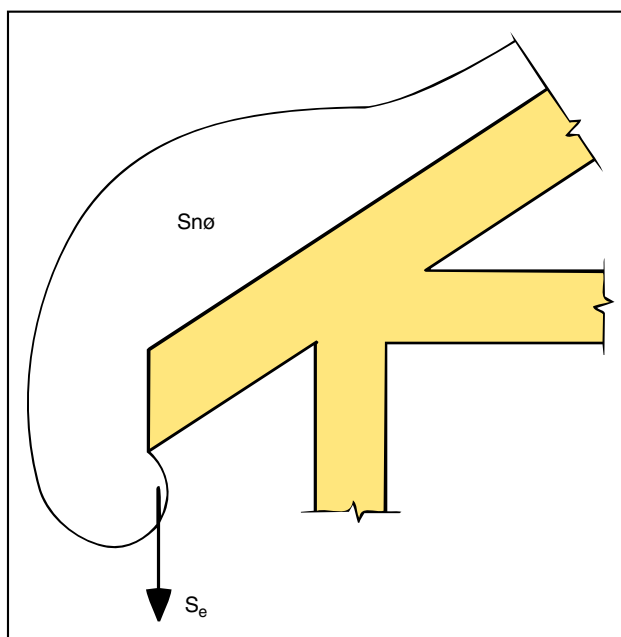
Karakteristisk snølast på spesielle tak beregnes også med en termisk faktor, C_t , for transparente takflater og med en tilsvarende faktor, C_e , for eksponeringen av snølasten. Normalt er begge disse faktorene 1,0.

Karakteristisk snølast på tak blir således

$$S = \mu \cdot C_t \cdot C_e \cdot S_0$$

hvor C_e alltid tilsvare 1,0 i NS 3479, og C_t beregnes etter metoden i NS 3479 Tillegg F eller NS 3491-3.

Det skal etter NS 3491-3 tas hensyn til overhengende snø på takutstikk, snøfanger o.l. Figur 6.3. viser en slik snøformasjon.



Figur 6.3 Det skal ifølge NS-ENV 1991-2-3 alltid tas hensyn til overhengende snø på utstikk.

Snøopphepning eller snølommer danner seg pga. vind og ras fra overliggende tak. Dette er kun en omfordeling av snøen som ikke forandrer den totale snømengden på takflatene. Ved sprang og vinkelendringer i takflaten vil det oppstå opphepning av snø som kan være både på lo og le side.

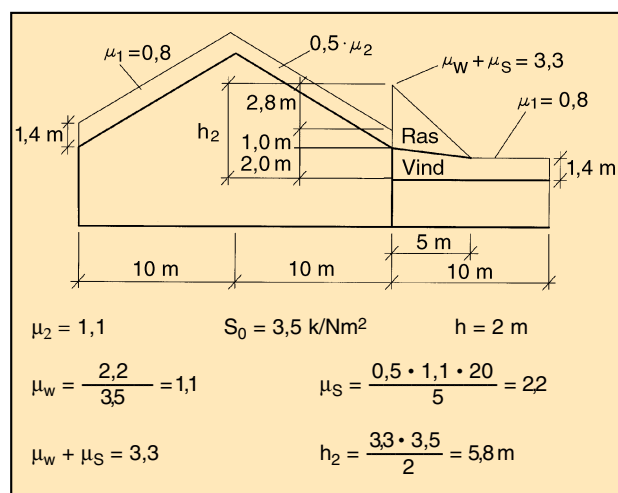
Dersom en aktuell takform gir snøopphepning, men ikke er behandlet i standarden, må det søkes hjelp i litteraturen eller brukes skjønn.

Snøopphepning vil opptre i forbindelse med vinkelbygg og arker. For småhus er utstrekning og høydeforskjell liten, og det kan antas en omfordeling av lasten (lastfordeling). Dette gjør at snøopphepning normalt vil kunne neglisjeres for slike bygg.

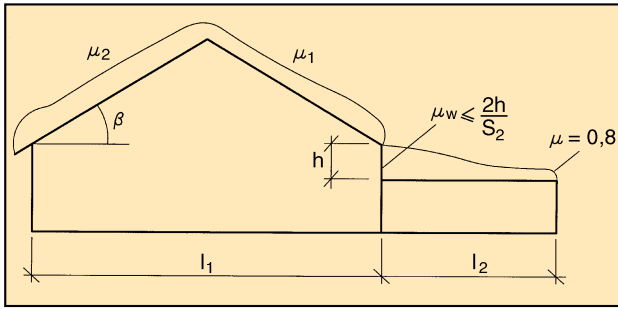
Erfaringer viser at bruk av standarden kan gi urealistisk høye verdier for snøopphepning ($\rightarrow$ fig. 6.4), og det må i slike tilfeller kunne benyttes skjønn. Dette må naturligvis dokumenteres i beregningene og angis i resultatet. Forutsetningen om at det totalt ikke kan forekomme mer snø på takkomplekset enn det som beregnes enkeltvis på takflatene med normale formfaktorer, kan her være til hjelp.

Eksempel på slike høye verdier er vist på figur 6.4. Beregningen ifølge NS 3479 gir en total snøopphepning med $\mu_w + \mu_s = 3,3$. Dette tilsvare et sprang ved raft på 2,8 m snødybde. Den realistiske snøopphepningen uten dette spranget vil være med $\mu = 1,7$.

For takflater med snøopphepning pga. vind skal den minste av $\mu_w = (l_1 + l_2)/2h$ og $\mu_w = 2h/s_0$ velges og ikke større enn 4 eller mindre enn 0,8, dvs. at snøfonnen ikke kan være høyere enn vegg-



Figur 6.4 Eksempel på snøopphepning etter NS 3479/NS3491-3 som gir urealistisk stor snølast.



Figur 6.5 Snøopphopning pga. ras kan ikke forekomme i dette tilfelle.

høyden, h , til overliggende tak. I dette tilfelle er det ingen risiko for ras, og denne faktoren kan derfor utelates i beregningene. Det vil i stor grad utelukke at verdiene for den totale snøopphopning blir urealistisk høye ($\rightarrow$ fig. 6.5).

Snøopphopning pga. ras kan ikke forekomme når

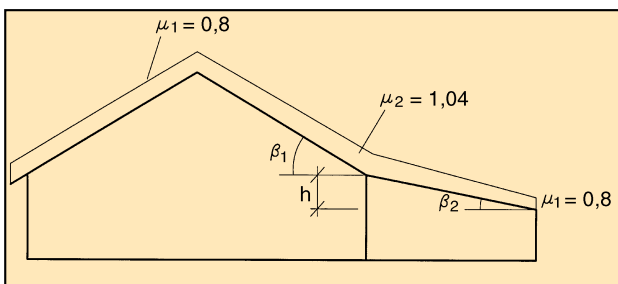
$$\mu_w = 2h/s_0 \text{ (som da er mindre enn } \mu_w = (l_1 + l_2)/2h \text{)}$$

Med denne begrensningen kan den maksimale høyden, $h_{\text{maks.}}$, for en vegg til overliggende tak som ikke gir snøopphopning, beregnes til

$$h_{\text{maks}} = \mu \cdot s_0 / 2$$

hvor μ er den største formfaktoren for den lavtliggende takflaten. Høyden, $h_{\text{maks.}}$, varierer fra 0,6 – 2,5 m for $\mu = 0,5 - 1,1$ og $s_0 = 1,5 - 4,5 \text{ kN/m}^2$.

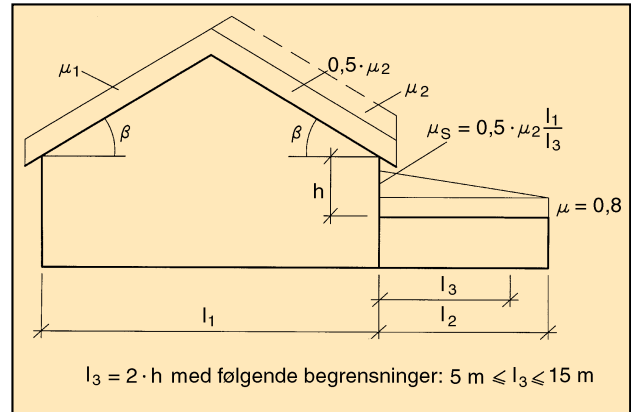
Et vanlig tilfelle hvor en omfordeling av snølast forekommer, men som ikke er direkte behandlet i standarden, er tak med flaten vinklet innover ($\rightarrow$ fig. 6.6). Her kan regelen for sagtak i NS 3479 benyttes ved at β_2 settes inn med fortegn i formelen for β .



Figur 6.6 Snøopphopning i takflate som vinkler innover.

For eksempel når $\beta_1 = 30^\circ$ og $\beta_2 = -12^\circ$ er $\beta = 9^\circ$ og $\mu_2 = 1,04$

NS 3491-3 gir ingen retningslinjer for sagtak med forskjellige takvinkler, og NS 3479 bør da kunne benyttes.



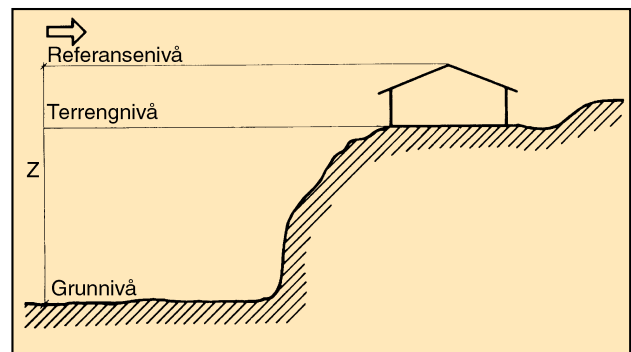
Figur 6.7 Snøopphopning pga. ras som forekommer når $\beta > 15^\circ$.

Snøopphopning pga. ras beregnes som 50 % av den største snølasten på overliggende takflate med takvinkel større enn 15° lineært fordelt som vist på figur 6.7. Det er ingen rasfare for tak med helning som er mindre eller lik 15° .

6.2.2.2 Vindlast

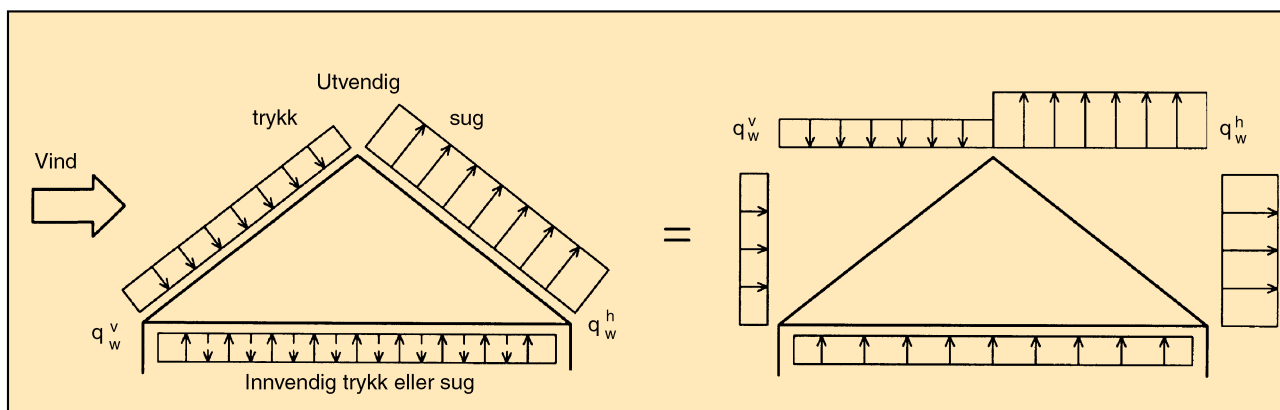
Vindlast er en variabel last som beregnes etter NS 3479 og *Endringsblad* NS 3479 / A1 inntil NS 3491-4 er ferdig utarbeidet. Den vil gi betydelige endringer av vindlastberegningene.

Statisk vindlast er trykk eller sug vinkelrett på vegg- og takflate som virker samtidig både utvendig og innvendig i bygget. Formfaktorene som hastighetstrykket multipliseres med, gir intensiteten på de enkelte flatene. Hastighetstrykket bestemmes ut fra den karakteristiske vindhastigheten i ulike geografiske strøk og høyden mellom referansenivået, z , over grunnivået ($\rightarrow$ fig. 6.8). Vindhastighetene har en returperiode på 50 år.



Figur 6.8 Høyden, z , mellom referansenivået og grunnivået ifølge NS 3479/NS 3491-3.

Formfaktorene for utvendig vindlast, μ_{nu} , bestemmes av hvilken retning vinden har i forhold til flaten og helningen på taket. Takflaten inndeles i



Figur 6.9 Vindlast dekomponert i en vertikal og en horisontal andel.

soner med forskjellige faktorer. For innvendig vindlast, som både kan være undertrykk og overtrykk i samme bygning, er formfaktorene, μ_i , avhengig av skillevegger, veggteethet og permanente åpninger.

Vindlast som virker vinkelrett på takflaten, kan dekomponeres i en vertikal og en horisontal andel av lasten (→ fig. 6.9).

Kun vindlast som virker i takstolens plan, kan belaste takstolen, jf. avsnitt 6.2.6, 6.2.7 og 6.3.5.

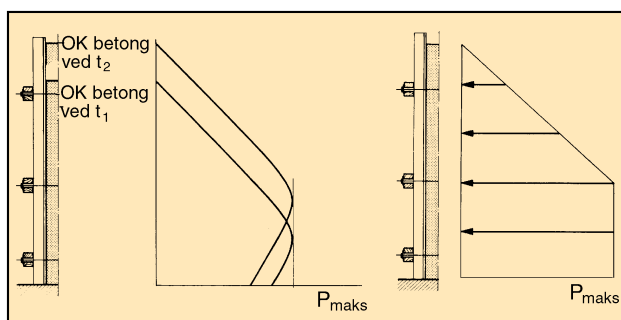
Vinden kan også ha en dynamisk virkning (gi svingninger) pga. turbulens, innvirkning fra andre byggverk, samvirke mellom luftstrømmer, etc. Denne virkningen har normalt ingen betydning, men for slanke konstruksjoner som er lite dempet, som tårn, master, hengebroer etc., må den vurderes ut fra erfaring, forsøk eller beregninger ifølge NS 3479.

Vindlast på frittstående tak er behandlet særskilt i standarden. Slike tak krever vesentlig større forankringskrefter enn ordinære tak på en bygning.

Under montering skal det tas hensyn til vind på tvers av konstruksjonens plan (→ avsnitt 6.2.7).

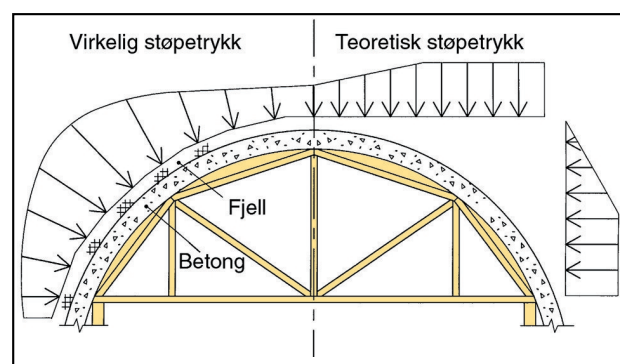
6.2.2.3 Støpetrykk i betongforskaling

Støpetrykket i en vegg- eller søyleforskaling (→ fig. 6.10) og i en forskaling (støpeform) til et buet



Figur 6.10 Støpetrykk i en veggforskaling.

hvelv (→ fig. 6.11) er en form for hydrostatisk trykk som er avhengig av støpehastighet, overflate og tetthet på forskalingshud og slump. Støpemetodene gjør at lasten må betraktes som variabel.



Figur 6.11 Støpetrykk i en buet forskaling (tunnel).

6.2.3 Nyttelast

Horisontale og vertikale nyttelaster er variable laster fra personer, transportmidler, maskiner etc. som bestemmes ut fra konstruksjonens formål. NS 3479 angir nyttelaster for noen definerte bygninger og bygningsdeler, hvor også vanlig inventar inngår i nyttelasten. I *Tillegg A* i standarden henvises det også til laster for spesielle konstruksjoner.

Det er tiltakshaverens eller arkitektens oppgave å definere en bygnings eller en bygningsdels bruksområde. Konstruktøren skal på grunnlag av dette kunne finne hvilke laster etter NS 3479 konstruksjonen skal beregnes for. Spesielle nyttelaster må oppgis av tiltakshaver, se for øvrig kapittel 5 *Forskrifter, standarder og beregningsgrunnlag* og 13 *Leveringsavtaler og ansvarsforhold*.

Nyttelasten i et loftsrom bestemmes av bruksområde, takhøyde og tilgjengelighet. Det er derfor ikke opp til konstruktøren alene å avgjøre om nyttelasten f.eks. i et loftsrom skal være 500, 1000

eller 1500 N/m². Bruken og tilgjengeligheten av rommet bestemmes av tiltakshaver. Det må fremgå av takstolberegningen om bjelkelaget i loftsrommet (undergurten) er dimensjonert for boligrom.

Loftsrom med lav takhøyde og tilgang kun gjennom luke kan ifølge standarden dimensjoneres for en nyttelast på 500 N/m² (NS 3479). Dette er en relativt liten last og er tiltenkt svært små rom som for eksempel mellom diagonaler og undergurt i et fagverk. Loftsrom uavhengig av romhøyden bør derfor ikke dimensjoneres med mindre nyttelast enn 1000 N/m².

Alle trekonstruksjoner skal kunne inspiseres i løpet av sin levetid. Det bør i det minste være en tilgangsluke som muliggjør dette, også for konstruksjoner som har så lav konstruksjonshøyde at loftet i praksis er ubrukbart. Behovet for å beregne med foreskrevet nyttelast på 500 N/m² ifølge NS 3479 er i slike tilfeller lite relevant, men pga. inspeksjon må undergurten beregnes for en fritt plassert punktlast på 1 kN over et areal på 100 · 100 mm, som også er et krav i standarden. Dette tilsvarer lasten av én person.

Ikke alle beregningsprogrammer tar automatisk hensyn til denne punktlasten, og konstruktøren må derfor selv vurdere om separat beregning må utføres.

Nyttelaster kan også være dynamiske, for eksempel vibrasjoner fra maskiner. Det er vanlig å beregne disse ved innføring av en ekvivalent statisk last som beskrevet i NS 3490.

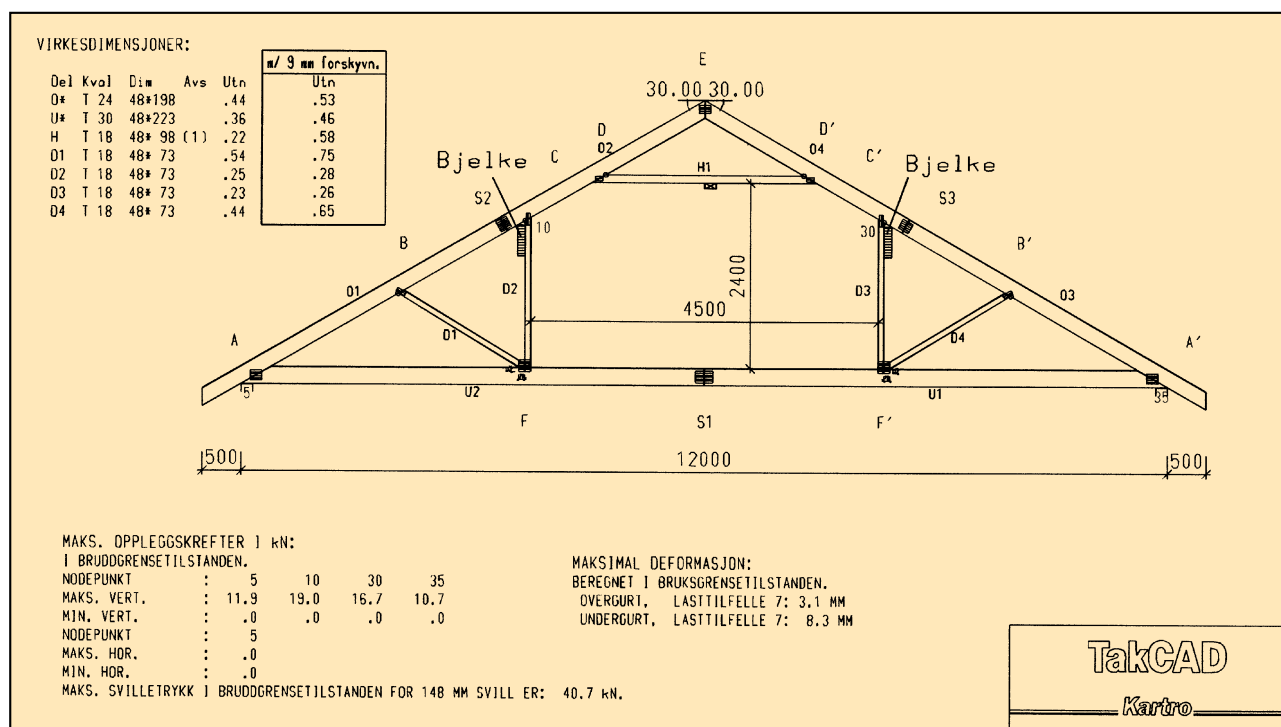
6.2.4 Andre påkjenninger

Last under brann er ordinære og spesielle laster som virker i lasttilfellene uten brannbelastning, men med lastfaktorer som for ulykkestilstanden ifølge NS 3490. Faktoren settes her til $\gamma_L = 1,0$ for alle laster. Det henvises for øvrig til avsnitt 6.4.1.3.

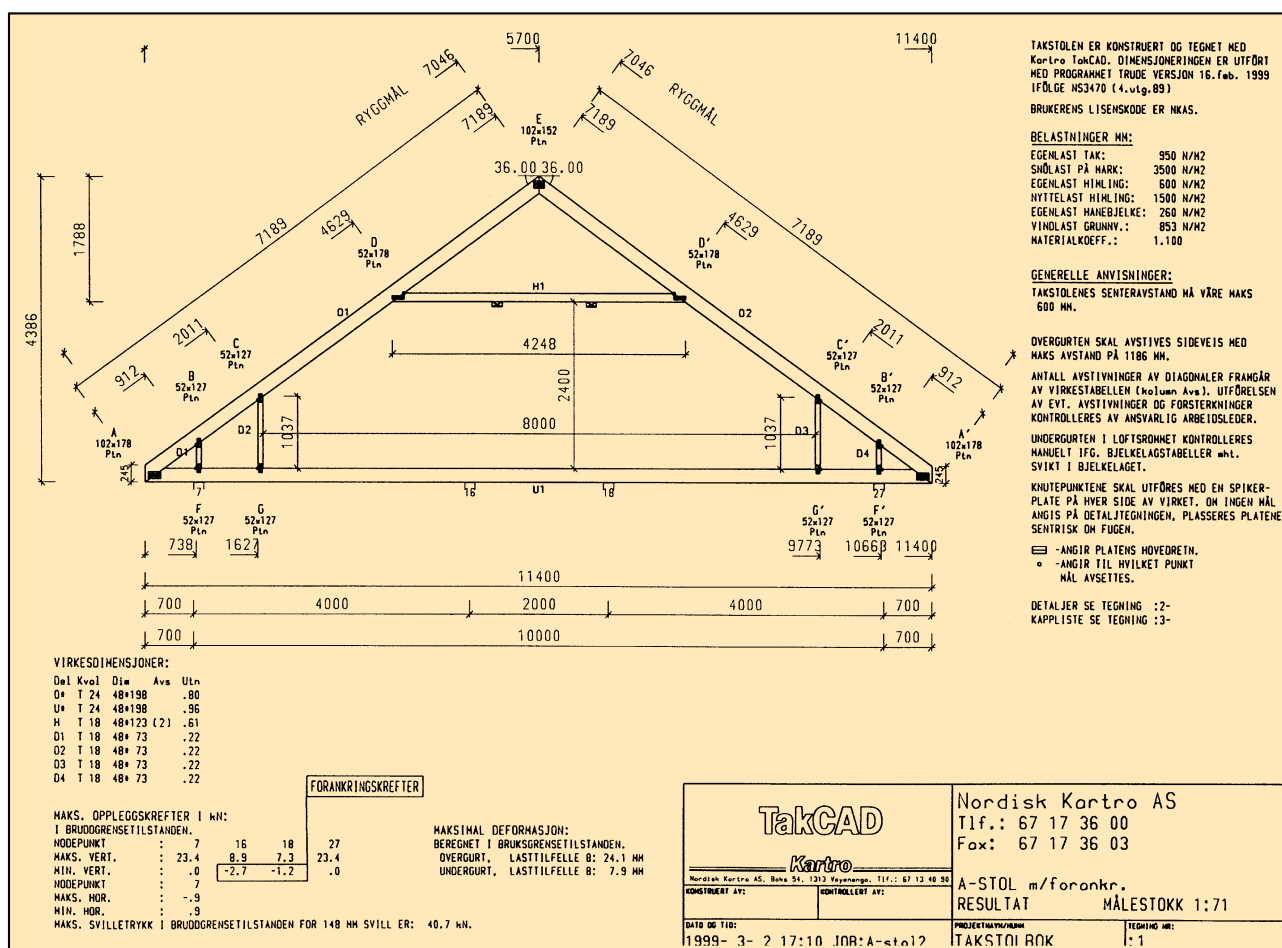
I et statisk ubestemt system (→ avsnitt 6.3.3) er forskyvninger pga. setninger og deformasjoner av elastiske opplegg (for eksempel bærebjelker) av stor betydning og må beregnes. Eksemplet på figur 6.12 viser at en 9 mm vertikal forskyvning av oppleggene i knutepunkt C og C' gir 20–28 % økning av gurtens utnyttelsesgrader.

Forskyvninger er ingen last i vanlig forstand, men i statisk ubestemte systemer kan de gi konstruksjonen lastvirkninger på samme måte som av ordinære laster. En rammekonstruksjon (toleddramme) har for eksempel vertikale og horisontale opplegg i hver ende, og selv relativt små forskyvninger av oppleggene kan her gi dimensjonsøkninger. Slike rammer bør derfor med fordel konstrueres som statisk bestemte treleddrammer.

Alle konstruksjoner vil under belastning få nedbøyninger eller deformasjoner. Ved for eksempel



Figur 6.12 Vertikal oppleggsforskyvning på kun 9 mm i knutepunktene C og C' gir en økning av gurtens utnyttelsesgrader på 20–28 %.



Figur 6.13 Eksempler på forankringskrefter i konstruksjoner med flere innvendige opplegg.

buekonstruksjoner med strekkstag kan det pga. toleransekrav være behov for å trekke buen sammen med stagen før konstruksjonen belastes. Forspenningen kan (som i spennbetong) også benyttes for å øke konstruksjonens bæreevne. Konstruksjonen påføres da på forhånd en belastning som gir motsatt lastvirkning i forhold til de normale belastningene. Det er viktig å være klar over at forspenning kan gi andre lastvirkninger enn i de ordinære lasttilfellene, for eksempel tverrstrekk.

Beregninger med ulykkeslaster for spikerplatekonstruksjoner er ikke aktuelt i Norge.

Utmatningslaster er bare aktuell for konstruksjoner for helt spesielle formål og gjelder kun for spikerplatene.

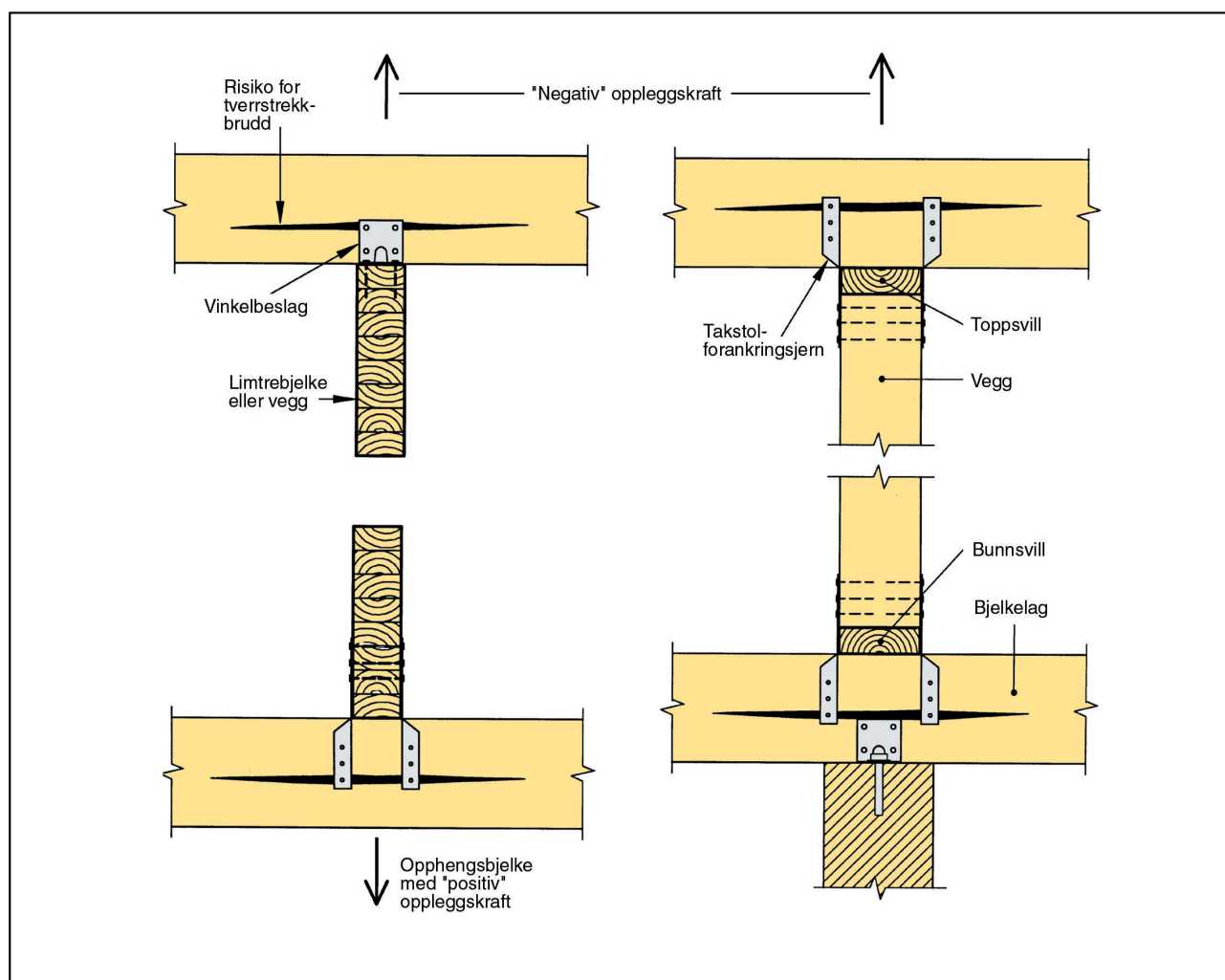
NS 3479 pålegger tiltakshaver eller vedkommende myndighet å opplyse om dimensjoneringsmetoden for dette dersom den ikke er angitt i konstruksjonsstandarden. I NS 3470 er det ikke angitt metoder for dette.

6.2.5 Forankringskrefter

Vindforankringskreftene for takstoler beregnes for lasttilfellet uten snø, med vind mot gavlegg og med nøyaktig verdi for egenlast. Slike egenlaster vil på dette lasttilfellet ikke være til sikker side, og de bør derfor reduseres med faktoren 0,8. Lastfaktoren bør i alle tilfeller ikke settes høyere enn 1,0.

I konstruksjoner med flere opplegg kan forankringskrefter også forekomme, spesielt når oppleggene ligger relativt nær hverandre, som vist på figur 6.13. I resultatene fra databeregningene fremgår forankringskreftene vanligvis som negative krefter, men det fremgår ikke i hvilket lasttilfelle de forekommer. Dersom det ikke tas hensyn til denne forankringen, må det påvises at opplegget ikke er nødvendig for konstruksjonens bæreevnen i dette lasttilfellet.

Forankringskrefter kan gi tverrstrekk i selve trekonstruksjonen, i limtrebjelker etc. Dersom forankringskreftene ikke overføres til oppleggene, er forutsetningene i beregningene ikke ivaretatt. Figur 6.14 viser typiske eksempler på hvordan forankringskrefter kan overføres til oppleggene, og hvor det må tas hensyn til tverrstrekk. Det hen-



Figur 6.14 Typiske oppleggsdetaljer som må beregnes for tverrstrekk.

vises for øvrig til avsnitt 6.4.1.2 for dimensjonering for tverrstrekk.

Det forekommer dessverre at denne detaljeringen ikke blir utført forsvarlig. Særlig gjelder det i tilfeller hvor den overlates til utførende på byggeplassen. Det er derfor viktig med informasjon om hvor forankringskrefter kan oppstå.

6.2.6 Avstivningskrefter

For å sikre trykkstaver (diagonaler og gurter) mot å knekke ut av konstruksjonens plan må de avstives sideveis. Avstivningene dimensjoneres for krefter som er avhengig av trykkreftene i de respektive stavene og antall parallelle staver. Kraftene i de enkelte avstivningene tas deretter opp i en avstivningskonstruksjon eller et system som skal sikre at disse kreftene kan videreføres til fundamentene. NS 3470, 4. utgave i pkt. 12.4.5 (→ fig. 6.15) og 5. utgave i pkt. 12.4.4, angir metoder for å beregne laster på slike systemer. Se også avsnitt 6.3.5.

Vindlast mot gavlvegg kan ikke belaste takstolene. Kraftene fra denne lasten må derfor også tas opp i et avstivningssystem (vindavstivning) på tvers av bygget (→ fig. 6.17).

Disse to avstivningssystemene kan utføres som én konstruksjon eller to separate konstruksjoner. Det kan også forekomme at takstolen brukes som en del av avstivningssystemet. Ett eksempel på dette er avstivning for vind mot gavlvegg med vindkryss eller vindfagverk i takplanet på tvers av bygget, som beskrevet i *Trekonstruksjoner – del 2* av Petter Aune og vist på figur 6.16.

Fagverket dimensjoneres frittstående mellom langveggene. Spennvidden vil da tilsvare total lengden av takets tverrsnitt, dvs. $b/\cos\beta$ (→ fig. 6.17).

Vindfagverket må deles i mønet og «knekkes» over på den andre siden. Det oppstår da såkalte deviasjonskrefter i mønet, fordi overgurtene i de aktuelle takstolene belastes aksialt med gurtkreftene (S og T) i fagverket ved at vindfagverkets

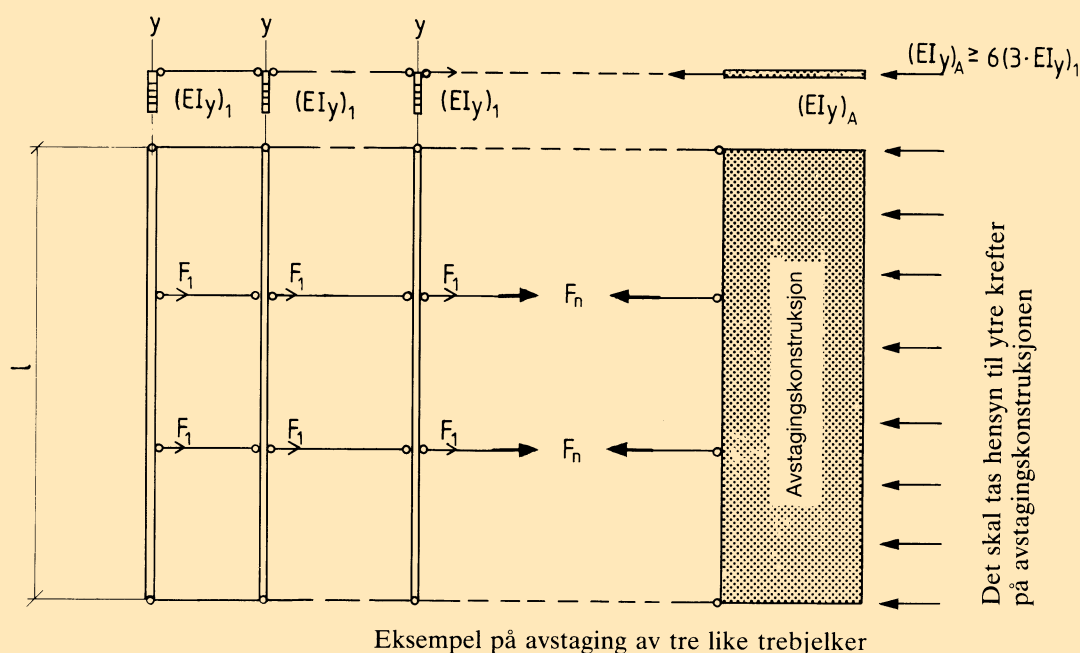
12.4.5.3 Forenklet beregning ved direkte punktvis avstaging

Dersom ikke nøyaktigere beregninger utføres, kan avstagingene dimensjoneres etter følgende tilnærmede metode:

Dersom avstagingskonstruksjonens sidestivhet er minst seks ganger større enn de trykkpåkjente elementers samlede sidestivhet, og de opptredende aksialkrefter ikke er større enn tre ganger vedkommende elements Euler-last, kan avstagingskraften antas å være 1,5 % av opptredende aksialkraft for limtre og 3 % for konstruksjonstre. Ved eksentrisk avstaging skal det regnes med det reduserte sidestivhetsforhold c_e angitt i ligning 3 i punkt 12.4.5.2.

Knekkklengden for det trykkpåkjente element regnes som den største av

- avstagingenes innbyrdes avstand
- 40 % av elementets lengde mellom uforskyvelige endepunkter



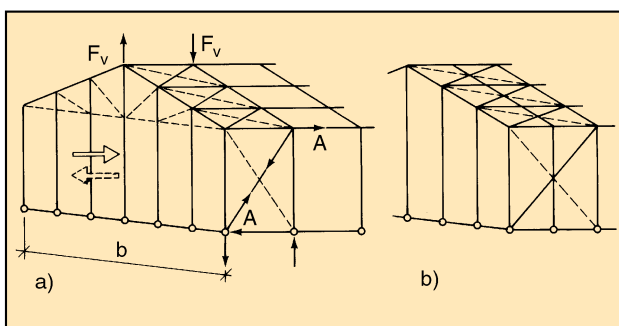
Eksempel på avstaging av tre like trebjelker

Ved felles avstaging av flere like elementer skal den samlede nødvendige avstagingskraft antas å være

$$F_n = F_1 (0,2 n + 0,8 \sqrt{n})$$

hvor F_1 er nødvendig avstagingskraft for ett element, og n antallet av like elementer som skal avstages.

Figur 6.15 Avstivningssystem for trykkstaver (for eksempel overgurter) ifølge NS 3470, 4. utgave.

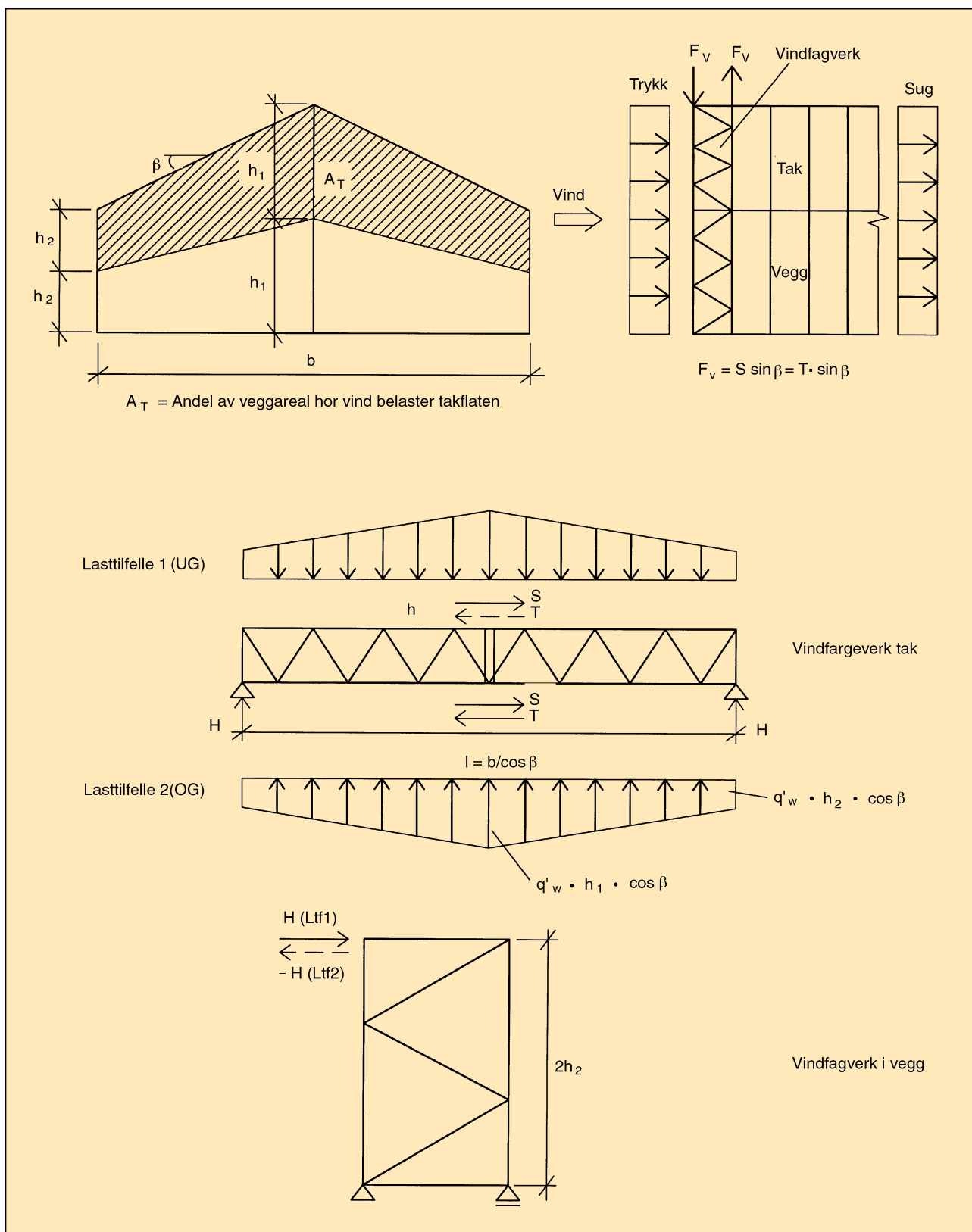


Figur 6.16 Avstivningskrefter fra vindavstivningssystem. Petter Aune: Trekonstruksjoner – del 2.

gurter festes til takstolens overgurter på hver side av mønet. Disse kreftene gir den vertikale deviasjonskraften, F_v , som er opp- eller nedadrettet, avhengig av aksialkreftenes retning. F_v virker i lasttilfellet med vind mot gavlvegg med og uten snø avhengig av kraftens retning. Figur 6.17 viser en metode for å beregne last på vindfagverk.

6.2.7 Midlertidige lastsituasjoner

I tillegg til å sikre stabiliteten av konstruksjonen i det ferdige bygget er det alltid behov for midler-

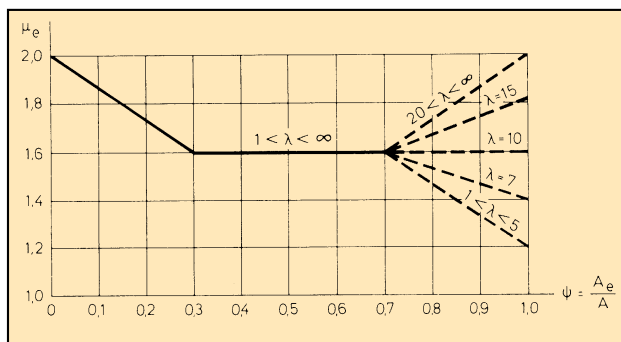


Figur 6.17 Metode for beregning av last på vindfagverk.

tidig avstivning av takstolene under montering. Løsninger for dette er gitt i egne anvisninger for mindre bygg, se også kapittel 11 *Montering og avstivning*.

Den midlertidige avstivningen skal tåle forventet vindlast på tvers av takstolene. Når de er forbundet med hverandre med taktro eller lekter, akkumuleres lasten fra hver av takstolene. Vindlasten kan beregnes etter NS 3479 4.2.9.3 og er avhengig

av netto areal av trevirkesdelene (effektivt areal), bruttoareal innenfor ytterkonturen (gurtene), formfaktor, skjermfaktor og senteravstand ($\rightarrow$ fig. 6.18). Denne lasten kan på store konstruksjoner bli større enn den som virker på det ferdige bygget. Det er årsaken til at store takstoler noen ganger faller ned under montering og forårsaker betydelige skader.



Figur 6.18 Beregning av vindlast på fagverk ifølge NS 3479 4.2.9.3.

Det kan være hensiktsmessig og økonomisk å kombinere det permanente og det midlertidige avstivningssystemet.

NS 3491-4 angir metoder for å beregne vindlast på ett enkeltstående fagverk, men ikke når flere like står ved siden av hverandre. NS 3479 bør derfor i slike tilfeller kunne benyttes selv etter at NS 3491-4 er gyldig.

Normalt blir ikke takstoler dimensjonert for påkjenninger under håndtering, løfting og montering, men ved alle leveranser skal det alltid medfølge en anvisning om hvordan dette skal gjøres ($\rightarrow$ kap. 10 *Transport og lagring* og 11 *Montering og avstivning*). For store konstruksjoner og spesielle håndteringsmåter må det vurderes om det er nødvendig å utføre beregninger. Beregningene gjøres da kun med egenlast av takstolen, og med en tilpasning av den statiske modellen (endrede oppleggsforhold) for konstruksjonen.

Takstoler dimensjoneres bare for belastninger i planet. Avstivningssystemer i det ferdige bygget sørger for at dette er tilstrekkelig. Ved håndtering av konstruksjonen kan last bli påført på tvers av planet. Nøyaktige lastantagelser og dimensjonering for slike situasjoner er vanskelig. Dessuten kan spikerplatene bli belastet på uttrekk. Karakteristiske uttrekksverdier for spikerplater er ikke kjent. Løfting må derfor foregå på en slik måte at man unngår denne type belastninger.

I enkelte tilfeller blir hele seksjoner av en konstruksjon montert sammen i fabrikk eller på

byggeplassen og heist på plass. Slike lastsituasjoner må også analyseres spesielt.

I byggeperioden kan det også oppstå andre lastsituasjoner, for eksempel ved mellomlagring av takstolen på byggeplassen.

6.2.8 Lasttilfeller

Konstruksjoner skal dimensjoneres for relevante kombinasjoner av laster som med rimelig sannsynlighet kan oppstå. Det er konstruktørens ansvar å ivareta denne siden av prosjekteringen. Selv for enkle konstruksjoner kan dette gi svært mange kombinasjoner, og det kan derfor være hensiktsmessig først å vurdere om noen tilfeller kan utelukkes. Særlig gjelder dette for manuelle beregninger, men også for databeregninger når for eksempel forskjellige laster fra utvekslinger skal påføres en konstruksjon med mange lasttilfeller.

Dagens datateknologi muliggjør beregninger med et stort antall lasttilfeller, men ved viderebehandling kan dette gi uoversiktlige resultater. I beregningsprogrammene er det lagt inn standard lasttilfeller som vil være representative for de aller fleste beregninger, men det gis muligheter til selv å velge bort standardtilfellene og angi egne. Figur 6.19 viser de vanligste standardlasttilfellene for forskjellige takstoltyper.

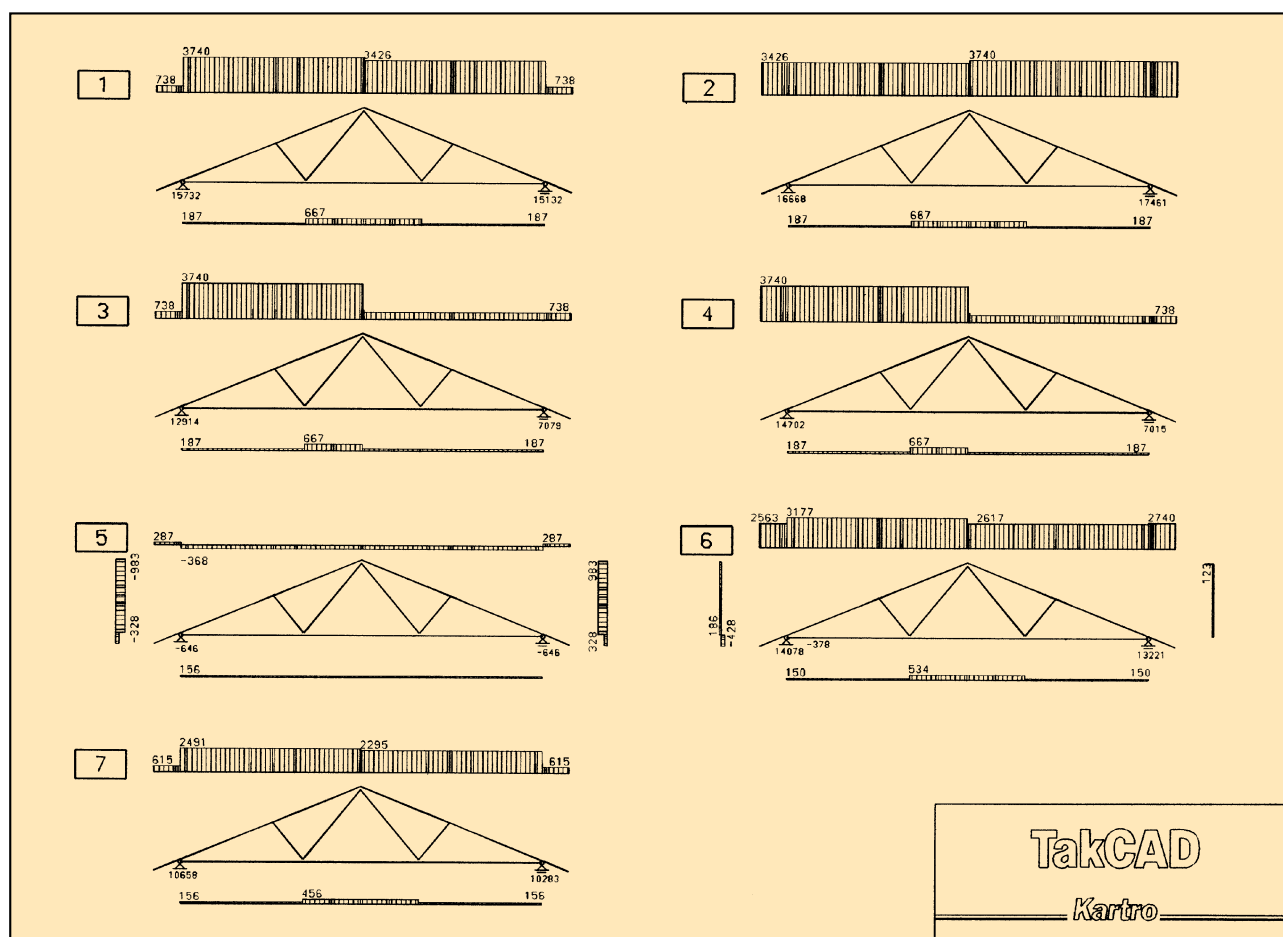
6.3 Statiske beregninger

6.3.1 Formålet med statiske beregninger

For å påvise konstruksjoners bæreevne må de beregnes og kontrolleres i henhold til *teknisk forskrift* (TEK) etter PBL ($\rightarrow$ kap. 5 *Forskrifter, standarder og beregningsgrunnlag*).

Statiske beregninger er metoder for å beregne hvilke krefter, momenter og deformasjoner, de såkalte lastvirkningene, som opptrer i og utenfor en konstruksjon under belastning.

Dimensjonerende laster som er beskrevet i foregående kapittel, påføres en teoretisk modell av konstruksjonen – den statiske beregningsmodellen eller det statiske systemet. Dimensjonerende lastvirkninger og dimensjonerende spenninger i de enkelte konstruksjonsdelene beregnes. Spenningene kontrolleres mot de dimensjonerende fastheter. Forholdet mellom dimensjonerende spenning og dimensjonerende fasthet skal i alle tverrsnitt være mindre eller lik 1,0 (med unntak for bøyning om to akser med strekk) for at kon-



Figur 6.19 Vanlige standardlasttilfeller med og uten vind i planet.

struksjonen med foreskrevet sikkerhet (ifølge BPL) skal tåle den belastning som forutsettes.

6.3.2 Statikkens lover – definisjoner

Statikkens lover om likevekt defineres slik:

«Et legeme i ro forblir i ro når det påvirkes av et system av krefter. Dette systemet beskrives med at summen av alle krefter (inklusive last) og reaksjonskrefter som virker på en konstruksjon eller på et vilkårlig utsnitt av den i en fritt valgt retning, er lik 0. Summen av momentene til disse kreftene om ett fritt valgt punkt er også lik 0. I disse likevektsbetingelsene kan det være både ytre og indre krefter, avhengig av hvordan utsnittet av konstruksjonen er gjort.»

I praksis er det tre likevektsbetingelser i ett plan. De er summen av

- kreftene i x-retning, som er lik 0
- kreftene i z-retning, som er lik 0
- momentene, som er lik 0

X-retningen er konstruksjonsdelens (stavens) lengderetning, og z-retningen er vinkelrett på denne i planet, jf. NS 3470.

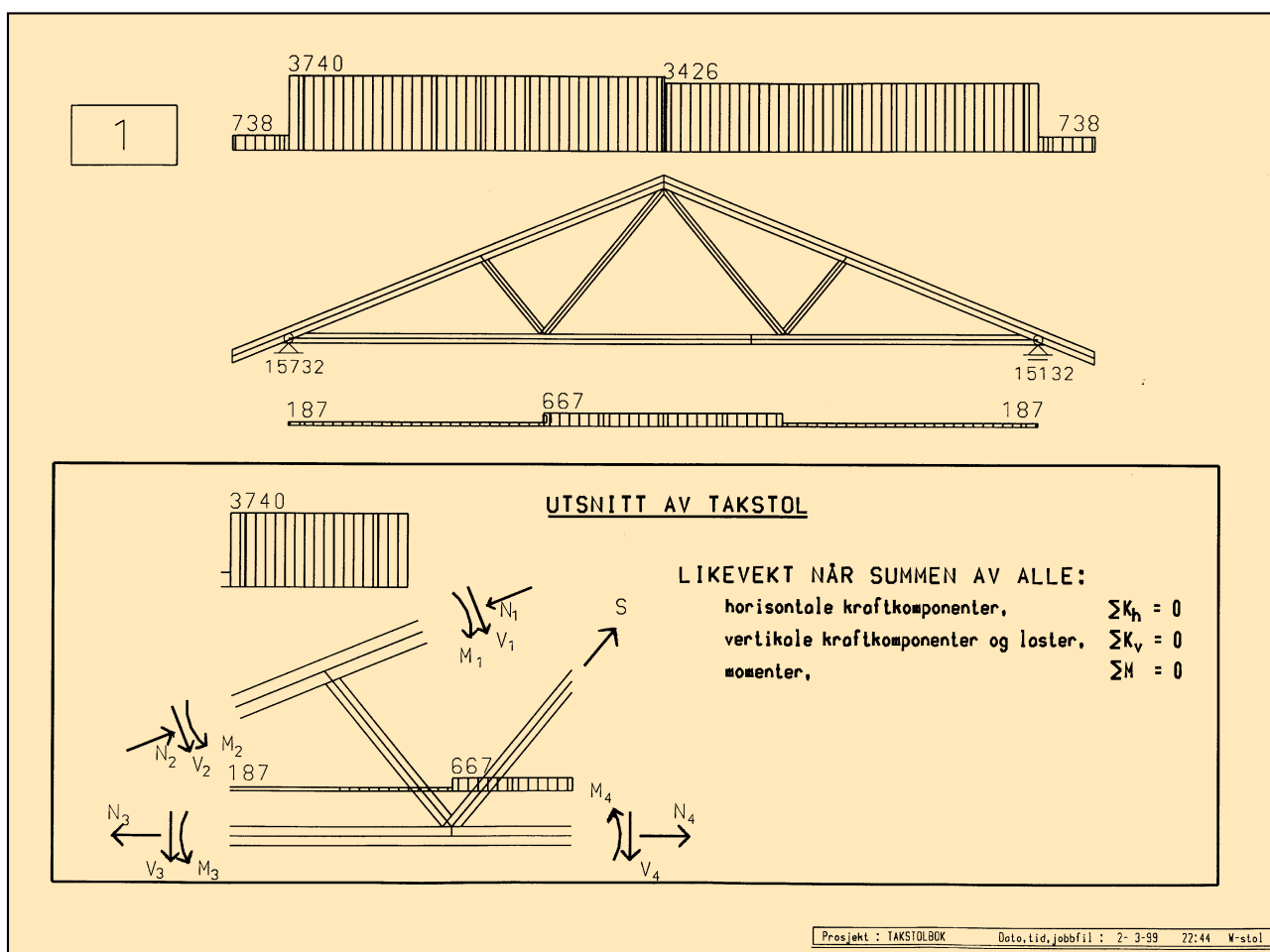
Dette gjelder altså ikke bare i et knutepunkt, men for ethvert utsnitt av en bærekonstruksjon. Figur 6.20 viser et eksempel på et slikt utsnitt. For en beregningskontroll er likevektsbetingelsen forutsetningen for at lastvirkningen er beregnet riktig. Ytre krefter og momenter på konstruksjonen er

- laster
- oppleggsreaksjoner eller -krefter (horisontale eller vertikale)
- innspenningsmomenter i oppleggene

Indre krefter i konstruksjonen er definerte som snittkrefter eller lastvirkninger representert ved

- kraft (normalkraft) i delens lengderetning (trykk eller strekk)
- kraft (strekk, trykk) på tvers av fiberretningen
- skjærkraft på tvers av lengderetningen
- bøyemoment, moment (kraftpar)
- torsjonsmoment (vridning)

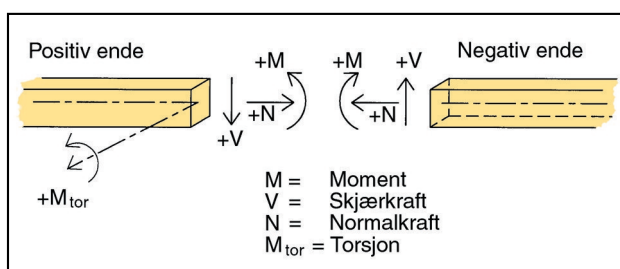
Snittkreftene er definerte med positiv og negativ retning som vist på figur 6.21. De varierer i delens lengderetning avhengig av lasttypen og kan fremstilles grafisk som figur 6.22 viser.



Figur 6.20 Likevektssjekk for et utsnitt av en databeregnet takstol.

Likevektsbetingelsene kan benyttes til å beregne lastvirkningene i statisk bestemte systemer og som en del av forutsetningene i ubestemte systemer, jf. pkt. 6.3.3. Når lastvirkningene er beregnet i statisk ubestemte systemer, gjelder med andre ord likevektsbetingelsene på samme måte som for statisk bestemte. Denne loven er den absolutte forutsetningen for å forstå konstruksjoners virkemåte. Dermed kan beregninger og analyser av spesielle tilpasninger gjøres manuelt basert på resultatene fra en databeregning. Det spiller da ingen rolle om systemet er statisk bestemt eller ikke.

Snittkrefter og momenter kan generelt beregnes langs en stav når verdiene i hver ende og lasten er kjent.



Figur 6.21 Snittkrefter med definerte retninger (+/-).

6.3.3 Beregningsmetoder

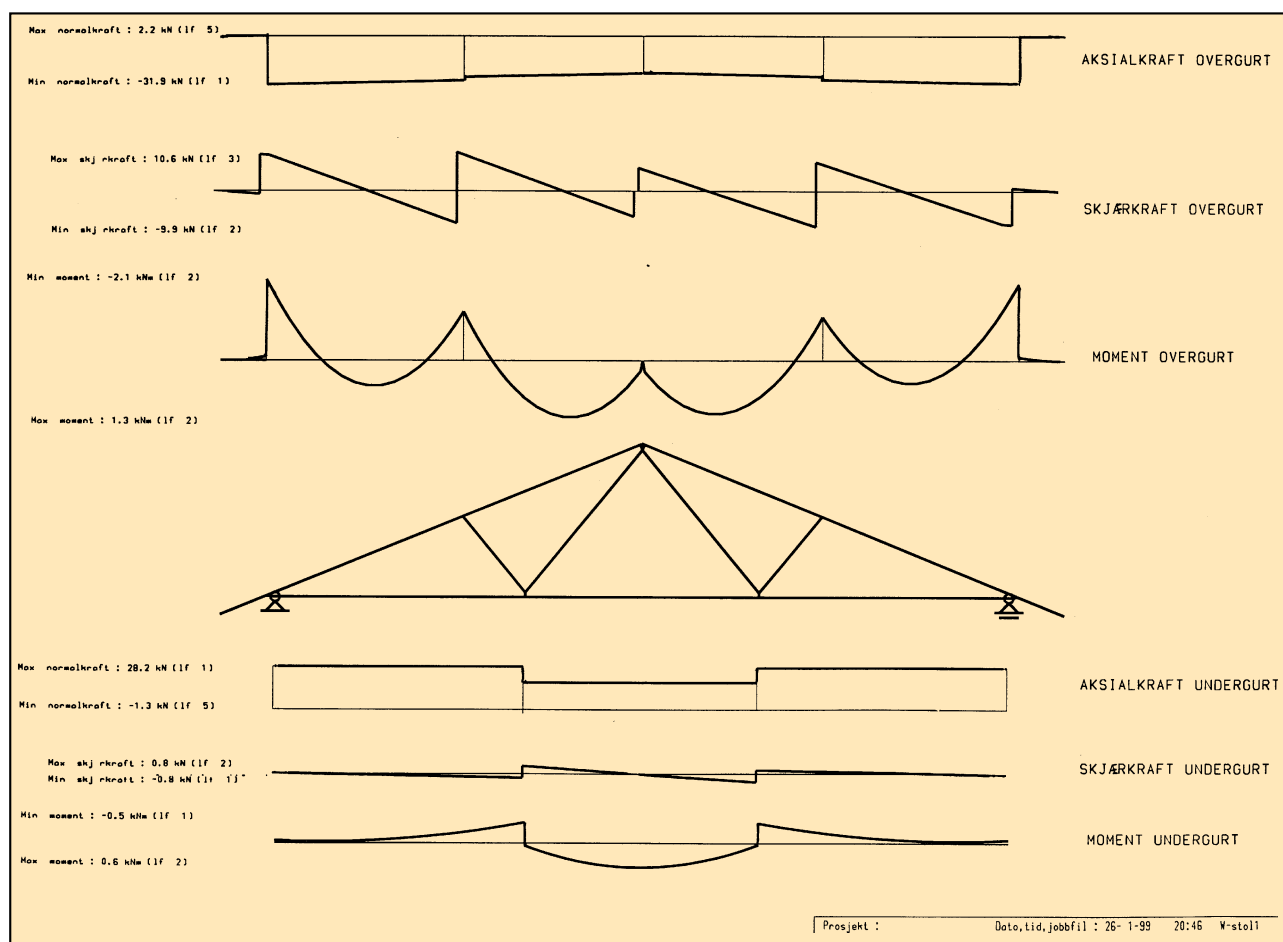
Det skilles tradisjonelt mellom to statiske systemer:

- statisk bestemte
- statisk ubestemte

6.3.3.1 Statisk bestemte systemer

I statisk bestemte systemer kan kreftene i de enkelte delene mellom to knutepunkter bestemmes ut fra likevektsbetingelsene alene (like mange likevektsligninger som ukjente). For et plant fagverk med to vertikale og ett horisontalt opplegg er systemet svært idealisert og gir bare en tilnærmet overensstemmelse med den virkelige situasjonen for konstruksjonen.

Den viktigste årsaken til det er at deformasjonene under belastning vil omfordele kreftene i konstruksjonsdelene – dog fortsatt med likevektsbetingelsene gjeldende. Dette er årsaken til at NS 3470 anbefaler at fagverk beregnes som en rammekonstruksjon. Denne metoden tar hensyn til de nevnte deformasjoner, men også oppleggs- og knutepunktseksentrisiteter på en enklere måte.



Figur 6.22 Normalkraft-, skjærkraft- og momentdiagrammer for en overgurt.

Fagverk med lav konstruksjonshøyde (gitterdrager og saksetakstol) som beregnes etter statisk bestemte metoder som cremonaplan, snittmetoden eller tilsvarende, kan bli dimensjonert til usikker side både i brudd- og bruksgrensetilstanden.

6.3.3.2 Statisk ubestemte systemer

I statisk ubestemte systemer kan kreftene i de enkelte delene mellom to knutepunkter ikke utelukkende bestemmes ut fra likevektsbetingelsene, da det er færre likevektslikninger enn antall ukjente snittkrefter og momenter. Det må her tas hensyn til stivheten av hver enkelt konstruksjonsdel for å beregne lastvirkningene, da disse er med på å bestemme fordelingen av lastvirkningene ved belastning. Stivheten er avhengig av lengde, arealtreghetsmoment, elastisitets- og skjærmodul.

Skillet mellom de to statiske systemene har ingen betydning for beregningsmetodene som i dag vanligvis benyttes i dataprogrammene. Metodene er med visse begrensninger generelle og gjelder for begge systemer.

6.3.3.3 Regnemodeller

Beregningsmetoden er konstruktørens valg basert på gitte forutsetninger og krav til materialene, konstruksjonens formål og virkemåte. For beregninger av trekonstruksjoner etter Norsk Standard er valgmulighetene begrenset. Med visse unntak er metodene fastlagt der.

Beregningsmetoder eller regnemodeller ligger innenfor de to hovedgruppene:

- *elastiske beregninger av 1. eller 2. ordens teori*, basert på elastisitetsteorien (Hookes lov) der kraft og deformasjon er proporsjonale størrelser
- *plastiske beregninger*, hvor hele eller deler (elasto-plastisk) av tverrsnittet deformeres permanent

Det kan benyttes forskjellige metoder for dimensjonering i brudd- og bruksgrensetilstanden. Trevirke er utsatt for krypdeformasjon som er en tidsavhengig og permanent andel av den totale deformasjonen (se også avsnitt 6.4.1.5 og 6.4.1.6). Den må likevel ikke forveksles med en plastisk regnemodell hvor det regnes med varige glidninger/tøyninger i konstruksjonen.

De karakteristiske verdiene for konstruksjonsmaterialer i tre er bestemt under forutsetning av et lineært forhold mellom spenning og tøyning inntil brudd. Dimensjoneringen av de enkelte delene skal derfor skje under samme forutsetning, dvs. etter elastisitetsteorien. For spikerplater og andre mekaniske treforbindelsesmidler kan de karakteristiske verdiene bestemmes også etter plastiske kriterier. Beregning av forankringsspenninger skjer etter elastisitetsteorien, mens beregning av spenningene i selve spikerplatene gjøres etter plastiske metoder, dvs. at det ved maksimal belastning vil oppstå en varig deformasjon.

For takstolberegninger er det hovedsakelig i forbindelse med knekking at det i NS 3470 gis valgmuligheter for regnemodellen: Dimensjonering etter 1. eller 2. ordens teori (→ avsnitt 6.4.1.2).

6.3.3.4 Beregningsmåter

Med en beregningsmetode menes også måten beregningene utføres på:

- manuelle beregninger
- beregninger utført ved hjelp av dataprogrammer

Med mulighetene som i dag finnes når det gjelder skreddersydde dataprogrammer for trekonstruksjoner med spikerplater, er manuelle beregninger i praksis mindre aktuelle. Først når det trengs for spesielle tilpasninger lokalt i konstruksjonen, er det behov for dem. Grunnlaget er da resultater fra programmenes statiske beregninger, dvs. i form av last, snittkrefter og momenter.

Bruk av dataprogrammer har i vesentlig grad forenklet både selve beregningene, resultatene og kontrollen av resultatene. Omfanget av kontrollen er avhengig av dokumentasjonen av programmet som ifølge NS 3470 skal omfatte

- teorigrunnlag
- beregningsmodeller og metoder
- gyldighetsområde
- innlesing av data
- utskrifter med identifikasjon av programversjon og forutsetninger
- utprøving og kontroll

For øvrig gjelder de generelle krav om spesifikasjoner av utførelsen.

Alle beregningsprogrammene som Takstolkontrollen tillater bruken av, har slik dokumentasjon. Selv om det ikke finnes noen formell godkjen-

ningsordning for dataprogrammer, er dokumentasjonen gjennomgått av Takstolkontrollen som på faglig grunnlag har godkjent metodene og forutsetningene for de enkelte programmene.

Moderne dataprogrammer benytter elementmetoden, opprinnelig kalt *Finite Element Method (FEM)*, for analyse- og styrkeberegninger uavhengig av konstruksjonens størrelse, form eller materialbestanddeler. På grunn av sitt krav til regnearbeid er metoden best egnet til bruk på datamaskiner. For eksempel kan det nevnes at for store systemer, som ved beregning av oljeplattformer og lignende, er det ikke uvanlig å måtte løse ligningssystemer med flere hundre tusen ukjente. For takstoler ble metoden innført på slutten av 1960-tallet av Odd Brynildsen. I utgangspunktet er elementmetoden en tilnærmet metode benyttet innen anvendt matematikk for løsning av randverdi-problemer.

En konstruksjon som skal beregnes ved hjelp av elementmetoden, modelleres som en kjede av mindre deler, elementer. I hver ende av disse elementene er det noder som har ubestemte forskyvninger og rotasjoner, såkalte frihetsgrader. Deformasjonen av punkter mellom nodene er entydig gitt av frihetsgradene i de tilstøtende nodene. På grunnlag av hvert enkelt elements stivhet og de ytre lastene, settes det opp et system av ligninger der frihetsgradene er de ukjente. Løsning av dette ligningssystemet gir forskyvningene og rotasjonene til systemet, som via stivheten til elementene kan benyttes til å finne indre krefter (lastvirkningene) i systemet.

En viktig forutsetning for å bruke avanserte beregningsprogrammer er å kunne vurdere resultatet. Dette krever en god forståelse av statikkens lover.

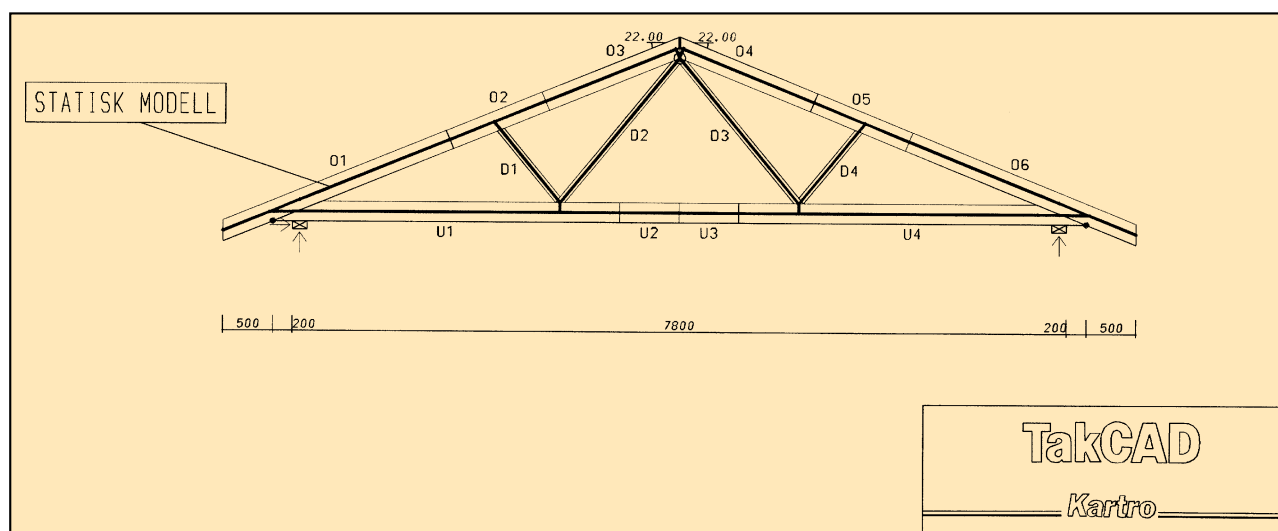
6.3.4 Statisk beregningsmodell

6.3.4.1 Geometri

Den statiske beregningsmodellen skal teoretisk gjenspeile den virkelige konstruksjonen. Oppgaven for konstruktøren blir da enten å

- skape en modell som er riktig i forhold til den virkelige konstruksjonen hvor forutsetningene er gitt, eller
- utforme konstruksjonen med de forutsetningene som er gjort i modellen.

Konstruktøren vil i praksis som oftest arbeide med en kombinasjon av disse mulighetene. Selv om sikkerhetsfaktorer i dimensjoneringen skal dekke noen av mulighetene for avvik i modellen, er det avgjørende for konstruksjonens pålitelighet



Figur 6.23 Statisk modell for en W-takstol.

at modellen er mest mulig riktig. Figur 6.23 viser en statisk modell for en W-takstol.

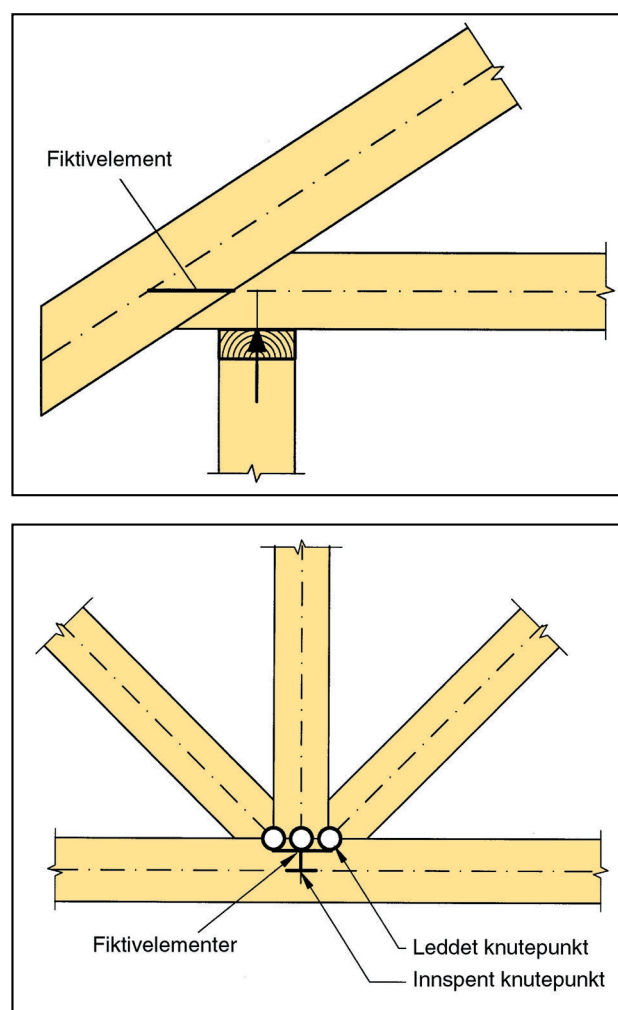
Når en takstol dimensjoneres ved hjelp av et beregningsprogram, er de innleste dataene forutsetningene for modellen som skapes, mens beregningsgrunnlaget ligger i selve programmet. Takstolen må da ubetinget produseres og monteres nøyaktig som resultattegningen krever. Erfaring viser at selv tilsynelatende små endringer som blir gjort under produksjon eller montering, kan ha store konsekvenser. Ved alle slike avvik skal det gjøres kvalifiserte vurderinger. Beregningen må eller kan gjøres på nytt med riktig modell, eller det må gjøres supplerende beregninger og kontroller. Nødvendige tiltak skal iverksettes ut fra disse nye beregningene.

Generelt skal systemlinjene i modellen følge senterlinjene i de enkelte delene av konstruksjonen. Knutepunkter og opplegg utformes ved hjelp av fiktive staver eller elementer ($\rightarrow$ fig. 6.24).

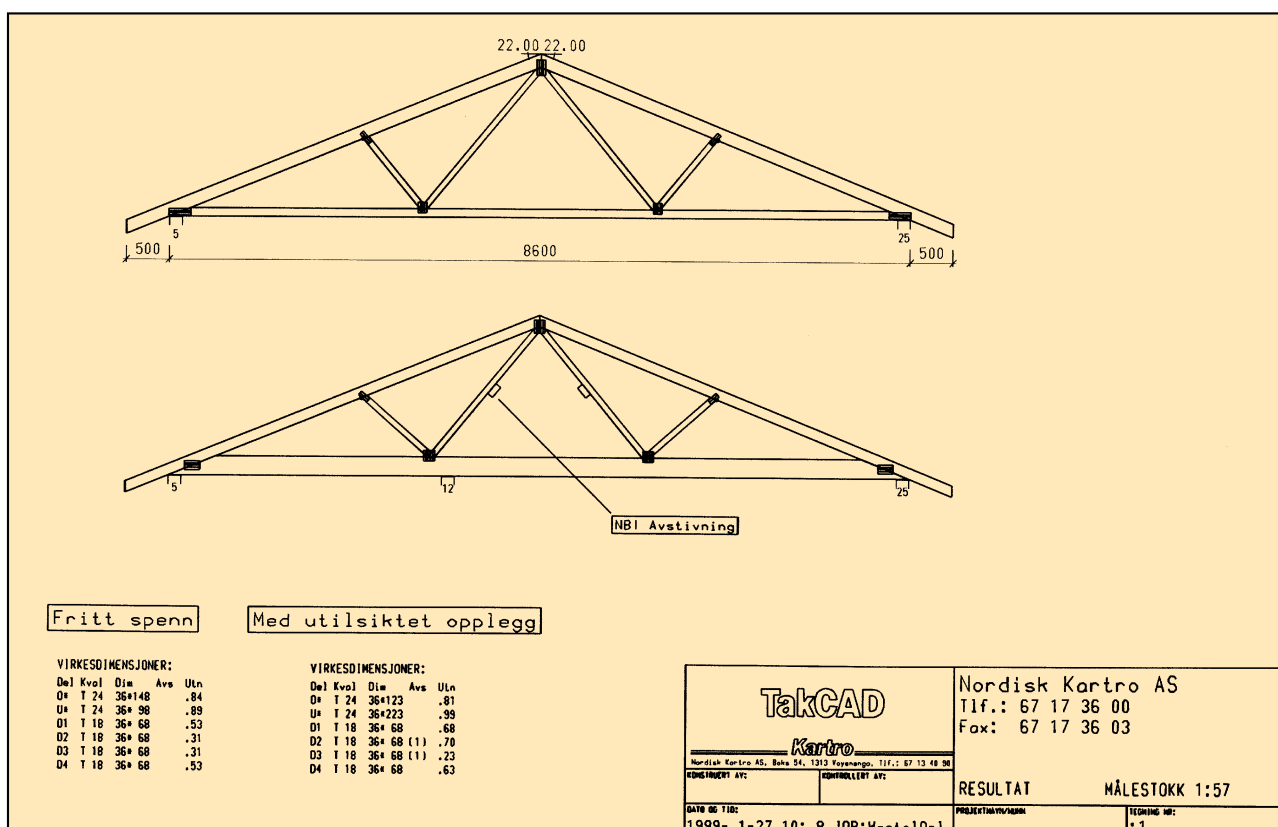
For takstoler foreskriver NS 3470 at systemlinjene skal følge gurtens senterlinjer, og stavers/diagonalers linjer skal forbindes med gurtens i knutepunkter slik at linjene ligger innenfor stavenes tverrsnitt. Dermed kan modellen i gitte tilfeller skapes uten eksentrisitet i knutepunktene. Men stavene må da dimensjoneres for momentet som systemlinjenes eksentrisitet til senterlinjene gir, og spikerplateplasseringen i knutepunktet må stemme overens med systemlinjene.

Hvordan oppleggene er, og hvor de er plassert i modellen, er de viktigste forholdene når den statiske modellen skal bestemmes, særlig i dataprogrammer hvor knutepunkter og systemlinjer skapes i programmet på grunnlag av takvinkel, virkesdimensjoner, spennvidde, utstikk etc. En

feil som ikke sjelden forekommer, og som kan ha meget store konsekvenser, er «utilsiktede» opplegg, dvs. mellomvegger som går opp til undergurten av konstruksjonen, og som det ikke tas hensyn til i beregningene. Se også kapittel 8 *Spesielle detaljer*.



Figur 6.24 Knutepunkt og opplegg med fiktivelementer.



Figur 6.25 «Utilsiktet» opplegg i en fagverkstakstol er spesielt farlig.

Selv om disse veggene er såkalte «ikke-bærende vegger», vil de ikke desto mindre i større eller mindre grad fungere som faste opplegg. Figur 6.25 viser konsekvensen for et slikt tilfelle hvor en vegg kommer i nærheten av et knutepunkt. Denne situasjonen er spesielt farlig, da diagonalstaven er beregnet som en strekkstav, mens den med et opplegg i knutepunktet blir en trykkstav. Dersom den ikke avstives, kan den plutselig og uten varsel knekke ut og føre hele konstruksjonen til brudd selv under relativt små laster.

Konstruksjonen for øvrig vil vanligvis ha større bæreevne med et slikt opplegg, men som kjent er ikke «lenken sterkere enn sitt svakeste ledd». Kommer derimot vegger mellom knutepunktene, må undergurten oppta hele oppleggskraften, noe den ikke er dimensjonert for, og som også kan føre til brudd i konstruksjonen.

6.3.4.2 Knutepunkters innspenningsforhold

Den statiske beregningsmodellen skal også beskrive innspenningsforholdene mellom de enkelte delene av konstruksjonen.

Innspenningsforholdet eller element-endenes bevegelsesfrihet i de to hovedretningene i planet (x- og z-retning) og til rotasjon er følgende:

- 1 fri bevegelse i alle retninger og fri rotasjon er en løs ende (utkraget ende)
- 2 leddet forbindelse mellom to elementer har fri rotasjon eller er fastholdt til hverandre i begge retninger. Momentet i leddet er altså 0
- 3 bøyestiv forbindelse mellom to elementer er i prinsipp å betrakte som ett element
- 4 horisontalt og/eller vertikalt opplegg er en element-ende som er fastholdt i én eller to retninger
- 5 innspent opplegg er en element-ende som er fastholdt mot rotasjon

Dette er de ideelle forholdene. I virkeligheten finnes det alltid grader av hvor stiv forbindelsen er, da det oppstår glidning i forbindelsesmidlet (spikerplaten). Opplegg kan også være elastiske eller forskyvelige, se avsnitt 6.3.4.3. Disse variantene kalles henholdsvis

- flyteledd eller plastiske ledd
- fjæropplegg

I hvilken grad et knutepunkt eller en skjøt kan antas å være innspent, avhenger av stivhet og spenningsnivå til forbindelsesmidlet, dvs. hvor mye spikerplaten er utnyttet. Glidningen i en spikerplateforbindelse er størst når platens fasthet er fullt utnyttet.

Antagelsen om at en skjøl er helt bøyestiv, kan være til usikker side og har på steder med relativt stort moment i forhold til normalkraften avgjørende betydning for bæreevnen til konstruksjonen. På slike steder må man ta hensyn til glidningen. For andre knutepunkter vil den også kunne være av betydning.

En liten spikerplate har også liten stivhet i forhold til staven og kan derfor antas å være en tilnærmet leddet forbindelse. Spikerplaten må naturligvis dimensjoneres for de kreftene som bestemmes av belastning og statisk modell.

En spikerplateforbindelse vil likevel alltid overføre et visst moment. Dersom dette momentet ikke tas hensyn til, vil spikerplaten kunne bli underdimensjonert. Et vanlig eksempel på dette er i takfotens knutepunkt med opplegg og forbindelse mellom over- og undergurt. Knutepunktet kan leddes i modellen og dimensjoneres kun for normalkreftene i gurtene. Resultatet gir en så stor spikerplate, selv uten innspenningsmomentet, at den vil «trekke til seg» et betydelig moment. Det blir derfor feil å anta ledd i slike knutepunkter. For dimensjonering av trevirket er ikke dette av avgjørende betydning, da momentet fører til en omfordeling av kreftene i konstruksjonen som normalt vil være til sikker side. Dette er et eksempel på at modellen alltid bør gjenspeile den virkelige konstruksjonen.

Den vanligste modellen i beregningsprogrammene er med innspenning i takfot og skjøl, ledd i møne og mellom delstaver og gurter. Det utarbeides nye regler for dimensjonering av skjøl hvor det tas hensyn til glidningen.

I fagverk kan det ifølge NS 3470 ses bort fra glidning i knutepunktene dersom glidning ikke har vesentlig innvirkning på fordelingen av indre krefter og momenter. Det gjelder både for leddet og rotasjonsstivt knutepunkt.

En riktigere modell av konstruksjonen ville være med flyteledd som tilsvarte spikerplatens stivheter, men spørsmålet er om en slik nøyaktighet i praksis vil gi fordeler eller større pålitelighet i dimensjoneringen av vanlige takstoler.

Utviklingen går i retning av at trekonstruksjoner med spikerplater også får anvendelse i stadig større og mer kompliserte byggverk. Erfaringene fra vanlige takstoler vil ikke uten videre kunne overføres til slike bygg. Det er for å møte denne utviklingen at man i fremtiden i større grad enn hittil bør ta hensyn til bl.a. konsekvensene av glid-

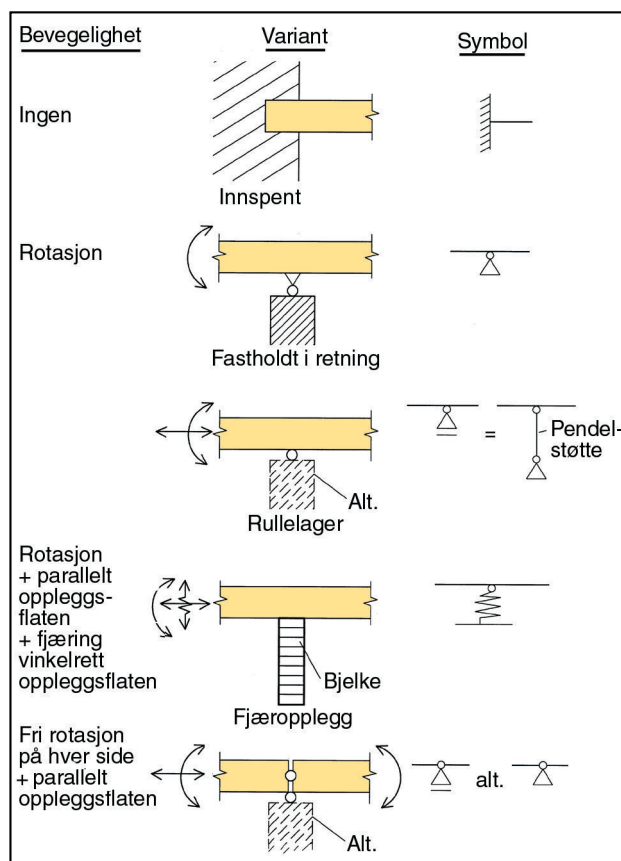
ning i spikerplateforbindelsene og forskyvelige opplegg.

6.3.4.3 Oppleggsvarianter

De forskjellige oppleggsvariantene er vist på figur 6.26. Rullelageret kan også beskrives som en pendelstøtte, dvs. at den er en stav som bare kan overføre normalkraft og ikke skjærkraft og moment.

Dersom det i beregningen for eksempel er antatt et opplegg som rullelager, må det også i utførelsen kunne bevege seg fritt i den ene retningen. Hvis ikke vil konstruksjonen bli påført tvangskrefter som den ikke er dimensjonert for (→ avsnitt 6.3.4). En frittstående takstol beregnes som et statisk bestemt system og må ha rullelager på den ene siden. Denne antagelsen i beregningen stemmer tilsynelatende ikke helt med virkeligheten da takstolen står fast på veggen, men veggen vil gi etter, dvs. den skyves utover og sørger for bevegeligheten.

For takstoler med horisontal himling er denne forskyvningen svært liten og derfor uten betydning, men for skrå himling (saksestoler) kan den ha betydning, samtidig som forskyvningen øker med undergurtens helningsvinkel. Det er i slike tilfeller at den horisontale forskyvningen bør kontrolleres. Det kan i ekstreme tilfeller skje at veg-



Figur 6.26 Oppleggsvarianter og deres symboler.

gene presses ut så mye at huset blir ustabilt og taket kan bryte sammen.

Oppleggene kan være faste eller elastiske, i sistnevnte tilfelle betegnes de da som fjæropplegg. For statisk bestemte systemer er dette uten betydning, men for statisk ubestemte systemer (→ avsnitt 6.3.3.2), i konstruksjoner med flere enn to opplegg, har det betydning.

Den statiske beregningmodellen i beregningsprogrammene for takstoler er vanligvis en modell i ett plan, dvs. en 2-D modell med faste opplegg. I statisk ubestemte systemer, for eksempel når en takstol har flere enn to vertikale opplegg og oppleggene har forskjellig stivhet, for eksempel takstol lagt opp på én bjelke og to vegger, er en modell i kun ett plan direkte feil. Når bjelken deformeres under belastning, kan det pga. omfordeling av lastvirkningene føre til større påkjenninger i takstolen enn om opplegget hadde vært fast (→ fig. 6.12).

For småhus kan riktignok forenklingen med faste opplegg ut fra erfaring forsvares. Ved større konstruksjoner må man imidlertid ta hensyn til dette, slik at oppleggene gis en forskyvning pga. elastisiteten som tilsvarer bærekonstruksjonens (dragerens eller bjelkens) stivhet, eller ved å bruke en 3-D beregningsmodell hvor alle samvirkende konstruksjoner legges inn i beregningsprogrammet.

Et fjæropplegg har de samme virkninger på konstruksjonen som en forskyvning av opplegget (→ avsnitt 6.2.4). For toleddrammer og andre konstruksjoner med flere enn ett horisontalt opplegg er det av vesentlig betydning å ta hensyn til forskyvningene av oppleggene.

En treleddramme eller -bue er et statisk bestemt system, men er en såkalt kritisk konstruksjon hvor endringer i formen pga. belastning kan ha konsekvenser for lastvirkningene og dermed også for dimensjoneringen. Dette kan likeledes gjelde for andre konstruksjonssystemer.

6.3.5 Stabilitet

Trekonstruksjoner sammensatt med spikerplater beregnes vanligvis kun for belastninger i planet. Det forutsettes da at et eget system som kan overføre avstivningsskrefter på anviste deler av konstruksjonen, beregnes og utføres. Avstivningskreftene er de kreftene som konstruksjonen må fastholdes med sideveis for å forhindre knekking eller vipning. I NS 3470 er det angitt regler som disse kreftene og deres avstivningssystemer kan beregnes etter.

Det er ikke tilstrekkelig å overføre avstivningskreftene for overgurtene til taktro, taklekter eller åser uten at disse kreftene på grunnlag av beregninger forankres tilstrekkelig til et sted på bygget hvor de kan overføres videre til fundamentene. Det krever et avstivningssystem på tvers av bygget. For småhus er det av Takstolkontrollen og NBI utarbeidet anvisninger for et slikt system (→ kap. 11 *Montering og avstivning*).

Vindlast mot gavlvegg kan heller ikke belaste takstolene. Kreftene fra denne lasten må derfor tas opp i et avstivningssystem (vindavstivning) på tvers av bygget.

Takstoler skal dimensjoneres for utvendige og innvendige vindtrykk/-sug på taket, dvs i takstolens plan. De horisontale oppleggskreftene fra disse lasttilfellene må, sammen med andelen av vindlast på underliggende vegg, tas opp av et avstivningssystem i byggets lengderetning.

Det vises for øvrig til avsnitt 6.2.6 og *Trekonstruksjoner del 2* av Petter Aune som viser systemer for vindavstivning.

6.4 Dimensjonering

6.4.1 Dimensjonering av trevirket

Trekonstruksjoner dimensjoneres generelt etter reglene i NS 3470 eller NS-ENV 1995-1-1 og i branntilstanden etter ENV 1995-1-2.

6.4.1.1 Lastpåføring og dimensjoneringsmetoder

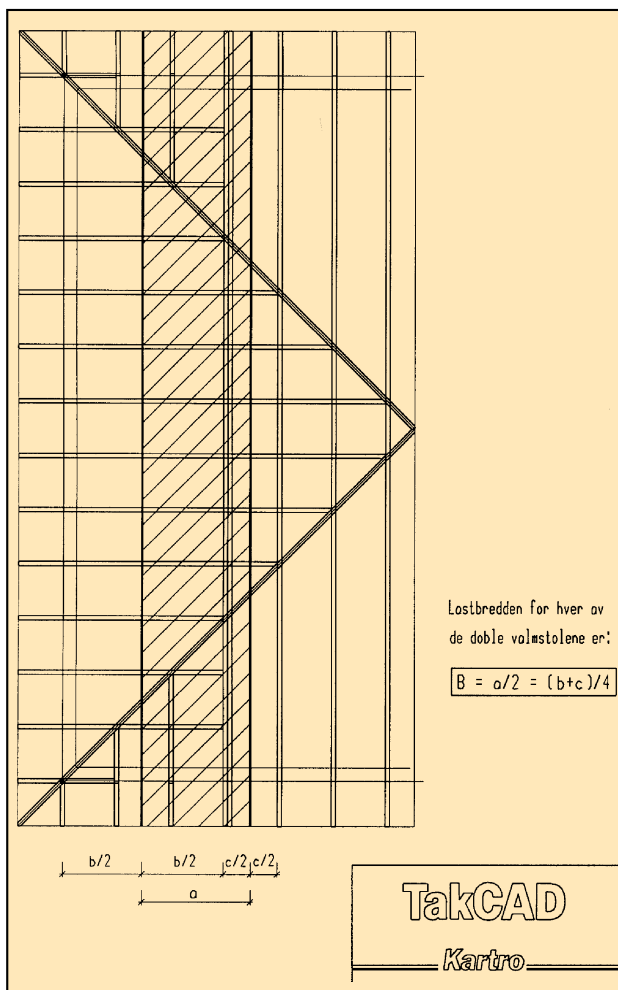
Når de dimensjonerende lastene (lastintensitetene) er beregnet, inkluderes disse lastene i den statiske modellen og multipliseres med lastbredde. Vanligvis er lastbredden gitt som senteravstanden mellom konstruksjonene. Dimensjoneringen består her i å bestemme tverrsnitt av trevirkesdelene og forbindelsesmidlene med angivelse av eventuelle krav til avstivninger som følge av lastvirkningene konstruksjonen blir utsatt for. For å løse eller optimalisere konstruksjonen kan modellen varieres innenfor de ytre betingelsene med hensyn til størrelse og form, for eksempel ved å endre antall og plassering av diagonalstavene i et fagverk.

Men dimensjoneringen kan også bestå i å finne en maksimal lastbredde eller senteravstanden med gitte tverrsnittstørrelser på trevirket. Dette kan eventuelt gjøres i kombinasjon med endringer i

den statiske modellen, for eksempel ved dimensjonering av «bæretakstoler» ved utvekslinger. Spørsmålet her er hvilket antall takstoler som må settes inntil hverandre for å bære tilleggslastene.

For konstruksjoner som plasseres radially i kjepler, pyramider og domer (kulesegmenter) varierer lastbredden langs konstruksjonen. For kjepler og pyramider avtar lastbredden lineært og for et kulesegment avtar den i en ellipseform mot null i midten.

Figur 6.27 viser en forenklet måte til å beregne last på en dobbel valmstol ved hjelp av lastbredden, og figur 6.28 viser lastberegning for en gratsperre.

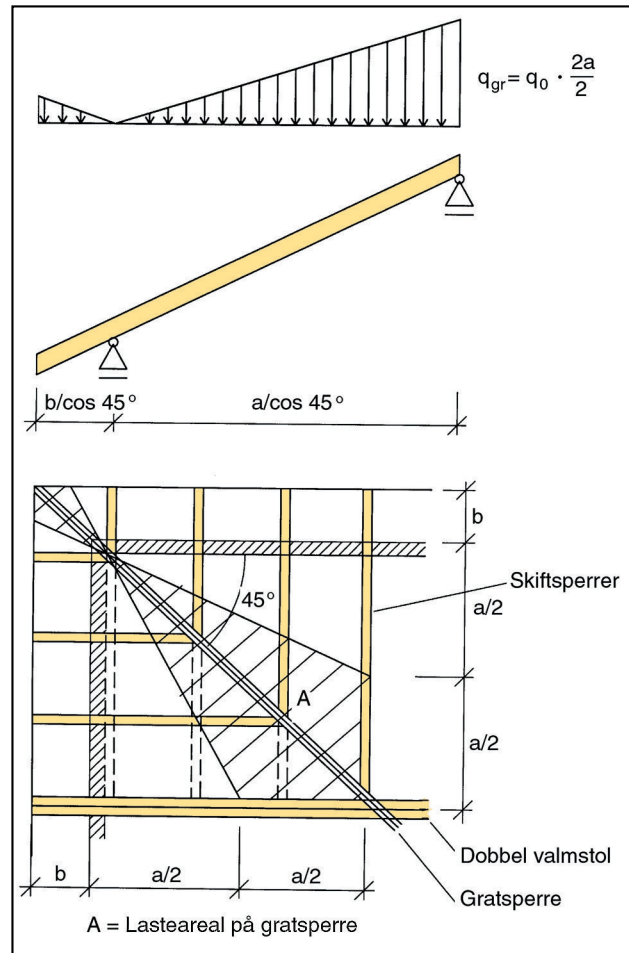


Figur 6.27 Lastbredde for en dobbel valmstol.

6.4.1.2 Dimensjonering i bruddgrensetilstanden

NS 3470 eller NS-ENV 1995-1-1 bestemmer beregningsmåtene for de forskjellige spenningene som trevirket skal dimensjoneres for.

Spenninger i et tverrsnitt av en konstruksjonsdel kan være én eller flere av de følgende:



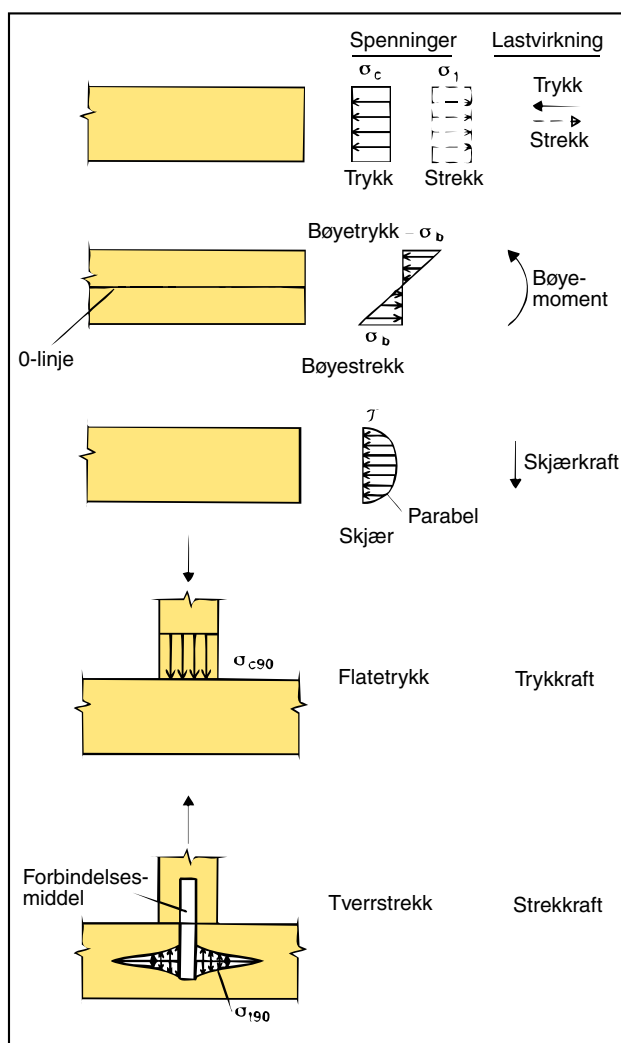
Figur 6.28 Lastbredde på en gratsperre.

- normalspenning (trykk, strekk)
- bøyespenning (bøyetrykk, bøyestrek)
- trykkspenning tvers på fibre (svilletrykk, flatetrykk)
- strekkspenning på tvers av fibre (tverrstrek)
- skjærspenning
- torsjonsskjærspenning
- rulleskjærspenning

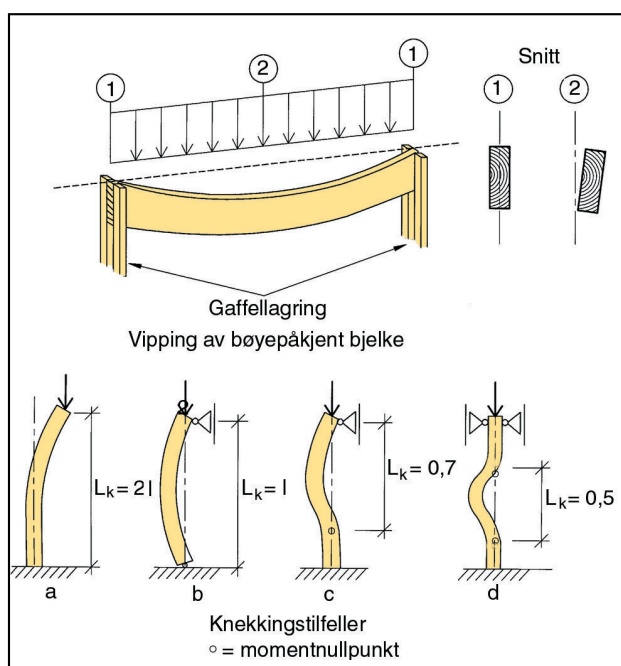
Spenningene varierer i konstruksjonsdelens lengderetning (→ fig. 6.22) og innenfor ett tverrsnitt. Spenningsfordelingen i ett tverrsnitt er vist på figur 6.29.

Dessuten gir vipping i momentbelastede deler og knekking i trykkstaver tilleggsspenninger som standarden tar hensyn til (→ fig. 6.30). Disse virkningene er en følge av forskyvninger på tvers av lengderetningen og oppstår ved at lasten ikke kan antas å være ideell sentrisk i staven, og er med andre ord et stabilitetsfenomen.

Det må heller ikke glemmes at trevirket har en større eller mindre forhåndskrumming, dvs. at trevirket aldri kan antas å være helt rett. Forenklet sagt oppstår bøyespenninger pga. disse avvikene



Figur 6.29 Spenningsfordelingene i et tverrsnitt.



Figur 6.30 Vipping av en bjelke med bøyepåkjenning og knekking av trykkstaver med forskjellige oppleggsforhold.

fra den ideelle modellen og den rette linjen. For konstruksjonstre antas forhåndskrummingen i NS 3470 å være $L/290$. Dette er ikke til sikker side sammenlignet med $L/250$ som er kravet i sorteringsreglene i NS-INSTA 142 og NS-EN 519. Dette vil likevel ikke ha noen praktisk betydning da trevirket blir rettet opp i takstoljiggen. Dette er forøvrig i tråd med gode håndverkstradisjoner.

I takstoler forutsettes det normalt at gurtene er tilstrekkelig fastholdt sideveis med taktro, lekter og golvplater slik at vipping ikke kan forekomme, men de skal dimensjoneres for knekking om begge akser. NS 3470, 5. utgave, pkt. 12.4.7.4, angir hvilke knekkklengder som kan benyttes i takstoler. I resultatet fra en dimensjonering skal det fremgå hvor og hvordan eventuelle sideveisavstivninger skal utføres.

Ved beregning etter 2. ordens teori blir disse spenningsene beregnet, mens det i en vanlig 1. ordens beregning blir benyttet reduksjonsfaktorer, k_λ og k_{vipp} , for dimensjonerende fastheter.

Det gis i standardene også regler for å dimensjonere ved prøving. Det finnes gode lærebøker, for eksempel *Trekonstruksjoner – del 1 og 2* av Petter Aune, Tapir forlag 1992, som beskriver hvordan denne dimensjoneringen skal utføres. Se for øvrig litteraturliste bakerst i boken.

Prinsippet ved dimensjoneringen er å påse at utnyttelsesgradene, dvs. forholdet mellom dimensjonerende spanning og dimensjonerende fasthet, ikke i noe snitt på konstruksjonen overskrider 1,0 ($\rightarrow$ hovedavsnitt 6.2).

Det vil i manuelle beregninger ikke være nødvendig å gjennomføre disse kontrollene for alle snitt og lasttilfeller. Her er det opp til konstruktøren å velge kritiske snitt i konstruksjonen. I beregningsprogrammene beregnes flere snitt langs hvert element i modellen. Antall snitt varierer i de forskjellige programmene, men er vanligvis så stort at sannsynligheten for ikke å treffe kritisk snitt er svært liten.

Tverrstrekk i en trekonstruksjon må gis stor oppmerksomhet da trevirkets strekkfasthet på tvers av fiberne er svært liten, bare ca. 2 % av trevirkets strekkfasthet i fiberretningen. Tverrstrekk oppstår hovedsakelig i knutepunkter og ved innfesting av strekkstaver, «opphengt» opplegg, innfesting av laster, etc.

I NS 3470 12.3.1 er det beskrevet en metode som erstatter tverrstrekkkontrollen. Den går ut på at «resttverrsnittet» av virkesdelen som er avstan-

Design based on experimental and theoretical investigations

Based on test results and their conclusions (Ehlbeck et al., 1989), design for tension perpendicular to the grain in joints can be carried out by checking that the following condition is satisfied:

$$\sigma_{t,90,d} = \eta \cdot k_r \cdot \frac{F_{90,d}}{A_{ef}} \leq 15 \cdot A_{ef}^{-0,2} \cdot f_{t,90,d} \quad (5)$$

This equation was derived for a characteristic perpendicular-to-grain strength related to a volume of $0,02 \text{ m}^3$. Since EC5 now relates to a reference volume of $0,01 \text{ m}^3$ Equation (5) should be modified by a factor $(0,01 \text{ m}^3/0,02 \text{ m}^3)^{0,2} = 0,87$. Thus, Equation (5) should read:

$$\sigma_{t,90,d} = \eta \cdot k_r \cdot \frac{F_{90,d}}{A_{ef}} \leq 13 \cdot A_{ef}^{-0,2} \cdot f_{t,90,d} \quad (6)$$

The factor η makes allowance for the fact that only part of the load $F_{90,d}$ causes tensile stresses, some of it also causing compressive stresses perpendicular to the grain.

$$\eta = 1 - 3 \left(\frac{b_e}{h} \right)^2 + 2 \left(\frac{b_e}{h} \right)^3 \quad (7)$$

The factor k_r allows for the fact that the load $F_{90,d}$ is distributed over several rows of fasteners so that only a reduced portion of tensile stresses is acting in the line of the furthest row of fasteners:

$$k_r = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \left(\frac{h_1}{h_i} \right)^2 \quad (8)$$

The effective area A_{ef} represents a fictitious area, because the perpendicular-to-grain stresses are unevenly distributed along the length, l_r , of the row of fasteners and, in addition, also stresses the timber for a certain distance beyond both ends of the row. It can be roughly assumed that

$$l_{r,ef} = \sqrt{l_r^2 + (ch)^2} \quad (9)$$

with

$$c = \frac{4}{3} \sqrt{\frac{b_e}{h} \left(1 - \frac{b_e}{h} \right)^3} \quad (10)$$

The effective thickness, t_{ef} , can approximately be assumed as the sum of the depths of penetration, l , of the fasteners (Figure 2).

$$t_{ef} = \sum l \leq t \quad (11)$$

For nails and screws l should not be assumed to be greater than $12 \cdot d$

If two groups of fasteners are positioned near to each other with a centroidal distance of l_1 the effective area increases by the factor

$$\left(1 + \frac{l_1}{l_1 + b_e} \right) \quad (12)$$

In cases where the joint is near to the beam end, it should be realized that the load or the stresses cannot distribute unchecked. If the distance of the joint from the beam end is less than the beam depth itself, only half the effective length should be taken into account.

Figur 6.31 Metode for beregning av tverrstrekk ifølge Timber Engineering, STEP 1 kapittel C/2.

den fra forbindelsesmidlet til belastet virkeskant, skal kontrolleres for skjærkraften i snittet. Teoretisk vil metoden ikke nødvendigvis forhindre at tverrstrekk oppstår, men vil forhindre at konstruksjonen går til brudd. Det er et spørsmål om dette skal tolereres for gode trekonstruksjoner. Det kan være et bedre alternativ å benytte metoden som er beskrevet i Timber Engineering, STEP 1, kapittel C/2 (→ fig. 6.31).

I kapittel 8 *Spesielle detaljer*, i avsnitt 6.2.5 og på 6.14 er det vist en del spesielle detaljer hvor tverrstrekk forekommer.

6.4.1.3 Brannmotstand

Dimensjonering av en trekonstruksjon i branntilstanden er gitt i ENV 1995-1-2. PBL teknisk forskrift § 7-23 setter krav til bæreevne og stabilitet ved brann. Bærende bygningsdelers brannmotstand er delt inn i tre brannklasser (BKL 1-3), se for øvrig kapittel 7 *Brannsikkerhet*.

Standarden beskriver tre metoder for dimensjonering med en brannbelastning. Den forenklede metoden baseres på trevirkets brannmotstand som er avhengig av forkullingshastigheten og tidsperioden for branneksposeringen.

Forkullingshastigheten er i ENV 1995-1-2 oppgitt til å være $b_0 = 0,8 \text{ mm/min}$ for konstruksjonstre med min. 35 mm bredde og $b_0 = 0,7 \text{ mm/min}$ for limtre.

Konstruksjonen dimensjoneres så etter reglene i ENV 1995-1-2 med et effektivt resttverrsnitt som vist på figur 6.33, hvor

$$d_{ef} = d_{char} + k_0 \cdot d_0$$

$$d_{char} = b_0 \cdot t$$

$$d_0 = 7 \text{ mm}$$

$$k_0 \leq 1,0 \text{ ifølge tabell 4.1 i ENV 1995-1-2}$$

og det skal regnes med følgende dimensjonerende fastheter:

$$f_{fi,d} = k_{mod,fi} \cdot k_{fi} \cdot f_k / \gamma_{M,fi}$$

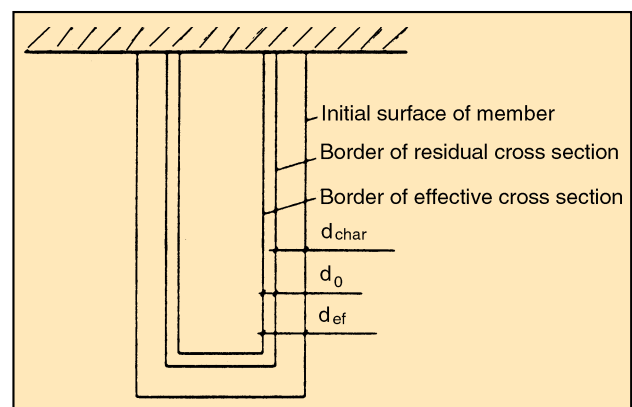
$$E_{fi,d} = k_{mod,fi} \cdot k_{fi} \cdot E_{k,0.5} / \gamma_{M,fi}$$

$$E_{fi,0} = k_{mod,fi} \cdot k_{fi} \cdot E_{k,0.5} / \gamma_{M,fi}$$

hvor $k_{fi} = 1,25$ eller $1,15$ for henholdsvis konstruksjonstre og limtre.

Dimensjoneringen skal også ta hensyn til at eventuelle avstivninger av trykkstaver kan brytes av på et tidligere tidspunkt.

Spikerplatene i konstruksjonen motstår ikke brannbelastning i mer enn noen få minutter, og må brannbeskyttes for det aktuelle tidsrommet.

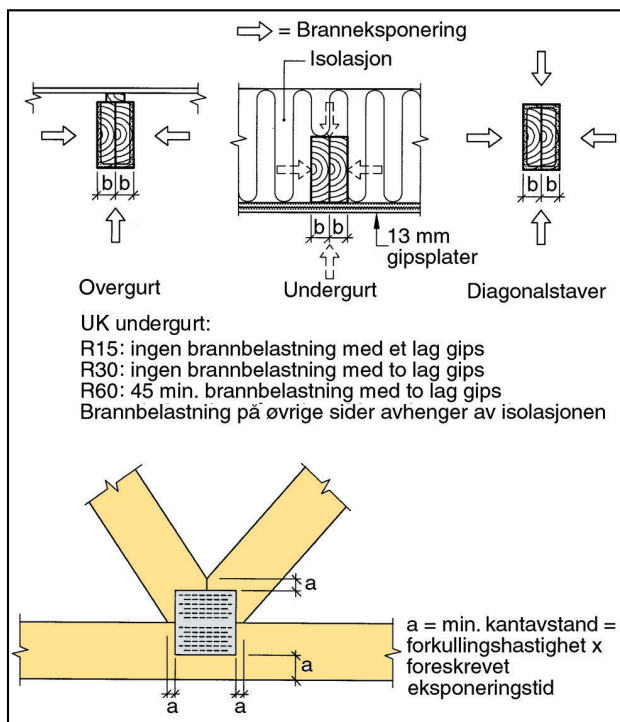


Figur 6.32 Effektivt tverrsnitt følge ENV 1995-1-2.

ENV 1995-1-2 gir også anvisninger på hvordan dette kan utføres.

Det kan derfor være hensiktsmessig å sette to eller flere takstoler inntil hverandre, eventuelt med tilsvarende økning av senteravstanden. Da vil de mellomliggende spikerplatene kunne være beskyttet. Samtidig opptrer brannbelastningen kun på én side og to kanter av virkesdelene i takstolene som ligger ytterst, og to kanter i mellomliggende takstoler. Trevirket dimensjoneres som ovenfor og de innvendige spikerplatene for tilleggskreftene som følge av at de ytterste platene ikke er virksomme. Forutsetningen er at spikerplatene ligger innenfor det redusert tverrsnittet (→ fig. 6.33).

NTI Arbeidsrapport 594020 B 67-12 *Brannprøving av spikerplateknutepunkter* dokumenterer at en slike metode kan anvendes, men det er ønskelig med ytterligere undersøkelser av metoden. Se også kapittel 7 *Brannsikring*.



Figur 6.33 Redusert tverrsnitt pga. forkulling i en dobbelt takstol med krav til plassering av spikerplate.

6.4.1.4 Dimensjonering i spesielle lastsituasjoner

Det kan være aktuelt å dimensjonere en spikerplatekonstruksjon for midlertidige og spesielle lastsituasjoner.

Anvisninger for løfting og annen håndtering av takstoler er beskrevet i kapittel 10 *Transport og lagring*. Men for store eller spesielle konstruksjoner

er gjelder ikke disse generelle anvisningene og lastsituasjonen må analyseres nærmere.

Midlertidig lagring av taksten på taket eller andre materialer i loftsrommet som blir fordelt over få takstoler, kan være dimensjonerende lokalt på takstolen og må derfor kontrolleres.

Oppleggsforskyvninger i statisk ubestemte systemer gir spenninger i konstruksjonen. Noen beregningsprogrammer for takstoler har ingen direkte mulighet for å legge inn en gitt forskyvning av et opplegg. Ved å påføre konstruksjonen en enhetslast i stedet for et fast opplegg eller ved å beregne en fjærkonstant i opplegget, kan lastvirkningene og en dimensjonering ved en forskyvning likevel utføres. Figur 6.12 viser et eksempel på endringer i trevirkets utnyttelsesgrader i en loftromtakstol når to av oppleggene får en forskyvning på 9 mm.

Dette eksemplet viser at antagelsen med faste opplegg i slike konstruksjoner ikke er til sikker side. For takstoler med vanlige spennvidder for boliger vil feilen likevel kunne godtas uten at den reduserer den totale sikkerheten for konstruksjonens bæreevne. Men for større spennvidder og for andre statisk ubestemte konstruksjoner som toleddbuer må dette tas hensyn til i dimensjoneringen.

6.4.1.5 Konstruksjoner i klimaklasse 3

Trekonstruksjoner med spikerplater tillates bare brukt i klimaklasse 1 og 2 ifølge NS 3470. Grunnen er at spikerplater som blir utsatt for krymping og svelling over tid, blir presset ut av trevirket og dermed mister forankringskapasiteten. Dette kan imidlertid forhindres ved at platene blir holdt sammen med for eksempel lasker og gjennomgående bolter. Da spikerplaters bæreevne er meget høy i forhold til totalkostnaden og arealet på forbindelsen, kan denne kombinasjonen være den økonomisk gunstigste løsningen sammenlignet med for eksempel en ren bolteforbindelse.

Vanlige spikerplater er heller ikke tilstrekkelig korrosjonsbeskyttet for denne klimaklassen, men det finnes enkelte typer rustfrie plater som i slike tilfeller vil kunne benyttes.

Det er grunn til å anta at k_{mod} for klimaklasse 3 for forbindelsesmiddel også kan benyttes for å beregne dimensjonerende forankringskapasiteter til spikerplatene.

For konstruksjoner med kort levetid som utsettes for høy fuktighet, for eksempel betongforskaling, dimensjoneres det i denne klimaklassen uten

sikring av spikerplatene mot utpressing, og det kan benyttes vanlig galvaniserte plater.

Åpne takkonstruksjoner over husdyrrom eller konstruksjoner som er åpne gjennom fórluker dimensjoneres også i klimaklasse 3, men her bør spikerplatene være av rustfri kvalitet. Vanlig galvanisering er ikke tilstrekkelig. Det stabile fuktighetsnivået, dvs. minimal krymping og svelling, gjør imidlertid at faren for utpressing ikke er av betydning. Sikring er derfor ikke nødvendig. Dette er anbefalt i melding HO-6/98 *Driftsbygninger i landbruket – temarettleggning*, 1. november 1998.

6.4.1.6 Dimensjonering i bruksgrensetilstanden

Brukgrensetilstanden svarer ifølge NS 3479 til en definert grense som ikke skal overskrides ved den forutsatte bruk av konstruksjonen eller bygningsdelen som konstruksjonen inngår i. Grensen relateres til faren for uakseptable nedbøyninger, spenninger, rissdannelser, svingninger og lignende.

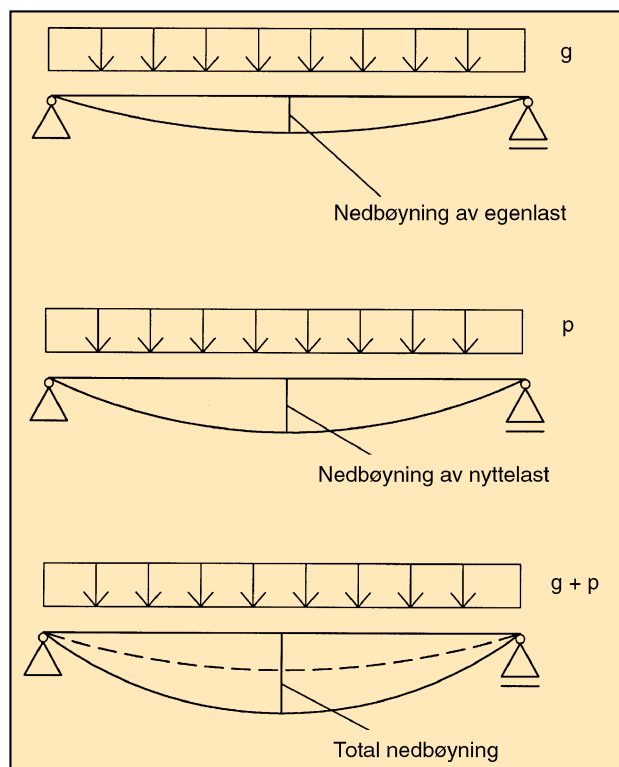
Dimensjonering i bruksgrensetilstanden betyr hovedsakelig at tverrsnittstørrelse og styrkeklasse velges slik at lokale deformasjoner ikke overskrider grenseverdiene som er angitt i NS 3470. Deformasjoner pga. egenlast og i gitte tilfeller også nytte- og naturlast kan kompenseres med en overhøyde som kan trekkes fra i beregningen.

Lastvarighetsklassen og klimaklassen har større betydning for den totale deformasjonen enn for dimensjonerende fastheter i bruddgrensetilstanden. Deformasjonen er eksempelvis hele 3,5 ganger så stor med en permanent last i klimaklasse 3 som med en korttidslast i klimaklasse 1 og 2 (jf. deformasjonsfaktoren, k_{cr}).

Kravene i NS 3470 er generelt at deformasjonen ikke skal være større enn $L/200$. Men for enkeltstående hovedbjelker som utvekslingsbjelker, bærebjelker for sperrer og bjelkelag o.l. bør deformasjonen under variabel last i tillegg ikke overskride $L/300$.

For utkraget bjelke er kravet henholdsvis $L/100$ og $L/150$, da utkragingen skal settes inn med dobbelt lengde.

Den totale deformasjonen beregnes som summen av de separat beregnede deformasjoner for de forskjellige laster med tilhørende deformasjonsfaktorer k_{cr} . Et eksempel på dette er vist på figur 6.34.



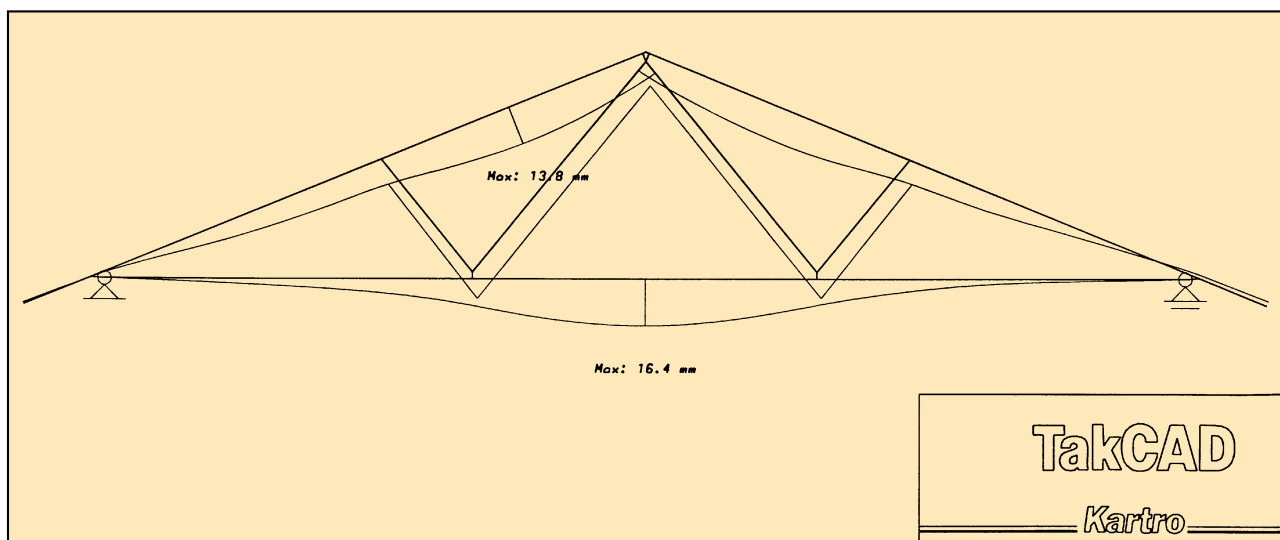
Figur 6.34 Beregning av totaldeformasjon for laster med forskjellig varighet.

Da det skal kontrolleres for både lokal og global deformasjon, er det ikke alltid like innlysende hvilke lengder deformasjonen skal relateres til. En tegning av konstruksjonen i deformert tilstand, som vist på figur 6.35, vil her være et hjelpemiddel.

Generelle toleransekrav for utførelse av bygninger ifølge NS 3420.1 og 2 har ingen tilknytning til disse deformasjonskravene. Det betyr at konstruksjoners deformasjon under belastning godt kan være større enn disse toleransekravene.

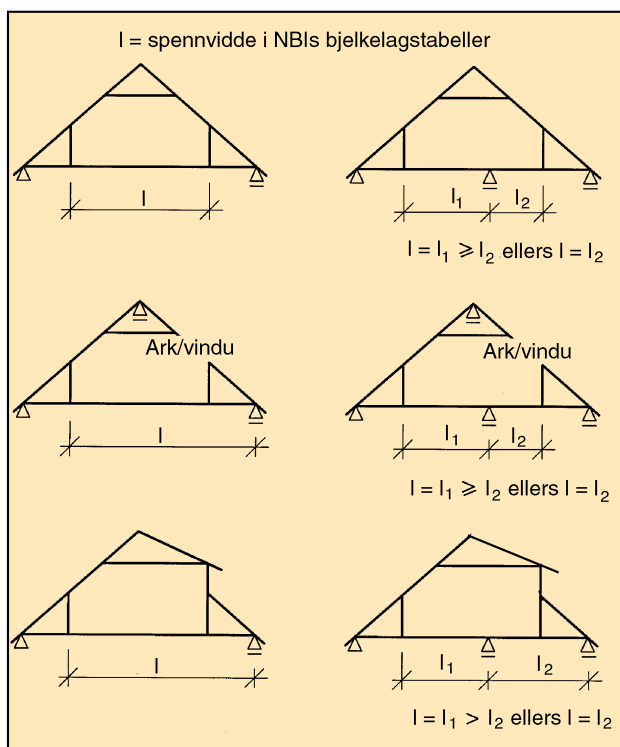
Svilltrykkskapasiteten eller trykk på tvers av fiberretningen kan kontrolleres i bruddgrensetilstanden, men ifølge NS 3470 kan dette erstattes med en kontroll av sammentrykningen i bruksgrensetilstanden. Beregninger av denne sammentrykningen gir i de aller fleste tilfeller svært små verdier og vil vanligvis ikke ha betydning for konstruksjonens bæreevne eller føre til skader på tilgrensende konstruksjoner.

For bjelkelag setter NS 3470 i tillegg spesielle krav til stivhet. Disse er for konstruksjonstre og I-profiler tatt med i NBIs såkalte *bjelkelagstabeller* og er bestemmende for maksimalspennviddene. Det angis to tabeller: én for minimumskravet i NS 3470 og én med høyere stivhet som også kan benyttes for bjelkelag med krav til lydgjennomgang i etasjeskiller mellom boliger.



Figur 6.35 Statisk modell i deformert tilstand under belastning.

Dersom annet ikke angis, skal bjelkelaget i loftromtakstoler kontrolleres for minimumskravet ifølge NS 3470. I praksis betyr dette at maksimalspennvidder i NBIs bjelkelagstabeller ikke overskrides. Spannvidden regnes som avstanden mellom kneveggene ved frittstående takstoler eller den største avstanden mellom en bærevegg i rommet og kneveggen. Spannvidden kan økes med 5 % som for en kontinuerlig bjelke over flere felt. Dette kan ikke antas å gjelde for en lofttakstol med opplettark eller for takstol som er avkappet for trapp eller mønt ark. Her må avstanden mellom oppleggene gjelde (→ fig. 6.36).



Figur 6.36 Spannvidder på bjelkelaget i lofttakstoler for kontroll mot NBIs Bjelkelagstabeller.

Kravet til bjelkelag i NS 3470 kan avvikes dersom det kan dokumenteres at det ikke oppstår ubehagelige svingninger eller vibrasjoner. NS-ENV 1995-1-1 angir en beregningsmetode.

6.4.2 Dimensjonering av spikerplatene

Spikerplateforbindelser dimensjoneres for

- forankringsbrudd mellom plate og trevirke og
- platebrudd i fugene mellom virkesdelene

Forankringsbrudd kan oppstå som følge av

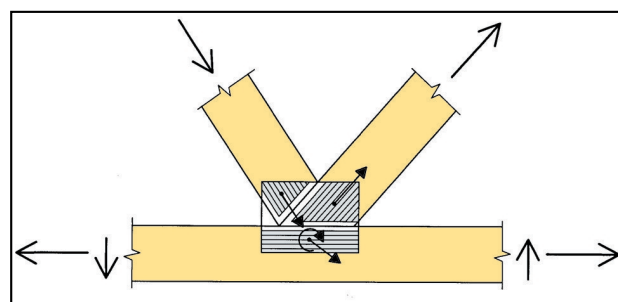
- en kraft
- et moment
- en kombinasjon av kraft og moment

i kontakten mellom plate og virkesdel (→ fig. 6.37).

Platens forankringskapasitet er avhengig av vinkelen mellom

- kraft- og fiberretningen i virkesdelen
- kraftens og platens hovedretning
- fiberens og platens hovedretning

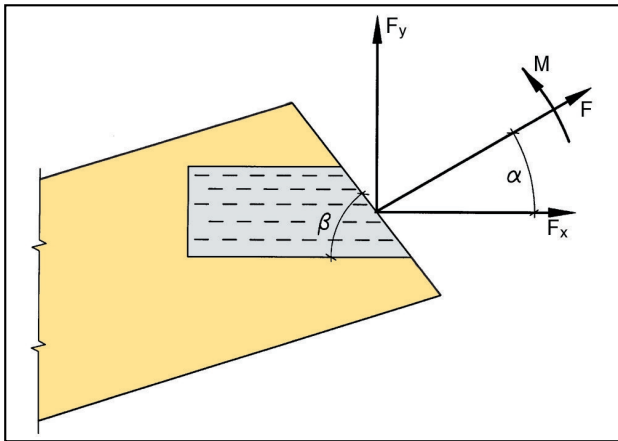
Dette er i NS 3470 forenklet ved at den største av disse vinklene skal benyttes i beregningen av karakteristisk forankringskapasitet.



Figur 6.37 Eksempel på forankringskrefter og -moment som virker i forbindelsen mellom spikerplate og trevirke.

Platebrudd kan oppstå i alle fuger mellom virkesdelene i et knutepunkt. Kreftene i knutepunktet inklusiv kraftparet fra et eventuelt moment dekomponeres i platens hovedretning og vinkelrett til denne (x- og y-retning). Med disse kreftene (→ fig. 6.38) blir platekapasitetene i fugene kontrollert for

- strekk
- trykk
- skjær



Figur 6.38 Krefter og moment som virker i spikerplaten langs fugen.

Beregningsmetodene er gitt NS 3470 og utfyllende beskrevet i *NTI Teknisk småskrift nr. 24*, revidert utgave 1996.

Spikerplater kan altså ta momentoverføring mellom virkesdeler. Selv om de er et elastisk forbindelsesmiddel, er de sammenlignet med spiker meget stive og vil «tiltrekke seg» momentbelastning. Det betyr at spikerplater spesielt i skjøter alltid bør dimensjoneres for moment, men det bør tas hensyn til glidningen (→ avsnitt 6.3.4.2).

6.4.2.1 Friksjon og direkte trykkoverføring i knutepunkt

I et knutepunkt med en skrå trykkstav mot en gurt er det tillatt å trekke fra friksjonen i fugen. Kraftkomponenten i fugeretningen skal likevel ikke reduseres til mindre enn 50 %. Friksjonskoeffisienten kan settes til $\mu = 0,3$. Trykkraftkomponenten kan overføres direkte mellom virkesdelene i fugen forutsatt at trykkspenningen på tvers av fiberretningen ikke overskrider den dimensjonerende fastheten.

Det er likevel en god regel at kun 50 % av trykkraften overføres på denne måten, selv om et knutepunkt alltid skal beregnes for en minimumskraft på 4 kN i vilkårlig retning for å ivareta belastning pga. vanlig håndtering av konstruksjonen.

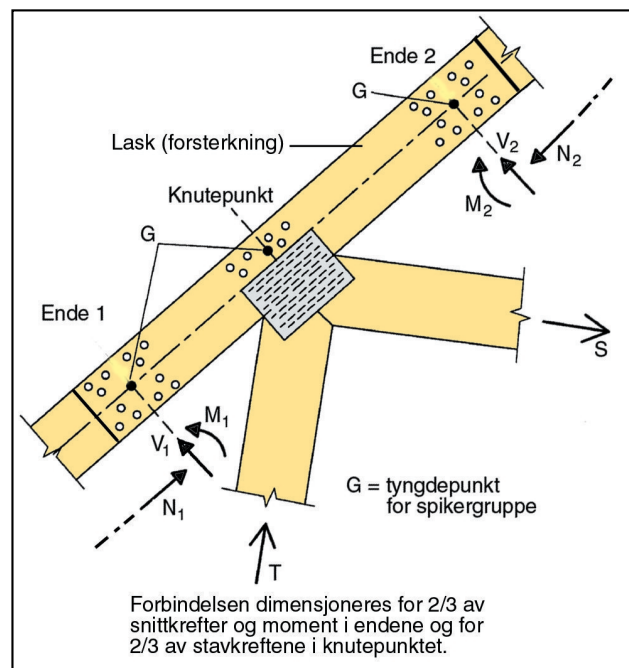
6.4.3 Forsterkninger

Dobbling av gurtdeler og diagonaler kan benyttes for å forsterke kritiske steder på konstruksjonen i den hensikt å redusere bruk av trevirke. Forutsetningen for slike løsninger er at forsterkningens stivhetsegenskaper blir tilnærmet de samme som hoveddelene i konstruksjonen.

Det betyr at i hver ende av forsterkningen må den aktuelle andelen (halvparten) av krefter og momenter i snittene kunne overføres fra hovedkonstruksjonen. Men mekaniske forbindelsesmidler gir glidning i forbindelsen, og dette fører til at andelen ikke blir overført. For å kompensere for dette bør de karakteristiske kapasitetene til forbindelsesmidlene reduseres til 2/3 i beregningene. Eksemplet i figur 6.39 viser dimensjoneringsprinsippet for en forsterkning.

Det er hensiktsmessig å legge endene av forsterkningen til steder hvor momentet er lite. Det gir minst spikring.

Metoden krever en nøyaktig utførelse, og det kan være et problem på en byggeplass med høye krav til fremdriften. Forsterkninger gir tilsynelatende billigere konstruksjoner, men har store ulemper både med henblikk på tilpassing av isolasjon og kvalitetssikringen av utførelsen.



Figur 6.39 Dimensjonering av forsterkning med samme dimensjon og kvalitet som underliggende takstolde.

En forsterkning av nye takstoler kan være en rask løsning for konstruktøren, men et bedre alternativ vil være å velge en mer hensiktsmessig statisk modell med et annet antall diagonaler og en mer effektiv plassering av dem.

Slike forsterkninger bør derfor velges om annen mulighet ikke er tilstede.

Det kan i gitte tilfelle være behov for å forsterke en spikerplate med et stålbeslag eller en lask med spiker eller bolter. Da skal kapasiteten til forbindelsesmidlene i forsterkningen reduseres til 2/3.

6.4.4 Skjøting av takstoler på byggeplassen

Skjøting av takstoler på byggeplassen koster relativt mye, men pga. begrensninger på de lengder og høyder som lar seg transportere og/eller begrensninger i selve produksjonsanlegget vil det i mange tilfeller ikke kunne unngås. Skjøtene kan utføres med trelasker, hullplater med spiker eller kombinerte spikerplater hvor den ene halvdel er spikerplate og den andre hullplate med spiker.

Loftrumtakstoler har ofte stor høyde, og deling over hanebjelken er vanlig. I slike tilfeller benyttes ofte kombinerte plater i en beregningsmodell med ledd i skjøtepunktene. Styrkemessig vil en slik konstruksjon holde, men den gir store deformasjoner i lasttilfellet med snø og nyttelast kun på én side, selv om hanebjelken innspennes til overgurtene. Deformasjonene bør gis største oppmerksomhet ved slike løsninger.

Det er dokumentert at ved bruk av ensidige lasker på takstoler (virkesbredde inntil 48 mm) bør både lask og forbindelsesmiddel dimensjoneres for 10 % høyere krefter enn snittkreftene i skjøtefugen. Ved større dimensjoner må man ta hensyn til eksentrisiteten.

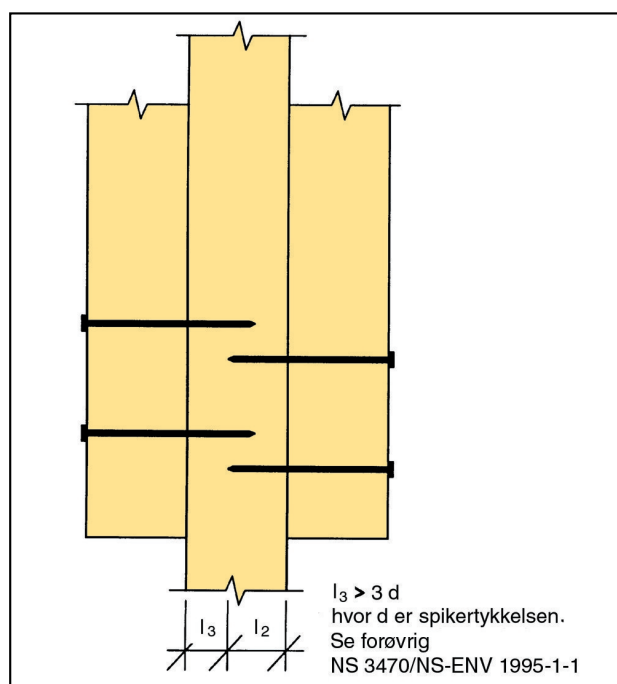
Laskene skal dimensjoneres ifølge NS 3470 som foreskriver minimumsavstander mellom spiker/bolter og mellom spiker/bolter og virkeskant, og som setter krav til minimumslengder på spiker. Ved spikring fra to sider viser figur 6.40 maksimumslengde pga. overlappende spiker i midtstykket. Det vises for øvrig til kapittel 8 *Spesielle detaljer*.

6.4.5 Varierende gurtdimensjoner

En konstruksjon kan optimaliseres ved å velge en optimal statisk modell (→ avsnitt 6.4.1.1), men varierende gurtdimensjoner kan også være et alternativ. Det er ikke gitt at dette totalt gir mindre dimensjoner, da det må tas hensyn til eksentrisiteten i overgangen mellom de to forskjellige gurtene (→ fig. 6.41). Det gir et tilleggsmoment som vil kunne øke materialdimensjonene igjen.

6.4.6 Garpehakk og innsnitt ved skjult drager

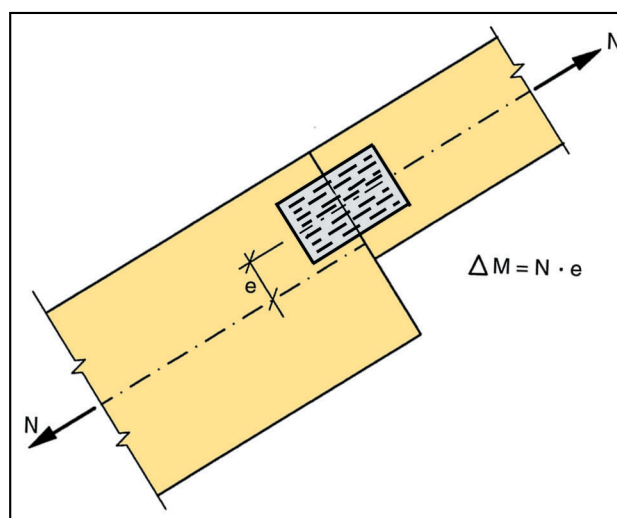
Garpehakk er en spesiell form for innsnitt for kontroll av skjærspenningen, det blir behandlet gene-



Figur 6.40 Minimums- og maksimumslengder pga. overlappende spikring fra hver side ifølge NS 3470.

relt i NS 3470 pkt. 12.1.7. I en konstruksjonsdel med moment og/eller normalkraft som i takstoler, må det dessuten tas hensyn til et eksentrisitetsmoment pga. forskyvning av delens systemlinjer over innsnittet og det reduserte tverrsnittet for alle andre spenningskontroller.

I takstoler kan det være aktuelt å benytte garpehakk når det for eksempel er behov for opplegg langs overgurtten. Dersom beregningsprogrammet ikke kontrollerer for dette, må det gjøres manuelt, dvs. at det reduserte tverrsnittet må kontrolleres for de aktuelle snittkrefter og momenter inklusive tilleggsmoment pga. eksentrisitet. I skjærkraftkontrollen skal det tas hensyn til fak-

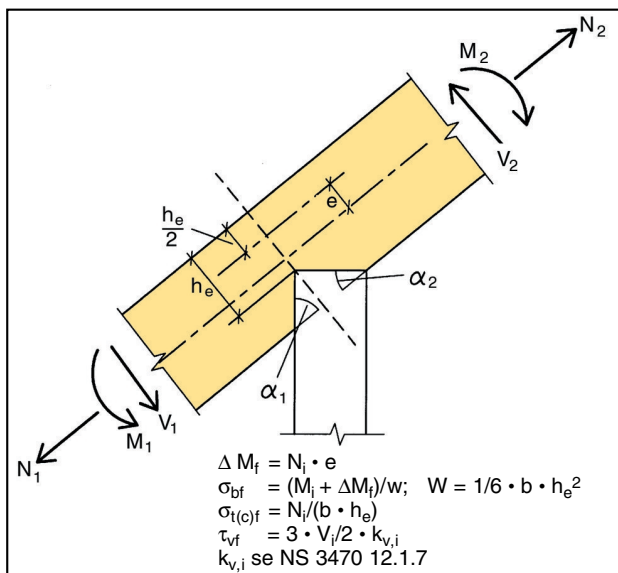


Figur 6.41 Tilleggsmoment på en gurt med forskjellig virkeshøyde.

toren kv for spenningskonsentrasjon ved innsnitt. Denne spenningskonsentrasjonen kan gi en betydelig reduksjon av den dimensjonerende skjærfastheten og svekke bæreevnen ytterligere. Figur 6.42 viser en dimensjoneringskontroll av garpehakk.

Innsnitt for skjult drager i en undergurt kan beregnes på tilsvarende måte. Det vil i de fleste slike tilfeller være aktuelt å anta ledd i undergurt på dette stedet, da resttverrsnittet ikke vil være stort nok til å ta opp momentet. Det vises for øvrig til kapittel 8 *Spesielle detaljer*.

Alternativet til garpehakk er en kile som festes med spikerplater. Den dimensjoneres som vist på figur 6.43 for oppleggskraftens komponenter vinkelrett og parallelt til fugen. Det kan tas hensyn til kraftoverføring direkte mellom kile og gurt og friksjon i fugen som beskrevet i avsnitt 6.4.2.1.

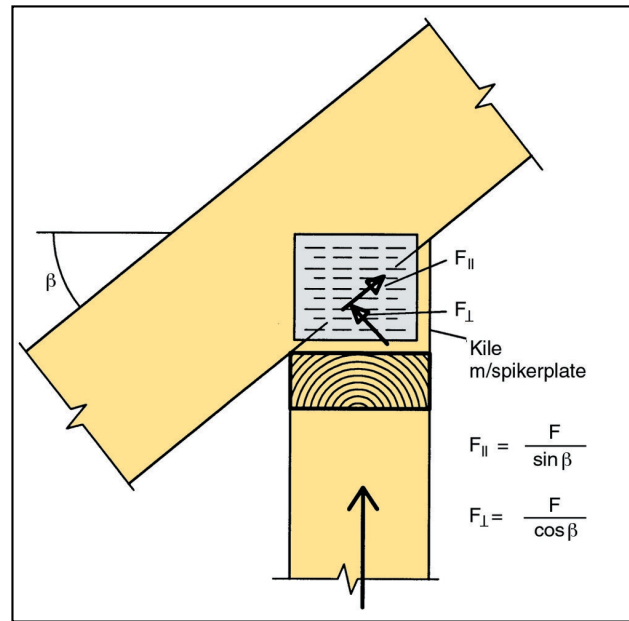


Figur 6.42 Dimensjoneringskontroll av garpehakk.

6.4.7 Utsparing og hulltaking

For hull og utsparinger som er større enn 6 mm for spiker, bolter etc., skal virkestverrsnittet reduseres til et effektivt tverrsnitt ifølge NS 3470 pkt.11.1.1.

NS 3470 pkt.12.4.1 angir metoden for dimensjonering av limtrebjelker med større utsparinger og hull. Reglene kan også benyttes for konstruksjoner.



Figur 6.43 Horisontalt opplegg med kile og spikerplate.

6.4.8 Beslag

Enkelte typer beslag kan være svært vanskelig å dimensjonere dersom de ikke er testet og har dokumenterte eller godkjente kapasiteter. Det vil i slike beslag oppstå eksentrisitetsmomenter, vridning etc. som vil belaste spikerne både på tvers (skjær) og i lengderetningen (uttrekk). Typiske beslag hvor kapasitetene bør dokumenteres, er:

- vinkelbeslag
- bjelkesko
- vridde forankringsjern
- bjelkestopper

Enkle beslag som vindstrekkband og hullplater kan dimensjoneres på grunnlag av kvaliteten på stålet og spikeren eller boltens kapasitet. Dimensjoneringsmetoder for mekaniske treforbindelsesmidler er beskrevet i NTI *Teknisk småskrift* nr. 24 1996. Det er viktig å merke seg ved dimensjoneringen at eksentrisitet i knutepunkt nesten alltid forekommer og skal tas hensyn til.

Standardbeslag har ferdige hullmønstre med faste avstander i de to hovedretningene. Det betyr ikke at alle hull kan benyttes i en forbindelse. Kravene til avstander mellom spiker/bolter og mellom spiker/bolter og virkeskant i NS 3470 må også her overholdes. Det samme gjelder for minimumslengder på spiker og, ved spikring fra to sider, maksimumslengder pga. overlappende spiker i midtstykket, jf. fig. 6.40.