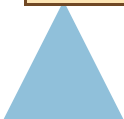
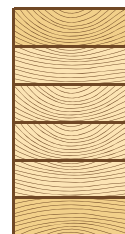
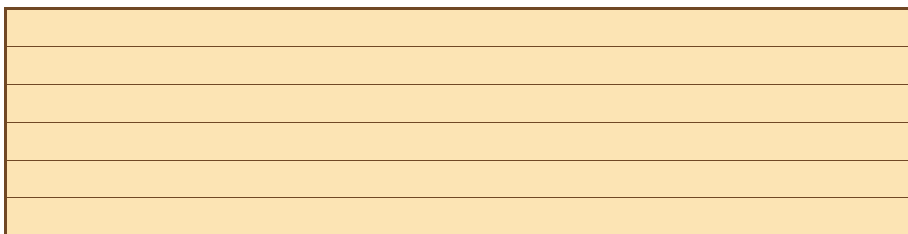


LIMTREBOKA



2015

LIMTREBOKA



Copyright © 2015

Norske Limtreprodusenters Forening

ISBN: 978-82-7129-324-6

Grafisk produksjon: John Grieg AS, Bergen

Omslagsdesign: Kolbein Bell

Forsidebilde: Nye Vennesla bibliotek (Moelven Limtre AS)

FORORD

Som sin forgjenger (fra 2002) er også denne utgaven av Limtreboka basert på nordisk samarbeid. Limtreprodusentene og deres bransjeorganisasjoner i Finland, Norge og Sverige står bak utviklingen av en limtrehåndbok i tre deler, skrevet på engelsk:

- Volume I: Glulam manual (Facts about glulam)
- Volume II: Design of glulam structures (The Handbook)
- Volume III: Worked examples of glulam design

Volume II er denne boken som på norsk har fått tittelen Limtreboka. Volum III vil foreligge som en engelskspråklig eksempelsamling på digitalt form. Volume I vil ikke bli utgitt i norsk regi.

Prosjektledere for utviklingen har vært:

Roberto Crocetti, Lund Tekniska Högskola, Sverige

Johan Fröbel, Svenskt Trä, Sverige

Prosjektets arbeidsgruppe har vært:

Mikael Fonselius, Woodvalue, Finland

Jonni Hakkarainen, Metsö Wood, Finland

Päivi Myllylä, Puuinfo OY, Finland

Tero Vesanan, Finnish Glulam Association, Finland

Åge Holmestad, Moelven Limtre AS, Norge

Harald Liven, Moelven Limtre AS, Norge

Gunnar Utskot, Vestlandske Limtre Industri AS, Norge

Leif Cederlöf, Setra Trävaror AB, Sverige

Roberto Crocetti, Lund Tekniska Högskola, Sverige

Johan Fröbel, Svenskt Trä, Sverige

Thomas Johansson, Moelven Töreboda AB, Sverige

Rune Karlsson, Rune Karlssons Byggprosjektering i Hedemora, Sverige

Greger Lindgren, Martinsons Byggsystem KB, Sverige

Limtreboka er en noe bearbeidet oversettelse av prosjektets Volume II som er forfattet av 7 personer, se forordet til den engelske versjonen. Oversettelsen er utført av Kolbein Bell, professor emeritus ved NTNU. I forbindelse med oversettelsen er det, i samarbeid med Harald Liven fra Moelven Limtre AS, foretatt en del endringer, først og fremst for å få på plass norske regler og norsk praksis.

Boken er basert på regelverket i Eurokode 5, men som påpekt i forordet til den engelske versjonen er det, hvor Eurokode ikke har regler, foreslått metoder fra andre regelverk (primært tyske DIN).

Norske Limtreprodusenters Forening, juni 2015

FORORD

til den engelske versjonen

The purpose of this Volume is to assist the reader in the design of glulam structures. Particular emphasis has been given to the understanding of:

- the background for the design of structural systems made of glulam, especially large-span structures;
- the background for the design of connections in structural glulam systems.

The present Volume is mainly related to the European standard SS-EN1995-1-1:2004 (Eurocode 5). Some basic rules for the design of steel members and connections, according to the European standard SS-EN1993-1-1:2005 (Eurocode 3). In addition, the rules given here are based on the Swedish application rules connected to EN1995-1-1, described in the document EKS 9 (BFS 2011:10). However, in case of lack of rules or questionable design methods present in Eurocode 5, other design approaches are proposed. For example, for the design of (i) beams with holes, (ii) loads attached close to the tension side of a beam, (ii) reinforcements to prevent cracking due to stresses perpendicular to the grain, etc. the German code DIN EN 1995-1-1/NA is used. The Swiss SIA 265:2003, as well as approaches based on research results and practical experience are also adopted in this document.

This Volume is primarily intended for structural engineers and engineering students.

The interpretations of the building codes, research reports, industry literature, etc. are those of the authors and are intended to reflect current structural design practice. The material presented is suggested as a guide only; final design responsibility lies with the structural engineer.

The coordinator of this Volume has been Prof. Roberto Crocetti, Lund University. The authors of the different chapters are listed below:

Chapter	Title	Author
1	Introduction	Erik Serano ^a
2	Design methods for timber structures	Prof. Robert Kliger ^b
3	Structural Systems in Glulam	Dr. Eva Frühwald Hansson ^c
4	Straight beams and columns	Dr. Eva Frühwald Hansson ^c and Prof. Roberto Crocetti ^c
5	Holes and notches	Dr. Henrik Danielsson ^c
6	Serviceability limit state	Prof. Annika Mårtensson ^c
7	Tapered, curved and pitched cambered beams	Prof. Roberto Crocetti ^c
8	Trusses	Prof. Roberto Crocetti ^c
9	Three-hinged trusses	Prof. Roberto Crocetti ^c

Chapter	Title	Author
10	Portal frames	Prof. Roberto Crocetti ^c
11	Arches	Prof. Roberto Crocetti ^c
12	Purlins	Dr. Eva Frühwald Hansson ^c
13	Horizontal stabilisation	Prof. Roberto Crocetti ^c
14	Joints and Connections	Erik Serano ^a
15	Glulam and fire	Prof. Maurizio Piazza ^d
16	Detailing of glulam structures	Prof. Roberto Crocetti ^c

^a Linnaeus University, Växjö, Sweden;

^b Chalmers University of Technology, Göteborg, Sweden;

^c Lund University, Lund, Sweden;

^d University of Trento, Trento, Italy.

Professor Bo Edlund, Chalmers University of Technology, Göteborg, Sweden, has reviewed the entire manuscript and given some suggestions for improvement.

Lund, October 2013

INNHold

1. Limtre som konstruksjonsmateriale	1
1.1 Innledning	2
1.2 Limtre i kretsløpet	4
1.3 Produksjon av limtre	5
1.4 Limtrekomponenter - mål og form	15
1.5 Utseende og overflatebehandling	18
1.6 Transport og montasje	21
1.7 Bestilling og levereanse	23
1.8 Litteratur	24
2. Dimensjoneringsmetoder	27
2.1 Generell innledning til dimensjonering av konstruksjoner	27
2.2 Bruk av Eurokodene	29
2.3 Spesielle forhold for tre	34
2.4 Anbefalinger om overhøyde og nedbøyninger	38
2.5 Litteratur	38
3. Konstruksjonssystemer i limtre	41
3.1 Innledning	41
3.2 Bjelke- og søyle-systemer	43
3.3 Kontinuerlige bjelker	45
3.4 Fagverk	45
3.5 Saltakstoler og underspente bjelker	46
3.6 Buer	49
3.7 Tre-ledd ramme	50
3.8 Utkragede bjelker	51
3.9 Skall	51
3.10 Sammensatte system	52
3.11 Limtrebruer	53
3.12 Beslag og forbindelser	56
3.13 Oversiktstabell	56
3.14 Litteratur	59

4. Rette bjelker og søyler	61
4.1 Bjelker	61
4.2 Aksial knekning	72
4.3 Litteratur	80
5. Hull og innsnitt	83
5.1 Innledning	83
5.2 Bjelker med endeinnsnitt	83
5.3 Forsterkning ved endeinnsnitt	85
5.4 Bjelker med hull	87
5.5 Forsterkning ved hull	91
5.6 Litteratur	93
6. Bruksgrensetilstand	95
6.1 Krav	95
6.2 Deformasjoner	97
6.3 Svingninger	110
6.4 Fuktbevegelser	115
6.5 Litteratur	116
7. Spesielle limtrebjelker	119
7.1 Innledning	119
7.2 Bjelker med variabelt tverrsnitt	120
7.3 Krumme bjelker og boomerangbjelker	122
7.4 Dimensjonering	123
7.5 Forsterkning mot tverrstrekkspenninger	132
7.6 Litteratur	136
8. Fagverk	139
8.1 Innledning	139
8.2 Fagverksgeometri	140
8.3 Foreløpig dimensjonering	144
8.4 Beregning av krefter i gurter, staver og forbindelser	147
8.5 Bruksgrensekontroll	149
8.6 Detaljer	150
8.7 Litteratur	153

9. Saltakstol 155

- 9.1 Innledning 155
- 9.2 Saltakstol med enkle sperrebjelker 156
- 9.3 Foreløpig dimensjonering av enkel saltakstol 158
- 9.4 Bruksgrensekontroll 159
- 9.5 Detaljer 160
- 9.6 Litteratur 163

10. Rammer 165

- 10.1 Innledning 165
- 10.2 Dimensjonering av tre-ledd ramme 166
- 10.3 Snittkrefter og oppleggsreaksjoner 166
- 10.4 Forhåndsdimensjonering 167
- 10.5 Stabilitetskontroll 168
- 10.6 Bruksgrensetilstand 174
- 10.7 Dimensjonering av rammehjørner 174
- 10.8 Detaljer 178
- 10.9 Litteratur 180

11 Buer 183

- 11.1 Innledning 183
- 11.2 Noen nyttige geometriske størrelser for lave buer 186
- 11.3 Forhåndsdimensjonering 186
- 11.4 Dimensjonering av tre-ledd buer 187
- 11.5 Stabilitetskontroll 192
- 11.6 Tverrstrekk og skjær 196
- 11.7 Detaljer 196
- 11.8 Litteratur 197

12 Takåser 199

- 12.1 Innledning 199
- 12.2 Åser i forband 200
- 12.3 Gerbersystem 202
- 12.4 Skråstilte takåser 204
- 12.5 Litteratur 205

13 Avstivning 207

- 13.1 Generelle betraktninger **207**
- 13.2 Global stabilisering **209**
- 13.3 Avstivningssystem for større konstruksjoner **211**
- 13.4 Styrke- og stivhetskrav til avstivningssystemer **231**
- 13.5 Spesielle forhold **237**
- 13.6 Litteratur **241**

14 Forbindelser 243

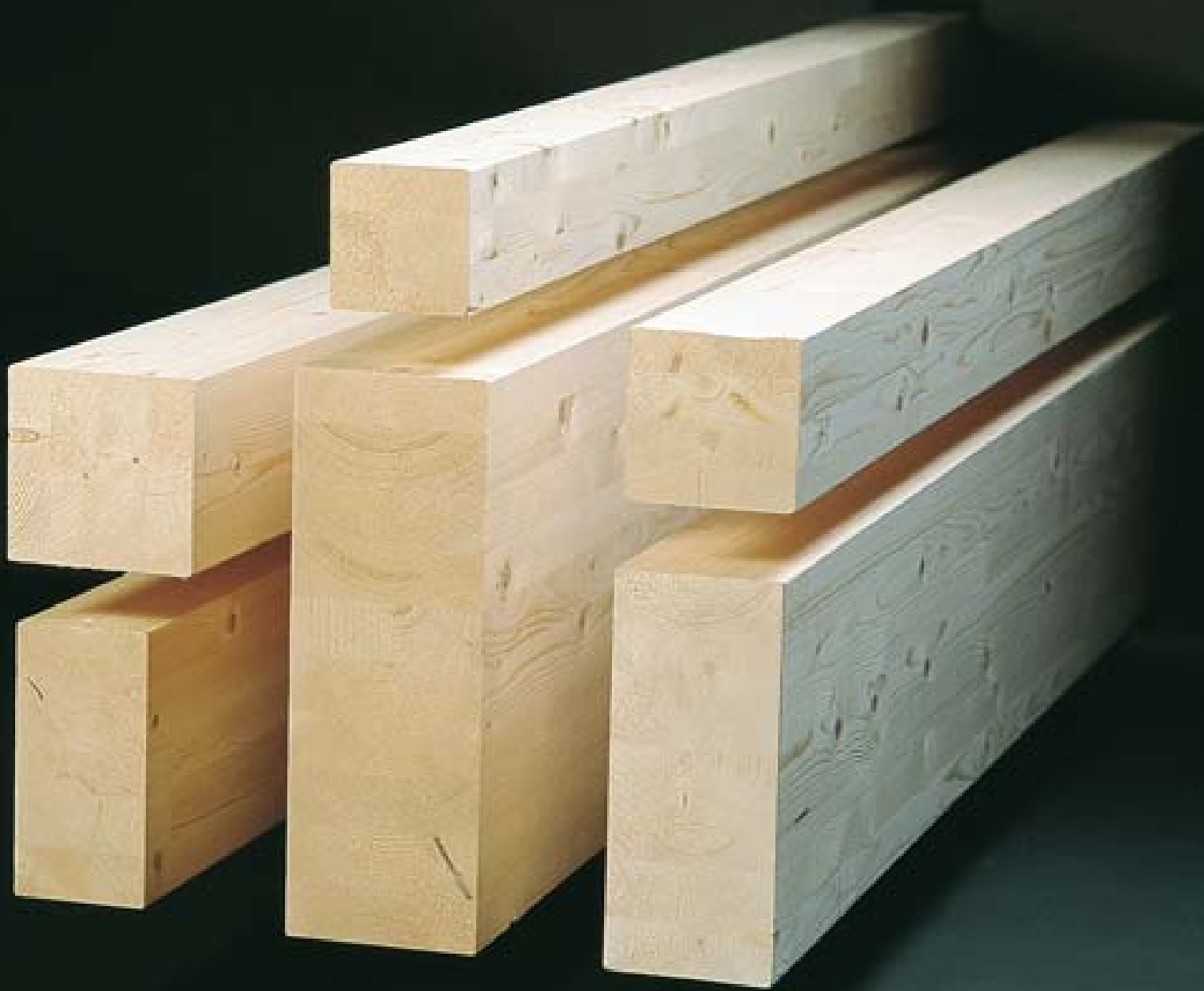
- 14.1 Forbindelser og innfesting - en oversikt **243**
- 14.2 Spesielle hensyn **245**
- 14.3 Søyfefot **255**
- 14.4 Bjelke-søyle forbindelse **264**
- 14.5 Bjelke-til-bjelke forbindelser **266**
- 14.6 Søyletopp **269**
- 14.7 Sammenføyninger **274**
- 14.8 Innfesting av strekkbånd **277**
- 14.9 Fagverksforbindelser **278**
- 14.10 Litteratur **279**

15 Limtre og brann 281

- 15.1 Tre - brennbarhet, forbrenning og aspekter ved termisk nedbrytning **281**
- 15.2 Brannteknisk dimensjonering **285**
- 15.3 Beregning av brannmotstand etter Eurokode 5 **287**
- 15.4 Forbindelsers brannmotstand **290**
- 15.5 Brannbeskyttelse av trekonstruksjoner **293**
- 15.6 Dimensjonering av limtre **298**
- 15.7 Litteratur **300**

16 Utforming av limtredetaljer 303

- 16.1 Innledning **303**
- 16.2 Detaljutforming for effektiv kraftoverføring **304**
- 16.3 Detaljutforming som tillater dimensjonsendringer **308**
- 16.4 Detaljutforming med hensyn på råte **310**
- 16.5 Litteratur **312**



1

Limtre som konstruksjonsmateriale

1.1	Innledning	2
1.2	Limtre i kretsløpet	4
1.3	Produksjon av limtre	5
1.3.1	Produksjonsprosess.....	6
1.3.2	Sertifisert limtre – CE-merking	9
1.3.3	Limt massivt konstruksjonsvirke.....	10
1.3.4	Styrke og stivhet.....	10
1.3.5	Fasthetsklasser	12
1.3.6	Smalt limtre	14
1.3.7	Limtyper	15
1.4	Limtrekomponenter – mål og form	15
1.4.1	Produksjonsstandard – lagerførte dimensjoner	16
1.4.2	Største tverrsnitt.....	16
1.4.3	Største lengde.....	16
1.4.4	Overhøyde	17
1.4.5	Toleranser	17
1.5	Utseende og overflatebehandling	18
1.5.1	Trevirke	18
1.5.2	Limfuger	18
1.5.3	Overflatekvaliteter	18
1.5.4	Overflatebehandling.....	18
1.5.5	Konstruktiv trebeskyttelse	20
1.5.6	Beskyttelse under transport, lagring og montering.....	21
1.6	Transport og montering.....	21
1.6.1	Transport.....	22
1.6.2	Montering	22
1.7	Bestilling og leveranse	23
1.7.1	Beskrivelse.....	23
1.7.3	Målangivelse	24
1.8	Litteratur.....	24

1.1 Innledning

Limtre er et bearbeidet treprodukt. Ved å benytte fingerskjøtte lameller av styrkesortert virke kan det produseres bjelker av varierende form og størrelse. Limtre er basert på det eneste virkelig fornybare byggemateriale – tre – og har derfor åpenbare fordeler i et miljømessig perspektiv.

Limtre har utmerkede egenskaper på både styrke og stivhet, egenskaper som er markant bedre enn for konstruksjonsvirke av samme dimensjon. På grunn av stor styrke i forhold til vekt – bedre enn stål – er det teknisk mulig å prosjektere limtrekonstruksjoner med spenn opp mot 150 m, og med god formbarhet – variabelt tverrsnitt og vilkårlig er ikke noe problem – er limtre ofte et førstevalg i prosjekter med høy arkitektonisk verdi.

I dag benyttes limtre til praktisk talt alle typer bærende konstruksjoner, fra eneboliger til fleretasjes bygg, haller, sportsarenaer og vegbruer. Med gode detaljløsninger som ivaretar beskyttelse mot klimapåkjenninger er det få begrensninger i bruken av limtre.

Snekkeren, ingeniøren og oppfinneren fra Weimar, Otto Hetzer (1846-1911), som også var eier av et sagbruk, var i perioden 1892 til 1907 i besittelse av 5 forskjellige tyske patenter som alle var knyttet til bygningskomponenter av tre. I patentet DRP nr. 197773 fra 1906 beskriver Hetzer hvordan en kan produsere krumme bjelker ved å lime sammen lameller av tre. Limet som ble benyttet var et kasein lim (basert på melkeprotein); bjelkene gikk under navnet "Hetzer binder". "Reichseisenbahnhalle" som ble bygget til verdensutstillingen i Brussel i 1910 er et godt eksempel på en tidlig limtrekonstruksjon; krumme limtrerammer med strekkbånd spente 43 meter. På denne tiden hadde Hetzer allerede realisert ca. 50 prosjekter med relativt lange spenn.

Til de nordiske land kom limtre litt utpå 1900 tallet. Den norske ingeniøren Guttorm Brekke (1885-1980) tilbrakte en periode ved bedriften til Hetzer i Weimar, og etter å ha skaffet seg rettighetene til patentet i Norge, Sverige og USA etablerte han en limtrefabrikk i Mysen i Østfold. Et firma kalt Trækonstruksjoner A/S ble opprettet i Kristiania i 1918, og i 1919 ble et svensk datterselskap etablert i Töreboda hvor det fortsatt produseres limtre. Etter at 1. verdenskrig tok slutt kom stål tilbake som konstruksjonsmateriale og det ble lite å gjøre for fabrikken i Mysen, som ble midlertidig stengt i 1924. Like etter brant fabrikken ned og Brekke bestemte seg for ikke å bygge den opp igjen. Det foregikk derfor ingen limtreproduksjon i Norge før Splitkon startet opp med produksjon i Hønefoss i 1958 og Moelven i Moelv i 1959. Jernbanestasjonene i Stockholm, figur 1-1, Göteborg og Malmø, som alle ble bygget på 1920 tallet, er imponerende eksempler på tidlige limtrekonstruksjoner i Norden.

I dag er det rundt 10 limtrefabrikker i de nordiske landene. Takket være harmoniseringen av europeiske standarder er sertifiseringsprosedyrene nå de samme i det meste av Europa. Standarden EN 14080, publisert første gang i 2005 og revidert i 2013, regulerer de generelle kravene som stilles til limtre for at produsentene skal kunne CE-merke sine produkter.

Limtreproduksjonen i Skandinavia var beskjedent frem til begynnelsen av 1960 årene, men den har siden tatt seg opp, og den totale produksjonen i de nordiske landene er nå (2012) godt og vel 200000 m³; ca. halvparten av dette volumet eksporteres.

Det meste av limtreet som brukes i de nordiske landene går til industribygg, skoler, barnehager og bolighus, inklusive fleretasjes leilighetsbygg. Til sammen utgjør dette ca. 60 % av forbruket. Som det anvendelige materialet limtre er, har det kommet til anvendelse på mange områder, fra forskaling, stillaser og lekeapparater til bruer, fleretasjes parkeringshus, skibakker og kraftledningsmaster.

Moderne limingsteknikk i kombinasjon med trematerialets gode fasthetsegenskaper gjør limtre til et høyt kvalifisert konstruksjonsmateriale med en rekke unike egenskaper:

- et utseende som tiltaler de fleste mennesker og som derfor gir et verdifullt bidrag til både det indre og ytre miljø,
- høy styrke i forhold til egenvekten – muliggjør store spennvidder,
- små tilvirkningstoleranser og høy formstabilitet ved normal temperatur og fuktighet,
- høy brannmotstand – ofte et krav i forbindelse med bygninger hvor mange mennesker oppholder seg,
- gode varmeisolerende egenskaper, som reduserer effekten av kuldebruer og risikoen for kondens,
- lav egenvekt, som reduserer transport- og montasjekostnader og som har en positiv innvirkning på både pris og utførelse av fundamenter,
- god bestandighet i kjemisk aggressive miljøer,
- fleksibel produksjon, som blant annet gjør det mulig å produsere krumme komponenter til lavere kostnader enn i andre materialer.



Figur 1-1

Stockholm sentralbanestasjon – den eksisterende hovedhall ble bygget i 1925. Arkitekt: Folke Zettervall.

Limtrekonstruksjoner karakteriseres av rask og enkel montering av prefabrikkerte komponenter. Delene føyes sammen med enkle og tradisjonelle metoder, som spiker, skruer og bolter, uavhengig av årstid eller værforhold. For mer krevende situasjoner er det utviklet spesielle sammenføynings-teknikker, som for eksempel innslissede stålplater med dybler eller innlimte bolter. En limtreramme kan bære full last umiddelbart etter montering, og som et trebasert materiale kan eventuelle justeringer gjøres med enkle håndverktøy. Bygging med tre er en tørr byggemetode som krever en viss beskyttelse, en beskyttelse som også fører til et gunstig arbeidsmiljø på byggeplassen.

Tre er et utprøvd materiale som, riktig brukt, har usedvanlig god holdbarhet. I de nordiske land finnes det byggverk av tre som er mer enn tusen år gamle!

1.2 Limtre i kretsløpet

Sammen med et bærekraftig skogbruk, slik som i de nordiske landene, har bruk av tre som konstruksjonsmateriale betydelige miljømessige fordeler sammenlignet med andre bygningsmaterialer. Produksjon av limtre bruker, i seg selv, lite energi. Dessuten benyttes biprodukter fra produksjonen, som sagflis og høvelspon, til å produsere energi (til for eksempel tørking), og således reduseres bruken av fossilt brennstoff. Ved å sørge for at uttaket av trevirket fra skogen, i det lange løp, ikke er større enn tilveksten, vil råmaterialet være en konstant fornybar ressurs. Dertil kommer at trevirket, etter å ha gjort sin nytte som konstruksjonsmateriale, kan føres tilbake til naturen uten å tilføre atmosfæren med nevneverdige mengder drivhus-gasser, forutsatt at den totale mengden trevirke (som skog og tre-produkter) holdes rimelig konstant.

Når treet vokser tar det opp CO₂ gjennom fotosyntesen. På den måten binder trematerialet karbon, og dette karbonet frigjøres ikke til atmosfæren igjen før trevirket eventuelt brennes for å produsere varme. Dersom det benyttes mer tre i konstruksjoner, til foretregning for mindre klimaeffektive materialer, vil man ha etablert et midlertidig ekstra karbonlager. Selv om et slikt karbonlager er tidsbegrenset (50-100 år), er det av stor betydning ved at det midlertidig reduserer utslipp av drivhusgasser. En kubikkmeter limtre lagrer ca. 750 kg med CO₂. Figur 1-2 viser skjematisk limtreets livssyklus.

Limtre tilvirkes av lameller som limes sammen under kontrollerte betingelser. Det belaster ikke miljøet i sin brukstid og kan lett anvendes om igjen, gjenvinnes eller utnyttes til energiproduksjon. Råmaterialet er hovedsakelig norsk gran (*Picea abies*), og et syntetisk lim. Limet produseres av ikke fornybare råvarer, noe som påvirker miljøprofilen negativt. Mengden lim per volumenhet limtre er imidlertid så liten (mindre enn 1 vektprosent) at innvirkningen på det ferdige produktets egenskaper er svært beskjeden. Under produksjonen forekommer visse prosessrelaterte utslipp i form av vaskevann fra limingsutstyret, herdet overskuddslim og utslipp av små mengder flyktige stoffer fra herdingen av limet.

Ettersom limtre ofte "skreddersys" til spesifikke prosjekter, blir det lite svinn (rester) på byggeplassen. Emballasjen består av materialer som kan gjenvinnes.

Limtre kan vedlikeholdes med tradisjonelle metoder, og det kan enkelt repareres. Deler av en limtrekonstruksjon kan ved behov som oftest lett byttes ut, og konstruksjonen kan, om nødvendig, bearbeides i etterkant på forskjellige måter, for eksempel ved sliping.

Limtre er, som alt treverk, brennbar. Det kan, ved feilaktig konstruksjonsutførelse og/eller uheldige detaljløsninger, bli utsatt for biologiske nedbrytningsprosesser.

De nordiske limtreprodusentene tilbyr miljødeklarasjoner i henhold til en felles mal. Disse dokumentene viser produktets påvirkning på miljøet i den delen av produktets levetid som produsenten

har kontroll over, det vil si fra uttak av råvarene til det punkt hvor produktet forlater fabrikken. Miljødeklarasjoner kan bestilles kostnadsfritt fra limtreprodusentene.



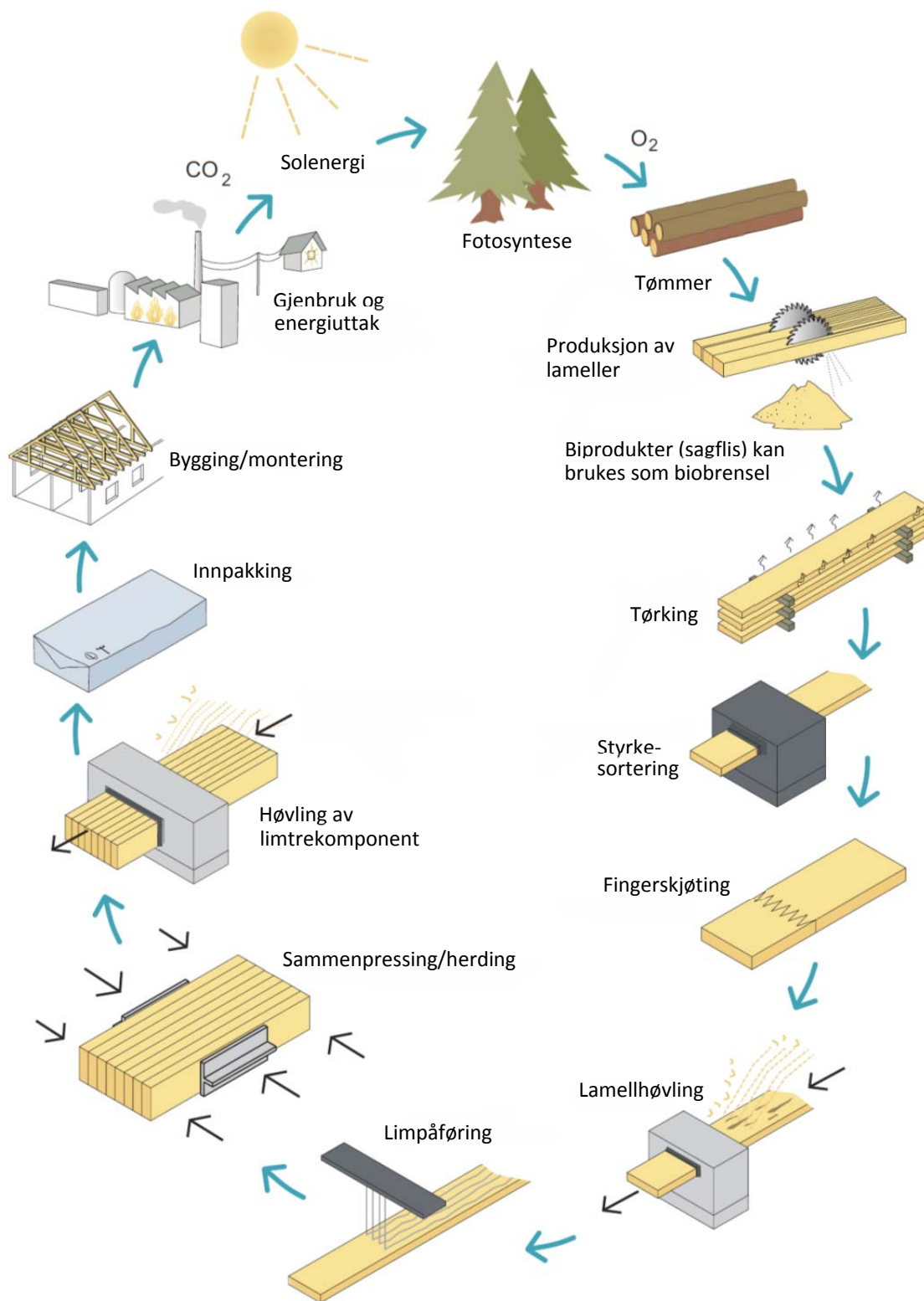
Figur 1-2
Livssyklusen til treprodukter.

1.3 Produksjon av limtre

Begrepet *limtre* brukt i denne håndboken beskriver et produkt med samme definisjon som den som er gitt i den harmoniserte standarden EN 14080. Det betyr også at produktet tilfredsstiller alle krav til både egenskaper og fremstilling som denne standarden foreskriver. Limtre er således en konstruksjonskomponent som består av *minst to* lameller, bord eller planker, hovedsakelig av bartrevirke. Lamelltykkelsen skal være minst 6 mm, men ikke større enn 45 mm, og fiberretningen må falle sammen med komponentens lengderetning. Limfugene er parallelle med bredden (som normalt er den minste av bjelkens tverrsnittsdimensjoner).

1.3.1 Produksjonsprosess

Limtreproduksjonen foregår omtrent på samme måte hos alle produsenter, uavhengig av land. En skjematisk skisse av denne prosessen er vist i figur 1-3.

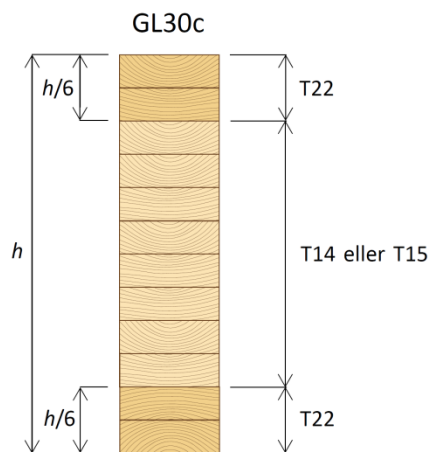


Figur 1-3
Limtreproduksjon - skjematisk fremstilling.

Råmaterialet er styrkesortert konstruksjonsvirke; i de nordiske land brukes det vanligvis virke av gran. For konstruksjoner som må antas å bli utsatt for betydelige fuktighetssvingninger vil (trykk) impregnering være aktuelt, og da benyttes det furu. I spesielle tilfeller, hvor estetiske hensyn tilsier det, kan andre treslag som bjørk eller lerk brukes.

Som regel leveres virket tørket og styrkesortert direkte fra sagbruket. Fuktigheten i lamellene skal være 6–15 % når de limes sammen, og forskjellen i fuktighet mellom lameller som ligger inntil hverandre skal ikke overstige 5 %. Dette gir limfugen optimal styrke samtidig som fuktigheten i det ferdige limtreet er såpass godt balansert at en unngår uheldig sprekkdannelse. En viss sprekkdannelse i trevirke vil en aldri kunne unngå, men slike (vanligvis små) sprekker har normalt ingen betydning for konstruksjonens bæreevne.

Limtre som bygges opp av lameller som alle har samme styrkeklasse kalles *homogent* limtre. For å utnytte trevirket best mulig er det imidlertid vanlig å bruke den beste kvaliteten i de ytre delene av tverrsnittet hvor påkjenningen normalt er størst. Dette betegnes som *kombinert* limtre, se figur 1-4. I fabrikklokalene trengs derfor tilstrekkelig plass til å lagre og håndtere minst to styrkeklasser samtidig.



Figur 1-4

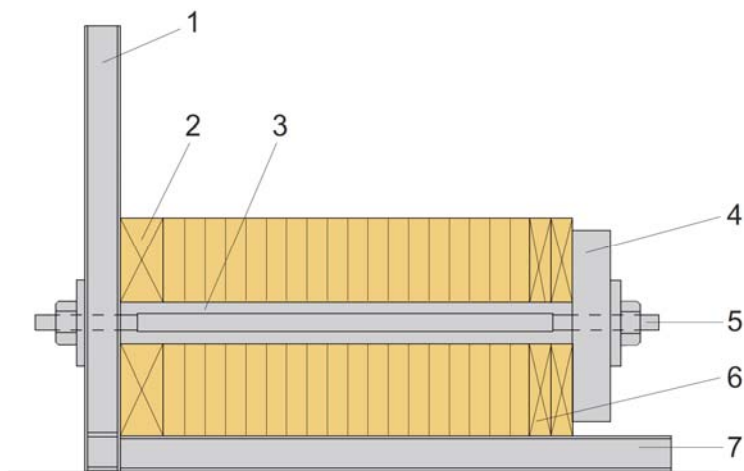
Oppbygging av kombinert limtre. Eksempel på mulig opplegg for GL30c i henhold til EN14080. T14, T15 og T22 angir styrkeklassene som benyttes, hvor tallene står for karakteristiske strekkfasthet. De indre lamellene er enten T14 eller T15. Valg av T14 setter litt strengere krav til styrken av fingerskjøtene i de ytre lamellene, sammenlignet med T15.

Den enkelte lamell produseres i lengder tilpasset ønsket bjelkelengde ved fingerskjøting og stables oppå hverandre. Ved kombinert limtre må det tas hensyn til den innbyrdes rekkefølgen mellom ytter- og innerlameller. For å minske de indre spenninger som oppstår som følge av fuktighetsvariasjoner snus lamellene slik at kjernesiden ligger samme vei i hele tverrsnittet. De ytterste lamellene snus alltid slik at kjernesiden vender ut.

Noe avhengig av hvilket limsystem som benyttes må limet i fingerskjøtene herde noen timer før lamellene høvles på flatsidene, for så umiddelbart å bli påført (fuge) lim.

Lamellpakkene løftes deretter over til limpressen og legges under foreskrevet presstrykk, se figur 1-5. Innspenningen må være gjort innen limet begynner å herde, noe som skjer i løpet av ca. 1 (en) time; den eksakte tiden avhenger av limtype og av temperaturen i lokalet. I forbindelse med at pressstrykket påføres kan lamellene bøyes til ønsket overhøyde, bue- eller rammeform. Limet får deretter herde under kontrollerte fukt- og temperaturforhold, ofte under forhøyet temperatur for å akselerere herdingen. Rette bjelker kan også produseres i en kontinuerlig prosess, hvor herdingen av limet skjer i løpet av minutter ved bruk av høyfrekvens oppvarming.

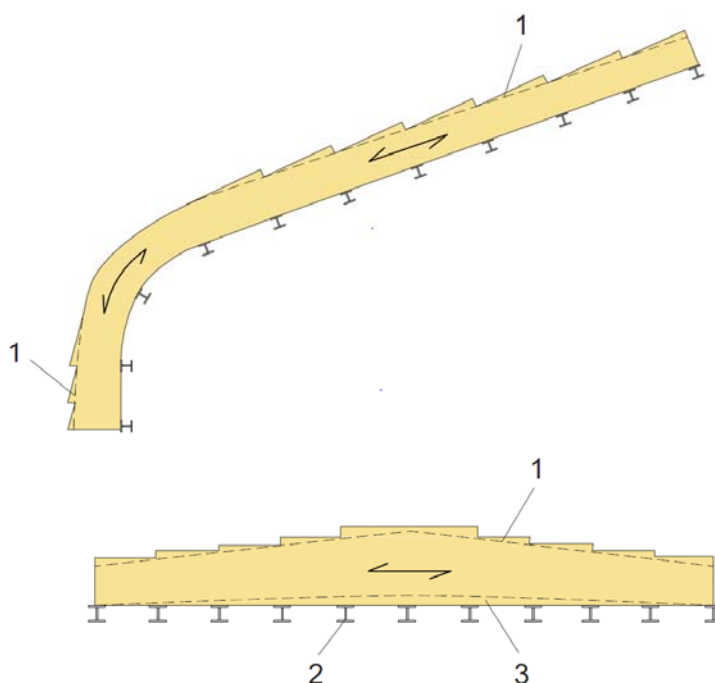
Etter at limet er herdet løsnes presstrykket og limtrekomponenten(e) løftes over til en planhøvel der to eller fire sider høvles til ønsket overflate.



Figur 1-5

Skjematisk snitt gjennom limpressen. (1) Vertikalt anlegg. (2) Trykkutjevningssbord, eventuelt mal for overhøyde. (3) Mellomlegg. (4) Trykkplate. (5) Spennstang. (6) Trykkutjevningssbord. (7) Horisontalt anlegg.

Deretter skjer den siste bearbeidingen av komponenten, for eksempel renskjæring av kanter, se figur 1-6, hulltaking og forboring for forbindelsesmidler. I noen tilfeller påføres komponentene en overflatebehandling i fabrikk. Til slutt kontrolleres og merkes komponentene før de emballeres og lastes for transport til byggeplass eller ferdigvarelager.



Figur 1-6

Konstruksjonskomponent med varierende tverrsnittshøyde. (1) Tilskjæring. (2) Vertikalt anlegg. (3) Trykkutjevningssbord, eventuelt mal for overhøyde.

Produksjonen overvåkes av bedriftens kontrollør, som dokumenterer og journalfører de forhold som har avgjørende betydning for produktets kvalitet, bl.a. fuktigheten i lamellene, temperatur og luftfuktighet i produksjonslokalene, tidspunkt for limpåføring, innspenning i limpressen og herdetid.

De mest kritiske parametrene i limtreproduksjonen er styrken på fingerskjøtene og kvaliteten til limfugene. Den interne fabrikkkontrollen er derfor spesielt rettet mot styrken til fingerskjøtene og til kvaliteten av limfugene mellom lamellene. Den interne kontrollen overvåkes av et eksternt kontrollorgan som er akkreditert av myndighetene.

1.3.2 Sertifisert limtre – CE-merking

Den harmoniserte europeiske standard EN 14080, og de standarder denne refererer til, fastlegger kravene til CE-merket limtre. Hensikten med CE-merking er å legge til rette for fri handel av produkter innen det europeiske marked og sikre at produkter som er fremstilt av forskjellige produsenter tilfredsstillende spesifiserte krav til en rekke *deklarete egenskaper* (som bøyefasthet, elastisitetsmodul, oppførsel under brann etc.). EN 14080 definerer således hvilke egenskaper som må deklarerer av produsenten, hvilke generelle prinsipper som skal benyttes i produksjonen, hvilke krav som skal stilles til råvarer og utstyr og til det ferdige produkt. For å kunne etterleve bestemmelsene i EN 14080, må produsenten ha på plass og vedlikeholde et internt system for produksjonskontroll som sikrer at produktet som tilbys markedet er i overensstemmelse med kravene til de deklarete egenskaper.

Kvalitetssystemet består av prosedyrer, inspeksjoner og tester og/eller bedømmelser, og bruk av resultatene fra disse til å kontrollere inngående råvarer, komponenter, utstyr, produksjonsprosessen og selvsagt selve produktet.

Før et produkt kan tilbys markedet må en såkalt første type testing (ITT) samt inspeksjon av fabrikk og av kvalitetssystemet utføres av et eksternt revisjonsorgan. Hensikten med ITT-testen er å evaluere produktet og sikre at det er i overensstemmelse med egenskapene som er deklarerert av produsenten og de generelle bestemmelsene i EN 14080. Inspeksjonen av fabrikk og produsentens kvalitetssystem skal sikre at alle relevante elementer er implementert.

Dersom ITT og inspeksjonene tilfredsstillende alle krav kan produsenten CE-merke sitt produkt. Kontroll av kvalitetssystemet skal imidlertid foretas to ganger årlig, fortrinnsvis uanmeldt. Hensikten med denne kontinuerlige overvåkning er å sikre at kvalitetssystemet fortsatt følges og at det er relevant for den til enhver tid pågående produksjon. Enhver endring i selve produksjonen skal evalueres, vedlikehold av utstyr og verktøy skal inspiseres, og registreringer av utførte tester og målinger skal vurderes for å sikre at verdiene fortsatt er i samsvar med tilsvarende verdier fra ITT-testen.



Figur 1-7
CE-merke.

1.3.3 Limt massiv konstruksjonsvirke

EN 14080 definerer også en limtreetype, limt massiv konstruksjonsvirke ("Glued Solid Timber»), som består av 2-5 lameller med tykkelse fra 45 til 85 mm. Limt massiv konstruksjonsvirke har egenskaper som limtre, men fastheten er noe lavere.

1.3.4 Styrke og stivhet

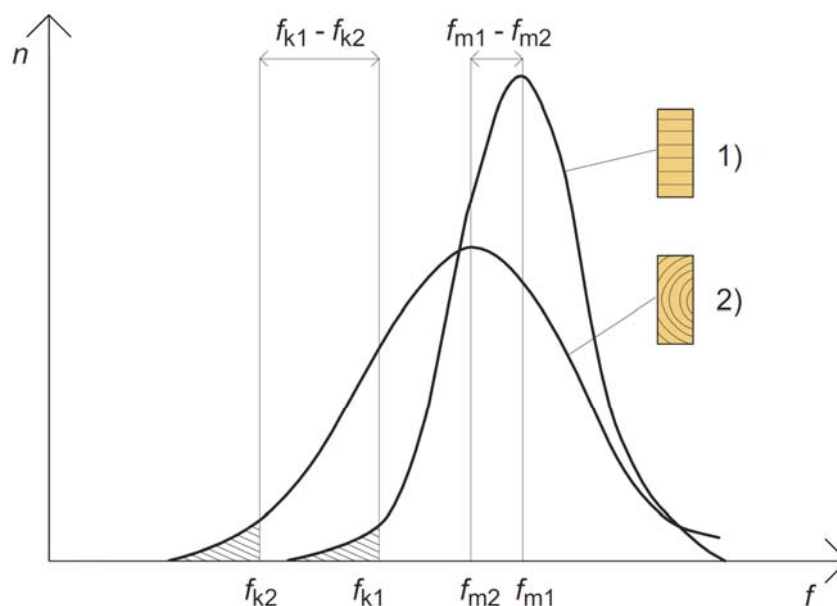
Limtre har i hovedsak de samme fasthetsegenskaper som vanlig konstruksjonsvirke:

- fastheten varierer med vinkelen mellom kraft og fiberretning (anisotropi),
- fastheten avtar med økende fuktighetsinnhold,
- fastheten avtar med økende lastvarighet og
- det er stor variasjon i materialegenskaper, både innenfor en og samme komponent og komponenter i mellom (inhomogent).

Sammenlignet med en tilsvarende komponent av konstruksjonsvirke har imidlertid limtrekomponenten høyere styrke og mindre spredning i styrkeegenskapene, som vist i figur 1-8. Denne lami-neringseffekten forklares vanligvis som følger:

For konstruksjonsvirke bestemmes styrken av en komponent (et bord) av det svakeste tverrsnittet – vanligvis ved en kvist, fingerskjøt eller liknende. Forskjellen mellom de enkelte lamellene kan derfor være stor. En limtrebjelke består av lameller med varierende styrke, og sannsynligheten for at grove feil i flere lameller skal havne i samme snitt er liten.

Limtrebjelker som belastes til brudd under laboratoriemessige forhold, dvs. med korttidsbelastning og ved ca. 12% fuktighet, kjennetegnes av svært sprøe brudd; disse er nesten alltid forårsaket av kvist eller fingerskjøt i noen av de ytterste lamellene på bjelkens strekkside. Stukninger i treet på bjelkens trykkside kan iblant komme før det endelige bruddet, men det forandrer ikke bruddets sprøe karakter. Et sprøtt brudd innebærer blant annet at ingen spenningsomlagring rekker å finne sted, og at bæreevnen er nådd når spenningen i et punkt overskrider trevirkets styrke i punktet.

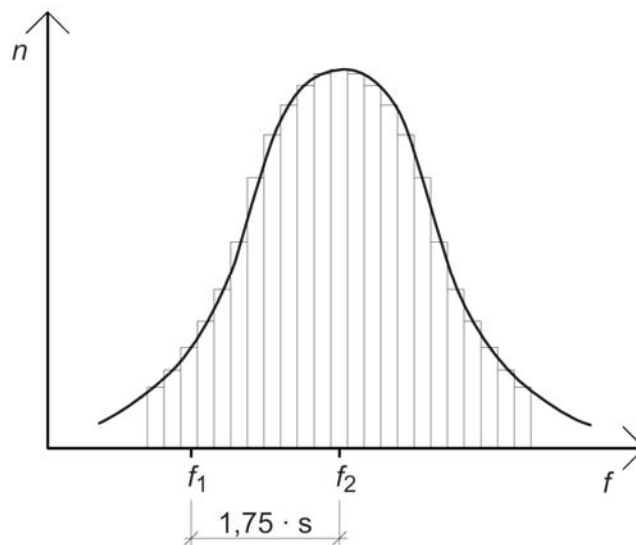


Figur 1-8

Konstruksjonskomponent av limtre har høyere styrke og mindre spredning i styrkeegenskapene enn tilsvarende komponent av konstruksjonsvirke.

Ettersom sannsynligheten for at en bjelke skal inneholde en slik bruddutløsende defekt er større jo større bjelkens volum er, er det rimelig å anta at styrken til store bjelker, relativt sett, er lavere enn for små bjelker. Denne *volumeffekten* (størrelseseffekt eller Weibull effekt) er godt dokumentert for korttidstesting i laboratoriemiljø, men så langt er studiene ved langtidsbelastning ufullstendige.

Dimensjonering av limtrekonstruksjoner etter Eurokode 5 er basert på *karakteristiske* verdier for styrke og stivhet; disse verdiene er bestemt på grunnlag av testing av et stort antall prøvestykker. Resultatet fra slike forsøk kan anskueliggjøres ved hjelp av et frekvensdiagram for bruddstyrken, se figur 1-9. Frekvensdiagrammet (spesielt den midtre delen) kan, med rimelig god nøyaktighet, representeres av en statistisk fordeling, vanligvis en normal eller lognormal fordeling.



Figur 1-9

Eksempel på frekvensdiagram med tilpasset normalfordelingskurve og markert 5 % fraktil.

Om det for enkelhets skyld antas at bruddstyrken er normalfordelt¹, så kan den karakteristiske fasthetsverdi f_k beregnes etter formelen

$$f_k = f_{mean} - c \cdot s \quad (1-1)$$

hvor f_{mean} er middelveien (betegner gjennomsnittet) og s er standardavviket. Parameteren c er avhengig av hvor på frekvensdiagrammet den karakteristiske verdien defineres, dvs. hvilken fraktilverdi som benyttes. Parameteren avhenger også av antallet datapunkter som er benyttet ved estimeringen av den statistiske fordeling og av om standardavviket er kjent eller estimert. Standardavviket er et statistisk mål på spredningen av de målte verdiene. Materialets karakteristiske fasthet avhenger derfor ikke bare av gjennomsnittsverdien, men også for en stor del av spredningen av måleresultatene og av antallet utførte tester. Ved dimensjonering av konstruksjoner er det normalt å basere den karakteristiske fasthet på den nedre 5 % fraktilen; dette er den verdien som, statistisk sett, 5 av 100 testverdier vil underskride. Om forsøksantallet er stort svarer dette til $c = 1,75$.

Karakteristisk stivhet til bruk i deformasjonsberegninger i bruksgrensetilstanden, dvs. elastisitetsmodul og skjærmodul, bestemmes på tilsvarende måte, men her benyttes middelveien som

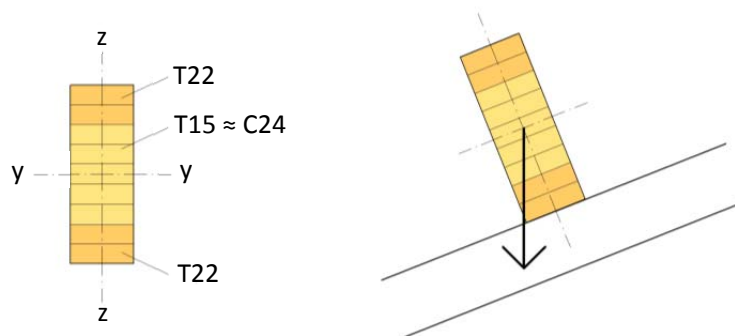
¹ I henhold til EN 14358 skal det for limtre normalt benyttes en log-normal fordeling. Dette endrer imidlertid ikke den generelle diskusjon av karakteristiske verdier som presenteres her.

utgangspunkt, ikke 5 % fraktilen. Stivhetsverdier som benyttes i visse typer styrkeberegninger, for eksempel når det er snakk om elastisk knekning, er basert på 5 % fraktil verdier.

1.3.5 Fasthetsklasser

Limtre som er produsert i henhold til EN 14080 tilordnes en fasthetsklasse. EN 14080 angir flere måter å tilordne limtre en fasthetsklasse: a) basert på beregninger som tar utgangspunkt i lamellenes egenskaper, b) basert på testing av limtrebjelker eller c) ved direkte å tilordne en fasthetsklasse slik som EN 14080 angir. Generelt sett er limtrestyrken bestemt av den trelasten som benyttes, dets plassering i tverrsnittet og styrken til fingerskjøtene. EN 14080 angir et antall predefinerte fasthetsklasser, men metodene a) og b), nevnt ovenfor, kan benyttes av produsenten til å definere en unik fasthetsklasse som, for eksempel, optimaliserer bruken av det lokalt tilgjengelige råstoff. Tabellene 1-1 og 1-2 angir fasthets- og stivhetsdata til de fasthetsklasser som er predefinert i EN 14080. Tabell 1-3 definerer de ligninger som skal benyttes ved definisjon av en unik fasthetsprofil.

Det bør bemerkes at verken EN 1995-1-1 eller EN 14080 angir verdier for fasthet og stivhet for bøyning om svak akse, dvs. bøyning om en akse som står normalt på limfugene i tverrsnittet. Dette kan skape usikkerhet i forbindelse med bøyning om to akser, som vist i figur 1-10.



Figur 1-10

Bøyning av limtrebjelke om to akser.

I henhold til EN 1995-1-1 er dimensjoneringskriteriet gitt ved

$$\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1,0 \quad (1-2)$$

$$k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1,0 \quad (1-3)$$

Hvor $\sigma_{m,y,d}$ og $\sigma_{m,z,d}$ er dimensjonerende bøyepenninger med hensyn til tverrsnittets hovedakser mens $f_{m,y,d}$ og $f_{m,z,d}$ er de tilsvarende dimensjonerende fastheter. For rektangulære tverrsnitt er faktoren k_m lik 0,7 for konstruksjonsvirke, limtre og LVL; for alle andre tilfeller er $k_m = 1,0$.

EN 1995-1-1 legger altså opp til at det kan være forskjellig bøyefasthet om de to aksene, men EN 14080 sier ikke noe om dette. Den enkle, og anbefalte løsning er å si at fastheten er den samme om begge aksene, dvs. $f_{m,y,d} = f_{m,z,d}$. Forenklingen vil i praksis ikke ha nevneverdig betydning, og en eventuell feil er sannsynligvis til sikker side.

For rektangulære limtrevversnitt med høyde mindre enn 600 mm kan bøyefastheten ($f_{m,d}$) og strekkfastheten parallelt med fibrene ($f_{t,0,d}$) økes med en høydefaktor k_h , se avsnitt 2.3.3.

Tabell 1-1. Fasthetsklasser definert i EN 14080 for kombinert limtre.

Egenskap	Symbol	Limtre fasthetsklasse						
		GL20c	GL22c	GL24c	GL26c	GL28c	GL30c	GL32c
Bøyefasthet	$f_{m,g,k}$	20	22	24	26	28	30	32
Strekfasthet	$f_{t,0,g,k}$	15	16	17	19	19,5	19,5	19,5
	$f_{t,90,g,k}$	0,5						
Trykkfasthet	$f_{c,0,g,k}$	18,5	20	21,5	23,5	24	24,5	24,5
	$f_{c,90,g,k}$	2,5						
Skjærfasthet (skjær og torsjon)	$f_{v,g,k}$	3,5						
Rulleskjærfasthet	$f_{r,g,k}$	1,2						
Elastisitetsmodul	$E_{0,g,mean}$	10400	10400	11000	12000	12500	13000	13500
	$E_{0,g,05}$	8600	8600	9100	10000	10400	10800	11200
	$E_{90,g,mean}$	300						
	$E_{90,g,05}$	250						
Skjærmodul	$G_{g,mean}$	650						
	$G_{g,05}$	542						
Rulleskjærmodul	$G_{r,g,mean}$	65						
	$G_{r,g,05}$	54						
Densitet	$\rho_{g,k}$	355	355	365	385	390	390	400
	$\rho_{g,mean}$	390	390	400	420	420	430	440

Tabell 1-2. Fasthetsklasser definert i EN 14080 for homogent limtre.

Egenskap	Symbol	Limtre fasthetsklasse						
		GL20h	GL22h	GL24h	GL26h	GL28h	GL30h	GL32h
Bøyefasthet	$f_{m,g,k}$	20	22	24	26	28	30	32
Strekfasthet	$f_{t,0,g,k}$	16	17,6	19,2	20,8	22,3	24	25,6
	$f_{t,90,g,k}$	0,5						
Trykkfasthet	$f_{c,0,g,k}$	20	22	24	26	28	30	32
	$f_{c,90,g,k}$	2,5						
Skjærfasthet (skjær og torsjon)	$f_{v,g,k}$	3,5						
Rulleskjærfasthet	$f_{r,g,k}$	1,2						
Elastisitetsmodul	$E_{0,g,mean}$	8400	10500	11500	12100	12600	13600	14200
	$E_{0,g,05}$	7000	8800	9600	10100	10500	11300	11800
	$E_{90,g,mean}$	300						
	$E_{90,g,05}$	250						
Skjærmodul	$G_{g,mean}$	650						
	$G_{g,05}$	540						
Rulleskjærmodul	$G_{r,g,mean}$	65						
	$G_{r,g,05}$	54						
Densitet	$\rho_{g,k}$	340	370	385	405	425	430	440
	$\rho_{g,mean}$	370	410	420	445	460	480	490

Tabell 1-3. Homogent limtre - karakteristiske egenskaper for fasthet (N/mm²), stivhet (N/mm²) og densitet (kg/m³).

Egenskap	Symbol	Karakteristiske verdier
Bøøyefasthet (N/mm ²)	$f_{m,g,k}$	Den karakteristiske bøøyefastheten skal beregnes av følgende uttrykk: $f_{m,g,k} = -2,2 + 2,5 f_{t,0,l,k}^{0,75} + 1,5 (f_{m,j,k} / 1,4 - f_{t,0,l,k} + 6)^{0,65}$ Uttrykket skal bare benyttes for en karakteristisk bøøyefasthet for en fingerskjøt (testet om lamellens svake akse) i området: $1,4 f_{t,0,l,k} \leq f_{m,j,k} \leq 1,4 f_{t,0,l,k} + 12$ Formelen gjelder også for limtre uten fingerskjøter forutsatt at $f_{m,j,k}$ settes lik: $f_{m,j,k} = 1,4 f_{t,0,l,k} + 12$
Strekfasthet (N/mm ²)	$f_{t,0,g,k}$	Den karakteristiske strekkfastheten settes lik 80 % av den karakteristiske bøøyefastheten $f_{m,g,k}$
	$f_{t,90,g,k}$	0,5
Trykkfasthet (N/mm ²)	$f_{c,0,g,k}$	Den karakteristiske trykkfastheten settes lik $f_{m,g,k}$ i N/mm ² hvor $f_{m,g,k}$ er den karakteristiske bøøyefastheten for limtre
	$f_{c,90,g,k}$	2,5
Skjærfasthet (N/mm ²)	$f_{v,g,k}$	3,5
	$f_{r,g,k}$	1,2
Elastisitetsmodul (N/mm ²)	$E_{0,g,mean}$	Midlere verdi for elastisitetsmodulen er $E_{0,g,mean} = 1,05 E_{t,0,l,mean}$
	$E_{90,g,mean}$	300
Skjærmodul (N/mm ²)	$G_{g,mean}$	650
	$G_{r,g,mean}$	65
Densitet (kg/mm ³)	$\rho_{g,k}$	1,1 $\rho_{l,k}$
	$\rho_{g,mean}$	$\rho_{l,mean}$

1.3.6 Smalt limtre

Limtrebjelker kan deles i 2 eller 3 deler ved å sage dem på langs og normalt på limfugene; en slik operasjon resulterer i smalt limtre. Denne type limtre behandles spesielt i EN 14080.

Smale limtrebjelker, dvs. bjelker med bredde mindre enn 90 mm, produseres typisk ved å sage opp bredere bjelker ved hjelp av båndsgag. EN 14080 spesifiserer regler for eventuell nedgradering av limtreet som følge av denne splittingen. I henhold til EN 14080 skal hver del ha en bredde b som er minst 38 mm og en høyde h som ikke er større enn $8b$. Avhengig av sorteringsprosedyren og lamellopplegget kan fasthetsegenskapene til smalt limtre fastlegges på en av følgende to måter:

- Dersom sorteringsprosedyren sikrer at alle lameller i det smale limtreet tilfredsstillende deklarerer egenskaper, kan styrke, stivhet og densitet for det smale limtre bestemmes fra disse deklarerer egenskapene til lamellene.
- Dersom følgende to krav er tilfredsstillende, skal den karakteristiske bøøyefasthet $f_{m,s,k}$ til det smale limtre bestemmes fra den karakteristiske bøøyefasthet $f_{m,g,k}$ til det fulle limtrevversnittet ved ligningen (1-4) eller (1-5):
 - den karakteristiske strekkfastheten til lamellene er mellom 18 N/mm² og 30 N/mm² og
 - den karakteristiske strekkfasthet til de indre lamellene ikke er mer enn 8 N/mm² mindre enn den karakteristiske strekkfasthet til de ytre lamellene.

$$f_{m,s,k} = f_{m,g,k} - \frac{96}{f_{t,0,l,k} - 6} + 4 \quad [\text{MPa}] \quad \text{for ett sagsnitt} \quad (1-4)$$

$$f_{m,s,k} = f_{m,g,k} - \frac{96}{f_{t,0,l,k} - 6} \quad [\text{MPa}] \quad \text{for to sagsnitt} \quad (1-5)$$

hvor:

$f_{m,s,k}$ er karakteristisk bøyefasthet til det smale limtre;

$f_{m,g,k}$ er karakteristisk bøyefasthet til limtreet før saging;

$f_{t,0,l,k}$ er karakteristisk strekkfasthet til de ytre lamellene.

Den midlere elastisitetsmodul parallelt med fibreene for det smale limtreet, $E_{0,s,mean}$, skal bestemmes fra den midlere elastisitetsmodul for det fulle tverrsnittet, $E_{0,g,mean}$, etter ligning (1-6),

$$E_{0,s,mean} = E_{0,g,mean} - 500 \quad [\text{MPa}] \quad (1-6)$$

De øvrige mekaniske egenskapene skal bestemmes fra tabell 1-3. Densitetsverdiene er de samme som for det fulle tverrsnitt.

Nedgradering er ikke påkrevd dersom sorteringsprosedyrene som er benyttet for lamellene er slik at de også sikrer egenskapene til de delte (oppsplittede) lamellene.

1.3.7 Limtyper

De limtyper som benyttes har alle veldokumenterte egenskaper med hensyn til både styrke og bestandighet ved langtids belastning, og det benyttes bare limtyper som det er lang praktisk erfaring med. De formelle krav til limet finnes i EN 14080 og i understandardene EN 301 og EN 302 som klassifiserer to limtyper, I og II. Limtype I kan benyttes til konstruksjoner i samtlige klimaklasser mens limtype II er begrenset til klimaklasse 1 og 2.

Tidligere ble som regel syntetiske tokomponentlim av typen PRF (fenol – resorcinol – formaldehyd) benyttet ved limtreproduksjon. Alle PRF-lim som benyttes til limtreproduksjon tilhører type I og er derfor godkjent for anvendelse i samtlige klimaklasser. PRF-lim gir mørke rødbrune limfuger.

MUF lim (melamin – resorcinol – formaldehyde) er nå de mest brukte limene. Også disse limene gir sterke og bestandige limfuger, godkjent for alle klimaklasser. Fuger av melaminlim er til å begynne med lyse, men de vil mørkne med tiden.

Til fingerskjøting av lamellene benyttes vanligvis det lysere melaminlimet. Limtreet skal merkes, slik at det fremgår hvilken limtype som er benyttet ved produksjonen (I eller II i henhold til EN 14080).

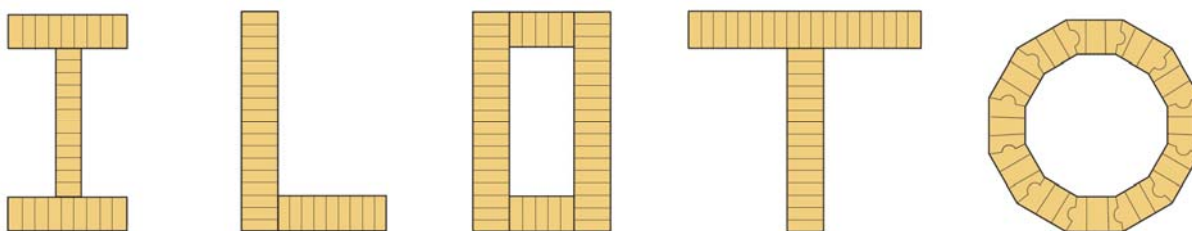
Det skjer en fortløpende utvikling innen limingsteknikk og nye limtyper introduseres. Av relativt ny dato er således et enkomponent polyurethanlim av limtype II.

I tillegg til selve produksjonen, hvor lim har en helt sentral rolle, benyttes lim også i tilknytning til forbindelser (innlimte stålplater og bolter) og ved reparasjoner på stedet. Ved slike anvendelser er det som oftest polyurethan og epoksy som benyttes.

1.4 Limtrekomponenter – mål og form

Limtreteknikken gir gode muligheter for å variere tverrsnittsform, geometri og størrelse på de enkelte konstruksjonskomponenter. Grensene settes av praktiske forhold som produksjonslokalenes størrelse, maskinutrustningens kapasitet, transportmuligheter osv. Noen av disse begrensningene kommenteres nedenfor.

Rektangulære tverrsnitt er det normale, men det er også mulig å produsere andre tverrsnittsformer som I-, T- og L-tverrsnitt eller rørtverrsnitt med rektangulær eller mangekantet form, se figur 1-11.



Figur 1-11

Eksempler på sammensatte limtrevverrsnitt.

1.4.1 Produksjonsstandard – lagerførte dimensjoner

Rette limtrekomponenter med rektangulært tverrsnitt produseres vanligvis av lameller med tykkelse 45 mm (gran) eller 33 mm for klimaklasse 3 (impregnerert furu) i bredder som svarer til sagbrukets standard utvalg. Det ferdige limtreets standard bredder, etter høvling av sidene (totalt ca. 10 mm), er 90, 115, 140, 165, 190, 215 and 240 mm. Eksakt mål avhenger av om sidene skal være høvlet og pusset eller bare høvlet; sistnevnte tillater enkelte mindre flater som er uhøvlet.

Standard høyder fremkommer som et multiplum av lamellens tykkelse.

Breddene 90 mm, 115 mm og 140 mm er bransjestandard på lagerførte bjelker i Norden. Andre bredder må bestilles spesielt. Lagerførte dimensjoner (bredde x høyde) avhenger av leverandør.

1.4.2 Største tverrsnitt

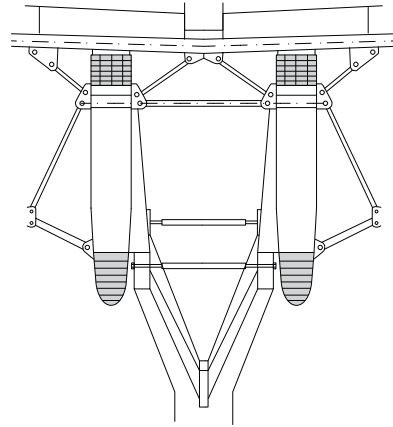
Største bredde begrenses av at det er vanskelig å få tak i virke som er bredere enn 225 mm, men i noen tilfeller er det mulig å få bredder på opp til 260 mm. Etter høvling tilsvarer dette en nominell bredde på 215 mm, henholdsvis 250 mm for det bredeste virke. Komponenter med bredde på opp til 700-800 mm (for eksempel $190+190+190+190=760$ mm) kan produseres ved å lime sammen enkeltkomponenter, den ene oppå den andre. En annen måte å oppnå stor bredde på er å kantlime lamellene.

Største høyde begrenses av tilgjengelig høvlingsutstyr til ca. 2 m. Ved ulike grep, som for eksempel å lime mønedelen til en saltaksbjelke på etter høvling, kan man klare større bjelkehøyder. Opp til 3 m høye limtrekomponenter er produsert på denne måten.

Høy materialutnyttelse tilsier ofte høye og smale bjelker som kan være vanskelige å håndtere på byggeplassen. Praktiske hensyn tilsier at bredden ikke bør være mindre enn 1/10 av høyden.

1.4.3 Største lengde

I Norden finnes limtrefabrikker som kan produsere opp til 40 m lange komponenter. I praksis begrenses lengden av transportmulighetene, se avsnitt 1.6.



Figur 1-12

Eksempler på store tverrsnitt i limtrekonstruksjoner. Fagverksbue til Tynset bru (venstre) og tverrsnitt til takbjelkene på Gardermoen flyplass, Oslo (høyre).

1.4.4 Overhøyde

For fritt opplagte limtrebjelker, med spennvidder større enn 10 m, bør det vurderes overhøyde for å redusere problemer med nedbøyning. En moderat overhøyde på opptil 200 mm kan enkelt håndteres under produksjonen.

1.4.5 Toleranser

Limtrekomponenter produseres med bedre dimensjonsnøyaktighet enn valsede stålprofiler og prefabrikerte betongelementer. Tillatte dimensjonsavvik er gitt i EN 14080; tabell 1-4 angir noen av de viktigste.

Tabell 1-4. Tillatte avvik for limtre.

Nominell størrelse for		Største tillatte avvik
Bredde	for alle bredder	± 2 mm
Høyde	$h \leq 400$ mm	+4 mm til -2 mm
	$h > 400$ mm	+1% til -0,5%
Tverrsnittets rette (90°) vinkler		1:50
Lengde	$L \leq 2$ m	± 2 mm
	$2 \text{ m} \leq L \leq 20$ m	$\pm 0,1$ %
	$L > 20$ m	± 20 mm
Langsgående vridning av rette bjelker (største utbøyning over 2000 mm lengde)		≤ 4 mm
Største avvik fra nominell krum form (per meter bjelke langs den krumme form)		± 4 mm (≤ 6 lameller)
		± 2 mm (> 6 lameller)

1.5 Utseende og overflatebehandling

Limtre er først og fremst et konstruksjonsmateriale, hvor fasthet, stivhet og holdbarhet som regel er de viktigste egenskapene.

Limtre har derfor vanligvis ikke den virkeskvalitet og overflatefinish som man normalt krever av innredningsmaterialer og møbler. I de aller fleste tilfeller vil imidlertid standardproduktene oppfylle normale krav til utseende dersom de behandles med forsiktighet under transport og på byggeplassen.

1.5.1 Trevirke

Limtre produseres av styrkesortert trevirke. Dette kan gjøres visuelt eller maskinelt, og selv virke av høy styrke kan ha ganske store kvister.

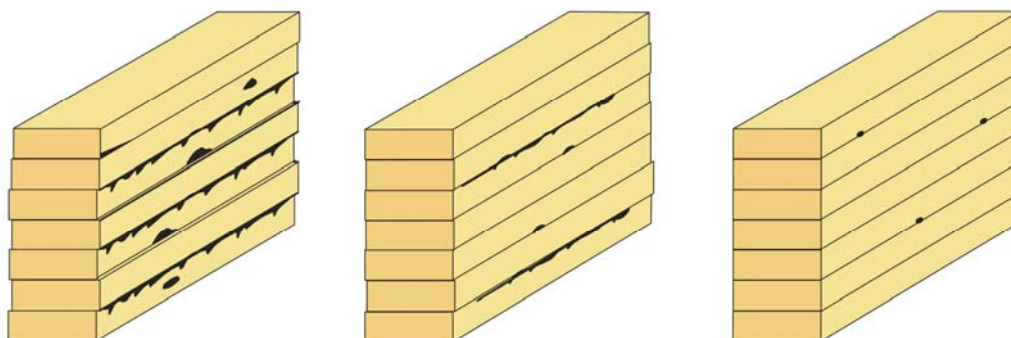
1.5.2 Limfuger

Som nevnt ovenfor vil fenol-resorcinol lim gi mørke limfuger mens melaminlim gir lysere fuger, selv om de mørkner noe over tid. Spesielt når det benyttes PRF-lim, fremtrer fingerskjøtene i lamellene som mørke flekker eller tynne sikksakk-linjer på limtreets sider.

Limtrekomponenter med mindre bredde enn 90 mm er normalt fremkommet ved splitting (saging) av bredere komponenter. Sagsnittet kan derfor gå gjennom åpne eller limfylte sprekker; dette kan føre til løse fliser og, spesielt ved liming med PRF-lim, synlige mørke limflekker på klyvsiden. Ved høye krav til utseende bør man derfor unngå smalt limtre.

1.5.3 Overflatekvaliteter

Når limtrekomponenter tas ut av limpressen er, spesielt høydesidene, ujevne og flekkete av overskuddslim som er presset ut av limfugene. Av praktiske og estetiske grunner høvles derfor alle fire sidene før levering. Kundernes krav til utseendet avgjør hvor mye som skal høvles bort. Arkitekt og ingeniør bør enes om hvor mye bearbeiding som er påkrevd. Ingeniøren kan så dimensjonere konstruksjonen med de virkelige dimensjoner som utgangspunkt.



Figur 1-13

Eksempler på utseende kvaliteter. Fra venstre mot høyre: Industrikvalitet, glatthøvlet overflate (konstruksjonskvalitet) og ren, høvlet overflate (standardkvalitet) eventuelt med reparasjoner (arkitektkvalitet).

1.5.4 Overflatebehandling

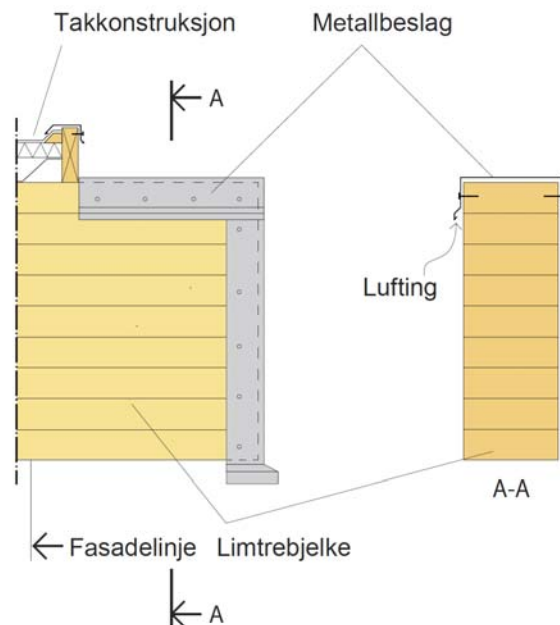
Hensikten med overflatebehandling er vanligvis å gi treet et bestemt utseende og å beskytte materialet mot rask nedfukning og uttørking og dermed motvirke oppsprekking av tverrsnittet. En behandling med beis eller klarlakk gjør det letter å holde treverket rent, og det gir også en viss

beskyttelse mot mekanisk påvirkning. Overflatebehandling kan også utføres for å motvirke flammespredning og røykutvikling ved brann.

Limtre kan overflatebehandles med samme middel og metoder som vanlig trevirke, for eksempel beises, males eller lakkeres. De tekniske, økonomiske og estetiske forutsetninger avgjør valget i hvert enkelt tilfelle. Limtreet leveres helt ubehandlet fra fabrikk, om ikke annet er avtalt.

Ved lave krav til utseende trenger ikke limtre som beskyttes innendørs noen overflatebehandling. Konstruksjonen må da beskyttes på annen måte i byggeperioden, slik at skadelig nedfukning og tilsmussing unngås. Utendørs under tak er det ofte nok å grunnbehandle med en fargeløs eller pigmentert beis, eventuelt kombinert med en eller annen form for kjemisk trebeskyttelse mot misfargende soppangrep. Ved høye krav til utseende kreves ytterligere en eller flere behandlinger.

Utvendig limtre utsettes for store variasjoner i fuktighet og bør overflatebehandles for å minske risikoen for skadelig sprekkdannelse. Noen varig beskyttelse mot råteangrep kan derimot ikke skje ved overflatebehandling, selv ikke om den kombineres med kjemisk trebeskyttelse. Utendørs konstruksjoner av limtre bør derfor, så langt det er mulig, plasseres under tak, tildekkes med beslag eller med luftet kledning, se figur 1-14.



Figur 1-14

Eksempel på beskyttelse av en limtrebjelke som krager ut i friluft.

Uten overflatebehandling brytes trevirket ned under påvirkning av vær og vind, og får med tiden en grå, eller ved solfylt beliggenhet, tjærebrun overflate som er typisk for gamle tømmerhus. Det finnes foreløpig ingen overflatebehandling som med rimelig vedlikeholdsinnsett greier å bevare den ferske, «trehvite» overflaten utendørs. Dersom man ikke godtar treets naturlige aldringsprosess på utendørs konstruksjoner bør man velge en pigmentert overflatebehandling.

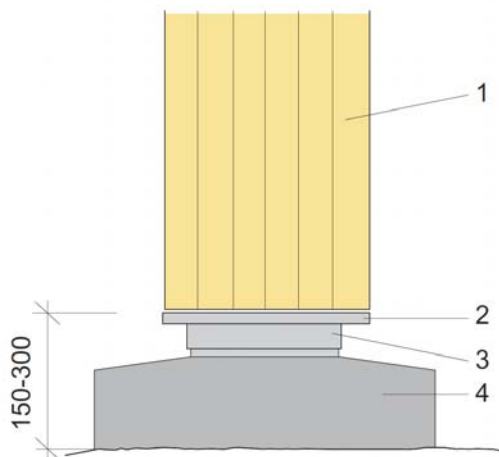
All utvendig overflatebehandling må vedlikeholdes. Hvor ofte og hvor omfattende vedlikehold som kreves, avhenger av konstruksjonens beliggenhet og hvilken type overflatebehandling man har valgt. Beis krever kortere intervaller enn dekkende alkyd- eller latexmalinger, men er til gjengjeld enklere å vedlikeholde. For at ikke overflaten skal bli mørkere for hver bestrykning, kan vedlikeholdet utføres med en lysere eller fargeløs beis.

1.5.5 Konstruktiv trebeskyttelse

Tre er et organisk material og kan, under visse forhold, angripes av sopp og skadeinsekter. I enkelte tilfeller kan det virke som en ulempe, men sett i en økologisk sammenheng, kan man regne dette som ett av materialets store fordeler. Under byggets levetid må likevel konstruksjonen beskyttes mot slike angrep. Først og fremst skjer dette ved at bygget og konstruksjonen utformes slik at forutsetningene for råte ikke oppstår.

Konstruktiv trebeskyttelse tar sikte på å holde trevirket så tørt som mulig (fuktighetsinnhold < 20 %). Er ikke dette mulig må konstruksjonen utformes slik at trevirket kan tørke opp etter nedfukting. Tørt tre råtner ikke. Nøye utformede detaljer som hindrer opptak av fuktighet er av den aller største viktighet; spesielt er det viktig at forbindelser utformes slik at fritt vann ikke tilføres treet (for eksempel ved å begrense arealet av fri endeved, unngå trange klaringer som kan gi kapillært opptak av vann og reduserte utluftingsmuligheter osv.). I noen tilfeller, som ved brukonstruksjoner, er den beste beskyttelse å dekke alt limtre med godt luftet trepanel. Disse kan relativt enkelt erstattes. Ved spesielt gangbruer er det ikke uvanlig å dekke hele konstruksjonen med tak, noe som også er til glede for brukerne.

Figurene 1-14 og 1-15 viser eksempler på konstruktiv trebeskyttelse.



Figur 1-15

Eksempel på konstruktiv trebeskyttelse. 1. Limtresøyle. 2. Fuktighetsbeskyttelse, f.eks. oljeherdet trefiberplate. 3. Mellomlegg av stål eller impregnert tre. 4. Betongfundament.

En annen effektiv måte å beskytte treet mot råte på er å trykkimpregnere virket med et kjemisk trebeskyttelsesmiddel. Impregnering kan likevel ikke erstatte konstruktiv beskyttelse; det er snarere et supplement, ettersom fuktighet i konstruksjonen også fører til andre problemer enn råte.

Hvilket trebeskyttelsesmiddel som benyttes og hvilke krav til inntrengning og opptak som stilles blir en avveining mellom byggherrens ønske om en effektiv råtebeskyttelse og samfunnets miljøkrav. Bruken av kjemisk trebeskyttelse reguleres både i lover/forskrifter og i ulike standarder.

Limtre kan produseres av lameller som er impregnert før fingerskjøting, høvling og liming. Etter liming kan sidene enten beholdes ubearbeidet eller høvles på vanlig måte i fabrikk. I begge tilfeller vil effekten av beskyttelsen forbedres ved etterbehandling med egnet overflatebehandling.

Limtre kan også impregneres etter liming, men størrelsen på limtreet begrenses da av mål på tilgjengelig impregneringsanlegg. Denne form for impregnering bør, på grunn av sprekkdannelse, bare utføres med oljeløselige impregneringsmidler eller kreosot. Sistnevnte bør, av hensyn til arbeidernes sikkerhet, benyttes med forsiktighet.

1.5.6 Beskyttelse under transport, lagring og montering

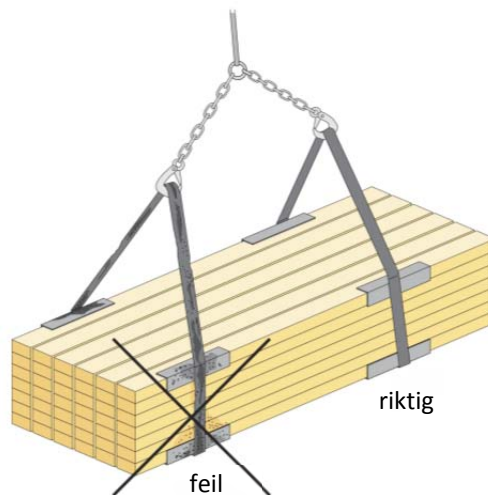
For å beskytte mot nedbør og smuss under transport, lagring og montering leveres limtre som skal brukes i synlige konstruksjoner som regel emballert, individuelt eller i pakker, i plastfolie eller papir.

Emballasjen er ingen pålitelig beskyttelse mot fuktighet. Tvert imot så kan fuktighet kondensere på emballasjens innside, og da må vannet dreneres bort ved å åpne opp emballasjen. Så snart limtreet er under tak og klimaet i bygget er tilfredsstillende bør limtreet pakkes ut. Dette vil redusere risikoen for at limtreets overflate får skjolder, noe som selvsagt bør unngås om limtreet forblir synlig i det ferdige bygg.

Ved lagring av limtre på byggeplass bør følgende råd tas til følge:

- Legg aldri limtre direkte på bakken.
- Bruk rene (!) underlag som er minst 250 mm høye og som gir god lufting.
- Underlaget skal være tørt og plant slik at ikke limtreet slår seg eller skjevbelastes.
- Legg rene (!) strølekter mellom limtreet og plasser lektene loddrett over hverandre.
- Ved utendørs lagring beskyttes limtreet for eksempel med presenninger som legges opp med god lufting, slik at det blir fullgod ventilasjon under presenningen. Presenningen bør ikke ha bakkekontakt.
- Langvarig lagring på byggeplassen bør unngås, spesielt dersom det skjer utendørs.

Limtreet kan, om man blir enige om det, leveres med kantbeskyttelse for å minske risikoen for skader under transport og montasje. Ved løft med kran skal man anvende brede stropper og beskytte limtreets kanter med kantvinkler eller lignende, slik at løftemerker unngås. Arbeidshansker, stropper og løfteredskap skal være helt uten løs smuss. Det må ikke gås på overflater som skal være synlige etter montasje.



Figur 1-16

Sørg for at arbeidshansker, stropper og annet løfteutstyr er fritt for smuss.

1.6 Transport og montering

Transport og montering utgjør de siste arbeidsoperasjonene i leveransen av en limtrekonstruksjon og kan synes å være av mindre betydning. De krever imidlertid samme omtanke som de andre arbeidsoperasjonene; de er nemlig avgjørende, ikke bare for konstruksjonen utforming, men også for hele prosjektets økonomi og gjennomføring.

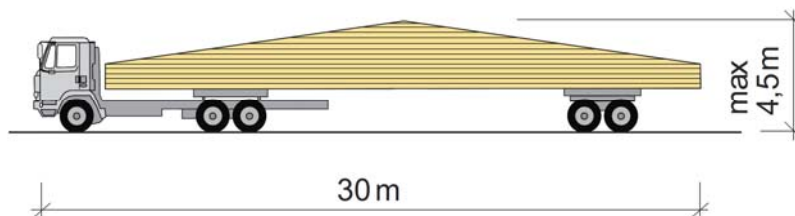
1.6.1 Transport

Normalt foregår transporten av limtre på landevegen, hvor trafikkregler varierer fra land til land. Dette kan påvirke størrelsene som er angitt nedenfor.

Med vanlig lastebil kan lengder på 9-10 m transporteres. For lengder over 12 m benyttes trailer med uttrekkbar henger. Komponenter med lengder opp til 30-35 m kan transporteres på denne måten. Ved små leveranser av lange bjelker blir kostnaden høy for denne typen transport, og det er derfor en fordel om bjelkene kan deles i mindre enheter som kan transporteres med vanlig lastebil.

I Norge kreves særskilt tillatelse fra myndighetene dersom den totale kjøretøylengden overstiger 20 m, men opp til 30 m lange komponenter skaper som regel ingen problemer, se figur 1-17. Spesiell tillatelse kreves også dersom lastbredden overstiger 3,0 m eller totalhøyden overskrider 4,5 m, noe som ofte er aktuelt i forbindelse med ramme- eller buekonstruksjoner. For jernbane- og båttransport gjelder andre grenser.

Ofte kan transportproblemene løses ved at man deler opp konstruksjonen i enheter som er lettere å transportere og som så settes sammen på byggeplass.



Figur 1-17

Største tillatte lengde og høyde for kjøretøy med spesiell tillatelse vil variere med lokale vegforhold.

1.6.2 Montering

Montering av limtrekonstruksjoner krever nesten alltid tilgang til en eller annen form for løfteanordning, som regel en eller flere mobilkraner.

Det mest effektive er om limtrekomponentene kan løftes fra bilen direkte til sin plass i bygget. Dette er imidlertid sjelden mulig og som regel må man derfor regne med en viss lagringstid på byggeplassen. Man bør derfor merke seg anbefalingene i avsnitt 1.5.6.

Ved mottak av leveransen kontrolleres at antall limtrekomponenter og beslag stemmer med bestillingen.

Det er viktig at man allerede før man lossrer har planlagt monteringen slik at tidkrevende flytting av komponenter unngås. Tydelig og systematisk merking av hver enkel limtrekomponent og beslag er også avgjørende for en rasjonell montering.

Inntil bygningens stabiliserende system er komplett, må tiltak gjøres for å sikre bygget mot vind og andre påkjenninger i byggetiden. Ramme- og buekonstruksjoner sikres best med stålkabler som er utstyrt med strekkfisker eller andre strammeanordninger. Denne midlertidige avstivningen benyttes også til å holde konstruksjonen i rett stilling til vindfagverk eller lignende avstivning er montert.

Plastemballasjen bør skjæres opp i underkant for å unngå fuktighet innenfor plasten. Emballasjen kan også tas helt av, men da må man være oppmerksom på risikoen for at synlige konstruksjoner blir tilsølt i byggeperioden. Spesielt utsatt er takkonstruksjoner med profilerte stålplater direkte på takbjelkene, der vannlekkasje i plateskjøtene tilsøler bjelkesidene før isolering og papptekking er på plass.

Tre-ledd-rammer og buer består av to deler som settes på betongfundamenter eller søyler og koples sammen i toppen med stålbeslag. Større konstruksjoner monteres enkelt og sikkert ved hjelp av en mobilkran og et flyttbart monteringsstårn under mønet. Monteringen foregår på den måten at hver ramme- eller buehalvdel løftes på plass med mobilkranen. Rammefoten settes fast i fotbeslag eller søyletopp og mønepartiet legges opp på monteringsstårnet og koples sammen med den andre halvdel som har blitt heist på plass på samme måte. Så snart stabiliseringen er klar flyttes tårnet til neste akse. En mye brukt metode for montasje av større konstruksjoner er å benytte tre mobilkraner, en for hver av konstruksjonshalvdelene og en kurvkran for montørene.

1.7 Bestilling og leveranse

1.7.1 Beskrivelse

På tegninger og i spesifikasjonene bør følgende angis:

- Identifikasjonskode (f.eks. B1, P3 etc.)
- Komponenttype (f.eks. ved referanse til tegning)
- Nominell størrelse (bredde x høyde ved venstre opplegg/maksimum høyde/høyde ved høyre opplegg x lengde i mm). For bjelker med konstant høyde eller søyler angis bare en høyde. For spesielle komponenttyper, som f.eks. asymmetrisk saltaksbjelke, bør størrelser angis på tegning
- Fasthetsklasse
- Limtype (I eller II i henhold til EN 14080)
- Overflatekvalitet (angi om nødvendig hvilke sider som blir synlige)
- Overflatebehandling (om relevant)
- Overhøyde (om relevant)
- Treslag (gran, furu eller annet)
- Toleranser.

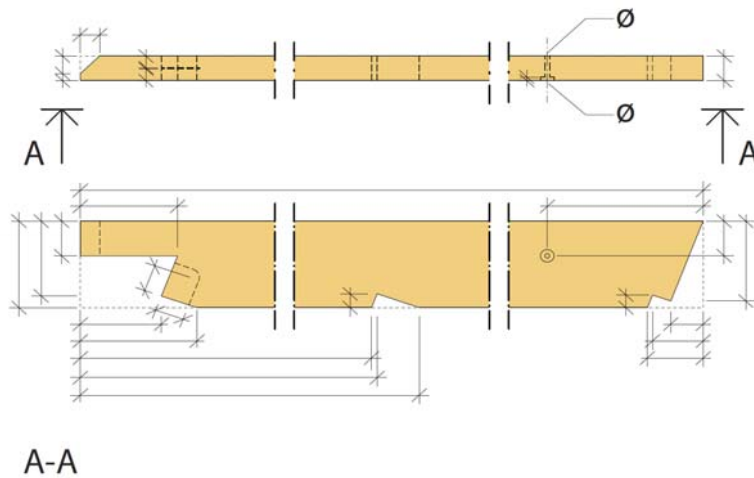
Eksempel på spesifikasjon: 4 stk. saltaksbjelker 165 x 680/1370/680 x 22000 mm, GL30c/type I, ren høvlet overflate – overhøyde 120 mm.

Ved forespørsel om tilbud eller ved bestilling bør følgende oppgis:

- Antall like enheter (merk at hver tre-ledd-ramme eller bue består av to komponenter).
- Henvisning til tegning som viser hull, innsnitt etc.
- Spesielle krav til emballasje (f.eks. individuell innpakning, kantbeskyttelse etc.)
- Leveringstidspunkt.
- Avlastningsdetaljer (kraner eller annet løfteutstyr).
- Prosjektets navn og adresse.

1.7.3 Målgivelse

En presis og klar angivelse av mål vil lette produksjonen og redusere faren for misforståelser og feil.



Figur 1-18

Eksempel på målgivelse.

1.8 Litteratur

Kersten, C. (Ed.) (1921): *Freitragenden Holzbauten*. Springer, Berlin, 1921.

Limtreboka (2002), Moelven Limtre AS.

Müller, C. (1998): Entwicklung des Holzleimbaues unter besonderer Berücksichtigung der Erfindungen von Otto Hetzer - ein Beitrag zur Geschichte der Bautechnik. Doctoral thesis, Bauhaus-Universität, Weimar.

Müller, C. (2000): Ingenieurporträt Otto Hetzer. Begründer des Holzleimbaues. *Deutsche Bauzeitung* 8/2000.

Rug, W. (2006): 100 Jahre Hetzer-Patent. *Bautechnik* Vol 83 (8). Ernst & Sohn Verlag.

Rug, W. (1994): Innovationen im Holzbau – Die Hetzerbauweise, *Bautechnik* 71 (4), pp. 213–219.

Rug, W. (1995): Innovationen im Holzbau – Die Hetzerbauweise (Teil 2), *Bautechnik* 72(4), pp.231–241.



Vikingskipet Hamar (Moelven Limtre AS, 1994)



Bykle kirke (Sørlaminering AS, 2003)



Tautra kloster (Moelven Limtre AS, 2006)

2

Dimensjonering av limtrekonstruksjoner

2.1	Generell innledning til dimensjonering av konstruksjoner	27
2.1.1	Forprosjektering og foreløpig dimensjonering	28
2.1.2	Detaljert dimensjonering ved hjelp av verifikasjon	28
2.2	Bruk av Eurokodene	29
2.2.1	Eurokoder og generelle krav	29
2.2.2	Dimensjonerings situasjoner og verifikasjon	30
2.2.3	Prinsippene for dimensjonering i grensetilstander	31
2.2.4	Verifikasjon etter partialfaktormetoden	32
2.2.5	Lastvirkning og lastkombinasjoner	33
2.2.6	Pålitelighetsklasser	34
2.3	Spesielle forhold for tre	34
2.3.1	Fuktighetsinnhold og klimaklasser	35
2.3.2	Lastvarighetsklasser	35
2.3.3	Dimensjonering i bruddgrensetilstand	36
2.3.4	Dimensjonering i bruksgrensetilstand	37
2.4	Anbefalinger om overhøyde og nedbøyninger	38
2.4.1	Overhøyde	38
2.4.2	Nedbøyninger	38
2.5	Litteratur	38

2.1 Generell innledning til dimensjonering av konstruksjoner

Dimensjoneringsregler for bærende bygningskonstruksjoner skal i første rekke sørge for å begrense risikoen for at sammenbrudd av konstruksjonen fører til alvorlige personskader; dessuten skal de sikre at bygningen fungerer tilfredsstillende under normal bruk. Den bærende konstruksjon skal dimensjoneres med hensyn til de krav som stilles til materialenes fastheter, oppførsel og holdbarhet gjennom konstruksjonen levetid.

Dimensjonering er basert på verifikasjon. Hensikten med verifikasjonen er å påvise at de aktuelle krav er tilfredsstillende for valgte system, dimensjoner og materialer. Verifikasjonen kan påvises ved beregninger eller testing eller ved en kombinasjon av disse metodene.

Dimensjonerende levetid er den tiden det antas at konstruksjonen skal fungere, for sin tiltenkte funksjon, med normalt vedlikehold, men uten at det skal bli nødvendig med betydelige reparasjoner. For bygninger anbefales det ofte 50 år, mens operativ levetid for bruer kan være så mye som 100 år.

2.1.1 Forprosjektering og foreløpig dimensjonering

Forprosjektering er første fase i et byggeprosjekt. Her skal behovene identifiseres og undersøkes, kravene til potensielle løsninger defineres, potensielle løsninger undersøkes og godkjennes og et passende konstruksjonskonsept utvikles for videre dimensjonering. Når et veldefinert konsept er valgt og godkjent er man over i andre fase av dimensjoneringsprosessen hvor konseptet skal verifiseres opp mot gjeldende forskrifter og standarder. Den intuitive fasen som er en del av den første fasen, omfatter definisjon av spesifikke målsettinger for prosjektet, utvikle forståelse av kundens ønsker og transformere disse til en liste av krav. Basert på en grundig forståelse av samfunnets krav, formulert i forskrifter og standarder, utvikles og evalueres skissemessige konseptuelle løsninger. Dimensjoneringskravene bør uttrykkes så enkelt og klart som mulig og omfatte aspekter som utførelse, kvalitetsmål, pålitelighet, sikkerhet, levetid, estetikk, ergonomi, økonomi og vedlikehold. Hensikten med denne systematiske prosessen er å generere et bredt utvalg av mulige design konsept. En kombinasjon av intuitive og systematiske metoder er sannsynligvis den beste måte å generere nye konsepter på. Gjennom systematisk søking kan ideer utvikles i den intuitive tankeprosess.

Den viktigste oppgaven for den innledende evaluering er å redusere antallet konsepter. Dette kan oppnås gjennom diskusjoner eller ved å benytte evalueringsmatriser. Det er viktig å ha en veldokumentert motivasjon for en utarbeidet løsning og å kunne gå tilbake til denne i den videre prosessen. Evalueringsfasen bør rangere de forskjellige konseptene og gjennomføre en forenklet risikoanalyse av hvert konsept, og den bør kunne ut i en endelig evaluering. Ranging kan foretas ved å sammenligne målsettinger og krav på en systematisk måte. Gjennom dette produseres en matrise som viser i hvilken grad de forskjellige ideer tilfredsstillende oppsatte krav. Risikoanalyse er en viktig del av den konseptuelle designprosess. Alle mulige risikoer bør registreres for de to til tre høyest rangerte konseptene. Disse kan omfatte risiko knyttet til byggeprosessen, transport og produksjon, økonomi, uhell og værforhold.

Hensikten med forprosjekteringen er å estimere foreløpige dimensjoner av de lastbærende deler av bygget, som fagverk, bjelker, søyler, vegger og gulv.

Forprosjekteringen vil ofte omfatte enkle beregninger basert på relevante lastkombinasjoner. Tverrsnittdimensjoner bestemmes på grunnlag av:

- Erfaring og anbefalinger.
- Foreløpige dimensjonerende krefter (inklusive samvirke).
- Foreløpige dimensjonerende spenninger.
- Foreløpige nedbøyninger.

2.1.2 Detaljert dimensjonering ved hjelp av verifikasjon

Resultat og prosess

I løpet av den detaljerte dimensjoneringen blir alle vesentlige beslutninger tatt, og denne fasen bør gi som resultat:

- Konstruksjonen er fullstendig og utvetydig definert og validert.
- Alle vesentlige konstruksjonssystem er definert.
- Alle deler er fullstendig detaljert og samordnet.
- Kostnader og byggemetoder er bestemt med god presisjon.
- Det er inngått avtaler om toleranser mellom aktuelle aktører for å sikre gjennomførbar byggemetode, prefabrikasjon og transport.

- Kvalitetsnivå og mål er bestemt.
- Beskrivelser er ferdigstilt i henhold til foreskrevne retningslinjer.

Dimensjonering av konstruksjoner reguleres av relevante byggebestemmelser for det geografiske område hvor konstruksjonen skal oppføres. Avhengig av land kan byggebestemmelsene eller standardene baseres på forskjellige prinsipper, som grensetilstandsmetoden (*limit state design*), pålitelighetsmetoder eller tillatte spenninger. I de fleste europeiske land brukes grensetilstandsmetoden, og alle skritt i designprosessen reguleres av et sett av Eurokoder. Ved dimensjonering skal samme bestemmelser, dvs. standard, benyttes for hele konstruksjonen.

Verifikasjon

Den vesentligste delen av det å dimensjonere en konstruksjon består i å verifisere at konstruksjonen tilfredsstiller de krav som standarden foreskriver, og fra 2010 er et sett av standarder, de såkalte Eurokodene, det felles regelverk som skal benyttes i EU og EØS, og dermed også i Norge. Verifikasjon av den lastbærende kapasitet til en konstruksjon og dens komponenter utføres i bruddgrensetilstanden («ultimate limit state» – ULS), mens verifikasjon av konstruksjonens funksjon utføres i bruksgrensetilstanden («serviceability limit state» – SLS). For å verifisere en konstruksjon i bruddgrensetilstanden må konstruktøren etablere modeller av konstruksjon og laster ved å benytte dimensjonerende verdier for laster, materialer eller produktgenskaper og geometriske data.

2.2 Bruk av Eurokodene

2.2.1 Eurokoder og generelle krav

Eurokodene er utarbeidet på oppdrag av den europeiske kommisjon med det formål å fremskaffe harmoniserte tekniske bestemmelser for dimensjonering av konstruksjoner til erstatning av de nasjonale regler i EUs medlemsland. Når Eurokodene gjøres gjeldende (hvilket de ble i 2010) må de brukes sammen. De konstruksjonsrelaterte Eurokodene består av følgende standarder som hver normalt består av flere deler:

EN 1990	Eurokode 0: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner ¹
EN 1991	Eurokode 1: Laster på konstruksjoner
EN 1992	Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner
EN 1993	Eurokode 3: Prosjektering av stålkonstruksjoner
EN 1994	Eurokode 4: Prosjektering av samvirkekonstruksjoner for stål og betong
EN 1995	Eurokode 5: Prosjektering av trekonstruksjoner
EN 1996	Eurokode 6: Prosjektering av murkonstruksjoner
EN 1997	Eurokode 7: Geoteknisk prosjektering
EN 1998	Eurokode 8: Prosjektering av konstruksjoner i jordskjelvområder
EN 1999	Eurokode 9: Prosjektering av aluminiumskonstruksjoner

I alle Eurokodene er de forskjellige bestemmelser nummerert, fortløpende fra (1) innenfor hvert avsnitt. Noen av bestemmelsene har en P etter nummeret, for eksempel (2)P. Denne P står for «*Principle requirement*» og betyr at en *må* tilfredsstille kravet/kravene i bestemmelsen. Disse bestemmelsene er vanligvis generelle krav og definisjoner som det ikke finnes alternativer til, samt

¹ EN 1990 heter egentlig bare Eurokode. Ved å «hekte på» en null (0) blir henvisningen til denne standard mer presis.

krav og analysemetoder der alternativer ikke er tillatt med mindre annet er spesielt angitt. Dersom bestemmelsens nummer ikke har noen etterfølgende P er den å regne som en anvendelsesregel; en slik regel er en allment anerkjent regel som samsvarer med prinsippene og oppfyller kravene de setter. Det er tillatt å bruke andre beregnings- og konstruksjonsregler enn anvendelsesreglene, forutsatt at det kan dokumenteres at de anvendte regler samsvarer med de relevante prinsippene.

Eurokode 0 beskriver prinsippene for grensetilstandsmetoden samt kravene til sikkerhet, brukbarhet og bestandighet, og den spesifiserer følgende generelle krav til prosjekteringsprosessen:

- valg av bærende system og prosjektering av konstruksjonen skal utføres av personell med nødvendig fagkunnskap og;
- byggearbeidet skal utføres av personell med nødvendig kompetanse og erfaring;
- det skal sørges for egnet overvåking og kvalitetskontroll under utførelse av byggearbeidet, dvs. i konstruksjonskontorer, fabrikker, på verksteder og på byggeplassen;
- byggematerialer og produkter skal anvendes som angitt i Eurokodene eller i de aktuelle utførelsesstandardene, i referansematerialet eller i produktbeskrivelsene;
- konstruksjonen skal vedlikeholdes på egnet måte;
- konstruksjonen skal brukes i overensstemmelse med forutsetningene for prosjekteringen.

2.2.2 Dimensjonerings situasjoner og verifikasjon

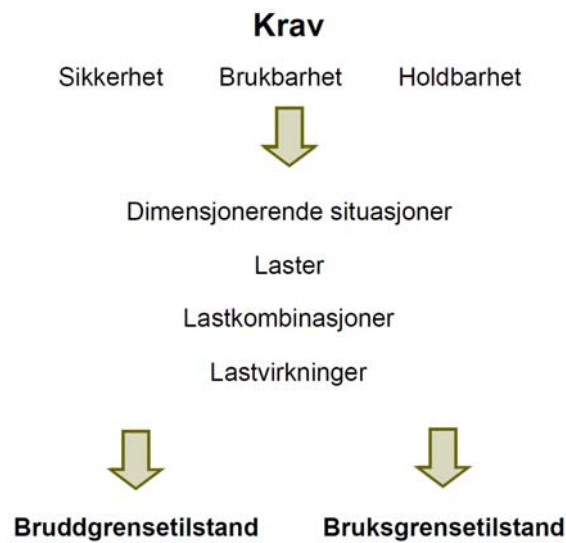
For å verifisere en konstruksjon eller en del av den må konstruktøren skjelne mellom dimensjonerings situasjoner, se tabell 2-1, samt påvirkning, laster, lastkombinasjoner og deres virkning, se figur 2-1. Eksempler på påvirkning er tyngdekraften, vind, snø, solstråling og jordskjelv. Eksempler på laster er belastning, trykk, temperatur og grunnakselerasjon. Lastkombinasjoner er kombinasjoner av laster som med stor sannsynlighet vil opptre samtidig. Virkningene på en konstruksjon når den påkjennes av en lastkombinasjon kan være spenninger, indre krefter og momenter, forskyvninger etc.

Tabell 2-1: Dimensjonerings situasjoner og deres verifiseringsbehov.

Dimensjonerings situasjon		Verifisering
Vedvarende	Normal bruk	ULS, SLS
Forbigående	Montering, tilfeldige situasjoner som konstruksjonen utsettes for som vedlikehold og reparasjoner	ULS, SLS
Ulykke	Normal bruk	ULS
	Montering	ULS
Seismisk	Normal bruk	ULS, SLS
	Montering	ULS, SLS

Eurokodene er basert på grensetilstandsmetoden («limit state design»). En grensetilstand definerer en tilstand som ikke kan overskrides om konstruksjonen skal tilfredsstillende de relevante ytelseskrav. Disse betingelsene klassifiseres som henholdsvis bruddgrensetilstand og bruksgrensetilstand. Bruddgrensetilstanden (“ULS – ultimate limit state”) er relatert til sikkerhet mot sammenbrudd og andre former for alvorlig konstruksjonssvikt. Bruksgrensetilstanden (“SLS – serviceability limit state”)

er relatert til tilstander hvor konstruksjonen, selv om den står, ikke lenger tilfredsstillende definerte brukskrav (til for eksempel nedbøyninger og vibrasjoner). Verifikasjonen eller dimensjoneringsprosedyren er illustrert i figur 2-1.



Figur 2-1. Vanlig terminologi i prosjekteringsprosessen.

Dimensjonering og detaljering av tre- og limtrekonstruksjoner utføres i henhold til Eurokodene 0, 1 og 5. Eurocode 5 består av tre deler:

- NS-EN 1995-1-1 Prosjektering av trekonstruksjoner – Del 1-1: Allmenne regler for bygninger
- NS-EN 1995-1-2 Prosjektering av trekonstruksjoner – Del 1-2: Brannteknisk dimensjonering
- NS-EN 1995-2 Prosjektering av trekonstruksjoner – Del 2: Bruer

Eurokodene åpner for nasjonale valg med hensyn til visse, men relativt få, regler og parametre. Disse nasjonalt bestemte reglene og parametrene er gitt i et nasjonalt tillegg, et såkalt NA («National Annex»), til den relevante Eurokode. For å spare plass vil forstavelen NS (Norsk Standard) bli utelatt i fortsettelsen.

2.2.3 Prinsippene for dimensjonering i grensetilstander

Eurokode 0 angir to metoder for dimensjonering i grensetilstander:

- Pålitelighetsmetoder
- Partialfaktormetoden

Grensetilstandsmetoden er basert på en statistisk tilnærming hvor det foretas en bedømmelse av sannsynligheten for å nå en gitt grensetilstand, og hvor det etableres et akseptabelt maksimalt nivå på denne sannsynligheten som dimensjoneringen må forholde seg til. Betrakt det spesielle tilfellet at grensetilstanden for sammenbrudd kan beskrives av lastvirkningen E og konstruksjonens motstand R , slik at sammenbrudd vil inntre når $E > R$ (det såkalte fundamentale tilfellet). Lastvirkningen E er vanligvis den maksimale verdi i løpet av en periode T (som ofte settes til ett år for tidsavhengige laster). Både E og R er tilfeldige («random») variable størrelser. Sikkerhetsmarginen, definert som $Z = R - E$ er også en tilfeldig variabel, slik at konstruksjonen betraktes som sikker dersom $Z > 0$. Dersom det antas at både R og E er normalfordelte med middelveier lik henholdsvis μ_R og μ_E , og med standardavvik lik σ_R og σ_E , kan sannsynligheten for sammenbrudd P_f uttrykkes som

$$P_f = P(Z \leq 0) = \Phi\left(\frac{0 - \mu_Z}{\sigma_Z}\right) = \Phi(-\beta) \quad (2-1)$$

hvor $\Phi(\cdot)$ er den standardiserte normalfordelte funksjon, $\mu_Z = \mu_R - \mu_E$ og $\sigma_Z^2 = \sigma_R^2 + \sigma_E^2$ og hvor $\beta = \mu_Z / \sigma_Z$ er den såkalte pålitelighetsindeksen. β er et mål på sikkerhetsnivået og gir et uttrykk for hvor mange standardavvik sammenbruddsonen ($Z < 0$) er fra middelverdien til Z . Sammenhengen mellom β og P_f er gitt i tabell 2-2.

Tabell 2-2: Sammenheng mellom pålitelighetsindeks β og sannsynlighet for sammenbrudd P_f .

P_f	10^{-1}	10^{-2}	10^{-3}	10^{-4}	10^{-5}	10^{-6}	10^{-7}
β	1,28	2,32	3,09	3,72	4,27	4,75	5,20

Konstruksjonsstandarder basert på grensetilstandsmetoden, som Eurokode 0, definerer vanligvis et formelt sikkerhetsnivå basert på et minste måltall for pålitelighetsindeksen β (eller en største tillatt sannsynlighet for brudd). I Eurokode 0 settes det generelle måltallet for β lik 4,7 når referanseperioden er ett år, og 3,8 dersom det benyttes en referanseperiode på 50 år. På nasjonalt nivå tillates det i flere land at β er en funksjon av konsekvensen av sammenbrudd, definert ved pålitelighetsklasser. Dette betyr, for eksempel, at det tillates lavere verdi for β i tilfeller hvor sammenbrudd må antas å ha liten betydning for liv og helse, og motsatt dersom det er stor fare for liv og helse. Pålitelighetsmetoder er generelt sett lite egnet for vanlig dimensjonering av konstruksjoner, men de kan være nyttige med tanke på kode kalibrering og sammenligning av konstruksjoners sikkerhetsnivå. Vanlig dimensjonering utføres mest hensiktsmessig ved hjelp av partialfaktormetoden.

2.2.4 Verifikasjon etter partialfaktormetoden

I vanlig prosjektering er det, per i dag, ikke praktisk gjennomførbart å utføre en dimensjonering basert på en pålitelighetsindeks. I stedet benyttes den såkalte partialfaktormetoden (også kalt partialkoeffisientmetoden). Denne metoden bruker flere sikkerhetsfaktorer, kalt partialfaktorer eller partialkoeffisienter, som hver tar hensyn til de forskjellige typene av usikkerhet som påvirker beregningene, for eksempel:

- usikkerhet i verdiene som representerer lastene (γ_f)
- usikkerhet i materialegenskaper (γ_m)

Et viktig grunnlag for partialfaktormetoden er konseptet om *karaktéristiske verdier*, verdier som bør være basert på klare statistiske definisjoner. For eksempel er karakteristiske laster definert i et sett av Eurokoder 1. Dimensjonerende last finnes ved å multiplisere den karakteristiske last med en partiell sikkerhetsfaktor γ . Verdien til en partiell sikkerhetsfaktor, for både laster og materialparametre, avhenger av definisjonen på den karakteristiske verdi den skal benyttes sammen med. For tidsavhengige laster (for eksempel snø og vind) vil en karakteristisk verdi Q_k typisk være definert ved at sannsynligheten for at verdien overskrides er 2 % per år. Dette er det samme som å si at Q_k har en returperiode på 50 år, hvilket betyr at lastnivået Q_k overskrides, i gjennomsnitt, bare en gang i løpet av en 50 års periode.

Med henvisning til det fundamentale tilfellet i grensetilstandsmetoden som ble introdusert i avsnitt 2.2.1, må det verifiseres at den dimensjonerende motstand R_d er større enn den dimensjonerende lastvirkningen E_d for den konstruksjonskomponent som betraktes, dvs.

$$R_d > E_d \quad (2-2)$$

Dette kravet må verifiseres for hver bruddform og et antall forskjellige lastkombinasjoner, alt avhengig av dimensjonerings situasjonen. Den dimensjonerende lastvirkningsverdien E_d er bestemt på grunnlag av den permanente lasten G , den variable (tidsavhengige) lasten Q og eventuelle ulykkeslaste. Dimensjonerende verdi av den permanente lasten, G_d , bestemmes av følgende uttrykk:

$$G_d = \gamma_G \cdot G_k \quad (2-3)$$

hvor γ_G er en partiell sikkerhetsfaktor for permanente laster (G) og G_k er den karakteristiske verdien til permanente laster, typisk definert som 50 % fraktilen eller som middelverdien.

Dimensjonerende verdier for variable laster defineres som

$$Q_d = \gamma_Q \cdot Q_k \quad (2-4)$$

hvor γ_Q er en partiell sikkerhetsfaktor for variable laster (Q) og Q_k er den karakteristiske verdien til variable laster, typisk definert som 98 % fraktilen av fordelingen av årlige maksimalverdier for Q .

Dimensjonerende motstand, R_d , er hovedsakelig bestemt på grunnlag av materialparametre og konstruksjonens dimensjoner. Dimensjonerende fasthet f_d bestemmes av

$$f_d = \eta \frac{f_k}{\gamma_m} \quad (2-5)$$

hvor γ_m er en partiell sikkerhetsfaktor for materialet, f_k er en karakteristisk verdi for vedkommende materialeegenskap (fasthet), typisk definert som 5 % fraktilen og η er en faktor som tar hensyn til forskjellen mellom forholdene på stedet (in-situ) og forholdene under selve undersøkelsene som ble brukt ved bestemmelsen av egenskapen.

I bruksgrensetilstanden er vanligvis den kritiske betingelsen formulert på en måte som tilsier at beregnet nedbøyning, vibrasjon, glidning i en forbindelse etc. skal være mindre enn en absolutt eller relativ påkrevd verdi.

Bruken av partialfaktormetoden kan variere noe fra land til land. I Norge har en valgt å behandle konsekvensene av svikt i bæresystemer ved å plassere forskjellige typer av byggverk eller deler av byggverk i definerte pålitelighetsklasser, se avsnitt 2.2.6.

2.2.5 Lastvirkning og lastkombinasjoner

Uttrykket "lastvirkning" omfatter for eksempel indre krefter og momenter, men også forskyvninger, forårsaket av laster. Som grunnregel dimensjoneres ikke en konstruksjon for en enkelt last, men for en kombinasjon av laster, for eksempel egenvekt og snø. For å bestemme en dimensjonerende kombinasjon av laster, må hver last, i tur og orden, betraktes som den dominerende variable last (med sin fulle verdi) og kombineres med de andre lastene med sine kombinasjonsverdier; disse kombinasjonsverdiene beskriver en reduksjon av den karakteristiske verdien Q_k via faktorene ψ_0 , ψ_1 og ψ_2 , definert som:

- *Kombinasjonsverdien* ($\psi_0 Q_k$) brukes (på de variable lastene, unntatt den dominerende) for å verifisere bruksgrensetilstanden og for å verifisere bruksgrensetilstanden når det er aktuelt å kontrollere for den karakteristiske lastkombinasjonen (se kapittel 6).

- Den ofte forekommende verdi ($\psi_1 Q_k$) brukes for verifikasjon av bruddgrensetilstand relatert til ulykkeslaster og for verifikasjon av bruksgrensetilstand. Den ofte forekommende verdi overskrides i ca 1% av tiden.
- Den *kvasi-permanente verdi* ($\psi_2 Q_k$) brukes for å bedømme langtids effekter i bruksgrensetilstand, f.eks. forskyvninger eller sprekker, og for å representere den variable lasten i ulykkeskombinasjon i bruddgrensetilstand. Tilsvarende tidsgjennomsnittet til den variable lasten Q .

Faktoren ψ_2 kan også betraktes som en faktor som konverterer laster med kort varighet til en ekvivalent permanent last; dette for å kunne beregne langtids utbøyninger på grunn av kryp.

Eurokode 0 definerer regler for å kombinere laster for de forskjellige dimensjonerings situasjoner; disse er vist i tabell 2-1. Disse reglene definerer hvordan permanente og variable laster skal kombineres for å bestemme lastvirkningen. Det følgende generelle format, ligning (2-6), er, for eksempel, gyldig for dimensjonering i vedvarende eller forbigående dimensjonerings situasjoner i bruddgrensetilstanden

$$E_d = \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad (2-6)$$

hvor indeksene j og i angir henholdsvis permanent lastkomponent nr. j og variabel lastkomponent nr. i .

- $Q_{k,1}$ er karakteristisk verdi til den dominerende variable last
- $\gamma_{Q,1}$ er den partielle sikkerhetsfaktor assosiert med $Q_{k,1}$

2.2.6 Pålitelighetsklasser

Faren for at svikt i en konstruksjon skal resultere i alvorlig personskaade vil variere både med type bygning og med hvordan den brukes. For den enkelte komponent er også dens funksjon viktig. Det vil således være vesentlig større fare for personskaade om en takbjelke svikter enn om en stolpe i en skillevegg svikter, og faren er atskillig større om bjelken er med på å bære et tak i en sportshall enn om den bærer i et takutspring over en veranda.

I noen land tas det hensyn til disse forskjellene ved å plassere lastbærende konstruksjoner i forskjellige pålitelighetsklasser avhengig av konsekvensene av konstruksjonssvikt. Pålitelighetsklassen bestemmer enten graden av kontroll og/eller verdien på lastfaktoren for pålitelighetsdifferensiering, k_{Fi} , i bruddgrensetilstanden. I det norske NA er pålitelighetsklassene først og fremst en måte å regulere prosjekterings- og utførelseskontrollene på. Imidlertid kan partialfaktoren for variable laster reduseres med faktoren $k_{fi} = 0,9$ for konstruksjoner i pålitelighetsklasse 1. Ellers ingen lastjustering som følge av pålitelighetsklassen. I bruksgrensetilstanden tas det ikke hensyn til pålitelighetsklassene.

2.3 Spesielle forhold for tre

Som konstruksjonsmateriale er tre og limtre på mange måter forskjellig fra stål og armert betong. Tre er et biologisk og naturlig materiale med høyst varierende egenskaper; det er et ortotrop material ved at det har forskjellige egenskaper i forskjellige retninger. Tre er dessuten hygroskopisk (vannabsorberende); det betyr at fuktighetsinnholdet er i stadig variasjon avhengig av den relative luftfuktighet i omgivelsene.

Følgende egenskaper med betydning for styrke og stivhet er spesifikke for dimensjonering av tre og limtrekonstruksjoner:

- Varierende fuktighetsinnhold - klimaklasser
- Lastenes varighet - lastvarighetsklasser
- Modifikasjonsfaktorer for materialegenskaper
- Variasjon i bøye- og strekkfasthet på grunn av størrelse ("size effect")
- Høyst forskjellig materialegenskaper langs etter og tvers på fibrene

2.3.1 Fuktighetsinnhold og klimaklasser

Fuktighetsinnholdet og variasjonen av dette har en betydelig innvirkning på alle egenskaper til tre, limtre og andre trebaserte produkter. Fuktighetsinnholdet påvirker både styrke og stivhet. For å ta hensyn til denne effekten ved dimensjoneringen innfører Eurokode 5 tre *klimaklasser*:

- *Klimaklasse 1* karakteriseres ved det fuktighetsinnhold som opptrer i trevirket når den omkringliggende luft har en temperatur på 20°C og en relative fuktighet som overstiger 65% bare noen få uker i løpet av et år. Det gjennomsnittlige fuktighetsinnhold i de fleste bartreslag overskrider ikke 12%. Klimaklasse 1 omfatter blant annet:
 - gulv og fagverk i kaldt, men luftet loft over permanent oppvarmet rom
 - bærende elementer i yttervegger i bygninger som vanligvis er oppvarmet og som er beskyttet av dampspærre på varm side og av vindtetting og luftet kledning på yttersiden
 - gulvbjelker over kryprom som er ventilert med inneluft

Limtrekonstruksjoner i svømmehaller og isolerte ridehaller plasseres normalt i denne klassen.

- *Klimaklasse 2* karakteriseres ved det fuktighetsinnhold som opptrer i trevirket når den omkringliggende luft har en temperatur på 20°C og en relative fuktighet som overstiger 85% bare noen få uker i løpet av et år. Det gjennomsnittlige fuktighetsinnhold i de fleste bartreslag overskrider ikke 20%. Klimaklasse 2 omfatter blant annet:
 - gulvbjelker over kryprom som er ventilert med uteluft
 - limtrekonstruksjoner i rom eller bygninger som ikke er permanent oppvarmet, som for eksempel fritidshus, kalde lagerbygg, uisolerte ridehaller og landbruksbygg
 - limtrekonstruksjoner i dårlig ventilerte svømmehaller
- *Klimaklasse 3* karakteriseres ved klimatiske forhold som fører til høyere fuktighetsinnhold enn i klimaklasse 2. Det gjennomsnittlige fuktighetsinnhold i de fleste bartreslag overskrider 20%. Dette omfatter for eksempel:
 - konstruksjoner som ikke er beskyttet mot regn og vann
 - innendørs limtrekonstruksjoner i lokaler med befuktning
 - konstruksjoner som er i kontakt med terreng

2.3.2 Lastvarighetsklasser

Trevirke har en lavere styrke når det belastes over lang tid. Dette tas det hensyn til ved at det er innført *lastvarighetsklasser* som dimensjoneringen må forholde seg til. Eurokode 5 definerer fem lastvarighetsklasser som angitt i tabell 2-3. Lastvarighetens innvirkning på trevirkets fasthet er bestemt av verdien på en modifikasjonsfaktor k_{mod} som foruten å være en funksjon av de 5 lastvarighetsklassene også er en funksjon av klimaklassen. Faktoren k_{mod} er en reduksjonsfaktor for de karakteristiske fastheter til trevirke og trebaserte produkter; den varierer mellom 0,2 og 1,1, men for konstruksjonsvirke og limtre er variasjonen mellom 0,5 og 1,1. Det er bare for øyeblikkslast og tørt (klimaklasse 1 og 2) trevirke (konstruksjonsvirke eller limtre) at faktoren er større enn 1,0, nemlig 1,1 og således resulterer i en liten økning av den karakteristiske fasthet.

Tabell 2-3: Definisjon av lastvarighetsklasser.

Lastvarighetsklasse	Varighet	Eksempler på belastning
Permanent last	mer enn 10 år	egenvekt
Langtidslast	6 måneder til 10 år	lagring av varer
Halvårslast	1 uke til 6 måneder	trafikklast, snø
Korttidslast	mindre enn en uke	snø, vind
Øyeblikkslast		vind, støt, eksplosjon

Modifikasjonsfaktoren k_{mod} er gitt i tabell 2-4. Dersom en lastkombinasjon består av laster med forskjellig lastvarighet skal det brukes en verdi for k_{mod} som svarer til lasten med den korteste varighet.

Tabell 2-4: Verdier av k_{mod} for konstruksjonsvirke, limtre og LVL («laminated veneer lumber»).

Klima- klasse	Lastvarighetsklasse				
	Permanent	Langtids	Halvårs	Korttids	Øyeblikks
1	0,6	0,7	0,8	0,9	1,1
2	0,6	0,7	0,8	0,9	1,1
3	0,5	0,55	0,65	0,7	0,9

I en forbindelse mellom trematerialer med forskjellig verdi på k_{mod} , beregnes reduksjonsfaktoren for forbindelsen som følger:

$$k_{mod} = \sqrt{k_{mod,1} k_{mod,2}} \quad (2-7)$$

hvor $k_{mod,i}$ er modifikasjonsfaktoren for material nr i (1 eller 2).

2.3.3 Dimensjonering i bruddgrensetilstand

Dimensjonerende kapasitet i bruddgrensetilstanden bestemmes av de dimensjonerende fasthetsverdier for limtre; disse verdiene finnes ved å modifisere de tilsvarende karakteristiske fasthetsverdier som angitt i ligning (2-5) og som nå kan uttrykkes mer presist som:

$$f_d = k_{mod} k_h \frac{f_k}{\gamma_m} \quad (2-8)$$

Her er f_d dimensjonerende fasthet for eksempelvis bøyning, strekk eller skjær, mens f_k er den korresponderende karakteristiske fasthet gitt i tabellene 1-1 til 1-3. Faktoren k_{mod} , som er gitt i tabell 2-4, korrigerer den karakteristiske verdien for effektene av fuktighet og lastvarighet, mens k_h er en høydefaktor som er omtalt nedenfor. Eurokode 5 setter verdien til partialfaktoren γ_m («materialfaktoren») lik 1,25 for limtre. Dette er imidlertid en av de parametrene som kan gis en nasjonal verdi, og i Norge har man valgt å redusere verdien til 1,15 for limtre og til 1,25 for konstruksjonsvirke (mot

1.3 i Eurokode 5). Dette ble gjort for å dempe virkningen av den store reduksjonen i styrkeegenskapene som limtre opplevde ved overgangen fra nasjonale standard (NS 3470) til Eurokode 5.

For rektangulære tverrsnitt med høyde mindre enn 600 mm kan karakteristisk bøyefasthet $f_{m,k}$ og karakteristisk strekkfasthet parallelt med fibrene $f_{t,0,k}$ økes med en faktor k_h ("høydefaktor") gitt ved følgende uttrykk:

$$k_h = \min \left\{ \left(\frac{600}{h} \right)^{0.1}, 1,1 \right\} \quad (2-9)$$

hvor h er høyden av tverrsnittet [i mm]. For alle andre fasthetsparametre settes $k_h = 1,0$.

I henhold til gjeldende regler i Eurokode 5 skal bøy- og strekkfasthet korrigeres for høyde-, eller kanskje mer presist, størrelseseffekt, mens skjærkapasitet til limtre reduseres med en faktor k_{cr} .

2.3.4 Dimensjonering i bruksgrensetilstand

I bruksgrensetilstanden skal konstruksjonen være tilstrekkelig stiv til å hindre ubehagelige vibrasjoner og deformasjoner som kan svekke funksjonen til konstruksjonskomponenter, som for eksempel drenasje på tak. Stivheten til limtrekomponenter er ikke bare avhengig av deres geometri, også lastenes varighet, fuktighetsinnhold og temperatur spiller inn. Spesielt er variasjoner i laster og fuktighet viktig.

For å ta hensyn til fuktighetsinnholdets betydning for langtidsdeformasjonene (dvs. krypeffektene) innfører Eurokode 5 en deformasjonsfaktor k_{def} . Denne faktoren, som er avhengig av klimaklassen, benyttes ved beregning av langtidsdeformasjoner. For de viktigste konstruktive trematerialer er k_{def} gitt i tabell 2-5. Tilsvarende tabell i EN 1995-1-1 omfatter også verdier for de fleste trebaserte platematerialer.

Tabell 2-5: Faktoren k_{def} for konstruksjonsvirke, limtre og LVL («laminated veneer lumber»).

Klimaklasse		
1	2	3
0,60	0,80	2,00

I en forbindelse mellom trematerialer (inklusive platematerialer) med forskjellig verdi på k_{def} beregnes deformasjonsfaktoren for forbindelsen som følger:

$$k_{def} = 2\sqrt{k_{def,1}k_{def,2}} \quad (2-10)$$

hvor $k_{def,i}$ er deformasjonsfaktoren for material nr i (1 eller 2).

I bruksgrensetilstanden er normalt alle partialkoeffisienter, både lastfaktorer og materialfaktoren, lik 1,0.

Ved beregning av deformasjoner er det viktig å definere relevante laster og lastkombinasjoner. Både Eurokode 0 og Eurokode 5 har bestemmelser for hvilke lastkombinasjoner som skal benyttes i bruksgrensetilstanden; dette er et litt vanskelig område, og det henvises til kapittel 6 for en mer detaljert beskrivelse.

2.4 Anbefalinger om overhøyde og nedbøyninger

Fra et utseendemessig synspunkt er det viktig å redusere nedbøyninger. Selv så små nedbøyninger som 1/300 av spennlengden (til en bjelke eller et fagverk) er synlige, spesielt dersom det finnes en horisontal referanselinje. Slike visuelle «krav» må selvsagt formuleres med stor vekt på byggets art og funksjon – det kan ikke stilles samme krav til en lagerhall som til en utstillingshall.

2.4.1 Overhøyde

Belastningsindusert nedbøyning kan i noen grad kompenseres ved å produsere komponenter med en viss overhøyde. Passende overhøyde kan være beregnet nedbøyning på grunn av egenlast samt en «normal» nyttelast. Overhøyde benyttes primært for fritt opplagte bjelker med spenn over 10 meter; det er mindre aktuelt for kontinuerlige bjelker over flere spenn.

Overhøyde bør alltid spesifiseres når det er snakk om tak med liten helning. Den må dimensjoneres slik at det alltid er tilstrekkelig fall mot avløp, også med full snølast. Snø, is og stående vann fra smeltet snø kan ellers forårsake økte nedbøyninger (utover den beregnede nedbøyning) med fare for sammenbrudd i takbjelker. Dessuten øker risikoen for lekkasjer og vannskader. Et minimum på 3° bør alltid tilstrebese.

2.4.2 Nedbøyninger

I kapittel 6, tabellene 6-1 og 6-2, er det foreslått akseptable nedbøyninger av rette komponenter, i forhold til deres spennlengder. Disse verdiene bør også kunne tillempes for buer, rammer og andre typer konstruksjoner.

Forbindelser mellom lastbærende indre vegger og gulv skal utformes slik at gulvet kan deformeres fritt, uten å overføre påkjenninger til veggen, hvis ikke kan veggen skades og/eller gulv under kan overbelastes. Sekundære bæresystemer kan normalt dimensjoneres med reduserte krav til nedbøyninger, sammenlignet med hovedbæresystemer. Dette må allikevel ikke føre til svekket funksjon, som for eksempel skader (oppsprekking) i takmaterialer.

2.5 Litteratur

Engström, B. (2002): *Conceptual Design – Methodology*. Course literature on structural analysis and design. Department of Structural Engineering. Chalmers University of Technology, Gothenburg, Sweden.

Kroll, E., Condoor, S., Jansson, D. (2001): *Innovative Conceptual Design – Theory and Application of Parameter Analysis*. Cambridge University Press. Cambridge, UK. ISBN 0521778484.

Limtreboka (2002), Moelven Limtre AS.



Ålgård kirke (Moelven Limtre AS, 2015)



Driftsbygning Strandvik (Vestlandske Limtre Industrier AS, 2010)



Universitetet i Longyearbyen, Svalbard (Moelven Limtre AS, 2006)

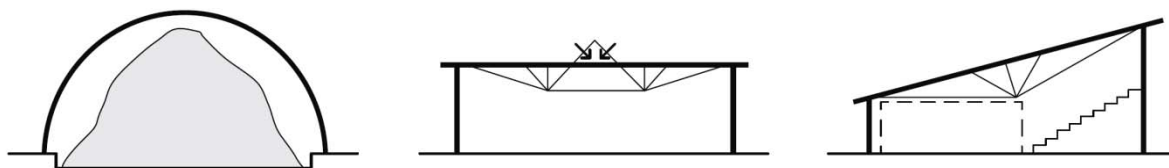
Konstruksjonssystemer i limtre

3.1	Innledning	41
3.2	Bjelke- og søyle-systemer.....	43
3.3	Kontinuerlige bjelker	45
3.4	Fagverk.....	45
3.5	Saltakstoler og underspente bjelker.....	46
3.6	Buer	49
3.7	Tre-ledd ramme	50
3.8	Utkragede bjelker.....	51
3.9	Skall	51
3.10	Sammensatte system	52
3.11	Limtrebruer.....	53
3.12	Beslag og forbindelser	56
3.13	Oversiktstabell	56
3.14	Litteratur.....	59

3.1 Innledning

Limtre tilbyr et stort og variert utvalg av konstruktive systemer. Dette kapitlet oppsummerer diverse grunnleggende løsninger for haller og trebruer – fra enkle systemer med bjelker og søyler til buer, rammer og skallkonstruksjoner - som alle på forskjellig vis utnytter limtreets egenskaper i større eller mindre grad.

Valget av konstruksjonssystem påvirkes fremfor alt av byggets funksjon, dets budsjett og av arkitektoniske hensyn (som fri høyde, begrensninger med hensyn til takvinkler, naturlig lys etc., se figur 3-1). Produksjonstekniske og transportmessige forhold kan også legge klare føringer (se avsnitt 1.6).



Figur 3-1

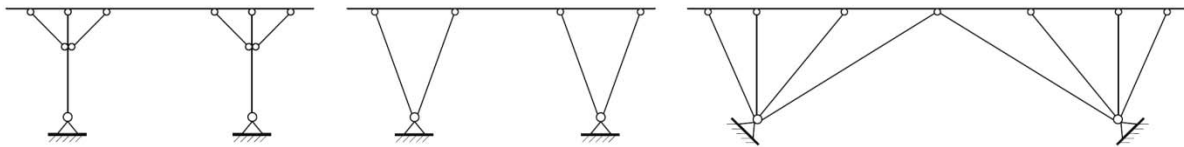
Funksjonskrav og utforming: Lagring av bulkmateriale, naturlig lys og tak med krav til fri høyde.

God materialutnyttelse kan oppnås ved å vektlegge følgende anbefalinger:

- Tilstreb bæring via aksialkrefter (trykk og strekk).
- Unngå store bøyemomenter og slanke, vippingsutsatte bjelker.
- Se opp for ugunstige skjærkrefter.
- Unngå eksentrisiteter og torsjon.
- Unngå tverrstrekk (strekk tvers på fiberretningen) fra laster eller fuktbevegelse.
- Romlige systemer er ofte robuste og optimale med hensyn til stabilitet.

Konstruktive systemer kan optimaliseres ved:

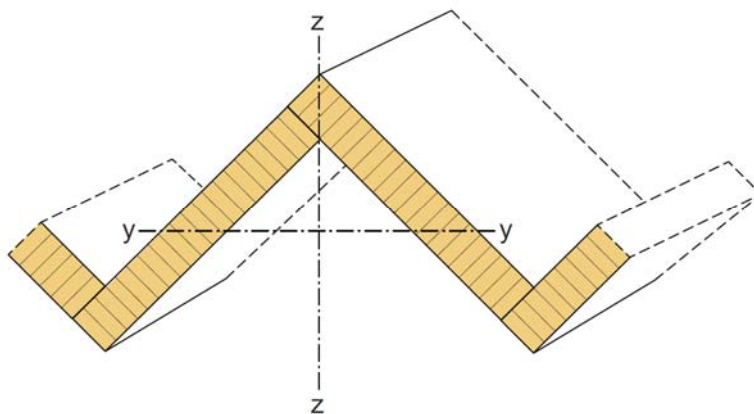
- å tilpasse dimensjonene til snittkreftene (f.eks. en saltaksbjelke, se figur 3-5),
- velge høvelige opplagerpunkter (indre opplegg, kontinuerlige bjelker),
- valg av leddforbindelser (f.eks. Gerber-systemer),
- å benytte understøttelser for å redusere spennvidder, se figur 3-2,
- underspente bjelker (etablerer innvendige elastiske opplegg), se figurene 3-11 til 3-13.



Figur 3-2

Reduksjon av bjelkers spennvidde ved bruk av stag.

Elementer som skaper en flate er normalt "selv-optimaliserende" i den forstand at de bidrar til flere funksjoner: last-bæring, stabilisering og omslutning av rom (figur 3-3).



Figur 3-3

Plate-skive system som ivaretar flere funksjoner: last-bæring, avstivning og omslutning av rom.

Tabell 3-1 som avslutter dette kapitlet gir en oversikt over de vanligste typer av konstruksjonssystemer med limtre. For å gjøre valget enklere angir tabellen anbefalte spennvidder og cirka høyder; verdiene er gjennomsnittsverdier for normale betingelser. Små laster og kortere senteravstander vil gi lavere komponenthøyde, og motsatt.

3.2 Bjelke- og søyle-systemer

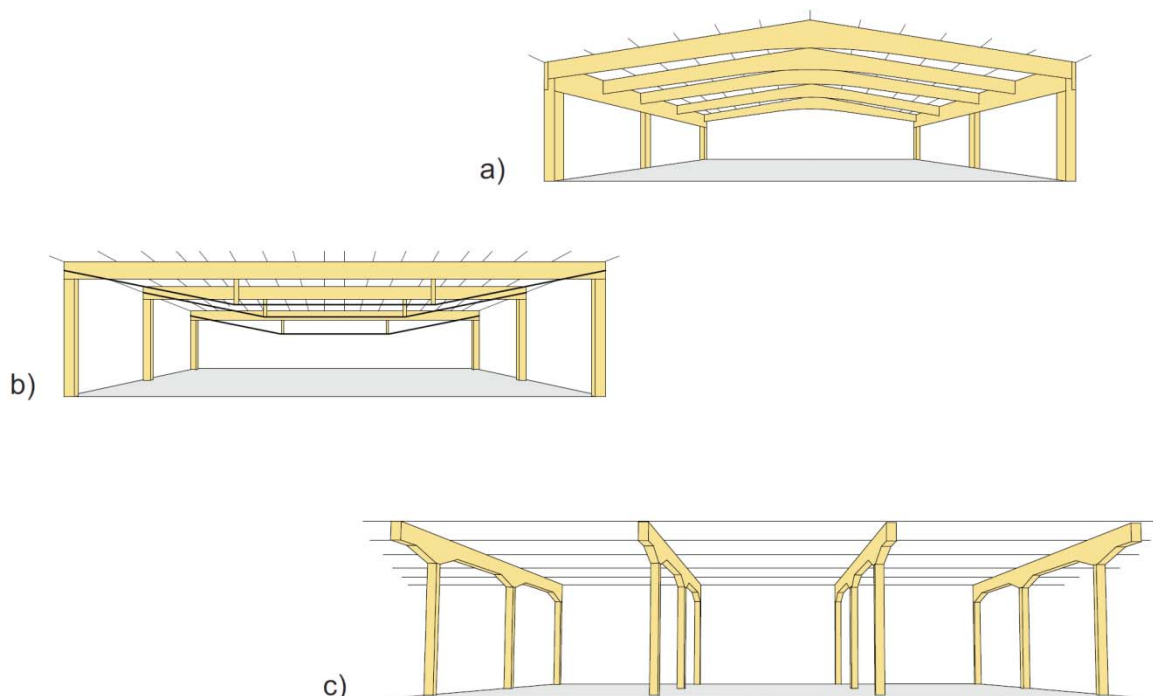
I sin enkleste og vanligste form består et bæresystem i limtre av en fritt opplagt bjelke på to søyler. Ved små spennvidder er bjelker med konstant høyde som regel å foretrekke, mens det ved større spenn kan være økonomisk å la bjelkehøyden variere med snittkreftene i bjelken.

Et eksempel på dette er saltaksbjelken som har størst konstruksjonshøyde på midten hvor bøyemomentet normalt er størst, se figur 3-5. På grunn av skråskjæringen oppstår det spenninger normalt fiberretningen. For bjelken i figur 3-5 er ikke dette kritisk siden spenningene normalt fiberretningen på skråsiden er trykkspenninger. Snur man derimot bjelken vil skråsiden få strekkspenninger normalt fibre, noe som lett kan gi farlig oppsprekking. Saltaksbjelker bør derfor bare brukes slik at skråsiden får trykkspenninger, dvs. med skråsiden opp (i de aller fleste tilfeller). Mer om dette i kapittel 7.

Forbindelsen mellom bjelke og søyle bør utformes slik at den forhindrer vipping ("gaffel-lager", se kapittel 14).

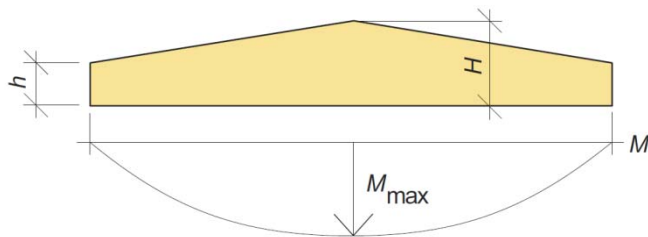
Det er ofte deformasjonskrav, f.eks. største akseptable nedbøyning, og ikke nødvendigvis bæreevnen som er avgjørende for den lavest mulige konstruksjonshøyde som kan velges.

Limtrebjelker utformes som regel med rett underkant, men de kan også av estetiske grunner eller funksjonelle krav gis en mer eller mindre markant krumning. En ikke uvanlig form er boomerangbjelken, se figur 3-4(a) eller tabell 3.1. Her skal en imidlertid være klar over at det i krumme bjelker vil oppstå momentinduserte strekkspenninger normalt på fiberretningen, spenninger som ofte blir dimensjonerende. Det er derfor vanlig at slike bjelker blir forsterket tvers på fiberretningen, ved innlimte bolter, selvborende skruer eller pålimte plater av f.eks. kryssfiner (se kapittel 7).



Figur 3-4

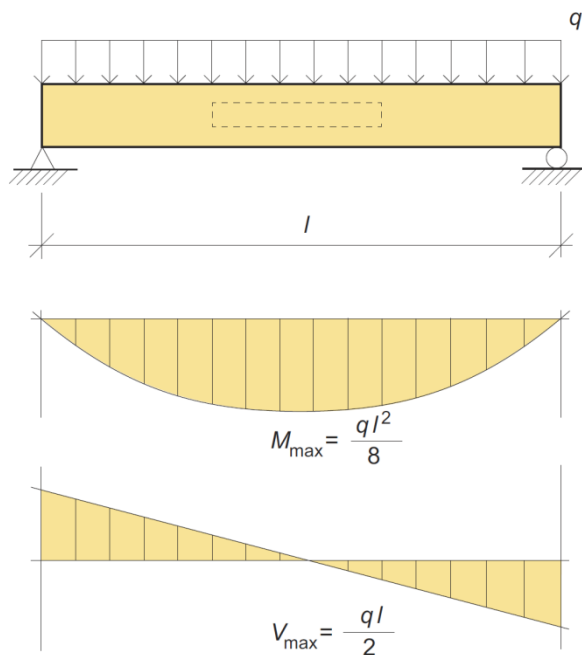
Bjelke-søyle systemer; (a) boomerangbjelker med krum underkant i mønepartiet, (b) underspente bjelker og (c) bjelker som er forsterket ved oppleggene.



Figur 3-5

En saltaktsbjelke følger ganske godt momentkurven for en fritt opplagt bjelke og er derfor mer materialøkonomisk enn en bjelke med konstant høyde.

Ventilasjonskanaler er nødvendige, men slett ikke alltid et ønsket visuelt element. Et spørsmål som derfor fort dukker opp er om det går an å skjære innsnitt eller større hull i limtrekomponentene. I en vanlig bjelke medvirker hele tverrsnittet til å ta opp skjærkreftene. Disse er størst ved oppleggene og det er derfor uheldig med store hull og innsnitt nær et opplegg. Hulltaking bør dessuten også gjøres midt i bjelketverrsnittet ettersom bøyespenningene er minst der. Figur 3-6 antyder (stiplet) hvor i en fritt opplagt bjelke en eventuell hulltaking bør plasseres. Dette resonnementet er av prinsipiell art. Detaljerte anvisninger om hvordan man utformer og dimensjonerer hulltaking og innsnitt er behandlet i kapittel 5. Hulltaking bør ikke foretas i områder av bjelken hvor det kan oppstå strekkspenninger på tvers av fibre, dvs. i deler av saltaktsbjelker, boomerangbjelker eller andre krumme bjelker.



Figur 3-6

Fordeling av moment og skjærkraft i en fritt opplagt bjelke med jevnt fordelt last; eventuell hulltaking bør begrenses til stiplet område.

Søyler av limtre har normalt god bæreevne. En søyle som er fast innspent i fotpunktet og helt fri i toppen vil ha en teoretisk knekk lengde som er den dobbelte av søylens lengde. Det er imidlertid omtrent umulig å oppnå full innspenning (det vil så godt som alltid oppstå små bevegelser i en mekanisk forbindelse). For en slik søyle vil derfor den praktiske knekk lengde være noe større enn den

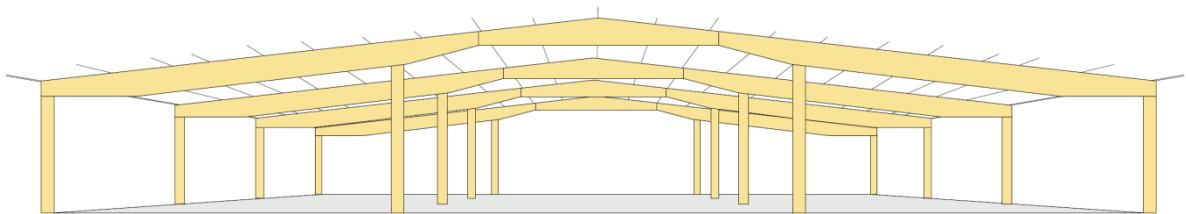
dobbelte søylelengde (se kapittel 4). En typisk søyle som er leddlagret i topp og bunn vil ha en knekk lengde som er lik søylelengden.

Det er vanlig at byggets utforming gir muligheter til å avstive søylen i toppen, for eksempel via en stiv takkonstruksjon. Ved lave bygninger, opptil tre til fire meter, er det som regel økonomisk å spenne søylene inn i fundamentet for å stabilisere konstruksjonen. Fundamentet må da dimensjoneres for de opptredende momenter. Ved større høyder er det ofte mer gunstig å benytte avstivingsystemer, for eksempel vindfagverk. Se ellers kapittel 13.

3.3 Kontinuerlige bjelker

Bjelker på flere opplegg eller bjelker med utkraging gir bedre materialutnyttelse enn en fritt opplagt bjelke. Utnyttelsesgraden kan økes ytterligere ved at bjelkehøyden økes ved innerstøtten(e), se figur 3-4(c).

Kontinuerlige bjelker utføres med fordel som såkalte Gerbersystem hvor skjøtene utformes som ledd og plasseres slik at man får en gunstig momentfordeling samt egnede transportlengder, se figur 3-7. Hensiktsmessig plassering av «Gerber-ledd» i kontinuerlige bjelker er gitt i kapittel 12 (Takåser) for bjelker med jevnt fordelt last.



Figur 3-7
Kontinuerlige bjelker.

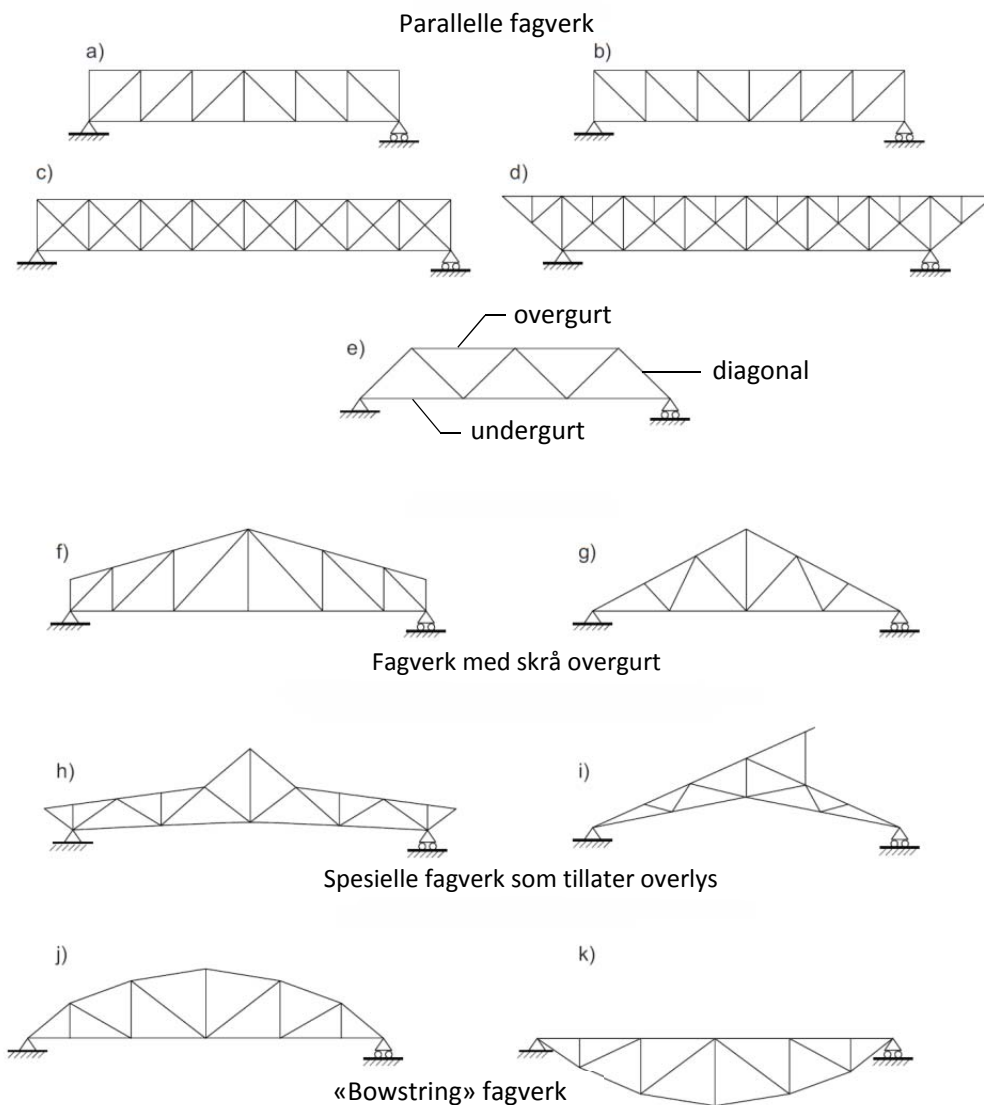
3.4 Fagverk

Ved store spennvidder er massive bjelker et lite aktuelt alternativ om i det hele tatt et mulig alternativ. Da er nok fagverket, i en eller annen form, se figur 3-8, et vesentlig bedre valg. Det utnytter materialet langt bedre enn bjelken ved at det hovedsakelig bærer via aksialkrefter. Konstruktivt er fagverket spesielt gunstig når det settes krav til liten takvinkel (flate tak) og når ikke konstruksjonshøyden er altfor presset.

Det taler til fagverkets fordel at det kan produseres på fabrikk i hensiktsmessige enheter (med tanke på transport) som monteres sammen på byggeplassen. Utfordringene kan være de mange og i blant kompliserte knutepunktene. Hvor fagverket er en synlig del av konstruksjonen er det en fordel om arkitekten kan medvirke til dets utforming, spesielt gjelder dette knutepunkter og andre detaljer. Ved utformingen av fagverket bør en undersøke hvilken plassering av stavene mellom gurtene som gir den mest økonomiske løsning totalt sett, innenfor de rammer som konstruktive og arkitektoniske hensyn setter.

Ventilasjonskanaler og andre nødvendige rør kan som regel plasseres nær overgurten og oppleves derfor ikke som noe stort visuelt problem. Trykkstaver utføres i limtre der hele tverrsnittet utnyttes; strekkstavene kan selvsagt også utføres i limtre, men her kan man bare utnytte nettotverrsnittet, og stål kan i en del sammenhenger være et alternativ.

Konstruksjonshøyden i et fagverk er avstanden mellom senterlinjene i over- og undergurt. Denne kan være konstant eller den kan variere, for eksempel slik at den følger momentfordelingen (figurene 3-8 (f) til (k)). Fagverk egner seg godt ved spennvidder mellom 30 og 85 meter.



Figur 3-8

Diverse fagverk for hovedsakelig vertikal belastning (egenvekt, snø).

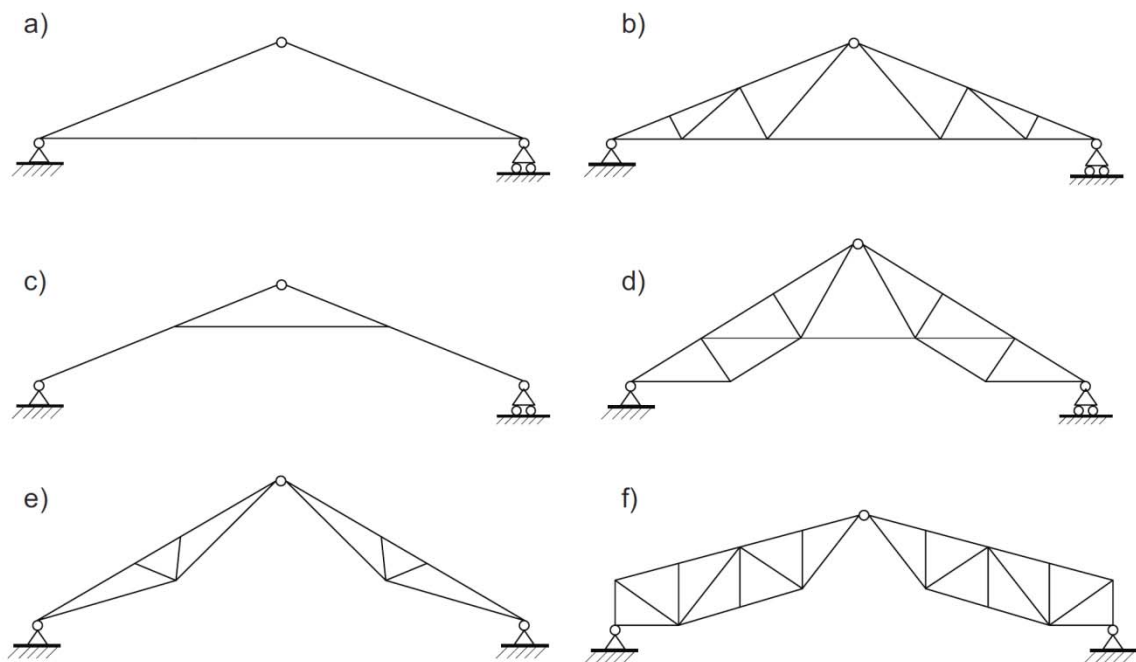
3.5 Saltakstoler og underspente bjelker

Saltakstolen (eller tre-ledd takstolen) kan være en god løsning når kravet til spennvidde utelukker massive bjelker og når buer og rammer av ulike årsaker ikke er ønskelige.

I sin enkleste form består saltakstolen av to bjelker som lener seg mot hverandre og er leddet i toppunktet (mønet). Fotendene er festet til fundamenter eller til hverandre via et strekkbånd, ofte av stål, se figur 3-9(a). I denne varianten kan en jo diskutere om ikke dette er mer en enkel ramme enn et fagverk, som konstruksjonsformen også klassifiseres som. Ved bruk av strekkbånd legges konstruksjonen vanligvis opp på søyler, men strekkbåndet kan også støpes inn i, eller på annen måte skjules i golvkonstruksjonen.

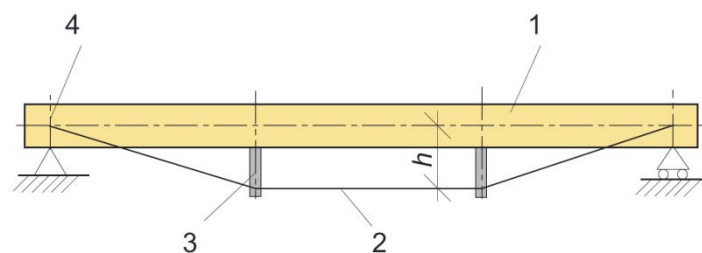
Avhengig av hvordan horisontalkraftene i fotpunktene opptas har en forskjellige varianter av konstruksjonstypen, som vist i figur 3-9. Bjelkene er vanligvis rette og med konstant tverrsnitt; de utføres også som underspente bjelker, se figurene 3-10 og 3-11.

Både spennverket og den underspente bjelken kan betraktes som overgangsformer mellom en massiv bjelke og et fagverk. Knutepunktene er færre og enklere i sin utforming enn i et fagverk. I dag finnes det bedrifter som leverer tilpassede ståldetaljer som for eksempel strekkbånd og knutepunktspalter. Ved forspenning kan strekkbåndet ha en positiv effekt på stabiliteten til stagene i en underspent bjelke, se figur 3-12. Når staget begynner å forskyves ut av konstruksjonens plan vil den konsentrerte kraften på staget (fra strekkbåndet) endre retning fra vertikal til skråstilt, men den peker fortsatt mot forbindelsen mellom stag og bjelke. Resultanten i A er en horisontal kraft P_1 som vil søke å trekke punktet A tilbake og således blir systemet i noen grad selv-stabiliserende.



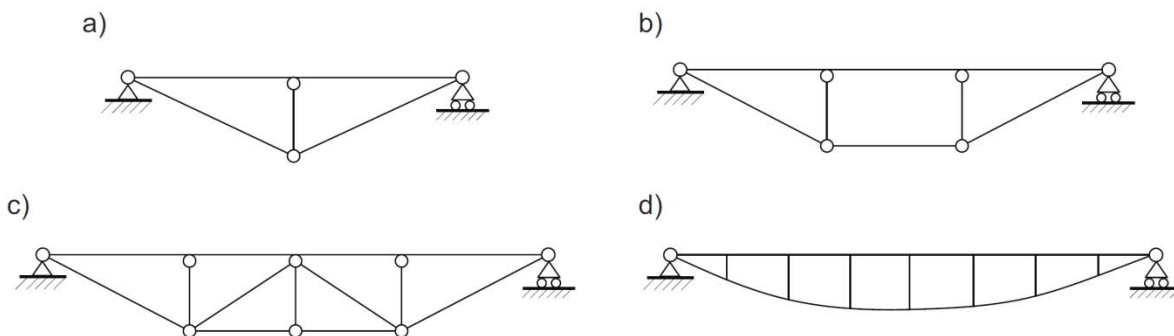
Figur 3-9

Tre-ledd fagverk eller spennverk. (a) med strekkbånd; (b) med underspente bjelker og strekkbånd; (c) med strekkbånd hevet (plassert inne på bjelkene); (d) med underspente bjelker og strekkbåndet hevet; (e, f) med underspente bjelker uten strekkbånd (opplagt på faste lager).



Figur 3-10

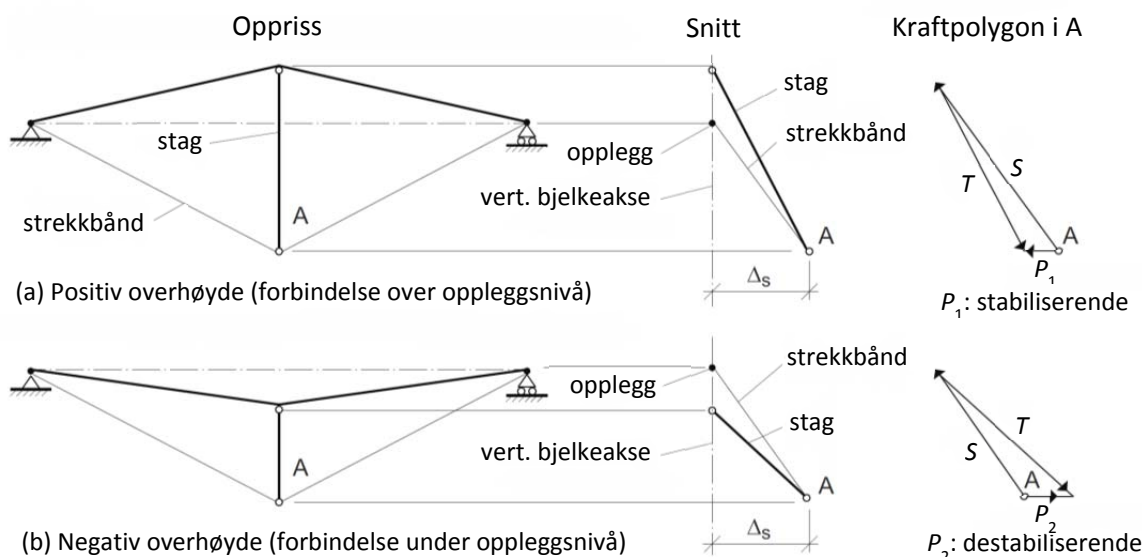
Eksempel på underspent bjelke med konstruksjonshøyde h ; (1) bjelke, (2) strekkledd (stål), (3) trykkledd (stag), (4) skjult eller ekstern festeanordning.



Figur 3-11

(a-c) Underspent bjelke med varierende antall stag. (d) «Fiskebuk» («Fish belly») bjelke.

Den selvstabiliserende effekten er tilstede så lenge forbindelsespunktet mellom bjelke og stag er på same nivå eller over forbindelsespunktene mellom bjelke og strekkbånd, se figur 3-12. For å sikre dette bør bjelken ha tilstrekkelig overhøyde (minst $L/200$), slik at den har netto overhøyde også med full belastning. Merk at for «negativ» overhøyde (figur 3-12(b)) vil strekkbåndkraften virke destabiliserende.

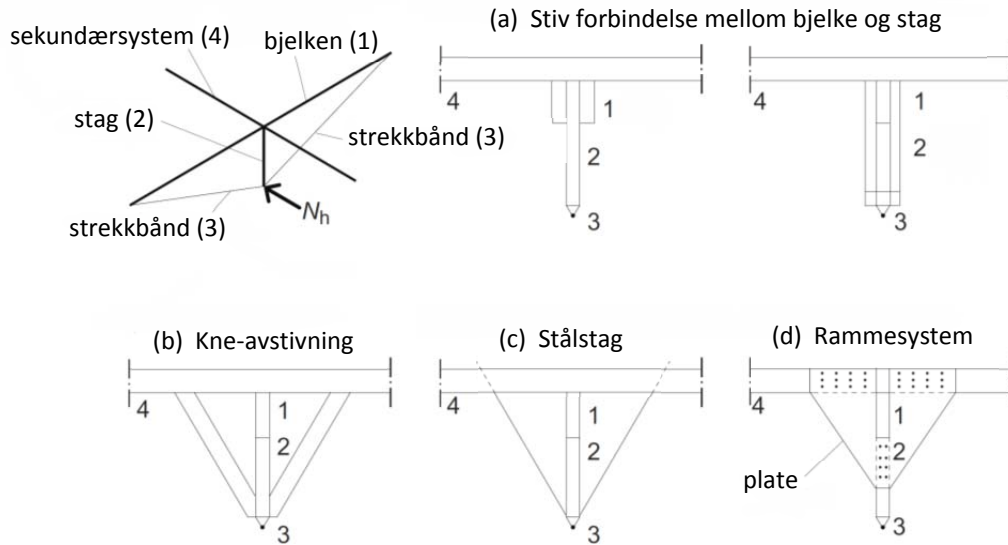


Figur 3-12

(a) Stabilisering av underspent bjelke med overhøyde (selv-stabiliserende system); (b) Destabiliserende situasjon for en underspent bjelke med for liten, ingen eller «negativ» netto overhøyde.

For bjelker uten overhøyde kan underspenningen stabiliseres ved å hindre den i sideveis forskyvning, ved hjelp av avstivninger eller ved å tilstrebe stive forbindelser mellom stag og bjelke, se figur 3-13.

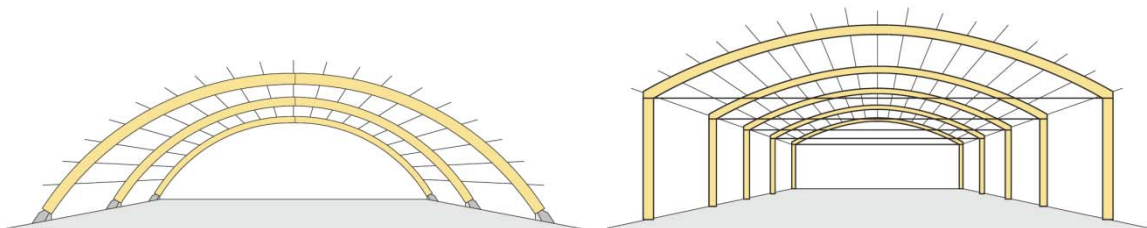
Løsningen i figur 3-13(b), en kne-avstivning med komponenter som kan ta både strekk og trykk, anbefales ikke dersom ikke-symmetrisk last (sideveis i forhold til spennverkets plan) er sannsynlig; dette fordi trykkraften i avstivningssystemet kan presse bjelken sideveis og dermed destabilisere selve bjelken. Løsningen med stålstag i figur 3-13(c) er en vesentlig sikrere metode.



Figur 3-13

Stabilisering av spennverk, enten ved å tilstrebe stiv forbindelse mellom bjelke og stag (a og d) eller ved å avstive nedre del av staget mot forskyvning ut av planet (b og c).

3.6 Buer



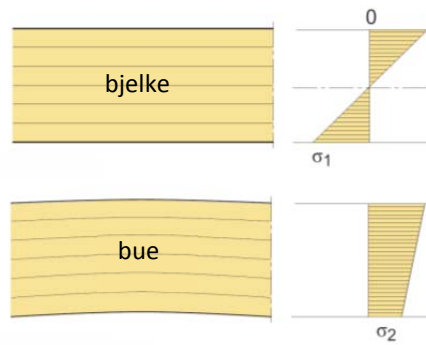
Figur 3-14

Buer – tre-ledd buer på fundament og buer med strekkbånd på søyler.

Limtre er et allsidig konstruksjonsmateriale, blant annet fordi det er rimelig enkelt å lage krumme konstruksjoner som buer, rammer, skall osv. For hvert lasttilfelle kan den gunstigste formen, den såkalte trykklinjen, bestemmes. En bue som følger trykklinjen for en gitt vertikal belastning vil kun ha trykkspenninger i hele sin lengde. Dersom lasten er en jevnt fordelt vertikal projeksjonslast (for eksempel snø) vil trykklinjen være en parabel; ved punktlaster vil den være et polygon (mangekant).

I praksis må buen dimensjoneres for mange ulike lastkombinasjoner, og det er derfor ikke mulig å finne en bueform som gir rent trykk for alle opptredende laster. Normalt velges derfor bueformen ut fra en totalvurdering av de estetiske, funksjonelle, produksjonstekniske og styrkemessige krav.

Fordi materialet utnyttes bedre i en bue blir den nødvendige tverrsnittshøyden vesentlig mindre enn for en bjelke med samme last og spennvidde. Forskjellen i virkemåte hos en bjelke og en bue er illustrert i figur 3-15. Det bør imidlertid presiseres at buen er sårbar for skjevlast; slik last, som f.eks. ensidig trekantlast fra snø, kan resultere i betydelige momenter og momentinduserte tverrestrekkspenninger.



Figur 3-15

Forskjell i bærevirkning mellom en bjelke (moment) og en bue (mest normalkraft).

Muligheten til å forme, sammen med høy styrke gjør limtrekonstruksjoner spesielt konkurransedyktige ved store spennvidder. Det er bygget limtrebuer med spenn over 100 meter.

Sirkelbuen er den vanligste formen. Ved store spenn kan parabelform gi bedre økonomi. For å øke den frie høyden nær oppleggene kan en elliptisk eller annen bueform være mest hensiktsmessig. Fri høyde kan også oppnås ved å legge bue opp på søyler, men det gir andre utfordringer, som det å ta vare på de store horisontalkreftene i buefoten, se figur 3-14.

Buen krever faste opplegg, og spesielt er det viktig å ta godt vare på horisontalkreftene. Noen ganger kan man dra nytte av tilstøtende konstruksjoner, men det vanligste er solide betongfundamenter eller strekkbånd som kan være synlige eller skjult i gulvet i en hallkonstruksjon.

Buer utføres normalt med leddet innfesting ved oppleggene og for det meste også med leddet skjøt i mønet (tre-ledd bue). Ved større spennvidder kan det av transportmessige årsaker være flere skjøter. Disse plasseres helst i områder med små momenter og utføres så momentstive som mulig.

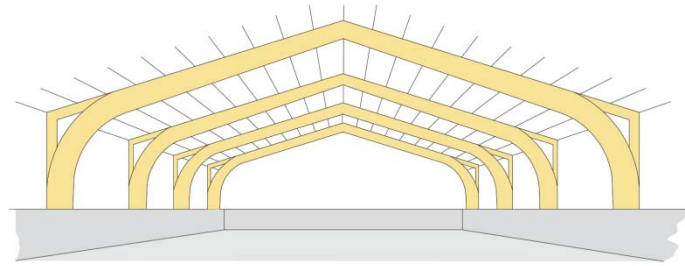
Tre-ledd buen er statisk bestemt; dette gjør den lite følsom for setninger. Den er også relativt stabil i sitt eget plan og gir ingen innspenningsmomenter i fundamentet. For å eliminere faren for knekning ut av planet og vipping, må buen avstives sideveis eller gis et tverrsnitt med relativt stor bredde i forhold til høyden, se kapittel 13.

Med buer radielt oppsatt i en sirkel oppnås en kuppellignende bygningsform. En ekte kuppel utnytter også skallvirkningen som krever spesiell utforming av konstruksjonen i tangentiell retning. Ved store spennvidder og spesielt dersom store arealer skal overdekkes søylefritt, kan kuppelen være en økonomisk og spennende løsning.

3.7 Tre-ledd ramme

Av funksjonelle, estetiske eller andre årsaker kan ofte andre former enn de materialøkonomiske parabel- og sirkelbuene være å foretrekke. Krav til en bestemt høyde over hele eller store deler av grunnflaten fører ofte til den karakteristiske limtreammen med krumt hjørne, figur 3-16, eller ved høye krav til utnyttelsen av areal, skarpt rammehjørne.

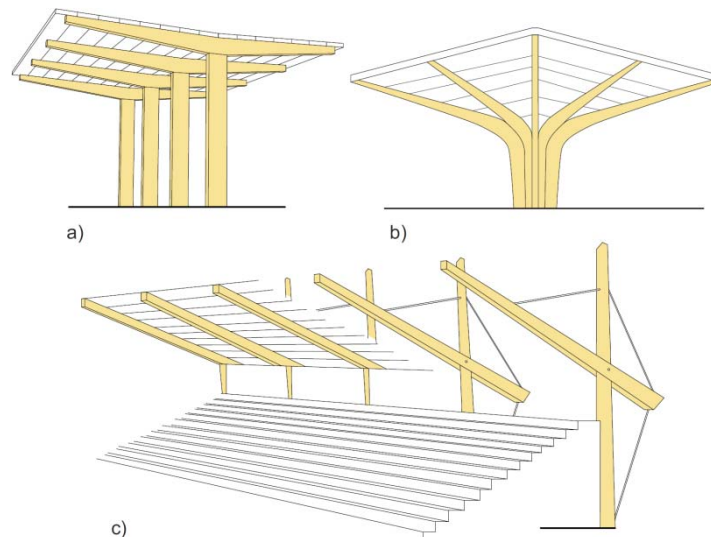
Byggets funksjon forbedres, i begge tilfellene på bekostning av en dårligere materialutnyttelse i forhold til buen. Tre-ledd rammen har for øvrig samme fordeler som tre-ledd buen; enkel dimensjonering og fundamentering. Den er spesielt gunstig ved dårlige grunnforhold ved at den ikke gir innspenningsmomenter i fundamentene.



Figur 3-16
Tre-ledd ramme med krumme hjørner.

Den tradisjonelle formen er plansymmetrisk, men interessante romopplevelser kan oppnås ved å bruke en kombinasjon av andre konstruksjonselementer – krumme eller rette – eller ved tredimensjonelle arrangementer av halvrammer.

3.8 Utkragede bjelker



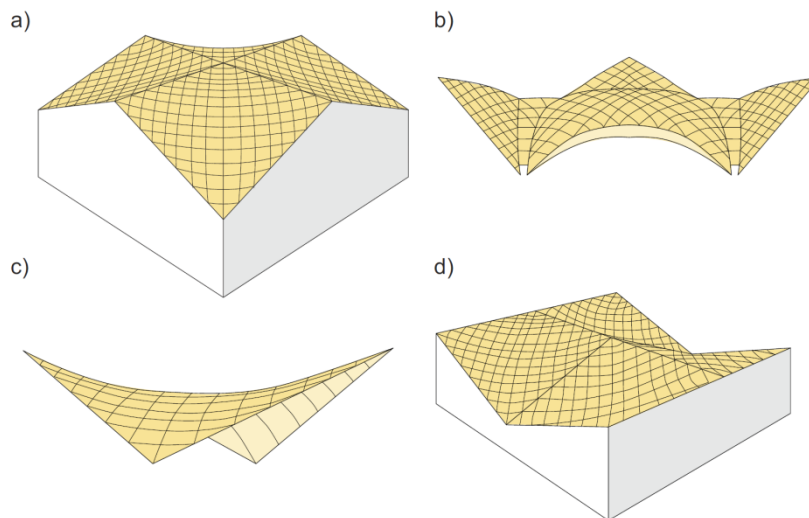
Figur 3-17
Utkragerbjelker. (a,b) Skjermtak med innspente søyler, (c) Tribune med utkrager i bakkant.

I mange sammenhenger krever byggets funksjon at den ene eller begge langsiden er åpne og uten søyler. Eksempler på slike konstruksjoner er friluftsscener, perrongtak og tribuner.

Limtreteknikken tilbyr her løsninger i form av utkragede rette eller krumme bjelker. I slike tilfeller må betydelige innspenningsmomenter overføres til fundamentene som må dimensjoneres med hensyn på dette.

3.9 Skall

Skallkonstruksjoner gir store muligheter til avansert formgivning og store søylefrie areal. Ved å kombinere skallelementer kan det skapes et mangfold av ulike takformer. Blant ulike skallformer er kuppelen allerede nevnt i forbindelse med buer; vanlige typer er også konoid (kjeglesnitt) og såkalt HP-skall (hyperbolsk paraboloid), se figur 3-18. En viktig og nyttig egenskap ved de to sistnevnte er at de kan lages av rette elementer; de kan derfor rimelig enkelt bygges opp av ett eller flere kryssende sjikt av trepaneler eller korrugerte plater.

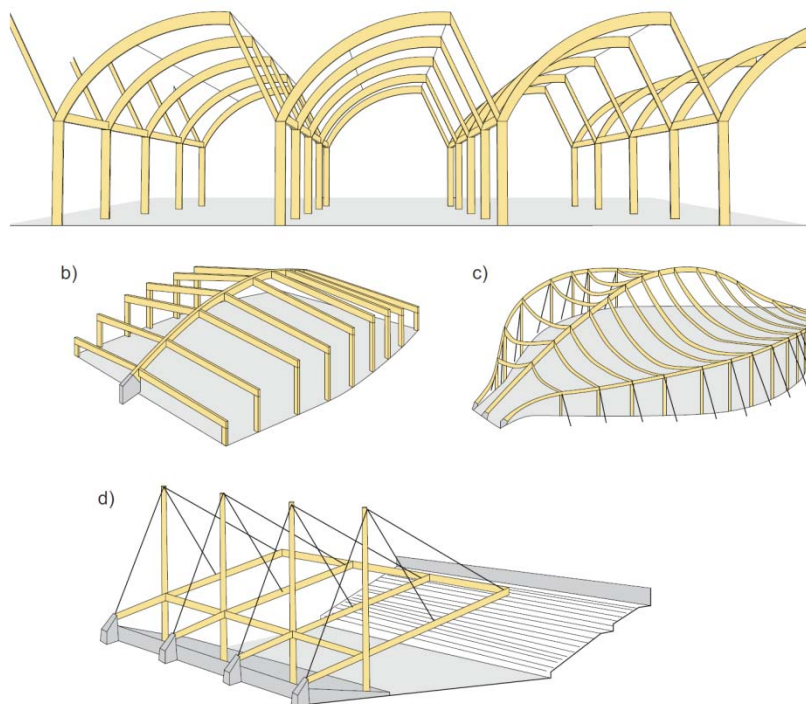
**Figur 3-18**

Skalkonstruksjoner - (a, c, d) hyperbolske paraboloider, (b) sammensatt skall

3.10 Sammensatte system

Kombinasjoner av ulike statiske system gir ofte elegante løsninger, se figur 3.19.

Ønske om rikelig dagslys i et lokale kan oppnås med en sagtakskonstruksjon bestående av tre-ledd fagverk (eller takstoler) som legges opp på kontinuerlige utvekslingsbjelker.

**Figur 3-19**

Sammensatte system. (a) Sagtak, (b, c) Bue-bjelke konstruksjoner, (d) Hengetak.

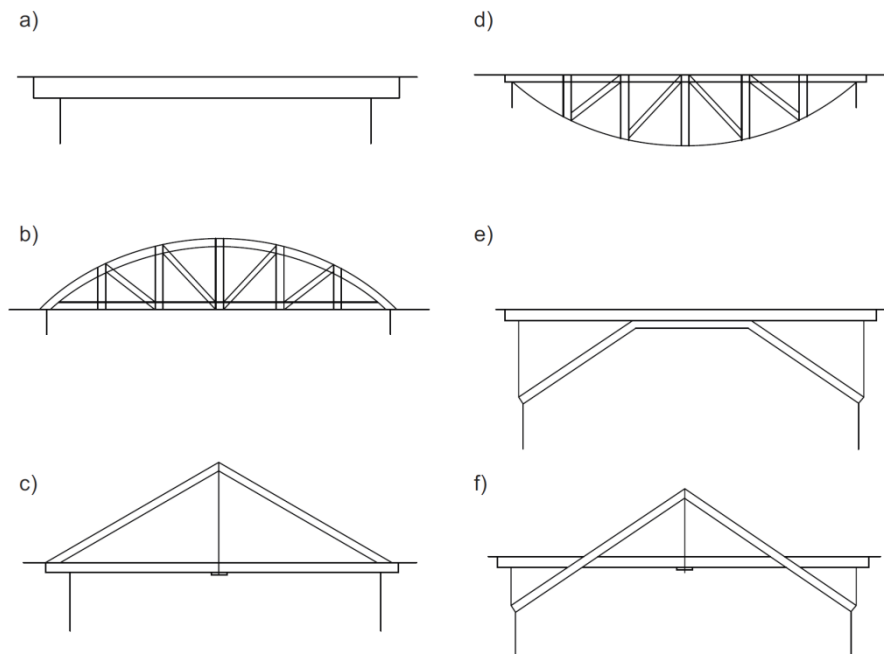
Vanskelige grunnforhold kan mestres ved at opplagerreaksjonene konsentreres til få fundamentpunkter med grunnforsterkning. I de kombinerte bue-bjelke systemene i figur 3-19(b) og (c) føres mesteparten av taklastene ned i buenes opplegg.

3.11 Limtrebruer

Selv om de fleste trebruer som bygges i Norden i dag er gangbruer har interessen for vegbruer i tre tatt seg betydelig opp i løpet av de siste 20 årene, og det har per nå blitt bygget et anseelig antall slike bruer i de nordiske landene.

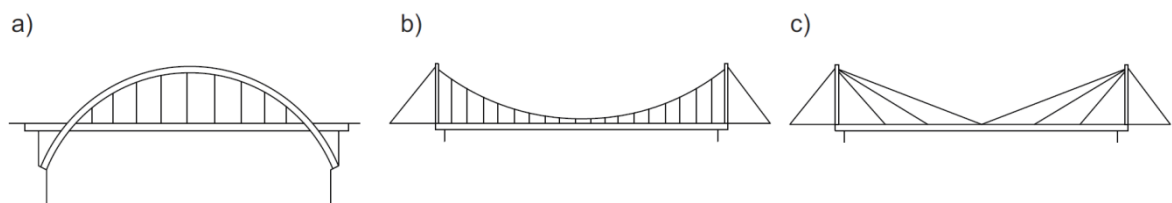
I konstruktiv forstand skiller man mellom bruens bæresystem, inklusive selve dekkekonstruksjonen, og fundamentene. På engelsk kalles bæresystemet ofte for "super-structure", mens fundamentene og dertil hørende elementer benevnes "sub-structure". Sistnevnte er så godt som alltid utført i andre materialer enn tre, mest armert betong.

Platebruer, bjelkebruer, buebruer og kabelbruer (hengebruer og strekkstagbruer) er de tre hovedtypene av bæresystemer, se figurene 3-20 og 3-21. Bjelkebruene omfatter, fagverk (gitterbjelker eller fagverksbjelker) og andre konstruksjonstyper som består av en bjelke forsterket av et system av staver og strekkstag (figur 3-20).



Figur 3-20

Bjelkebru typer: (a) Enkel bjelke. (b) og (c) Hengverk. (d) Underspent bjelke. (e) Sprengverk. (f) Kombinert heng- og sprengverk.



Figur 3-21

(a) Buebru, (b) hengebru, (c) skråstagbru.

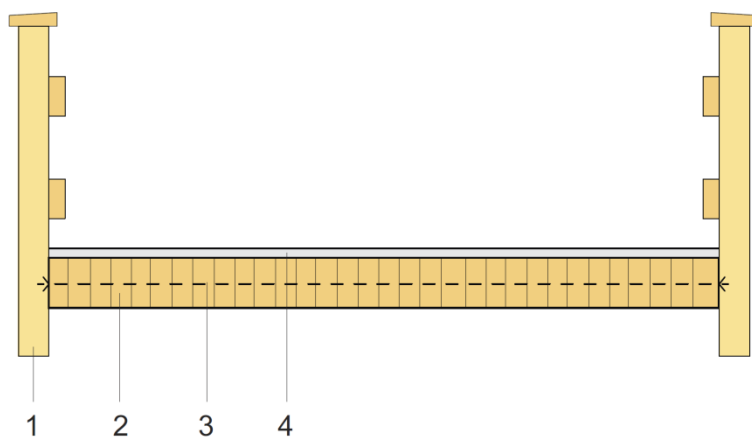
Valg av brutype avhenger av mange faktorer, som spennvidder, type trafikk, grunnforhold, krav til frie høyder og ikke minst økonomi. Utseende kan også bli en viktig faktor, spesielt ved litt større bruer som ofte kan bli dominerende i landskapet.

Nedenfor er nevnt noen av de konstruktive løsninger som er spesifikke for brukonstruksjoner.

Tverrspent tredekke

En av de enkleste typene av trebruer er en platebru som består av et spikerlaminert dekke; dette består av en rekke plank på høykant som spikres sammen, side ved side. Konstruksjonen som er både bæresystem og veidekke har sterke begrensninger med hensyn til både spennvidde og last. En moderne versjon av dette prinsippet er å spenne plankene sammen med stålstenger (spennstenger) i stedet for spiker; dette gir mye bedre bærevirkning på tvers av plankene, dvs. bedre platevirkning. Konstruksjonen refereres til som tverrspent tredekke. Avhengig av spennvidden brukes plank av konstruksjonsvirke eller limtrebjelker, se figur 3-22.

Konstruksjonen er relativt enkel å bygge opp og platen er såpass stiv i sitt eget plan at sideveis avstiving er overflødig i de fleste tilfeller. Utfordringene ligger først og fremst i å unngå fuktinduserte nedbrytingsmekanismer; i praksis betyr det å hindre vann i å trenge inn fra veibanen ved hjelp av tettesjikt mellom tredekke og slitelaget. Etterspenning kan også være nødvendig for å opprettholde det nødvendige spenningsnivået mellom lamellene.



Figur 3-22

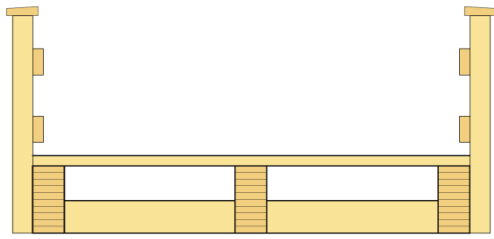
Platebru av tverrspenne limtrebjelker. (1) Rekkverk. (2) Limtrebjelker. (3) Spennstål. (4) Slitelag.

Bjelkebruer

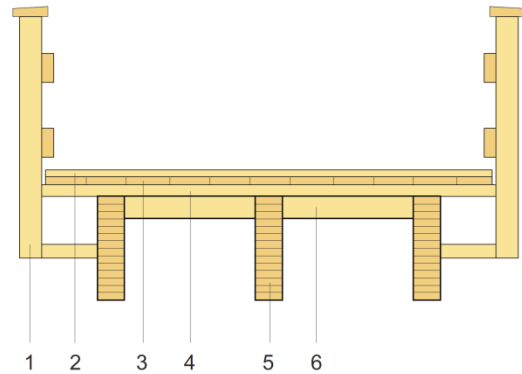
I en bjelkebru består ofte selve bærekonstruksjonen av to eller flere langsgående limtrebjelker; for små spenn og lave laster kan disse bjelkene bestå av konstruksjonsvirke. Bjelkene kan spenne over ett eller flere spenn. Dersom avstanden mellom bjelkene er liten kan et brudekke av plank hvile direkte på bjelkene (figur 3-23).

For små bruer vil normalt brudekket fungere som en skive som kan ta opp de horisontale kreftene, som for eksempel vindkrefter, og samtidig hindre bjelkene i å vippe. For større spenn vil en normalt måtte inn med egne avstivningssystemer, vanligvis i form av enkle fagverk mellom bjelkene.

Dersom hovedbjelkene ligger med større avstand kan en måtte benytte sekundærbjelker som understøttelse for brudekket. Brudekke av plank på bjelker vil normalt ha et slitelag av asfalt (figur 3-24). For lengre spenn og tung trafikk vil dekket, om det utføres i tre, normalt være et tverrspent tredekke, og det vil da som regel også integreres med bærebjelkene som «flensene» i T-tverrsnitt eller bokstverrsnitt. Slike systemer trenger normalt ikke ekstra avstiving.

**Figur 3-23**

Bjelkebru med plank direkte på limtredragere.

**Figur 3-24**

Bjelkebru med tversgående sekundærbjelker og plank. (1) Rekkverk. (2) Vegbane. (3) Planker. (4) Tversgående sekundærbjelke. (5) Limtredrager. (6) Vindavstivning.

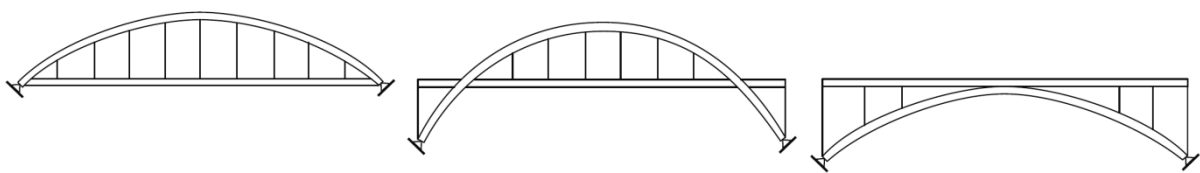
Hengverk og sprengverk

Bjelkebruer utført som heng- eller sprengverk (figur 3-20(c), (e) og (f)) ble tidligere brukt når spennet ble for langt for bjelkene alene. Med indre støttepunkter ble materialutnyttelsen bedre. Strekkstagene er normalt av stål.

Sprengverket kan være en effektiv konstruksjonsform ved kryssing av dype, men smale raviner, hvor skråstagnene kan støtte seg mot ravineveggene. Denne konstruksjonsformen er en mellomting mellom en bjelke og en bue.

Buebruer

Buebruen har normalt to buer, en på hver side av kjørebanelen som kan ligge under, mellom eller over buene (figur 3-25). Buene er vanligvis støttet sideveis av fagverk eller rammer mellom buene; sammen med brudekket vil disse komponentene også ta opp vindkrefter og andre horisontale krefter.

**Figur 3-25**

Buebru med underliggende, mellomliggende og overliggende brubane.

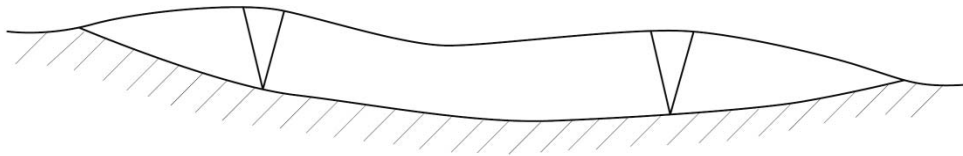
Av hensyn til både produksjon og ikke minst transport utføres buene oftest som tre-ledd-buer når spennet blir over ca. 20 meter. Tre-ledd-buen har også den fordel at den er statisk bestemt og dermed lite ømfintlig for setninger ved fundamentene. Om to-ledd-bue er ønskelig, av en eller annen grunn, så er det mulig å skjøte to buehalvdeler på byggeplassen med relativt stive forbindelser; helt bøyingsstive skjøter er det imidlertid vanskelig å oppnå.

Hengebru, skråstagbru og andre strekkbaserte løsninger

I motsetning til buebruene som bærer hovedsakelig på trykk, er det strekkrefter som dominerer ved henge- og skråstagbruene. Kjørebane til en hengebru er en eller annen form for bjelke som bæres av vertikale hengestenger som igjen overfører kreftene til vanligvis to hovedkabler som spenner mellom solide forankringspunkter og vanligvis over to tårn, figur 3-21 (b).

Kjørebane til en skråstagbru er også en form for bjelke som understøttes av to eller flere faste opplegg; mellom disse oppleggene er bjelken elastisk understøttet av skrå kabler fra ett eller flere tårn, figur 3-21(c). At disse strekkstagene står på skrå fører til betydelige trykkrefter i selve kjørebane.

Figur 3-26 viser en spesiell variant av en strekkbasert brukonstruksjon. Den krumme brubanen består av en forspent komponent som bærer primært via store strekkrefter, som må forankres i endepunktene, men som også må kunne ta moderat momentbelastning. Konseptet er benyttet i en gangbru i Tyskland hvor hovedelementene i den krumme brubanen er fingerskjøtte, krumme limtre-dragere.



Figur 3-26

Eksempel på en spesiell, strekkbasert brukonstruksjon.

3.12 Beslag og forbindelser

Limtrekonstruksjoner er ofte synlige og dermed en viktig del av det arkitektoniske uttrykket til en trebygning. Dette gjelder også beslag og forbindelser som derfor bør gis spesiell oppmerksomhet og omtanke fra både ingeniør og arkitekt.

I den eldre trebygningstradisjonen var knutepunkter normalt utformet for å overføre trykk og i noen grad skjær, men i begrenset grad strekk. I dag utføres forbindelser og knutepunkter som regel ved hjelp av spiker, skruer, bolter og ulike typer stålbeslag, og både trykk og strekk kan overføres. Mer om dette i kapittel 14 som beskriver i detalj både utforming og beregning av forbindelser.

Stålfornbindelser overfører krefter på en mer konsentrert og veldefinert måte enn eldre typer trefornbindelser. Det betyr for eksempel at det nå er fullt mulig å utføre momentfrie leddforbindelser.

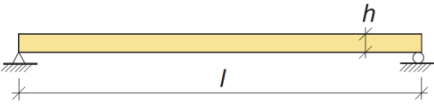
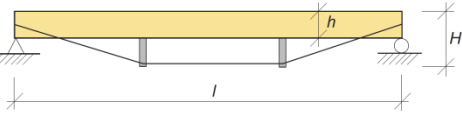
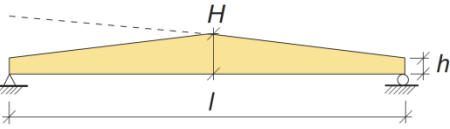
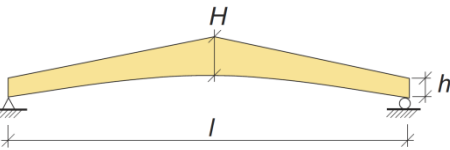
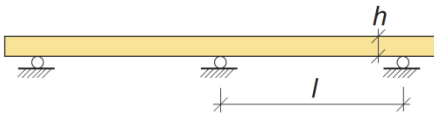
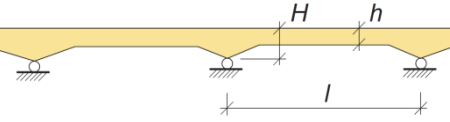
3.13 Oversiktstabell

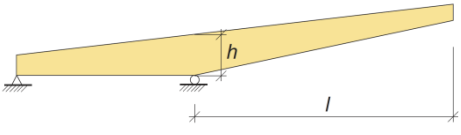
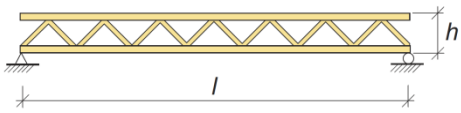
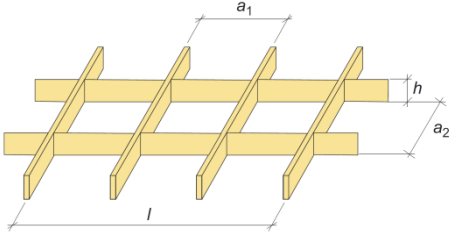
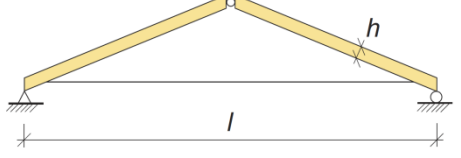
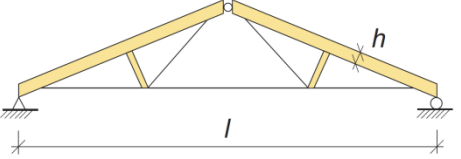
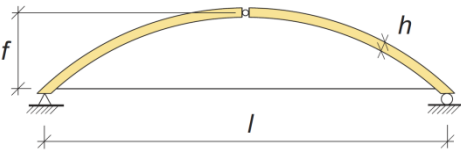
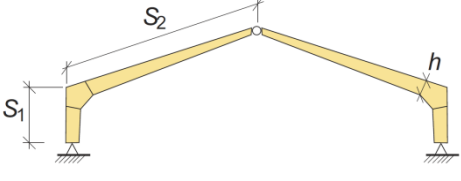
Oversikten i tabell 3-1 omfatter bare de vanligste konstruksjonssystemene for tre i bygninger. For å lette prosjekteringen angis anbefalte spennvidder og omtrentlige konstruksjonshøyder for ulike bæresystemer; de representerer gjennomsnittsverdier under normale forhold. Små laster og kort senteravstand mellom konstruksjonene fører til noe mindre tverrsnittshøyde enn hva tabellen angir og omvendt. En høvelig startverdi for høyde/bredde forhold for limtrevvernsnitt er 5.

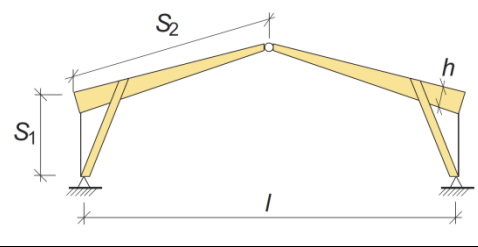
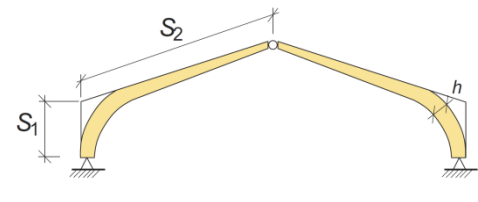
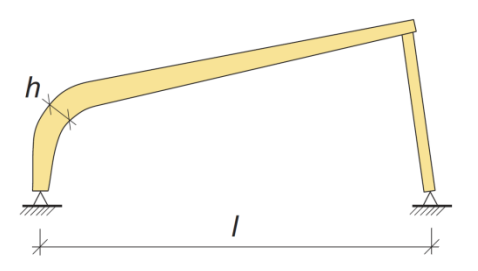
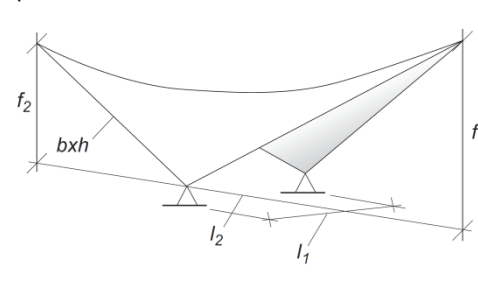
Valget av konstruksjonssystem påvirkes ofte av ulike produksjonstekniske eller transporttekniske begrensninger.

Verdiene i tabell 3-2 er kun anbefalte startverdier, ikke endelige verdier. Detaljerte beregninger, basert på gjeldende forskrifter, må utføres med hensyn til både brudd- og bruksgrensetilstand. Merk at for enkelte konstruksjonstyper kan det være aktuelt å legge inn overhøyder for å kompensere for kommende nedbøyninger. Vær også spesielt oppmerksom på sideveis stabilitet; ikke så rent få uheldige hendelser er knyttet til mangelfull behandling av dette viktige problemområdet, se kapitlene 4 og 13.

Tabell 3-1: Konstruktive systemer med limtre. Anbefalte takvinkler og spennvidder. Tilnærmede konstruksjonshøyder for komponenter med ca. 6 meter senteravstand, ca. 3,0 kN/m² variabel last og 0,5 kN/m² egenvekt av takkonstruksjon. Systemer angitt med kursiv og markert med en asterisk (*) er mindre vanlige.

Systemskisse	Betegnelse	Anbefalt takvinkel	Anbefalt spenn [m]	Tverrsnittshøyde [m]
	Enfeltbjelke	$\geq 3^\circ$	< 24	$h \approx \frac{l}{14}$
	Underspent bjelke på to opplegg	3 - 30 °	< 50	$h \approx \frac{l}{33}$ $H \approx \frac{l}{12}$
	Saltakbjelke (pulttakbjelke)	1,4 - 6 °	10 - 25	$h \approx \frac{l}{20}$ $H \approx \frac{l}{14}$
	Boomerangbjelke	3 - 15 °	10 - 20	$h \approx \frac{l}{30}$ $H \approx \frac{l}{16}$
	Kontinuerlig bjelke på flere opplegg	$\geq 3^\circ$	< 25	$h \approx \frac{l}{14}$
	*Kontinuerlig bjelke med vouter på flere opplegg	$\geq 3^\circ$	< 25	$h \approx \frac{l}{18}$ $H \approx \frac{l}{14}$

Systemskisse	Betegnelse	Anbefalt takvinkel	Anbefalt spenn [m]	Tverrsnittshøyde [m]
	Utkraget bjelke på to opplegg	$< 10^\circ$	< 12	$h \approx \frac{l}{7}$
	Fagverksbjelke på to opplegg	$\geq 3^\circ$	25-85	$h \approx \frac{l}{12}$
<p>*</p> 	*Bjelkerist	$\geq 3^\circ$	12-25	$h \approx \frac{l}{20}$ (a=2,4-7,2m)
	Tre-ledd fagverk (takstol) med strekkbånd	$\geq 14^\circ$	15 - 30	$h \approx \frac{l}{28}$
	Tre-ledd fagverk (takstol) med strekkbånd og underspente bjelker	$\geq 14^\circ$	25 - 80	$h \approx \frac{l}{45}$
	Tre-ledd (to-ledd) bue med eller uten strekkbånd	$\frac{f}{l} \geq 0,14$	20 - 100	$h \approx \frac{l}{35}$
	Tre-ledd ramme med fingerskjøtt rammehjørne	$\geq 14^\circ$	15 - 25	$h \approx \frac{s_1 + s_2}{13}$

Systemskisse	Betegnelse	Anbefalt takvinkel	Anbefalt spenn [m]	Tverrsnittshøyde [m]
<p>*</p> 	*Tre-ledd ramme med sammensatt ramnehjørne	$\geq 14^\circ$	10 - 50	$h \approx \frac{l}{30}$
	Tre-ledd ramme med krumt ramnehjørne	$\geq 14^\circ$	15 - 50	$h \approx \frac{s_1 + s_2}{15}$
<p>*</p> 	*Halvramme med pendelsøyle	$\geq 20^\circ$	10 - 25	$h \approx \frac{l}{25}$
<p>*</p> 	*Hyperbolsk paraboloideskall (HP skall)	$\frac{f_1 + f_2}{l_1 + l_2} \geq 0,2$	$l_1 \sim l_2$ 15 - 60	$h \approx b \approx \frac{l}{70}$ (kantbjelke)

3.14 Litteratur

Dietsch, P., Winter, S. (2010): Robustness of secondary structures in wide-span timber structures, *World Conference on Timber Engineering, WCTE 2010, Riva del Garda, Italy.*

Limtreboka (2002), Moelven Limtre AS.

Natterer, J., Sandoz, J.L., Rey, M. (2011): *Construction en bois; Matériaux, technologie et dimensionnement*, Presses Polytechniques et universitaires romandes.

Natterer, Herzog, Volz (1991): *Holzbau atlas Zwei*, Birkhäuser.

Träbroar (1996). Träinformation AB, Stockholm, Sweden.

Snøoverbygg Ofofbanen (Moelven Limtre AS, 2014)



4

Rette bjelker og søyler

4.1	Bjelker	61
4.1.1	Bøyning og skjær	61
4.1.2	Strekk og kombinert strekk og bøyning	63
4.1.3	Vipping	63
4.1.4	Trykk normalt på fiberretningen	67
4.1.5	Trykk på skrå flater.....	70
4.2	Aksial knekning	72
4.2.1	Dimensjonering	73
4.2.3	Kombinert bøyning og aksielt trykk	78
4.3	Litteratur.....	80

4.1 Bjelker

Bjelker er normalt rette limtrekomponenter med rektangulære tverrsnitt påkjent av bøyning. De benyttes som gulv- og takbjelker, takåser, i bruer etc. Bjelker med varierende tverrsnitt og krumme bjelker behandles i kapittel 7.

Ved dimensjonering av bjelker må det kontrolleres at de har tilstrekkelig kapasitet på bøyning og skjær og at de tilfredsstiller spesifiserte krav til nedbøyninger og svingninger. Ved opplegg må det kontrolleres at trykket normalt på fiberretningen ikke overskrider dimensjonerende fasthet. Bjelkens lengde er ofte avgjørende for hvilke krav som blir dimensjonerende. For middels lange spenn er det normalt bøyning som blir kritisk, mens skjær kan bli dimensjonerende for kortere spenn. For lange bjelkespenn er det som regel brukskravene til nedbøyninger og/eller svingninger som blir dimensjonerende, se avsnittene 6.2 og 6.3.

4.1.1 Bøyning og skjær

I henhold til teknisk bjelketeori er normalspenningen i et massivt rektangulært tverrsnitt, påkjent av et bøyemoment M om den sterke (y - y) akse, og i avstand z fra denne akse, gitt ved

$$\sigma = \frac{M \cdot z}{I_y} \quad (4-1)$$

hvor I_y er andre arealmoment av komponentens tverrsnitt om y - y akse. Innfører vi tverrsnittets motstandsmoment om y - y akse, dvs.

$$W_y = \frac{I_y}{h/2} = \frac{b \cdot h^2}{6} \quad (4-2)$$

hvor b er tverrsnittsbredden og h er høyden, kan vi skrive den maksimale, dimensjonerende bøyespenningen som det dimensjonerende momentet M gir, som

$$\sigma_{m,y,d} = \frac{M}{W_y} \quad (4-3)$$

Helt tilsvarende for bøyning om den svake aksene.

Dersom en komponent er påkjent av bøyning om begge aksene (sterk og svak) samtidig er dimensjoneringskriteriet som må tilfredstilles gitt ved

$$\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1$$

$$k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad (4-4)$$

hvor $\sigma_{m,y,d}$ og $\sigma_{m,z,d}$ er dimensjonerende bøyespenninger om tverrsnittets hovedakser, mens $f_{m,y,d}$ og $f_{m,z,d}$ er de tilsvarende dimensjonerende fasthetene. Som nevnt i avsnitt 1.3.5 kan det diskuteres om bøyesfastheten er forskjellig om sterk og svak akse. En eventuell forskjell er imidlertid så liten at den ikke har noen praktisk betydning; derfor anbefales $f_{m,y,d} = f_{m,z,d}$.

Modifikasjonsfaktoren k_m tar hensyn til omfordeling av spenninger. For rektangulære tverrsnitt av limtre og konstruksjonsvirke settes $k_m = 0,7$; for alle andre tverrsnitt settes $k_m = 1,0$.

Alle komponenter som utsettes for bøyning vil normalt også få skjærspenninger parallelt med komponentens lengdeakse. Disse spenningene har sin største verdi i tverrsnittets nøytralakse, mens de er null ved over- og underkant. For rektangulære tverrsnitt er maksimal skjærspenning τ gitt ved

$$\tau = \frac{3V}{2 \cdot b \cdot h} \quad (4-5)$$

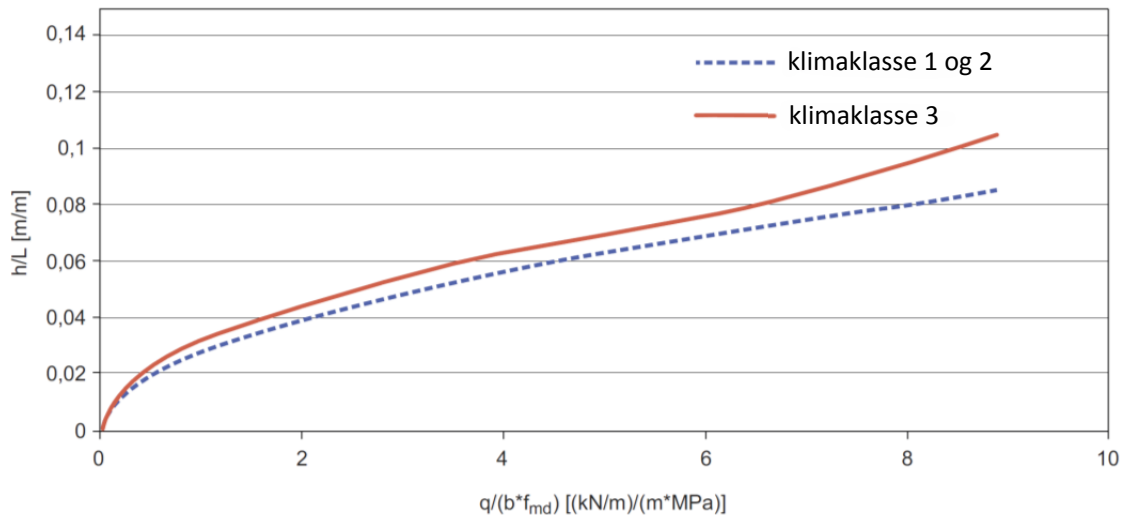
hvor V er skjærkraften, mens b og h har samme betydning som ovenfor. Dimensjoneringskriteriet for skjær er

$$\tau_d \leq f_{v,d} \quad (4-6)$$

hvor τ_d er dimensjonerende skjærspenning og $f_{v,d}$ er dimensjonerende skjærfasthet. På grunn av oppsprekking som følge av fukt-induserte spenninger (tørking og svelling) anbefaler Eurokode 5 at det brukes en effektiv bredde $b_{ef} = k_{cr} \cdot b$ (hvor $b_{ef} < b$) istedenfor b i ligning (4-5). Eurokode 5 foreslår verdien 0,67 for «sprekkfaktoren» k_{cr} , men dette er en verdi som kan fastlegges nasjonalt. I Norden benyttes det forskjellige verdier; i Norge har man valgt å sette

$k_{cr} = 0,8$ for limtre.

Tilnærmede bjelkehøyder for forskjellige lastnivåer er vist i figur 4-1. For alle viste bjelkespenn og lastnivå er det bøyespenningene som er utslagsgivende for limtrebjelkenes høyder.



Figur 4-1

Nødvendig bjelkestørrelse uttrykt som høyde/lengde forhold for varierende lastnivå. Beregninger er utført for henholdsvis klimaklassene 1 og 2 og for 3 ved å benytte limtreklassen GL30c. f_{md} er beregnet i henhold til ligning (2-9). Dimensjoneringskriteriene er relatert til bøy- og skjærspenninger (med $k_{cr} = 0,80$); det er ikke tatt hensyn til deformasjonene. Vipping er forhindret.

4.1.2 Strekk og kombinert strekk og bøyning

Rette limtrekomponenter kan påkjennes av aksialkrefter – strekk eller trykk – eller de kan utsettes for en kombinasjon av bøyning og aksialkraft. Er belastningen trykk vil korte komponenter kunne svikte på grunn av for høye trykkspenninger, mens lengre og spesielt slankere komponenter mest sannsynlig vil svikte som følge av knekking. Trykkbelastede komponenter behandles i avsnitt 4.2.

Rette komponenter påkjent av aksial strekkraft og bøyning må tilfredsstille følgende krav:

$$\frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad (4-7)$$

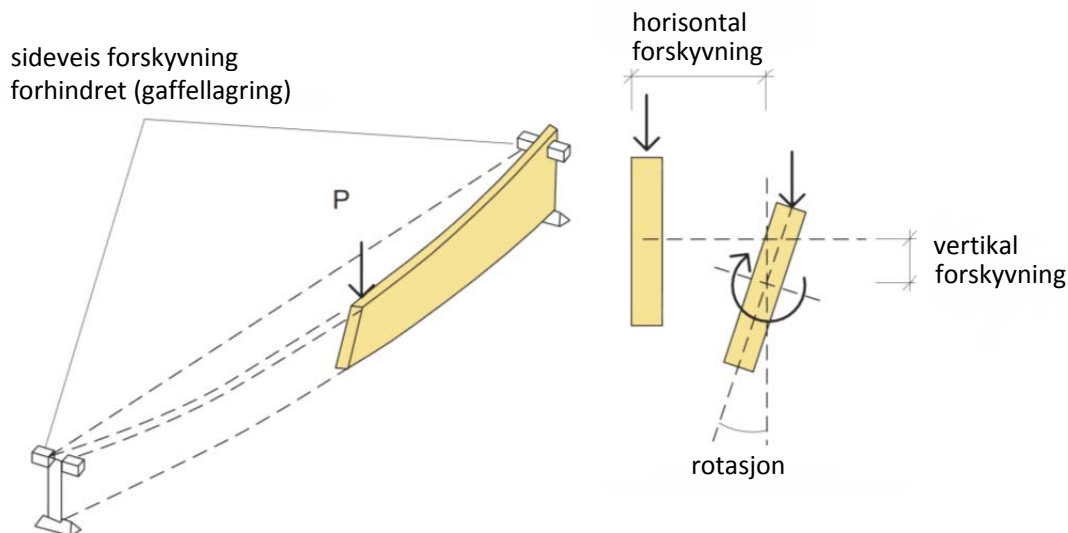
$$\frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1$$

hvor $\sigma_{t,0,d}$ er dimensjonerende strekkspenning parallelt fibrene på grunn av aksialkraft, mens $\sigma_{m,y,d}$ og $\sigma_{m,z,d}$ er dimensjonerende bøyespenninger om hovedaksene. $f_{t,0,d}$ er dimensjonerende strekkfasthet og $f_{m,y,d}$ og $f_{m,z,d}$ er dimensjonerende bøyefastheter.

k_m er samme modifikasjonsfaktor som i ligning (4-4).

4.1.3 Vipping

Slanke, rette komponenter kan vippe dersom de er påkjent av bøyemoment om den sterke akselen uten at trykksiden er støttet mot sideveis forskyvning, se figur 4-2. Eventuell vipping inntreffer for bøyespenninger som er lavere enn bøyefastheten. I praksis vil slanke elementer ikke være fullstendig rette, et forhold som vil øke faren for forskyvninger ut av planet. Andre parametre som påvirker faren for vipping er randbetingelsene (fri, hengslet eller fastholdt), belastningen og dens angrepspunkt, type og plassering av avstivning. Alle disse faktorene påvirker den såkalte effektive lengden l_{ef} som inngår i dimensjoneringsligningene.



Figur 4-2

Vipping av fritt opplagt "gaflet" bjelke.

Kritisk bøyespenning $\sigma_{m,crit}$ når vipping inntreffer i en limtrebjelke med massivt rektangulært tverrsnitt kan uttrykkes som

$$\sigma_{m,crit} \approx \frac{0,78 \cdot b^2}{h \cdot l_{ef}} \cdot E_{0,05} \quad (4-8)$$

Her er b og h bjelkens bredde og høyde, l_{ef} er den effektive lengden som avhenger av lasten (momentdiagrammet), opplegg og avstivning, og $E_{0,05}$ er 5% fraktilet av elastisitetsmodulen i fiberretningen. For en fritt opplagt bjelke, opplagret som vist i figur 4-2 og med jevnt fordelt last som angriper i nøytralaksen, kan l_{ef} i ligning (4-8) settes lik spennlengden l . Tabell 4-1 gir forholdet l_{ef}/l for forskjellige kombinasjoner av last og opplegg. Tabellen forutsetter sideveis forhindring (gaffling) over opplegg og at lasten angriper i nøytralaksen. For lastangrep på bjelkens trykkside skal l_{ef} økes med $2h$, mens l_{ef} kan reduseres med $0,5h$ dersom lasten angriper på strekksiden. For bjelker som er avstivet på trykksiden, i punkter med innbyrdes avstand a , kan en sette $l_{ef} = a$, forutsatt at avstivningen har tilstrekkelig stivhet.

Tabell 4-1: Effektiv lengde i forhold til spennlengde. Lasten angriper i nøytralaksen.

For lastangrep på bjelkens trykkside skal l_{ef} økes med $2h$, mens l_{ef} kan reduseres med $0,5h$ når lasten angriper på strekksiden.

Bjelketype	Lasttype	l_{ef}/l
Fritt opplagt	Konstant moment	1,0
	Jevnt fordelt last	0,9
	Punktlast midt i spennet	0,8
Utkrager	Jevnt fordelt last	0,5
	Punktlast i fri ende	0,8

Det relative slankhetsforholdet for bøyning, $\lambda_{rel,m}$, kan beregnes på grunnlag av karakteristisk bøye-
fasthet, $f_{m,k}$, og kritisk bøyespenning, $\sigma_{m,crit}$, som

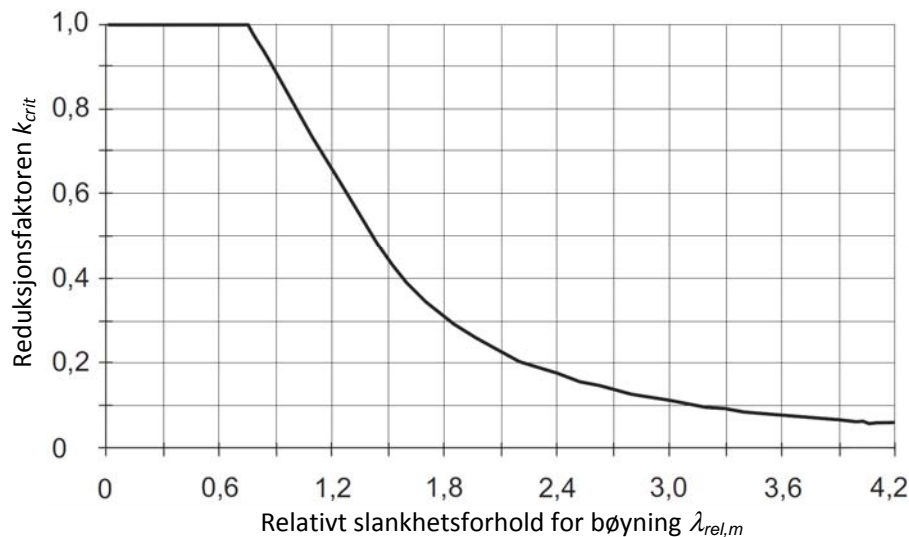
$$\lambda_{rel,m} = \sqrt{\frac{f_{m,k}}{\sigma_{m,crit}}} \quad (4-9)$$

Når slankhetsforholdet $\lambda_{rel,m} < 0,75$ er bjelken stabil og vil ikke vippe. For $\lambda_{rel,m} > 1,4$ vil eventuell svikt skyldes vipping. For slankhetsforhold mellom disse verdiene vil eventuell svikt skyldes bøyning etter forutgående merkbare nedbøyninger og sideforskyvninger. Gitt slankhetsforholdet $\lambda_{rel,m}$ kan faktoren k_{crit} , som tar høyde for vipping, tas fra tabell 4-2 eller figur 4-3.

Kritiske knekkspenninger for andre komponenter enn rette bjelker, for eksempel buer og bjelker med varierende tverrsnitt, diskuteres i kapitlene 7 og 11.

Tabell 4-2: Faktoren k_{crit} som funksjon av $\lambda_{rel,m}$

k_{crit}	Relativ slankhet for bøyning, $\lambda_{rel,m}$
1	$\lambda_{rel,m} \leq 0,75$
$1,56 - 0,75\lambda_{rel,m}$	$0,75 < \lambda_{rel,m} \leq 1,4$
$1/(\lambda_{rel,m})^2$	$\lambda_{rel,m} > 1,4$



Figur 4-3

Faktoren k_{crit} som funksjon av $\lambda_{rel,m}$

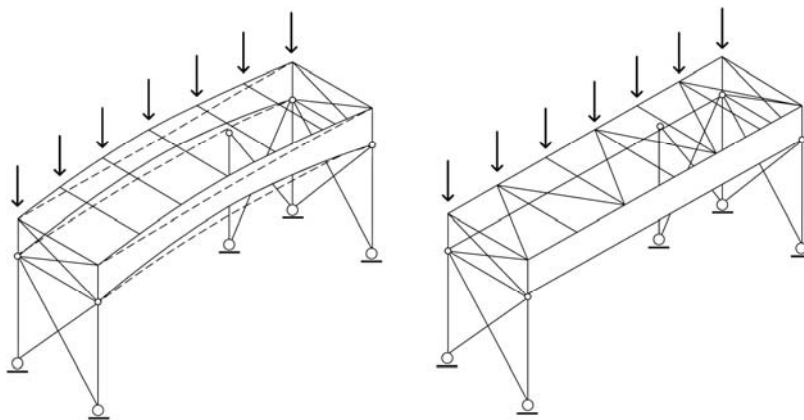
Komponenter som bare er påkjent av bøyning om sterk akse skal tilfredsstillende følgende krav:

$$\sigma_{m,d} \leq k_{crit} f_{m,d} \quad (4-10)$$

hvor $\sigma_{m,d}$ er dimensjonerende bøyespennning, $f_{m,d}$ er dimensjonerende bøyefasthet og k_{crit} er den ovenfor omtalte modifikasjonsfaktoren som tar hensyn til vippingsfaren.

Komponenter påkjent av kombinert bøyning og aksielt trykk er behandlet i avsnitt 4.2.2 og de som er utsatt for trykk normalt fiberretningen i avsnitt 4.1.4.

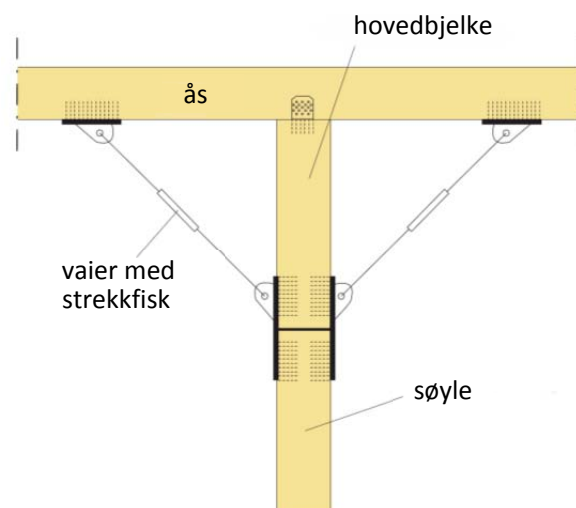
Avstivning av slanke bjelker kan utføres kontinuerlig eller punktvis som vist i figur 4-4. Kontinuerlig avstivning kan f.eks. utføres ved å feste takplater på oversiden av fritt opplagte bjelker. Takåser er eksempel på punktvis avstivning. For kontinuerlige bjelker kan det være nødvendig å avstive underside inn mot opplegget, se figur 4-5, men dersom bjelken er godt sikret mot sideveis forskyvning over selve opplegget vil det normalt gi tilstrekkelig sikring mot vipping i dette området.



Figur 4-4

Sideveis avstivning av slanke bjelker.

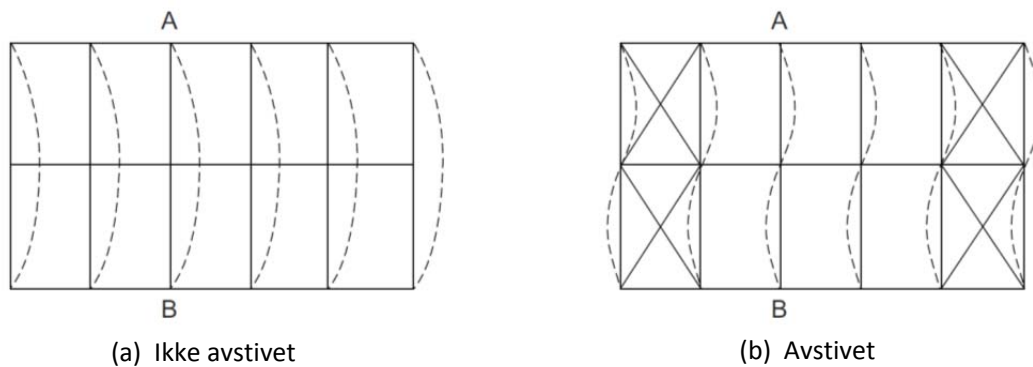
Dersom slik avstivning er nødvendig bør den utføres som vist i figur 4-5 hvor det er benyttet vaier som ikke kan ta trykkrefter. Det sikrer at usymmetrisk last på taket ikke vil kunne skyve bjelkens underside sideveis. Når slanke bjelker må avstives for å hindre vipping, bør ingeniøren alltid vurdere



Figur 4-5

Sideveis avstivning – via takås - av nedre (trykk) del av en slank hovedbjelke over et innvendig søyleopplegg. Her er det viktig at skråstagene ikke kan ta trykk; ved skjevlast som fremkaller mer nedbøyning på den ene siden vil et trykkstag kunne skyve bjelkens underside (som har trykk) sideveis og dermed fremskynde vipping istedenfor å forhindre den.

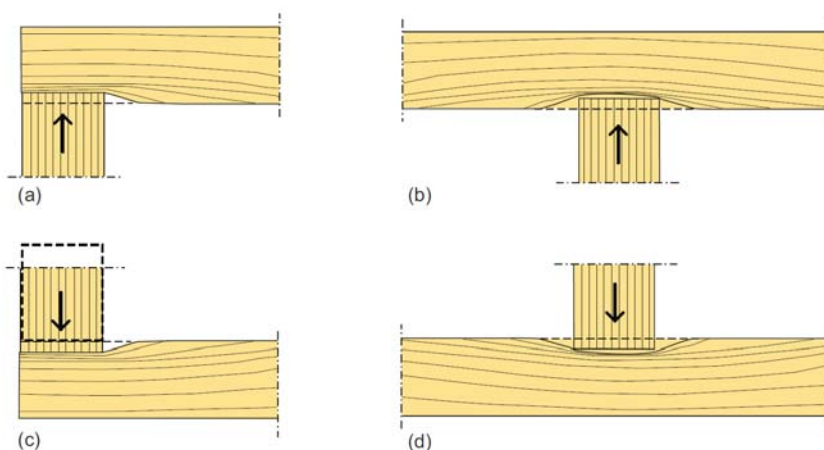
stivheten til hele systemet, ikke bare isolert til den enkelte bjelke, konferer figur 4-6 som viser forskjellige knekkformer (og derav knekk lengder) avhengig av utformingen på det totale avstivnings-systemet. I tvilsomme situasjoner er det best å anta ingen avstivning eller at avstivningen er elastisk. Tverravstivning er særdeles viktig; mange uheldige situasjoner har oppstått på grunn av mangelfull sideveis avstivning, enten i montasjefasen (dvs. svikt før avstivningen kom på plass) eller i den ferdige konstruksjonen. Svært stiv avstivning kan føre til progressiv kollaps (om *en* takbjelke sviakter kan den dra de andre med seg), mens avstivning med korrekt stivhet gir robust konstruksjon. En mer grundig beskrivelse av avstivning finnes i kapittel 13.



Figur 4-6
Sideveis knekning av tak eller gulvsystem.

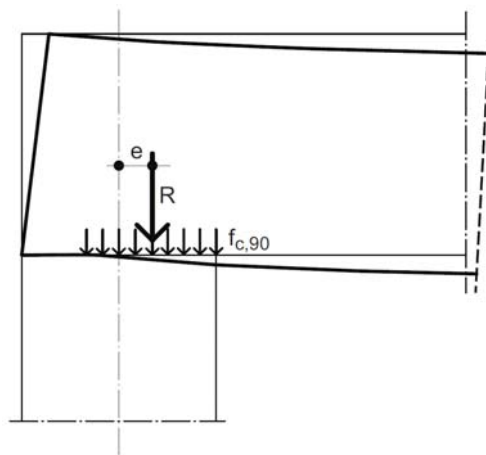
4.1.4 Trykk normalt på fiberretningen

I mange konstruksjoner, f.eks. ved bjelkeopplegg og i fleretasjers bygg, er komponenter av tre belastet normalt på fiberretningen. Tre har både lav stivhet og store fuktinduserte bevegelser (svinn og svelling) i denne retningen, begge egenskaper som medfører betydelige deformasjoner. Dette er spesielt kritisk for fleretasjers bygg hvor deformasjonene i bjelkelagene adderes opp. Avhengig av last og oppleggsbetingelser kan forskjellige typer sviakt inntreffe; eksempler er vist i figur 4-7, hvor det klart fremgår at lasten normalt overføres, ikke bare via kontaktarealet, men via et effektivt areal hvor også naboområdene bidrar.



Figur 4-7
Oppleggsvikt normalt fiberretningen. (a) og (b): komponenter på punkttopplegg, (c) og (d): komponenter på kontinuerlige opplegg.

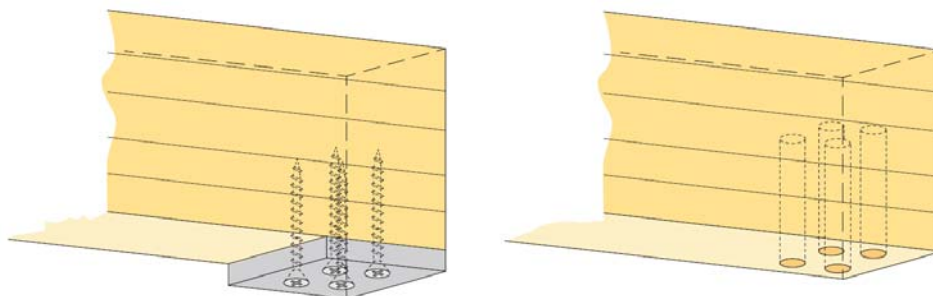
Deformasjoner normalt på fiberretningen vil normalt ikke føre til sammenbrudd; de er snarere et potensielt problem i bruksgrensetilstanden. Eurokode 5 har imidlertid valgt å behandle denne problematikken som et bruddgrenseproblem. Dimensjoneringen må derfor kontrollere de opptredende spenningene mot den dimensjonerende fastheten normalt fiberretningen istedenfor å benytte stivhetsverdier. I tillegg kommer store reduksjoner i fasthet på grunn av fuktighet (klimaklasse) og type last (lastvarighet), se avsnittene 2.3.1 og 2.3.2 samt ligningene (2-9) og (4-12). Derimot ses det bort fra volumeffekter ($k_{\eta} = 1$). Det bør også nevnes at stivheten normalt fiberretningen er praktisk talt konstant i det fuktområdet det er snakk om i bygninger (mellom 10 og 20%) og at trykkfastheten heller ikke varierer spesielt mye i dette området. Standardens krav, som krever til dels urimelig store kontaktarealer, reflekterer ikke disse forholdene. Store kontaktarealer kan også by på problemer ved at ujevne deformasjoner kan gi eksentrisk belastning, et forhold standarden ikke tar hensyn til, se figur 4-8.



Figur 4-8

Stort kontaktareal fører til ujevn deformasjon og eksentrisk belastning ved opplegg.

Det er nå en økende tendens til å forsterke forbindelsen mellom bjelke og søyle. Slike forsterkninger kan utføres med f.eks. innlimte stenger av stål eller tre, selvborende skruer eller utvendige spikerplater, se figur 4-9. Forsterkningen reduserer deformasjonen og øker dermed bæreevnen.



Figur 4-9

Eksempel på bjelke som er forsterket mot trykk normalt på fiberretningen med selvborende skruer (til venstre) og innlimte bolter (til høyre).

Eurokode 5 har ingen regler for forsterkning i tilknytning til trykk normalt fibre. Det er imidlertid foreslått beregningsmodeller som antar at kapasiteten til en forsterket forbindelse er lik summen av kapasiteten til trevirket alene og kapasiteten til forsterkningen alene. Når en skal beregne kapasiteten til forsterkningen må alle mulige former for svikt tas hensyn til. For selvboende skruer er et

mulig sviktscenario at skruene kan “knekke” og totalt miste sin bæreevne når de presses inn i treverket. Ved forsterkning med et fåtall korte skruer vil bæreevnen til den «armerte» bjelken avhenge både av skruenes inntrenging og trevirkets evne til å motstå deformasjonen; sistnevnte antas å være den kapasitet som treverket alene kan mobilisere. Skruene antas å ha samme kapasitet på inntrenging som på uttrekk. Ved bruk av lengre og slankere skruer må, som nevnt ovenfor, knekningsfaren tas hensyn til. Også her antas det at treverket bidrar med sin kapasitet, men knekker skruene vil treverket, som allerede er fullt utnyttet, måtte ta over all last og vil dermed bli overbelastet. Ved forsterkninger med mange korte skruer vil bæreevnen bestemmes av treverkets trykkstyrke normalt fibre i planet hvor skruespissene ligger.

Dimensjonering

Dimensjonering for trykk normalt fiberretningen handler om å tilfredsstille følgende krav:

$$\sigma_{c,90,d} = \frac{F_{c,90,d}}{A_{ef}} \leq k_{c,90} \cdot f_{c,90,d} \quad (4-11)$$

hvor:

$\sigma_{c,90,d}$ er dimensjonerende trykkfasthet normalt fibre i det effektive kontaktarealet

$F_{c,90,d}$ er dimensjonerende trykklast normalt fibre

A_{ef} er det effektive kontaktarealet for trykk normalt fiberretningen

$k_{c,90}$ er en faktor som tar hensyn til lastkonfigurasjon, sannsynlighet for splitting og graden av

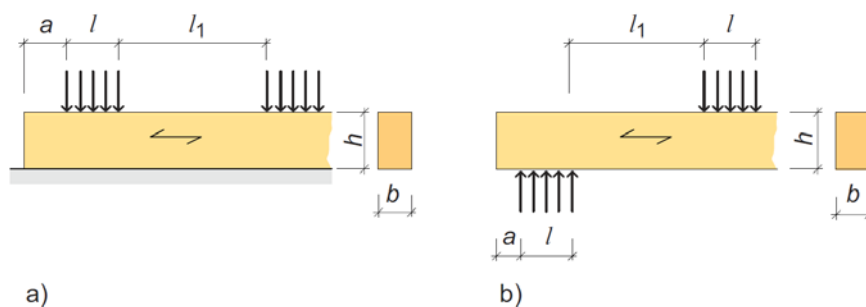
$f_{c,90,d}$ er dimensjonerende trykkfasthet normalt fiberretningen

$$f_{c,90,d} = \frac{k_{mod} \cdot f_{c,90,k}}{\gamma_m} \quad (4-12)$$

Det effektive kontaktareal A_{ef} som er nødvendig for å beregne de opptredende spenninger bestemmes av den effektive l_{ef} :

$$l_{ef} = l + 2 \cdot l^* \quad \text{hvor} \quad l^* = \min \begin{cases} 30\text{mm} \\ a \\ l \\ l_1 / 2 \end{cases} \quad (4-13)$$

Symbolene er definert i figur 4-10.



Figur 4-10

Komponent belastet på trykk normalt fiberretningen, plassert på enten et kontinuerlig underlag (a) eller på punkttopplegg (b).

Verdier for $k_{c,90}$ er gitt i tabell 4-3 for forskjellige konfigurasjoner.

En rekke punktlaster med liten innbyrdes avstand (f.eks. bjelkelag eller bjelker med senteravstand mindre enn 610 mm) kan regnes som jevnt fordelt last.

Tabell 4-3: Faktoren $k_{c,90}$ som funksjon av opplegg og avstanden l_1 mellom lastene. Verdiene i parentes er for konstruksjonsvirke, de andre for limtre. Notasjon i henhold til figur 4-10.

	$l_1 < 2 \cdot h$	$l_1 \geq 2 \cdot h$
Komponent på kontinuerlig underlag	1,0	1,5 (1,25)
Komponent på punktopplegg	1,0	1,75 (1,5) dersom $l \leq 400 \text{ mm}^*$

* Merk at Eurokode 5 anbefaler $k_{c,90} = 1,75$ bare dersom $l \leq 400$ mm. Dersom $l > 400$ mm, anbefaler Eurokode 5 $l_{ef} = l$ og $k_{c,90} = 1,0$.

Spesielt for Norge

Nåværende bestemmelser i Eurokode 5 vedrørende trykk normalt på fiberretningen kom inn på et relativt sent tidspunkt, og det er mye som tyder på at det her vil komme endringer i fremtidige revisjoner. Bestemmelsene gir vesentlig mer konservative løsninger enn det som har vært praksis i mange av medlemslandene, inklusive Norge.

På denne bakgrunn har en i Norge, som en midlertidig ordning, tillatt bruk av en metode som ligger nærmere bestemmelsene i tidligere norsk standard.

I Endringsblad **A1** til Nasjonalt tillegg **NA** (NS-EN 1995-1-1:2004/NA:2010/A1:2013) heter det:

For dimensjonering for trykk vinkelrett på fiberretningen kan en metode gitt i

Prosjektering av trekonstruksjoner. Trykk vinkelrett på fiberretningen, en anbefaling.
Rapport nr. **86**, Norsk Tret teknisk Institutt, Oslo, februar 2013 (www.treteknisk.no)

benyttes, forutsatt at det i de betraktete snitt ikke er andre samtidig opptredende spenninger av betydning. Metoden gitt i ovennevnte rapport kan betraktes som ikke-motstridende supplerende informasjon («non-contradicting complementary information» (NCCI)) basert på erfaringer med NS 3470-1. Der det er samtidig opptredende spenninger av betydning, benyttes metodene i Eurokoden uendret.

Andre samtidig opptredende spenninger er trykkspenninger i samme retning, f.eks. spenninger fra trykk mot fibre på motsatt side av påkjent komponent.

4.1.5 Trykk på skrå flater

Trykk på en flate som danner en vinkel α med fiberretningen skal tilfredsstillende følgende krav:

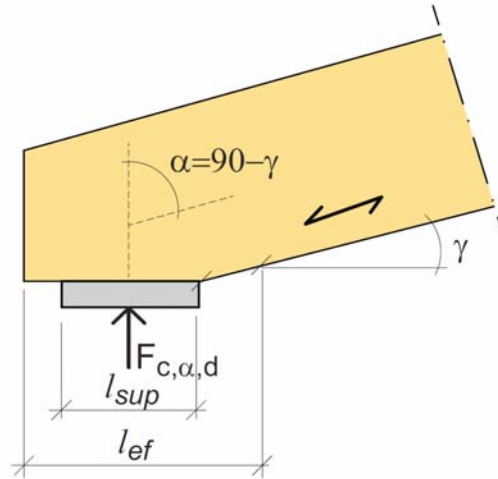
$$\sigma_{c,\alpha,d} = \frac{F_{c,\alpha,d}}{A_{ef}} \leq f_{c,\alpha,d} = \frac{f_{c,0,d}}{\frac{f_{c,0,d}}{k_{c,90} \cdot f_{c,90,d}} \cdot \sin^2 \alpha + \cos^2 \alpha} \quad (4-14)$$

hvor:

$\sigma_{c,\alpha,d}$ er dimensjonerende trykkspenning i en vinkel α med fiberretningen

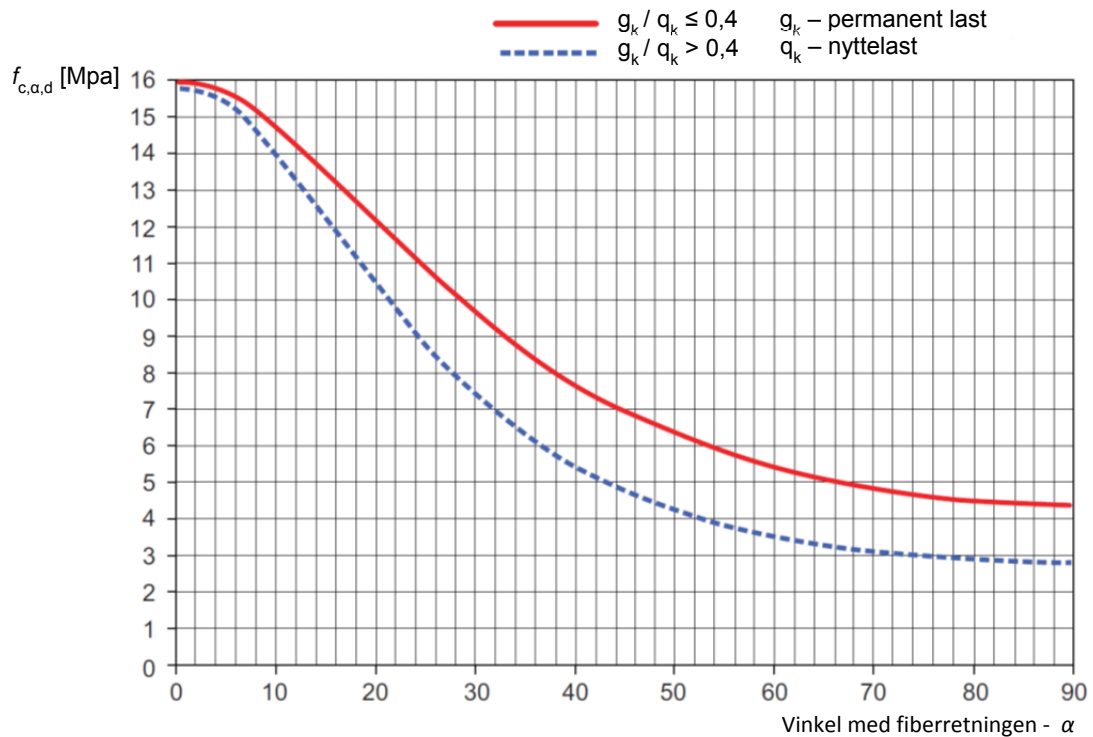
$f_{c,\alpha,d}$ er dimensjonerende trykkfasthet i en vinkel α med fiberretningen, se figur 4-12

- $f_{c,90,d}$ er dimensjonerende trykkfasthet normalt fiberretningen etter EN 14080
 $f_{c,0,d}$ er dimensjonerende trykkfasthet langs fiberretningen
 $F_{c,\alpha,d}$ er dimensjonerende last med en vinkel α med fiberretningen
 $k_{c,90}$ er en modifikasjonsfaktor ($k_{c,90} = 1,75$ dersom $l_{sup} \leq 400$ mm), se figur 4-11



Figur 4-11

Komponent belastet på trykk i en retning som danner vinkelen α med fiberretningen.



Figur 4-12

Trykkfasthet for limtre i en retning som danner vinkelen α med fiberretningen. Følgende er antatt: Limtre GL30c, klimaklasse 1 og halvårslast.

4.2 Aksial knekning

Basistilfellet for søylekneking er Euler søylen, en matematisk rett, prismatisk, fritt opplagt og sentrisk belastet stav som er tilstrekkelig slank til at den knekker uten at spenningsnivået noe sted i tverrsnittet overskrider materialets bruddfasthet. Knekklasten er definert som:

$$P_E = \pi^2 \frac{E \cdot I}{L^2} \quad (4-15)$$

hvor $E \cdot I$ er søylens bøyestivhet og L dens lengde



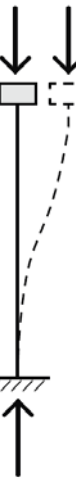
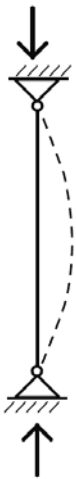

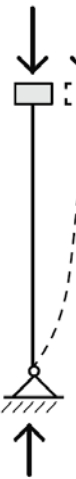
Knekk lengder

Eulerlasten P_E er referanseverdien som en vanligvis benytter for å angi en søyles knekklast eller kritiske last. For andre randbetingelser enn ideelt fritt opplegg, kan den kritiske last defineres som

$$P_{kr} = \pi^2 \frac{E \cdot I}{(\beta \cdot L)^2} \quad (4-16)$$

hvor $\beta L (= L_k)$ er en "effektiv lengde" (knekk lengde) som definerer lengden mellom to punkter på den deformerte "knekkformen" hvor krumningen er null. Med andre ord er $\beta \cdot L$ lengden av en ekvivalent Euler-søyle som knekker for samme last som den aktuelle (og annerledes opplagrede) søylen.

Figur 4-13 viser teoretiske β -verdier for en del idealiserte søyletilfeller hvor rotasjoner og/eller forskyvninger i endepunktene er enten helt fastholdt eller helt fri. Praktis er ikke så enkel, og flere av de idealiserte betingelsene vil det være vanskelig, for ikke å si umulig å tilfredsstillte fullt ut. De anbefalte β -verdiene i figur 4-13 er ment å kompensere for dette.

Formen som søylen vil knekke ut i er angitt med stiptet linje	a)	b)	c)	d)	e)	f)
						
Teoretisk β -verdi	0,5	0,7	1,0	1,0	2,0	2,0
Anbefalt β -verdi	0,7	0,85	1,2	1,0	2,25	2,25

Figur 4-13

Teoretiske og praktiske knekk lengder for søyler med varierende endebetingelser.

Det å bruke knekk lengder for å bestemme kritisk last for en trykkkomponent kan også benyttes for ikke-prismatiske søyler, søyler med varierende trykklast og søyler med elastiske innfestninger.

Søyler med varierende tverrsnitt og last

For søyler med varierende tverrsnittshøyde og/eller søyler påkjent av varierende trykklast kan en tilnærmet knekklast estimeres av følgende uttrykk:

$$P_{kr} = \gamma \cdot \pi^2 \frac{E \cdot I_2}{L^2} \quad (4-17)$$

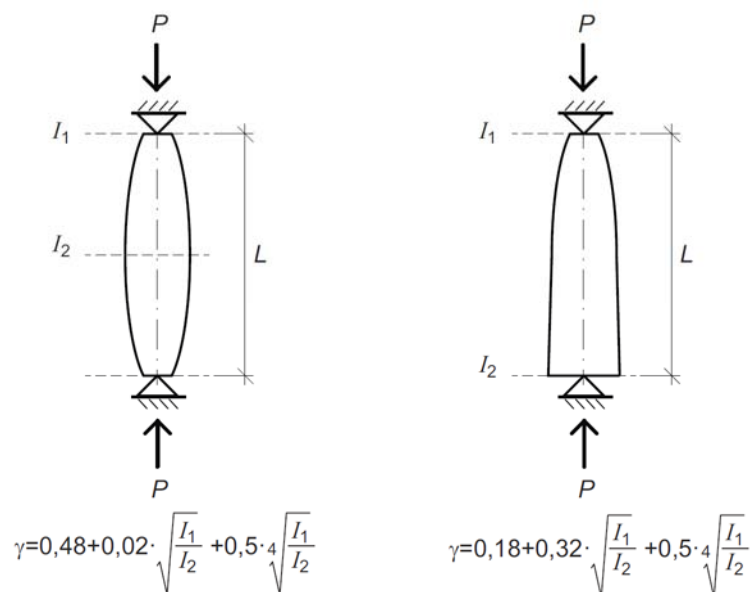
hvor I_2 beregnes for det snitt som gir størst verdi. For søyler med parabolisk variasjon av tverrsnittshøyden kan faktoren γ bestemmes ved hjelp av figur 4-14; for et sådant tilfelle vil ligning (4-17) ha gyldighet innen et område definert $0,1 \leq I_1/I_2 \leq 1,0$.

Ligning (4-17) kan også benyttes som en første tilnærming av knekklasten til en søyle med lineært varierende andre arealmoment (I).

Figur 4-15 kan benyttes ved estimering av knekklast for søyler med sprang i både last og tverrsnitt. Faktoren γ kan bestemmes som funksjon av forholdet mellom det største og minste andre arealmoment (I_1/I_2).

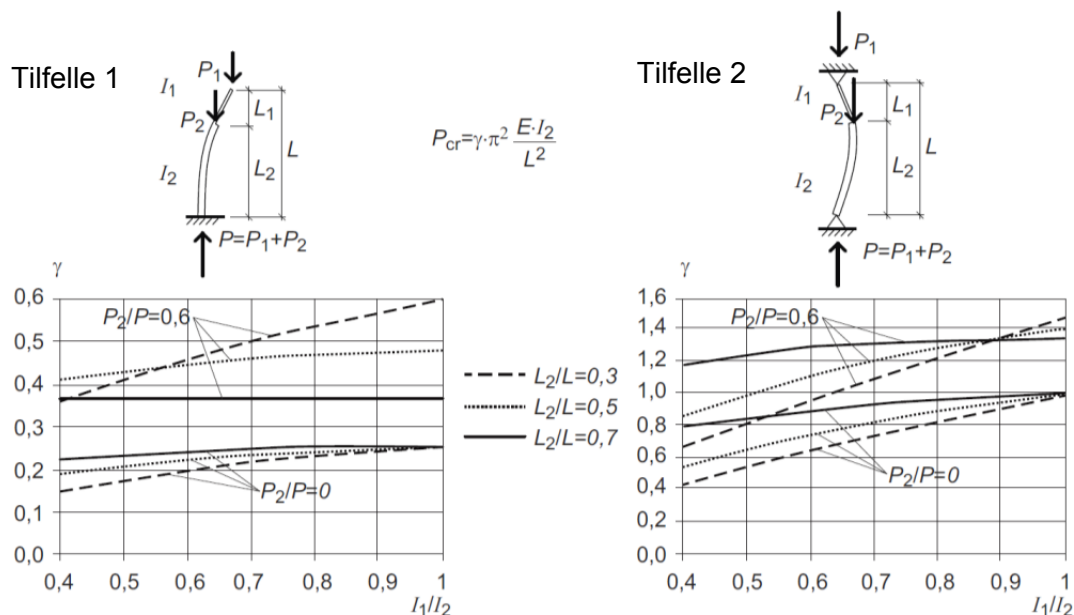
4.2.1 Dimensjonering

Større eller mindre geometriske formavvik ("formfeil") vil alltid forekomme, og ofte vil også lastene angripe eksentrisk. Dette er forhold som vil introdusere momenter i søylen i det lasten påføres; disse momentene vil øke utbøyningen som i sin tur vil øke momentene osv. inntil likevekt etableres. I praksis vil derfor en søyle med en viss slankhet svikte ved at dens momentkapasitet overskrides for en gitt kritisk last. Brudd av denne typen vil imidlertid ofte kunne komme plutselig og ha karakter av "knekning". Ved sentrisk belastning er den kritiske lasten avhengig av formavviket, men også materialeegenskapene (densitet, stivhet, virkesfeil og fuktighet) vil påvirke styrken til en søyle.



Figur 4-14

γ -faktor for bestemmelse av knekklast til søyler hvis tverrsnittshøyde varierer parabolisk.



Figur 4-15

γ -faktor for bestemmelse av knekklast for søyler med sprang i både tverrsnitt og last. Tilfelle 1 (venstre): utkraget søyle. Tilfelle 2 (høyre) fritt opplagt søyle.

Som en første tilnærming kan søylen dimensjoneres ved hjelp av en forenklet 2. ordens analyse. Et formavvik med amplitude δ_0 antas – for limtre er $\delta_0 = L/500$, hvor L er søylens lengde, en typisk verdi. For en fritt opplagt søyle påkjent av en sentrisk last P kan dimensjoneringen utføres ved å ta hensyn til interaksjonen mellom trykkspenningen $\sigma(P)$ og bøyespenningen $\sigma(M)$, se figur 4-16.

Om vi antar at tilleggsforskyvningen som P fremkaller er δ_p , se figur 4-16, kan den totale forskyvning δ_{tot} uttrykkes:

$$\delta_{tot} = \delta_0 + \delta_p = \frac{\delta_0}{1 - P/P_{kr}} \quad (4-18)$$

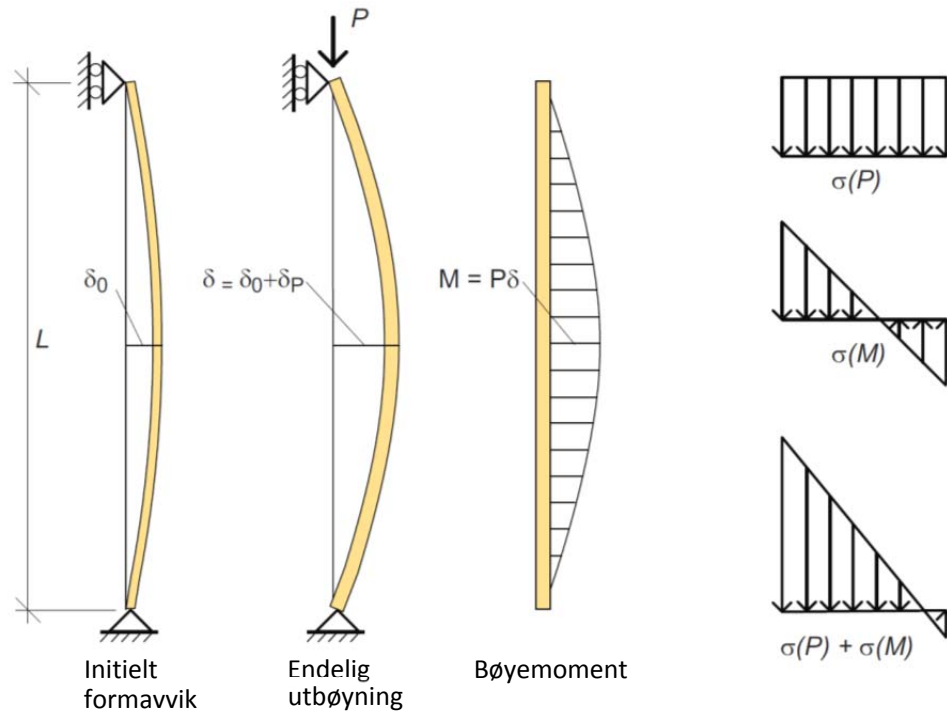
hvor P_{kr} er den teoretiske knekklasten. Bøymomentet kan dermed beregnes som produktet av påført aksiallast P og endelig maksimal forskyvning: $M = P \cdot (\delta_0 + \delta_p)$.

Dimensjoneringen utføres ved å kontrollere at den kombinerte effekten av trykk- og bøyespenninger ikke overskrider dimensjonerende fasthet for limtreet.

Denne fremgangsmåten tar imidlertid ikke hensyn til alle effektene som kan ha betydning, som for eksempel at trevirket kan «flyte» på trykksiden ved høye spenninger.

Rent aksielt trykk (dimensjonering etter Eurokode 5)

Resten av dette avsnittet handler om hvordan minstekravene til søylestyrke kan bestemmes etter Eurokode 5. Som for de andre Eurokodene er søyledimensjonering etter Eurokode 5 basert på linearisert knekningsanalyse. De ikkelineære (2. ordens) effektene tas det hensyn til ved å innføre en (styrke) reduksjonsfaktor k_c . For rent aksialt trykk skal følgende krav tilfredsstilles:



Figur 4-16

Knekning av tresøyle betraktet som et ikkelineært (2. ordens) problem.

$$\sigma_c = \frac{P}{A} \leq k_c \cdot f_{c,d} \quad (4-19)$$

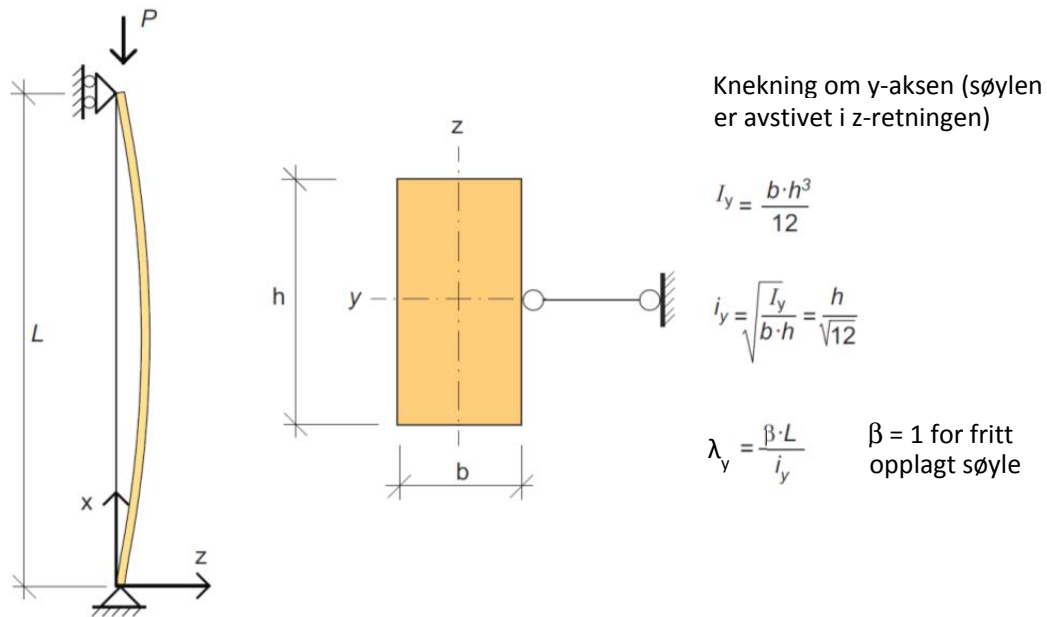
hvor $f_{c,d}$ er dimensjonerende trykkfasthet, A er søylens totale tverrsnittsareal og k_c er en reduksjonsfaktor som tar hensyn til knekningsfaren.

Beregningen av k_c er basert på en numerisk simulering av et stort antall søyler med forskjellige formavvik og materialegenskaper hentet fra observasjoner av virkelige søyler. «Flyting» på trykksiden av trevirket ble også tatt hensyn til ved disse simuleringene.

Uttrykket for k_c -verdiene gis, i moderne dimensjoneringsstandarder, som en funksjon av et *relativt slankhetsforhold* λ_{rel} definert som:

$$\lambda_{rel} = \sqrt{\frac{P_c}{P_{cr}}} = \sqrt{\frac{f_{c,0,k} \cdot A}{\pi^2 \frac{E_{0,05} \cdot I}{(\beta \cdot L)^2}}} = \frac{\lambda}{\pi} \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0,05}}} \quad (4-20)$$

hvor $f_{c,0,k}$ er den karakteristiske trykkfasthet i fiberretningen, og $E_{0,05}$ er 5% fraktilen av elastisitetsmodulen i fiberretningen, mens λ er søylens slankhet definert som vist i figur 4-17.



Figur 4-17

Knekning av en tresøyle; definisjon av andre arealmoment (I), treghetsradius (i), og søyleslankhet (λ).

Uttrykket for reduksjonsfaktoren k_c , som funksjon av det relative slankhetsforhold λ_{rel} , definert i ligning (4-20), gis i konstruksjonsbestemmelsene og varierer lite mellom forskjellige standarder. For Eurokode 5 gjelder:

$$k_c = \begin{cases} 1 & \text{for } \lambda_{rel} \leq 0,3 \\ \frac{1}{k + \sqrt{k^2 - \lambda_{rel}^2}} & \text{for } \lambda_{rel} > 0,3 \end{cases} \quad (4-21)$$

hvor

$$k = 0,5 \cdot \left[1 + 0,1(\lambda_{rel} - 0,3) + \lambda_{rel}^2 \right] \quad (4-22)$$

Forholdet mellom k_c og det relative slankhetsforhold λ_{rel} , den såkalte knekningskurven, er vist i figur 4-18.

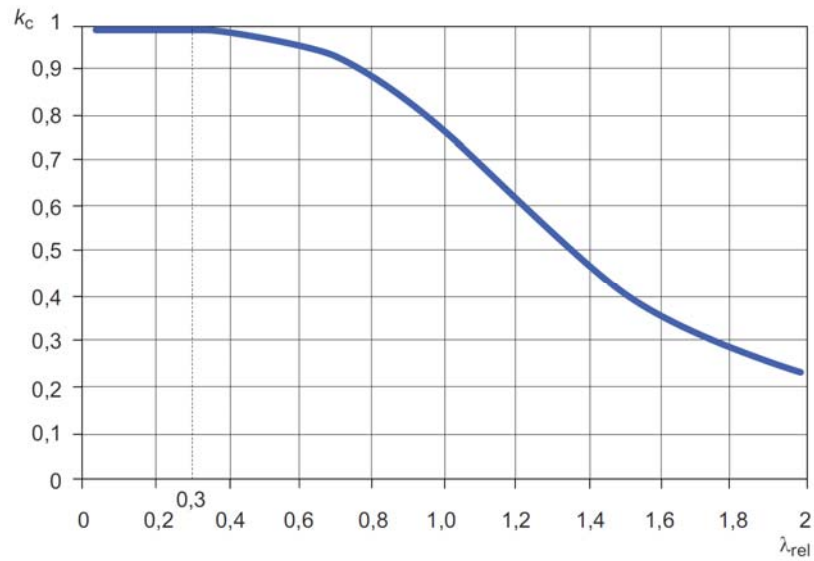
I praksis bør man unngå relative slankhetsforhold (λ_{rel}) over 2,0.

Det kan nevnes at søyler i yttervegger ofte utføres slik at de hindres i å knekke om den svake aksene (se figur 4-19).

Ved topp og bunn av søyler, og andre steder hvor tverrsnittet er svekket av skruehull og lignende, må det kontrolleres at

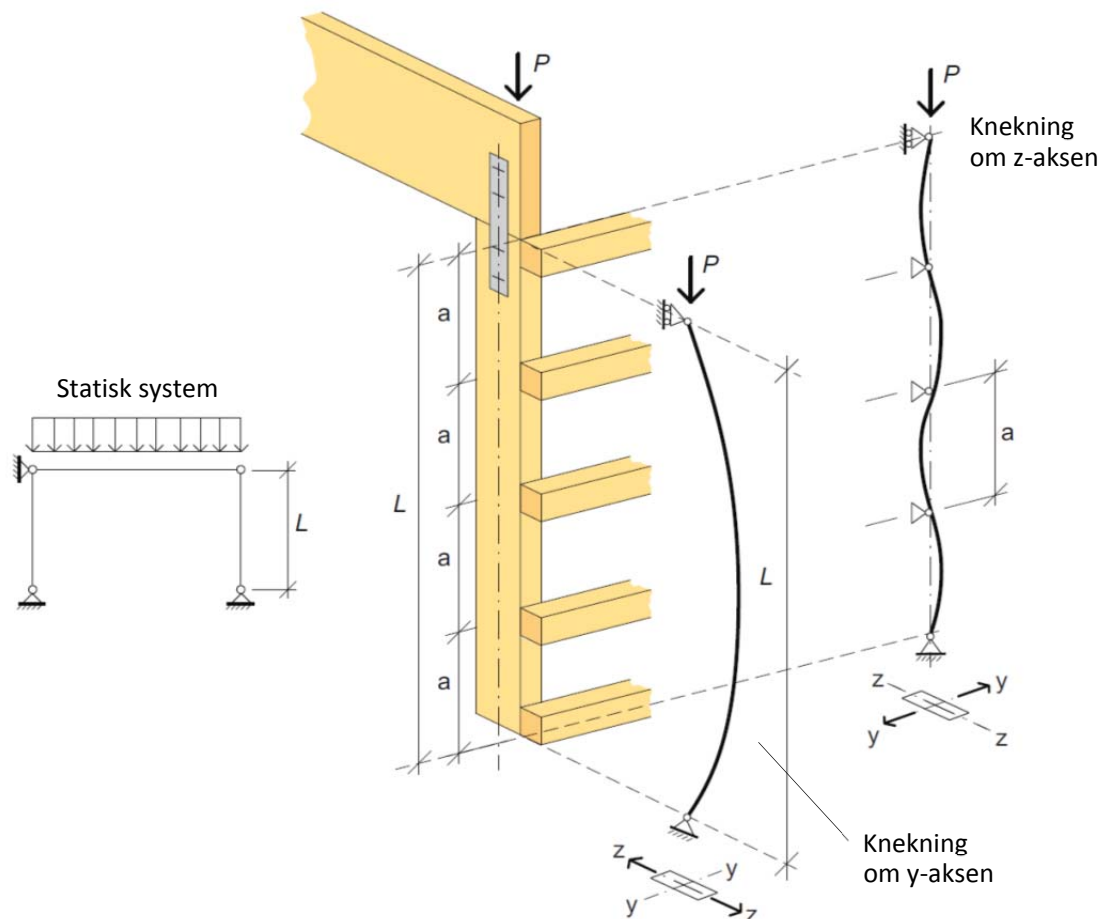
$$\sigma_c = \frac{P}{A_{net}} \leq f_{c,d} \quad (4-23)$$

hvor A_{net} er søylens netto tverrsnitt.



Figur 4-18

Reduksjonsfaktoren k_c som funksjon av det relative slankhetsforhold λ_{rel} i henhold til Eurokode 5.



Figur 4-19

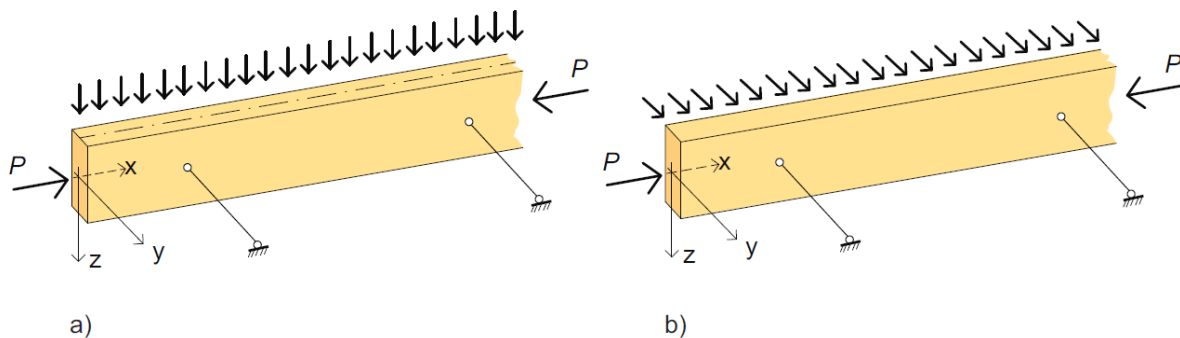
Knekning av tresøyle i yttervegg.

4.2.3 Kombinert bøyning og aksielt trykk

Dersom vipping ikke kan inntreffe foreligger det to muligheter for brudd ("failure"):

- $\lambda_{rel} \leq 0,3$ - knekning er ikke aktuelt, og et eventuelt brudd vil komme som resultat av at trykkfastheten overskrides i komponenten.
- $\lambda_{rel} > 0,3$ - knekning kan inntreffe og et eventuelt brudd vil komme som resultat av at trykkfastheten multiplisert med den aktuelle (instabilitetsbaserte) reduksjonsfaktoren k_c overskrides i komponenten.

Trykk og biaksial bøyning kan inntreffe samtidig i en trekomponent. De vanligste lasttilfellene hvor trykk og bøyning opptrer samtidig er imidlertid de som er illustrert i figur 4-20.



Figur 4-20

Samtidig bøyning og aksialkraft. (a) Bøyning om sterk akse (y). (b) Bøyning om svak akse (z).

Tilfelle a): $\lambda_{rel} \leq 0,3$

I dette relative slankhetsområdet er det ingen fare for knekning og dermed ingen fasthetsreduksjon. Her kan en faktisk dra fordel av at trevirke «flyter» på trykk, og dimensjoneringskriteriet i Eurokode 5 er:

$$\left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}} \right)^2 + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad (4-24)$$

$$\left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}} \right)^2 + k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad (4-25)$$

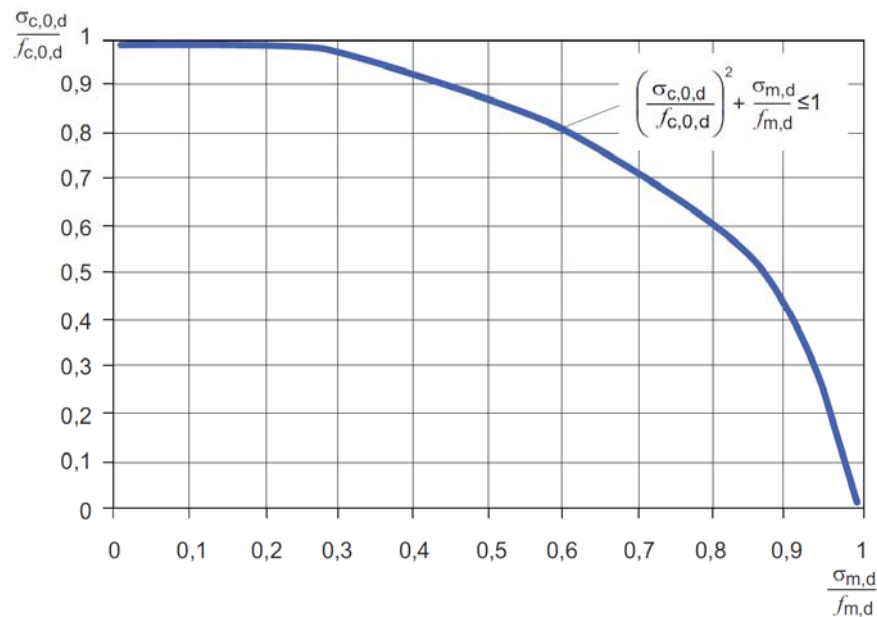
hvor:

- $\sigma_{c,0,d}$ er dimensjonerende trykkspenning
- $\sigma_{m,y,d}$ og $\sigma_{m,z,d}$ er dimensjonerende bøyespenninger om henholdsvis y og z
- $f_{c,0,d}$ er dimensjonerende trykkfasthet i fiberretningen
- $f_{m,y,d}$ og $f_{m,z,d}$ er dimensjonerende bøyefasthet om henholdsvis y og z

Faktoren k_m er den samme som i ligning (4-4); den settes lik 0,7 for rektangulære tverrsnitt, ellers 1,0.

Har en biaksial bøyning må begge betingelsene, både (4-24) og (4-25), tilfredsstilles. For tilfellet i figur 4-20 (a), hvor $\sigma_{m,z,d} = 0$, er det bare (4-24) som er aktuell; tilsvarende er det bare (4-25) som er aktuell for tilfellet i figur 4-20 (b).

Figur 4-21 viser interaksjonsdiagrammet for en komponent påkjent av samtidig virkende bøyning og aksielt trykk når det tas hensyn til "plastisk" materialoppførsel. «Flyting» på trykksiden tillater maksimal trykkspenning over en større sone med høyere kapasitet som resultat.



Figur 4-21

Interaksjonsdiagram for kombinert bøyning om en akse og aksielt trykk, for $\lambda_{rel} \leq 0,3$. Indekskombinasjonen m,d er brukt generisk og refererer til både bøyingspenning og bøyingsfasthet om enten "y" eller "z". Indeksen $c,0,d$ refererer tilsvarende til trykkspenning og trykkfasthet i fiberretningen.

Tilfelle b): $\lambda_{rel} > 0,3$

For dette tilfellet må det tas hensyn til knekning og ikkelineære effekter. Bruddlasten er nådd når spenningene i ekstreme fibre når materialets bruddfasthet. Dimensjoneringskriteriet er:

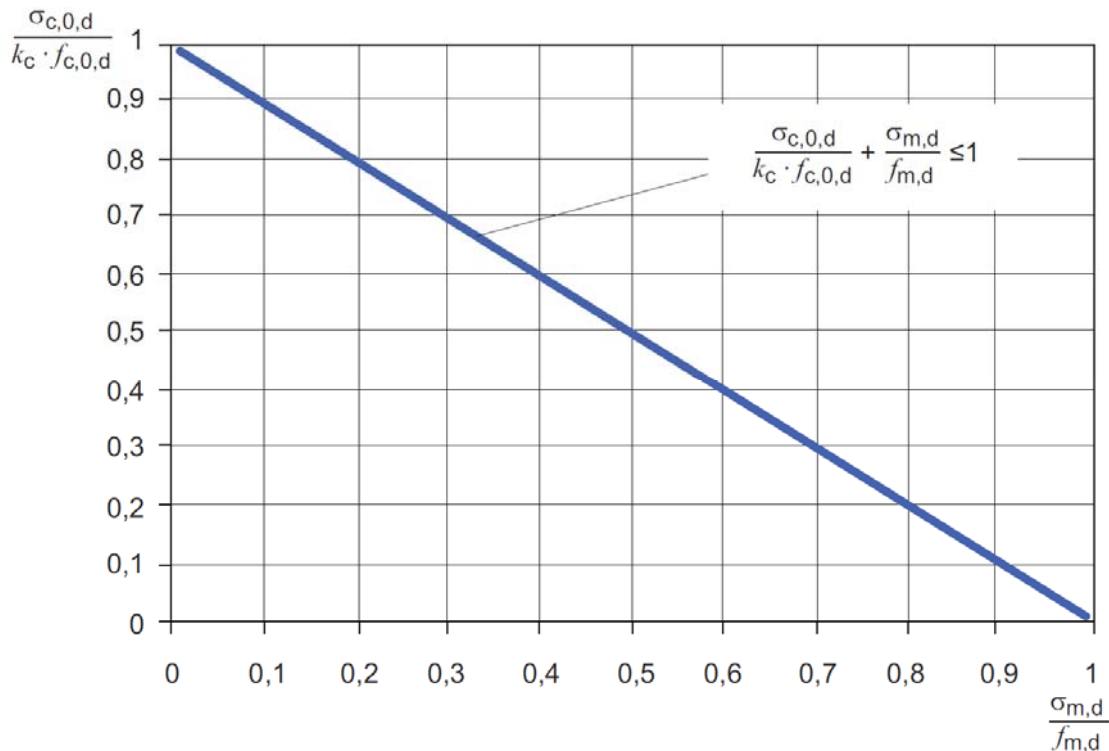
$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,y} f_{c,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad (4-26)$$

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,z} f_{c,0,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad (4-27)$$

hvor $k_{c,y}$ og $k_{c,z}$ er reduksjonsfaktorer som tar hensyn til faren for knekning, se ligning (4-21). Subindeksene "y" og "z" indikerer knekning om henholdsvis y-akse og z-akse. Øvrige symboler har samme mening som i ligningene (4-24) og (4-25).

En bør merke seg at det skal kontrolleres om begge akser, uansett om hvilken akse momentet virker. Reduksjonsfaktoren k_c må beregnes for hver akse (den relative slankhet om en gitt akse er basert på slankhetsforholdet om vedkommende akse). Dette betyr for eksempel at en søyle i en yttervegg som er avstivet av horisontale stag (i vegg) også må kontrolleres for knekning i veggplanet «mellom» avstivningen.

Figur 4-22 viser interaksjonsdiagrammet for en komponent påkjent av kombinert bøyning og aksielt trykk basert på lineærelastisk oppførsel.



Figur 4-22

Interaksjonsdiagram for kombinert bøyning om en akse og aksielt trykk, for $\lambda_{rel} > 0,3$. Elastiske forhold. Indekskombinasjonen m,d er brukt generisk og refererer til både bøyesspenning og bøyefasthet om enten "y" eller "z". Indeksen $c,0,d$ refererer tilsvarende til trykkspenning og trykkfasthet i fiberretningen.

4.3 Litteratur

Bell, K. (2009): Dimensjonering av enkle komponenter bruddegrensetilstand Eurocode 5, Institutt for konstruksjonsteknikk, NTNU, Trondheim.

Bygg, Handbok för hus- väg och vattenbyggnad (1972), AB Byggmästarens Förlag, Stockholm.

Carling, O. (1992): *Dimensionering av träkonstruksjoner* (Design of Timber Structures), in Swedish, AB Svensk Byggtjänst & Träteknik, Stockholm, Sweden.

Ed, D., Hasselqvist, F. (2011): Timber compression strength perpendicular to the grain - testing of glulam beams with and without reinforcement, Master's thesis at the Division of Structural Engineering, Lund University, Lund, Sweden.

Crocetti, R. et al. (2011): *Design of Timber Structures*, Swedish forest industries federation, Stockholm, Sweden.

Galambos, T. V. (1998): *Guide to stability design criteria for metal structures*, John Wiley & Sons, New York, USA.

Limtreboka (2002), Moelven Limtre AS.

Natterer, J., Sandoz, J.L. og Rey M. (2011): *Construction en bois; Matériaux, technologie et dimensionnement*, Presses Polytechniques et universitaires romandes.

Porteous, J. og Kermani, J. (2007): *Structural Timber Design to Eurocode 5*, Blackwell Science Ltd, Oxford, UK.

Salmon, C.G., Johnson, J.E., Malhas, F.A (1996): *Steel Structures - Design and Behavior* (5th Edition), HarperCollins publishers, New York, USA.

Timoshenko, S., Gere, J.M. (1963): *Theory of Elastic Stability* (2th edition). McGraw Hill International Book Company, Singapore.



Reol i hudlager (Moelven Limtre AS, 2013)



5

Hull og innsnitt

5.1	Innledning	83
5.2	Bjelker med endeinnsnitt.....	83
5.3	Forsterkning ved endeinnsnitt	85
	5.3.1 Indre forsterkning	85
	5.3.2 Ytre forsterkning.....	87
5.4	Bjelker med hull	87
5.5	Forsterkning ved hull.....	91
	5.5.1 Indre forsterkning	91
	5.5.2 Ytre forsterkning.....	92
5.6	Litteratur.....	93

5.1 Innledning

Innføring av hull eller innsnitt i en komponent fører til momentane tverrsnittsendringer som igjen fører til betydelige spenningsendringer og redusert styrke. I nærheten av hull og innsnitt oppstår et komplisert spenningsbilde karakterisert av konsentrerte spenninger, både strekkspenninger normalt fiberretningen og skjærspenninger. Dette er en spenningstilstand som lett kan føre til sprekkdannelse, selv for relativt lave laster, sprekker som vil kunne forplante seg langs fibrene og føre til brudd (med «sprø» karakter). Forsøk viser at også denne type brudd er markant påvirket av bjelkestørrelsen.

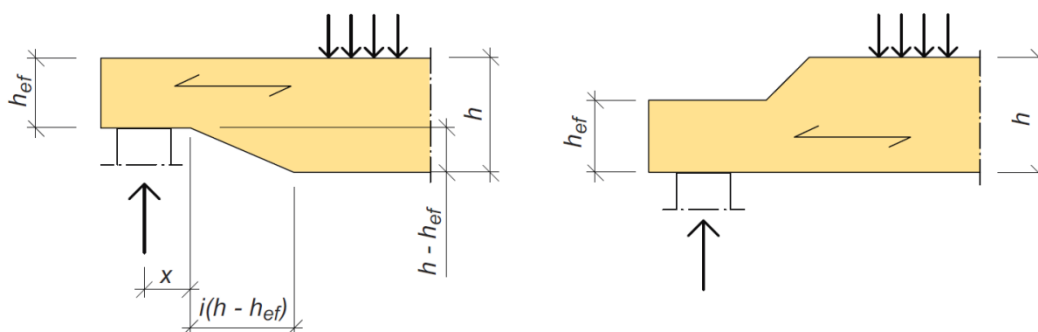
Dimensjonering av bjelker med endeinnsnitt og hull, uten noen form for forsterkning, er behandlet i henholdsvis avsnitt 5.2 og 5.4. Forsterkning i nærheten av hull og innsnitt kan ofte bli nødvendig som følge av betydelig reduksjon av styrke i disse områdene. Både «indre» og «ytre» forsterkning er behandlet i avsnittene 5.3 og 5.5, for henholdsvis endeinnsnitt og hull.

5.2 Bjelker med endeinnsnitt

Endeinnsnitt i bjelker bør brukes med forsiktighet; selv små inngrep kan bli utgangspunkt for sprekkdannelse og på den måten redusere bæreevnen betydelig. For bjelker hvor fiberretningen faller sammen med bjelkeaksen, som jo er det vanlige, vil et innsnitt på strekksiden gi opphav til konsentrerte strekkspenninger normalt på fiberretningen samt skjærspenninger. I henhold til lineær elastisitetsteori vil de konsentrerte spenningene gå mot uendelig i spissen av et rettvinklet innsnitt. Dersom disse spenningene starter en spekk som så forplanter seg i fiberretningen vil en kunne få brudd av sprø karakter. Endeinnsnitt på trykksiden har vesentlig mindre reduksjon av kapasitet enn tilsvarende innsnitt på strekksiden.

Dersom endeinnsnitt på strekksiden ikke kan unngås bør de utføres med skråskjæring, dvs. med en innsnittsvinkel som er vesentlig større enn 90 grader, eller med en hjørneradius som er minst 25 mm. Utsnitt som er større enn $0,5h$ eller 500 mm bør ikke tillates uten forsterkning. Spesiell omtanke bør utvises dersom det er stor risiko for betydelige variasjoner i fuktighetsinnhold. Alle overflater i et innsnitt bør overflatebehandles.

Den lastbærende kapasiteten til en bjelke med endeinnsnitt *uten* forsterkning kan kontrolleres etter bestemmelser i Eurokode 5, basert på notasjonen i figur 5.1. Metoden er basert på bruddmekaniske analyser av rettvinklede innsnitt presentert av Gustafsson (1988). Selv om dimensjoneringskriteriet formelt sett er formulert som en sammenligning av en nominell skjærspenning og en redusert skjærfasthet, så er (implisitt) både strekkspenningen på tvers av fibre og skjærspenningen tatt hensyn til. Innvirkningen av de avgjørende bruddmekaniske materialegenskapene på skjærfastheten er innbakt i faktoren k_v . Modifikasjonen på grunn av «innsnittshelningen» i kommer i tillegg til de originale bruddmekaniske betraktninger, og er basert på forsøk med bjelker med skrå innsnitt utført av Riberholt m. fl. (1992).



Figur 5-1

Bjelker med endeinnsnitt – notasjon i henhold til Eurokode 5.

En bjelke med rektangulært tverrsnitt og med fiberretning i bjelkens lengderetning skal tilfredsstille følgende betingelse

$$\tau_d = \frac{3}{2} \frac{V_d}{b_{ef} h_{ef}} \leq k_v f_v \quad (5-1)$$

For bjelker med innsnitt på trykksiden er $k_v = 1,0$; for bjelker med innsnittet på strekksiden skal faktoren bestemmes etter følgende regel:

$$k_v = \min \left\{ \begin{array}{l} 1 \\ k_n \left(1 + \frac{1,1i^{1,5}}{\sqrt{h}} \right) \\ \frac{1}{\sqrt{h} \left(\sqrt{\alpha(1-\alpha)} + 0,8 \frac{x}{h} \sqrt{\frac{1}{\alpha} - \alpha^2} \right)} \end{array} \right. \quad (5-2)$$

I disse ligningene er:

V_d er dimensjonerende skjærkraften [i N]

b, b_{ef} er henholdsvis total og effektiv bjelkebredde [i mm], $b_{ef} = k_{cr} b$, se avsnitt 4.1.1

h, h_{ef} er henholdsvis total og effektiv bjelkehøyde [i mm], se figur 5.1

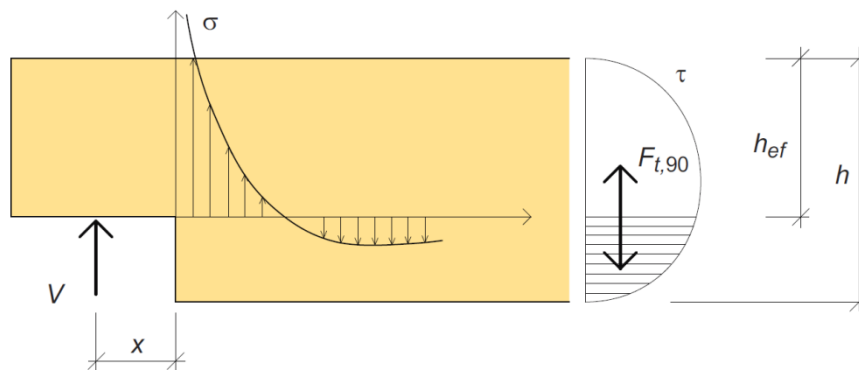
x er avstanden fra oppleggskraften til innsnittets spiss [i mm]

i er innsnittshelningen, se figure 5.1

$\alpha = h_{ef}/h$ er forholdet mellom effektiv og total bjelkehøyde
 $k_n = 6,5$ for limtre (4,5 for LVL og 5,0 for konstruksjonsvirke)

5.3 Forsterkning ved endeinnsnitt

Bjelker med endeinnsnitt kan forsterkes både «innvendig» og «utvendig». Innvendig forsterkning kan bestå av innlimte gjengestenger eller armeringsstål eller av skruer/gjengestenger med gjenger i hele lengden. Utvendig forsterkning består av pålimte plater, av for eksempel LVL eller kryssfiner, pålimt glassfiberarmert duk eller innpressede spikerplater. Dimensjonering av slik forsterkning, av bjelker med rektangulært tverrsnitt og rettvinklet innsnitt ($i = 0$), basert på det tyske nasjonale tillegg til Eurokode 5 (DIN EN 1995-1-1/NA), er presentert nedenfor. Den grunnleggende tankegang er at forsterkningen bør dimensjoneres for å ta *hele* den resulterende kraften fra tverrstrekket langs en potensiell sprekkeflate utgått fra hjørnet i innsnittet. Bidraget fra trevirket i selve bjelken neglisjeres. Resultantkraften til tverrstrekket, $F_{t,90}$, bestemmes ved å integrere de skjærspenninger som elementær (teknisk) bjelketeori gir for den del av bjelken som ligger nedenfor hjørnet av innsnittet, som antydnet i figur 5.2.



Figur 5-2

Skjematiske illustrasjoner av spenningsfordelingen ved hjørnet av et endeinnsnitt samt av den resulterende strekkresultanten $F_{t,90}$.

Med en modifikasjonsfaktor på 1,3, som er innført for å ta høyde for den usikkerhet som ligger i antakelsene, gir dette følgende uttrykk for den resulterende strekkraft:

$$F_{t,90} = 1,3V \left(3(1 - \alpha)^2 - 2(1 - \alpha)^3 \right) \quad (5-3)$$

hvor V er skjærkraften og $\alpha = h_{ef}/h$. Modifikasjonsfaktoren (1,3) sikrer tilfredsstillende resultater så lenge $x \leq h_{ef}/3$. For større verdier av x , kan uttrykket i (5-3) gi ikke-konservative verdier for $F_{t,90}$. For å være på sikker side bør en for slike verdier av x sette $F_{t,90} = V$.

5.3.1 Indre forsterkning

For innlimte bolter må det kontrolleres at skjærspenningen, som antas jevnt fordelt langs den sylindriske limfugen, tilfredsstiller følgende krav

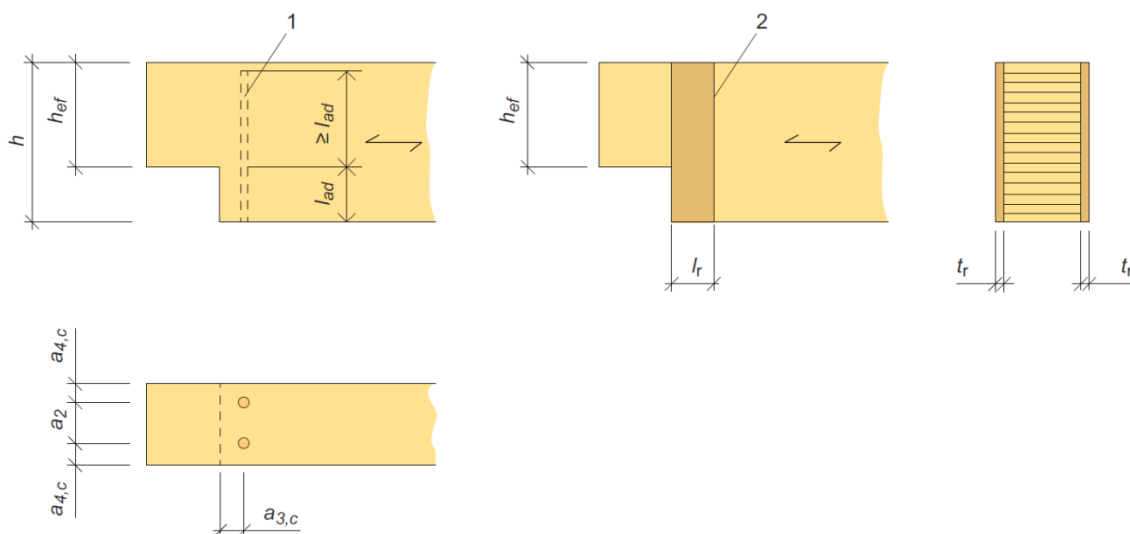
$$\tau_{ef} = \frac{F_{t,90}}{n \cdot d_r \cdot \pi \cdot l_{ad}} \leq f_{k,1} \quad \text{hvor} \quad (5-4)$$

$F_{t,90}$ er kraftresultanten til strekkspenningene normalt fiberretningen, se ligning (5-3)

n er antall bolter – bare en rekke i bjelkens lengderetning kan antas å være aktiv

d_r er bolten(e)s ytre gjengediameter - $d_r \leq 20$ mm

l_{ad} er effektiv forankringslengde, se figur 5-3
 $f_{k,l}$ er skjærfastheten til limfugen, se tabell 5-1



Figur 5-3

Betegnelser for indre (1) og ytre (2) forsterkninger av bjelker med endeinnsnitt (DIN EN 1995-1-1/NA).

Strekkapasiteten til selve bolten må også kontrolleres. Merk at bare en bolterekke i bjelkens lengderetning kan regnes som aktiv forsterkning. Minste tillatte boltelengde er $2l_{ad}$ og ytre gjengediameter er begrenset til $d_r \leq 20$ mm.

Tabell 5-1: Karakteristisk skjærfasthet til limfuger rundt innlimte bolter brukt som forsterkning. Verdiene kan benyttes for godkjente limsystemer (DIN EN 1995-1-1/NA).

Effektiv innlimt boltelengde l_{ad} [mm]	≤ 250	$250 < l_{ad} \leq 500$	$500 < l_{ad} \leq 1000$
Karakteristisk skjærfasthet $f_{k,1,k}$ for limfuge [MPa]	4,0	$5,25 - 0,005l_{ad}$	$3,5 - 0,0015l_{ad}$

Med henvisning til figur 5-3 skal kantavstander og innbyrdes avstand mellom boltene (stengene) tilfredsstillende følgende krav:

$$3d_r \leq a_2, \quad 2,5d_r \leq a_{3,c} \leq 4d_r \quad \text{og} \quad 2,5d_r \leq a_{4,c}.$$

Siden tverrstrekkspenningene er konsentrert rundt innsnittshjørnet bør kantavstanden $a_{3,c}$ være så liten som mulig, uten å underskride minsteavstanden. For komponenter som også er påkjent av aksielt strekk må tverrsnittsreduksjonen på grunn av forsterkningen tas hensyn til.

Helgjengede skruer, eventuelt gjengestenger, kan også benyttes som indre forsterkning. Disse må dimensjoneres slik at de har tilstrekkelig uttrekkskapasitet til å motstå strekkraften $F_{t,90}$.

I tillegg til å verifisere at den indre forsterkningen har tilstrekkelig kapasitet (til å ta hele strekkraften), må det også kontrolleres at skjærspenningene i det reduserte tverrsnittet tilfredsstiller ligning (5-1) med $k_v = 1,0$.

5.3.2 Ytre forsterkning

For pålimte plater skal det kontrolleres at spenningen i limflaten, τ_{ef} , som antas jevnt fordelt, tilfredsstiller følgende krav:

$$\tau_{ef} = \frac{F_{t,90}}{2 \cdot (h - h_{ef}) \cdot l_r} \leq f_{k,2} \quad \text{hvor} \quad (5-5)$$

$F_{t,90}$ er kraftresultanten til strekkspenningene normalt fiberretningen, se (5-3)

h, h_{ef} er henholdsvis total og effektiv bjelkehøyde, se figur 5-3

l_r er «lengden» av forsterkningsplaten, se figur 5-3

$f_{k,2}$ er skjærfastheten til limflaten; DIN EN 1995:1-1-1/NA angir en karakteristisk verdi $f_{k,2} = 0,75$ MPa for godkjente limsystemer

Strekkspenningen σ_t i platematerialet skal tilfredsstille uttrykket

$$\sigma_t = \frac{F_{t,90}}{2 \cdot t_r \cdot l_r} \leq \frac{f_t}{k_k} \quad \text{hvor} \quad (5-6)$$

$F_{t,90}$ er kraftresultanten til strekkspenningene normalt fiberretningen, se (5-3)

t_r er tykkelsen til en forsterkningsplate, se figur 5-3

l_r er «lengden» av forsterkningsplaten, se figur 5-3

f_t er strekkfastheten til forsterkningsplaten i retningen til $F_{t,90}$

k_k er en faktor som tar hensyn til ujevn spenningsfordeling; DIN EN 1995:1-1-1/NA angir at $k_k = 2,0$ kan benyttes uten videre verifikasjon.

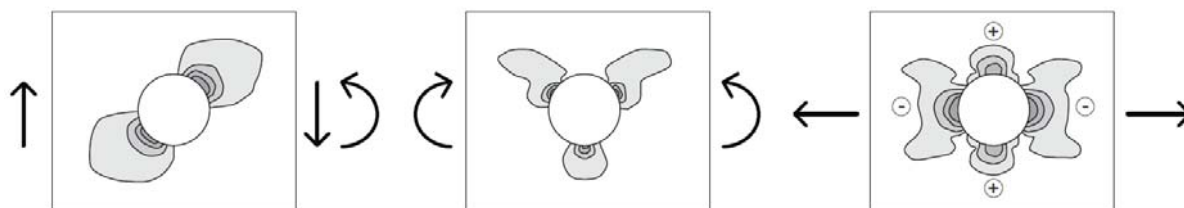
Forsterkningsplater bør limes på begge sider av komponenten, som vist på figur 5-3, og platebredden l_r (i komponentens lengderetning) bør ligge i området $0,25 \leq l_r / (h - h_{ef}) \leq 0,5$ mens tykkelsen bør være minst 10 mm, dvs. $t_r \geq 10$ mm. Tilstrekkelig trykk må sikres i forbindelse med limingen, for eksempel ved bruk av spiker eller skruer. Spikerplater kan også benyttes som ytre forsterkning; de bør dimensjoneres i tråd med de anbefalinger som er gitt ovenfor.

Som for innlimte bolter/stenger eller helgjengede skruer må skjærkapasiteten til det reduserte tverrsnitt kontrolleres også ved plateforsterkning.

5.4 Bjelker med hull

Hull i limtrekomponenter bør, om mulig, unngås. Et hull representerer en brå overgang i tverrsnittet og hindrer kraftflyten i komponenten, med betydelig styrkereduksjon som resultat. For bøyning av en bjelke med fiberretning langs bjelkeaksen (som jo er det vanlige), vil et hull forstyrre både normal- og skjærspenningene og føre til at det oppstår konsentrasjoner av strekkspenninger normalt fiberretningen i nærheten av hullet. Slike spenningsstilstander oppstår også rundt hull i komponenter som påkjennes av aksielt strekk eller trykk.

Både størrelse og fordeling av disse uønskede spenningene avhenger av en rekke forhold, som type last, hullets form og størrelse samt hullets plassering i bjelken, i både lengde- og ikke minst høyderetning. Figur 5-4 viser en skjematisk illustrasjon av spenninger normalt fiberretningen for en bjelke med et sirkulært hull og utsatt for forskjellige typer belastning. Blir spenningene tilstrekkelig høye oppstår det langsgående sprekker som starter ved hullet og som kan forplante seg raskt og resultere i (sprøtt) brudd.



Figur 5-4

Skjematiske illustrasjoner av spenninger normalt på fiberretningen; det sirkulære hullet er plassert i en skjærkraft dominert sone (til venstre), ren bøyning (i midten) og i en aksielt belastet komponent (til høyre).

Dersom hull ikke kan unngås er det noen forhold knyttet til hullets form og plassering en bør være oppmerksom på. Eventuelle hull bør plasseres med senter i bjelkens nøytralakse, spesielt i områder med primært bøyepåkjøring. Sirkulære hull er å foretrekke fremfor kvadratiske og rektangulære hull; sistnevnte bør ha avrundede hjørner. Sideflatene i hullet bør overflatebehandles for å redusere variasjon i fuktighetsinnhold og dermed risiko for sprekke dannelse. Varmeførende rør og kanaler som går gjennom hullet skal isoleres.

Hull bør ikke finnes i utendørs konstruksjoner eller andre steder hvor det er fare for store variasjoner i fuktighetsinnhold. Spesiell varsomhet må utvises i områder som, av geometriske årsaker, er utsatt for strekkspenninger på tvers av fibre, slik som mønet i saltaksbjelker. I krumme konstruksjonskomponenter, inklusive runde rammehjørner og boomerangbjelker, bør det ikke tillates hulltaking.

For bjelker med hull og/eller endeinnsnitt og for andre konstruktive utforminger som har begrensninger på grunn av strekkspenninger normalt fibre, viser forsøk at bjelkestørrelsen har innvirkning på styrken. Man bør derfor være ekstra oppmerksom ved hulltaking i store komponenter. Siden tverrstrekkspenningene ikke er begrenset bare til områder svært nær hullet, bør flere hull i en og samme komponent behandles med stor varsomhet.

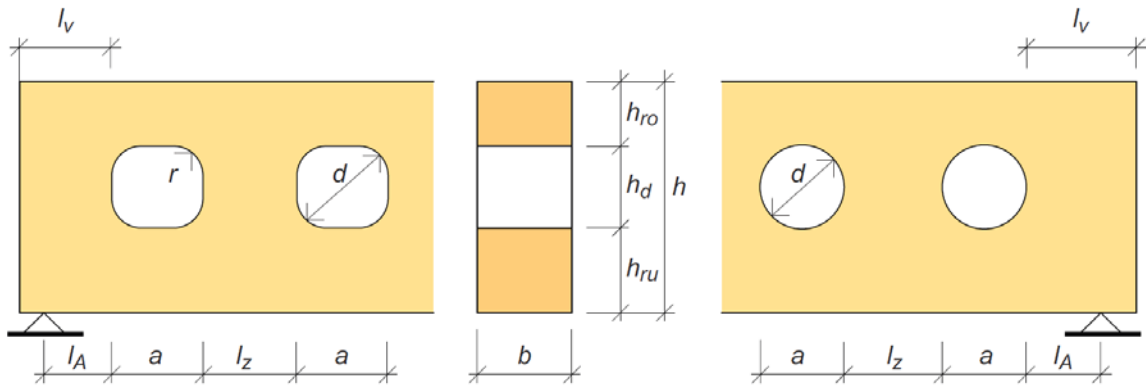
Dimensjonering av bjelker med hull som *ikke* har forsterkning er utfordrende. På tross av nyere forskning er det, per i dag, ingen allment aksepterte dimensjoneringsmetoder basert på grunnleggende mekaniske prinsipper. Det tyske nasjonale tillegget til Eurokode 5 (DIN EN 1995-1-1/NA) inneholder imidlertid en metode for å dimensjonere slike bjelker. Metoden, som er basert på lineær, elastisk spenningsanalyse og likevektsbetraktninger, stammer fra et arbeid av Kolb og Epple (1985) som, over tid, er forenklet og tilført empiriske modifikasjoner.

På grunn av usikkerheten knyttet til styrken av bjelker med hull, anbefales forsterkning dersom hull ikke kan unngås. Bjelker med hull, men uten forsterkning, kan bare benyttes i klimaklasse 1 og 2, mens bjelker med hull og forsvarlig forsterkning også kan benyttes i klimaklasse 3. Bjelker med forsterket hull behandles i avsnitt 5.5.

Regler for hullets/hullenes størrelse og plassering er gitt i tabell 5-2 og figur 5-5. Hull med diameter eller diagonal lengde mindre eller lik 50 mm - $d \leq 50$ mm - og med høyde h_d som tilfredsstillt kravet $h_d \leq 0,15h$, kan behandles som en ren tverrsnittsreduksjon, forutsatt at hullet plasseres nær nøytralaksen.

Tabell 5-2: Regler for størrelse og plassering av sirkulære og rektangulære hull i bjelker *uten forsterkning*, etter DIN EN 1995-1-1/NA.

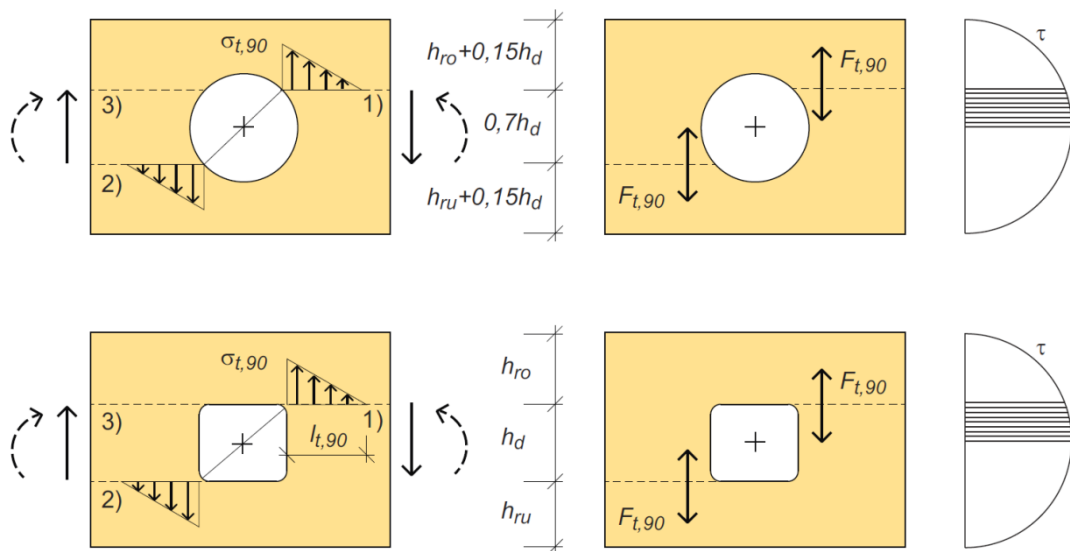
$l_v \geq h$	$l_z \geq 1,5h$ eller minst 300 mm	$l_A \geq 0,5h$	$h_{ro} \geq 0,35h$ $h_{ru} \geq 0,35h$	$a \leq 0,4h$	$h_d \leq 0,15h$	$r \geq 15$ mm
--------------	---------------------------------------	-----------------	--	---------------	------------------	----------------



Figur 5-5

Betegnelser knyttet til dimensjonering av bjelke med rektangulært eller sirkulært hull.

Dimensjoneringskriteriet, (5-7) nedenfor, er basert på en sammenligning av opptredende tverrstrekkspenninger med tilhørende fasthet modifisert med en empirisk bjelkehøyde-faktor ($k_{t,90}$). Tverrstrekkspenninger opptrer på begge sider av hullet, men i forskjellige områder avhengig av type last og hullform. Figur 5-6 viser, for henholdsvis sirkulære og rektangulære hull, hvor potensiell oppsprekking antas å ville finne sted.



Figur 5-6

Plassering av kritiske sprekplan for sirkulære og rektangulære hull; planene 1) og 2) er relevante for hull i skjær-dominerte områder, mens planene 1) og 3) er relevante for områder dominert av bøyemomenter.

Strekkspenningene langs sprekplanene antas å ha en trekantformet fordeling, som vist i figur 5-6. Størrelsen på tverrstrekkspenningene angis av kraftresultanten $F_{t,90}$ som får bidrag fra skjærkraft og bøyemoment. For en bjelke med sentrisk plassert hull antas bidraget, $F_{t,90,V}$, fra skjærkraften V å være lik integralet av bjelketeoriens skjærspenninger, tatt fra midt i bjelkehøyden til sprekplanet, se figur 5-6. Bidraget $F_{t,90,M}$, fra bøyemomentet M , er empirisk basert.

Med små endringer i betegnelser i forhold til DIN EN 1995-1-1/NA, kan dimensjoneringskriteriet formuleres som en sammenligning av opptredende tverrstrekkspenning $\sigma_{t,90}$ med tilsvarende fasthet $f_{t,90}$ som

$$\sigma_{t,90} = \frac{F_{t,90}}{0,5l_{t,90}b} \leq k_{t,90}f_{t,90} \quad (5-7)$$

hvor

$$F_{t,90} = F_{t,90,V} + F_{t,90,M} = \frac{Vh_d}{4h} \left(3 - \frac{h_d^2}{h^2} \right) + 0,008 \frac{M}{h_r} \quad (5-8)$$

og hvor

$$h_r = \min \begin{cases} h_{ru} \\ h_{ro} \end{cases} \quad \text{for rektangulære hull} \quad (5-9)$$

$$h_r = \min \begin{cases} h_{ru} + 0,15h_d \\ h_{ro} + 0,15h_d \end{cases} \quad \text{for sirkulære hull} \quad (5-10)$$

I ligning (5-8) bør h_d erstattes av $0,7h_d$, for sirkulært hull.

Lengden $l_{t,90}$ av den antatt trekantformede tverrstrekkspenningen er gitt ved

$$l_{t,90} = 0,5(h_d + h) \quad \text{for rektangulære hull} \quad (5-11)$$

$$l_{t,90} = 0,35h_d + 0,5h \quad \text{for sirkulære hull} \quad (5-12)$$

og fasthetsreduksjonen knyttet til bjelkehøyden er gitt ved

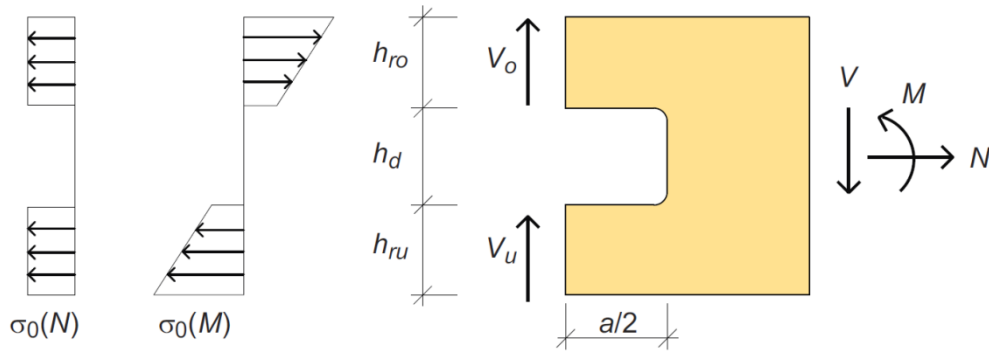
$$k_{t,90} = \min \begin{cases} 1 \\ (450/h)^{0,5} \end{cases} \quad \text{med } h \text{ i mm} \quad (5-13)$$

I tillegg til tverrstrekkspenningene, som normalt er dimensjonerende, oppstår det også konsentrasjoner av skjærspenninger i nærheten av hull, spesielt for rektangulære hull. Det tyske tillegget til Eurokode 5 gir ingen tilrådninger vedrørende disse spenningene. For rektangulære hull kan imidlertid maksimal skjærspenning ved et hjørne uttrykkes ved følgende tilnærmede formel, foreslått av Blaß & Bejtka (2003),

$$\tau_{corner} \approx \kappa_{corner} \cdot \frac{3V}{2bh} \quad \text{hvor} \quad \kappa_{corner} = 1,84 \cdot \frac{1+a/h}{1-h_d/h} \cdot \left(\frac{h_d}{h} \right)^{0,2} \quad (5-14)$$

Denne konsentrerte skjærspenningen er nøye knyttet til hull-hjørne-radien; jo mindre radius jo større skjærspenning. Formel (5-14) bør betraktes som en middelvei for forskjellige geometrier og last-situasjoner.

Kapasiteten med hensyn til normalspenninger i fiberretningen, σ_0 , forårsaket av bøyemoment M (og muligens aksialkraft N), skal verifiseres for det reduserte tverrsnittet. For rektangulære hull skal det tas hensyn til de ekstra bøyespenninger som opptrer i bjelken over og under hullet som følge av skjærkreftene V_o og V_u og momentarmen $a/2$, se figur 5-7.



Figur 5-7

Normalspanninger i fiberretningen for en bjelke med hull.

5.5 Forsterkning ved hull

Et hull i en bjelke representerer en vesentlig svekkelse av bjelken, og normalt bør derfor bjelken forsterkes i området rundt hullet. At det ikke finnes gode dimensjoneringsregler for bjelker med hull uten forsterkning er også et argument for forsterkning.

Eurokode 5 angir ingen regler for dimensjonering av hullforsterkning; det gjør derimot det tyske nasjonale tillegget til Eurokode 5, og det er det som er gjengitt nedenfor. Tankegangen er den samme som for bjelker med endeinnsnitt (avsnitt 5.3); forsterkningen dimensjoneres for å motstå *hele* kraftresultanten $F_{t,90}$ fra tverrestrekkspanningene i antatte sprekkeflater. Kraften $F_{t,90}$ beregnes etter ligning (5-8), mens plassering og utstrekning til de potensielle sprekkeplanene antas som i figur 5-6. Regler for størrelse og plassering av selve hullet er gitt i tabell 5-3 som benytter betegnelsene i figur 5-5.

Tabell 5-3: Regler for størrelse og plassering av *forsterkede* sirkulære og rektangulære hull i bjelker med rektangulært tverrsnitt, etter DIN EN 1995-1-1/NA. Superindeks ^a, for h_d , gjelder indre forsterkning, mens ^b gjelder ytre forsterkning.

$l_v \geq h$	$l_z \geq 1,0h$ or at least 300 mm	$l_A \geq 0,5h$	$h_{ro} \geq 0,25h$ $h_{ru} \geq 0,25h$	$a \leq 1,0h$ $a \leq 2,5h_d$	$h_d \leq 0,30h^a$ $h_d \leq 0,40h^b$	$r \geq 15 \text{ mm}$
--------------	---------------------------------------	-----------------	--	----------------------------------	--	------------------------

5.5.1 Indre forsterkning

For innlimte bolter/armeringsstenger må det kontrolleres at skjærspenningen, som antas jevnt fordelt langs den sylindriske limfugen, tilfredsstillende følgende krav

$$\tau_{ef} = \frac{F_{t,90}}{n \cdot d_r \cdot \pi \cdot l_{ad}} \leq f_{k,1} \quad \text{hvor} \quad (5-15)$$

$F_{t,90}$ er kraftresultanten til strekkspanningene normalt fiberretningen, se (5-8)

n er antall bolter – bare en rekke i bjelkens lengderetning kan antas å være aktiv

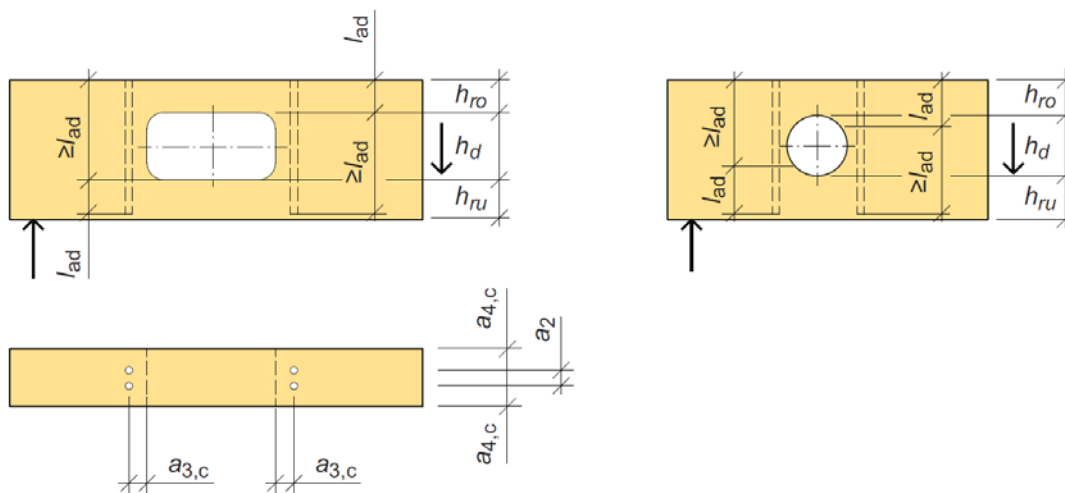
d_r er bolten(e)s ytre gjengediameter - $d_r \leq 20 \text{ mm}$

$f_{k,1}$ er skjærfastheten til limfugen, se tabell 5-1 for karakteristiske verdier $f_{k,1,k}$

l_{ad} er effektiv forankringslengde, se figur 5-8

For rektangulære hull er $l_{ad} = h_{ru}$ ellr h_{ro} , se figur 5-8, mens den for sirkulære hull er $l_{ad} = h_{ru} + 0,15h_d$ eller $l_{ad} = h_{ro} + 0,15h_d$, se figur 5-8.

Strekkapasiteten til selve bolten/stangen må også kontrolleres.



Figur 5-8

Betegnelser knyttet til indre forsterkning ved hull i en bjelke - sprekkplan hvor skjærkraft er dominerende påkjenning.

Merk at bare en bolterekke i bjelkens lengderetning kan regnes som aktiv forsterkning. Minste tillatte boltelengde er $2l_{ad}$ og ytre gjengediameter er begrenset til $d_r \leq 20$ mm.

Med henvisning til figur 5-8 skal kantavstander og innbyrdes avstand mellom boltene (stengene) tilfredsstillende følgende krav:

$$3d_r \leq a_2, \quad 2,5d_r \leq a_{3,c} \leq 4d_r \quad \text{og} \quad 2,5d_r \leq a_{4,c}.$$

Siden tverrstrekkspenningene er konsentrert rundt hullet bør kantavstanden $a_{3,c}$ være så liten som mulig, uten å underskride minsteavstanden.

Helgjengede skruer kan også benyttes som indre forsterkning. Disse må dimensjoneres slik at de har tilstrekkelig uttrekkskapasitet til å motstå strekkraften $F_{t,90}$.

Det som er sagt i avsnitt 5.4 om konsentrasjon av skjærspenninger og om normalspenninger i fiberretningen gjelder selvsagt også for bjelker med hullforsterkning.

5.5.2 Ytre forsterkning

For pålimte plater (av LVL eller kryssfiner) skal det kontrolleres at spenningen i limflaten, τ_{ef} , som antas jevnt fordelt, tilfredsstillende følgende krav:

$$\tau_{ef} = \frac{F_{t,90}}{2 \cdot a_r \cdot h_{ad}} \leq f_{k,2} \quad \text{hvor} \quad (5-16)$$

$F_{t,90}$ er kraftresultanten til strekkspenningene normalt fiberretningen, se (5-8)

a_r er effektiv lengde av forsterkningsplaten, se figur 5-9

$h_{ad} = h_1$ for rektangulært hull, med h_1 i henhold til figur 5-9

$h_{ad} = h_1 + 0,15h_d$ for sirkulært hull, med h_1 og h_d i henhold til figur 5-9

$f_{k,2}$ er skjærfastheten til limflaten; DIN EN 1995:1-1-1/NA angir en karakteristisk verdi $f_{k,2} = 0,75$ MPa for godkjente limsystemer

Strekkspenningen σ_t i platematerialet skal tilfredsstillende uttrykket

$$\sigma_t = \frac{F_{t,90}}{2 \cdot t_r \cdot a_r} \leq \frac{f_t}{k_k} \quad \text{hvor} \quad (5-17)$$

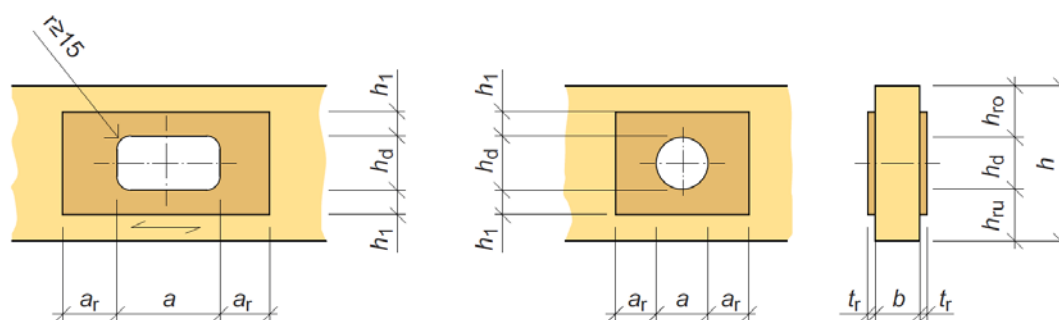
$F_{t,90}$ er kraftresultanten til strekkspenningene normalt fiberretningen, se (5-8)

t_r er tykkelsen til en forsterkningsplate, se figur 5-9

a_r er effektiv lengde av forsterkningsplaten, se figur 5-9

f_t er strekkfastheten til forsterkningsplaten i retningen til $F_{t,90}$

k_k er en faktor som tar hensyn til ujevn spenningsfordeling; DIN EN 1995:1-1-1/NA angir at $k_k = 2,0$ kan benyttes uten videre verifikasjon.



Figur 5-9

Betegnelse knyttet til ytre forsterkning ved hull i en bjelke

Forsterkningsplater bør limes på begge sider av komponenten, som vist på figure 5-9, og platestørrelsen bør ligge i området $0,25a \leq a_r \leq 0,3(h_d + h)$ og $h_1 \geq 0,25a$, mens tykkelsen bør være minst 10 mm, dvs. $t_r \geq 10$ mm. Tilstrekkelig trykk må sikres i forbindelse med limingen, for eksempel ved bruk av spiker eller skruer.

Det som er sagt i avsnitt 5.4 om normalspenninger i fiberretningen gjelder selvsagt også for bjelker med ytre hull-forsterkning. Derimot anses ikke konsentrasjon av skjærspenninger ved hullkanten å være et problem i forbindelse med pålimte plater.

5.6 Litteratur

Blaß H.J., Bejtka I. (2003): "Querzugverstärkungen in gefährdeten Bereichen mit selbstbohrenden Holzschrauben", Forschungsbericht, Versuchsanstalt für Stahl, Holz und Steine, Universität Karlsruhe.

Gustafsson P. J. (1988): "A study of strength of notched beams." CIB-W18/21-10-1, Proceedings of the international council for research and innovation on building and construction, Working commission W18 – timber structures, Meeting 21, Parksville, Vancouver Island, Canada.

Kolb H., Epple A. (1985): "Verstärkung von durchbrochenen Brettschichtholzbindern." Forschungsvorhaben I.4-34810, Forschungs- und Materialprüfungsanstalt Baden-Württemberg, Stuttgart, Germany.

Riberholt H., Enquist B., Gustafsson P.J., Jensen R.B. (1992): "Timber beams notched at the support." Rep. TVSM-7071, Div. of Struct. Mech., Lund Institute of Technology, Lund, Sweden.



Overbygg for Skibladner, Gjøvik (Moelven Limtre AS, 2001)

6

Bruksgrensetilstand

6.1	Krav	95
6.2	Deformasjoner	97
6.2.1	Definisjoner	98
6.2.2	Langtids- og klimaeffekter	99
6.2.3	Lastkombinasjoner	100
6.2.4	Deformasjonsbegrensninger (akseptable nedbøyninger)	102
6.2.5	Metoder for å unngå deformasjonsproblemer	104
6.2.6	Beregningsmetoder for forskjellige typer limtrekonstruksjoner.....	104
6.3	Svingninger	110
6.3.1	Dynamiske laster.....	110
6.3.2	Faktorer som påvirker menneskelig oppfatning av svingninger i gulv.....	111
6.3.3	Dimensjoneringsmetoder for svingninger i limtregulv	112
6.3.4	Hvordan unngå svingningsproblemer	114
6.4	Fuktbevegelser	115
6.5	Litteratur.....	116

6.1 Krav

I motsetning til styrke vil ikke bruksegenskaper, som funksjonalitet, utseende og brukerkomfort, lede til kollaps av verken komponenter eller konstruksjoner. Ikke desto mindre er bruksegenskapene viktige, og de kan faktisk ofte bli dimensjonerende. Viktige bruksegenskaper er

- å sørge for at det visuelle utseende og de funksjonelle kravene til komponenter og konstruksjoner holdes innen akseptable grenser,
- å unngå skade på overflatebehandling som gipspuss, tapet og maling,
- å unngå nedbøyninger i takkonstruksjoner som for eksempel kan føre til at regnvann blir stående og med tiden forårsaker lekkasjer,
- å begrense kryp-effekter,
- å sørge for nødvendig stivhet, slik at det ikke oppstår ubehagelige vibrasjoner.

Nedbøyninger og bevegelser i bygg må begrenses slik at det ikke oppstår skade eller andre uønskede hendelser under vanlig bruk. Et bygg må selvsagt ha tilstrekkelig styrke til å kunne bære de antatt største belastningene med tilfredsstillende sikkerhet. Konstruksjoner som er dimensjonert for å tilfredsstille kravene i bruddgrensetilstanden er imidlertid ofte relativt slanke, hvilket betyr at de kan

være utsatt for betydelige deformasjoner. Brukskravene blir derfor viktige for dimensjoneringen, spesielt for relativt lette bygg som tre og limtre ofte gir.

Som nevnt vil brukskravene kunne bli dimensjonerende. Det er derfor viktig at størrelsen på deformasjonene kan forutsies (beregnes) med god nøyaktighet, og at krav og begrensninger formuleres korrekt. Dagens dimensjoneringsprosedyrer lider under en viss mangel på kunnskap om både krav og beregningsmetoder.

Deformasjonene er ofte relativt store i trekonstruksjoner når de utsettes for vedvarende last. Siden tre er et anisotrop materiale vil forskjellige former for belastning kunne føre til forskjellige typer respons. Følsomheten overfor miljøendringer, for eksempel fuktinduserte bevegelser, har også en markant innvirkning på deformasjoner i konstruktive limtresystemer. Både langtidsdeformasjoner (kryp) og miljøeffekter må det tas hensyn til når bruksegenskapene til limtrekonstruksjoner skal undersøkes.

Kravene til bruksgrensetilstanden bør i prinsippet fastlegges av byggherre, i samråd med entreprenør, og ikke av standarden. Standarden gir imidlertid grunnlaget: generelle prinsipper for laster, materialparametre og beregningsmetoder, som kan benyttes ved dimensjonering i bruksgrensetilstanden.

Overdrevne forskyvninger i konstruksjonskomponenter kan resultere i skade på så vel bærende som ikke-bærende elementer; for bærende elementer kan det ha alvorlige følger, mens det for ikke-bærende elementer kan ha virkninger som anses uønsket av brukerne av bygget.

Deformasjoner i et konstruksjonselement fører sjelden til at elementet svikter, unntatt muligens om deformasjonen er i et avstivningssystem. Om et antall elementer utsettes for store deformasjoner – eller om deformasjon i ett element fører til påfølgende bevegelser i andre elementer – kan det resultere i endret bærevirkning eller ustabilitet av hele konstruksjonen. Slike systemeffekter kan også føre til uakseptable bruksegenskaper. Det er derfor viktig at en ikke bare undersøker oppførselen til enkeltelementer, men at hele systemet, inklusive forbindelsene, tas med i deformasjonsberegningen. Slike analyser er imidlertid relativt komplekse og utføres derfor bare i spesielle tilfeller.

Deformasjoner i bygninger kan ha mange slags ulemper. Eksempler er tak med så liten helning i utgangspunktet at nedbøyninger kan føre til helning feil vei, og det kan bli problemer med åpning av vinduer og dører. Også i spesielle bygninger, som idrettshaller og andre fasiliteter hvor det stilles krav til plane flater, kan deformasjoner skape problemer. En bør også sørge for at deformasjoner ikke resulterer i at ikke-bærende elementer blir påført krefter de ikke er dimensjonert for, f.eks. store glassflater.

Merkbare forskyvninger i en konstruksjon vil lett kunne bli oppfattet som noe negativt av allmenheten og av brukerne. Dette er subjektive oppfatninger, og selv om slike forskyvninger ikke er farlige og heller ikke vil redusere byggets levetid, er det allikevel viktig å begrense dem av hensyn til brukernes tillit til konstruksjonen. Slike begrensninger gjelder spesielt langtidsforskyvninger, og i mindre grad forskyvninger som oppstår på grunn av kortvarige belastningstopper og som derfor vil gå tilbake når lasten avtar.

I mange forskjellige sammenhenger er det både viktig og høyst relevant å begrense deformasjonene. For den praktiske dimensjoneringen er det hensiktsmessig å definere to prinsipielt forskjellige kategorier av deformasjonskontroll:

1. For å unngå permanent skade, og
2. for å sikre et godt utseende og hensiktsmessig bruk.

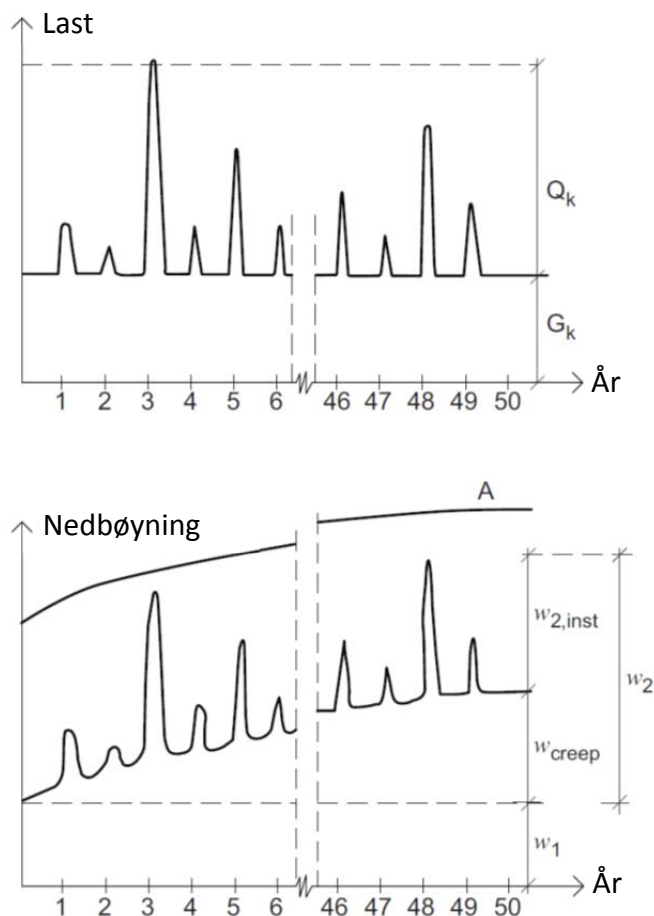
Konstruktøren bør referere hver spesifikk situasjon til en av disse kategoriene.

Bruksproblemer omfatter også *svingninger* fremkalt av en eller annen årsak. Svingninger på grunn av fottrinn og/eller maskiner av forskjellige slag, kan føre til ikke bare menneskelig ubehag, men også til problemer for sensitivt utstyr og konstruktiv oppførsel. Å formulere presise og hensiktsmessige regler og kriterier er enda vanskeligere for vibrasjoner enn for statiske deformasjoner, men problematikken er mye den samme, og vibrasjoner er også i stor grad et bruksgrenseproblem.

6.2 Deformasjoner

For de fleste konstruksjoner består lastene av *permanente* laster G_i og *variable* laster Q_i . For tre- og limtrekonstruksjoner, hvor det oftest er de variable lastene som dominerer, vil deformasjonene, som nedbøyninger, variere ganske mye i løpet av konstruksjonens levetid.

Figur 6-1 illustrerer, i prinsippet, hvordan nedbøyningen av en bjelke, belastet med en permanent last, G , og en snølast, Q , som varierer med tiden. Den totale nedbøyning kan deles i en del w_1 på grunn av den permanente lasten, umiddelbart etter pålasting, og en del w_2 som varierer over konstruksjonens levetid. Den variable delen w_2 består av en reversibel del $w_{2,inst}$, som er tilstede bare i de perioder den variable lasten virker, og en stadig voksende del forårsaket av krypning, og som for alle praktiske formål kan betraktes som irreversibel. Lasttopper med relativt kort varighet, som illustrert i figur 6-1, inntreffer for både snølast og bevegelige nyttelaster i mange bygg.

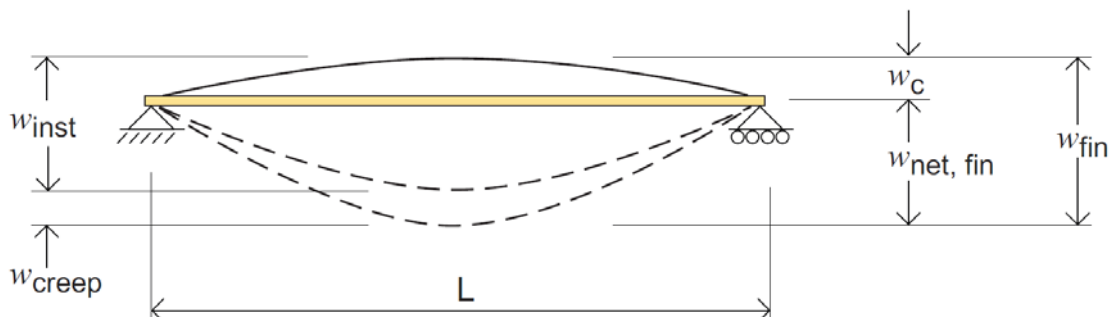


Figur 6-1

Prinsipiell illustrasjon av tidsvariasjonen av nedbøyningen (nedre figur) av en bjelke med permanent og variabel last i henhold til den øvre figuren. Kurve A viser nedbøyningen bjelken ville fått dersom den var påkjent av den karakteristiske lasten $G_k + Q_k$ gjennom *hele* perioden.

6.2.1 Definisjoner

Figur 6-2 angir prinsippene for hvordan deformasjonene av en limtrebjelke kan deles opp i forskjellige deler. Det antas at bjelken kan ha en overhøyde w_c (som ikke er uvanlig for limtrebjelker). I korte perioder vil bjelken være påkjent av lasttopper som fører til store nedbøyninger w_{inst} ; denne nedbøyningen kan forekomme når som helst i bjelkens levetid.



Figur 6-2

Betegnelser på nedbøyninger.

En del av lasten vil vedvare over tid og gi opphav til en gradvis økning i nedbøyningen, w_{creep} . Den totale nedbøyning etter lang tid, $w_{net,fin}$, bestemmes av w_c , w_{inst} og w_{creep} .

Ved beregning av deformasjoner er elastisitetsmodulen, og noen grad også skjærmodulen, viktige parametre. De mest nærliggende verdiene å benytte i bruksgrensetilstanden er middelveidene av disse modulene.

Skjærdeformasjonene er sterkt avhengige av forholdet mellom bjelkehøyde (h) og bjelkelengde (L). Limtrebjelker har relativt stor høyde i forhold til lengden, og da skjærmodulen G (langs fibre) er vesentlig lavere enn elastisitetsmodulen E for trevirke (for limtre varierer forholdet E/G fra ca. 16 til ca 21), kan skjærdeformasjonene være så viktige at de bør tas med i beregningene. Som et eksempel kan det nevnes at forholdet mellom den umiddelbare nedbøyningen på midten av en fritt opplagt limtrebjelke med rektangulært tverrsnitt og påkjent av en konsentrert last på midten, på grunn av skjær alene, $w_{inst,s}$, og på grunn av bøyning alene, $w_{inst,m}$, er

$$\frac{w_{inst,s}}{w_{inst,b}} = 1,2 \frac{E}{G} \left(\frac{h}{L} \right)^2 \quad (6-1)$$

Med h/L i området 0,1 til 0,05 vil altså nedbøyningen på grunn skjærkraften være fra 20 til 5% av den tilsvarende nedbøyningen på grunn av bøyemomentet.

Et spesielt tilfelle av deformasjoner, som er viktig i trekonstruksjoner, er sammentrykking av komponenter som følge av trykkspenninger på tvers. Eurokode 5 behandler dette som et bruddgrenseproblem ved å kontrollere trykkspenningene normalt på fiberretningen i kontaktflater (ved opplegg). I praksis er imidlertid dette som regel et bruksgrenseproblem hvor fokus bør være på bevegelser («setninger») i knutepunktene snarere enn på deres sammenbrudd. Ved fleretasjers bygninger med bæresystem av tre kan betydelige krefter i de lavere etasjer føre til relativt store sammentrykninger av vitale komponenter.

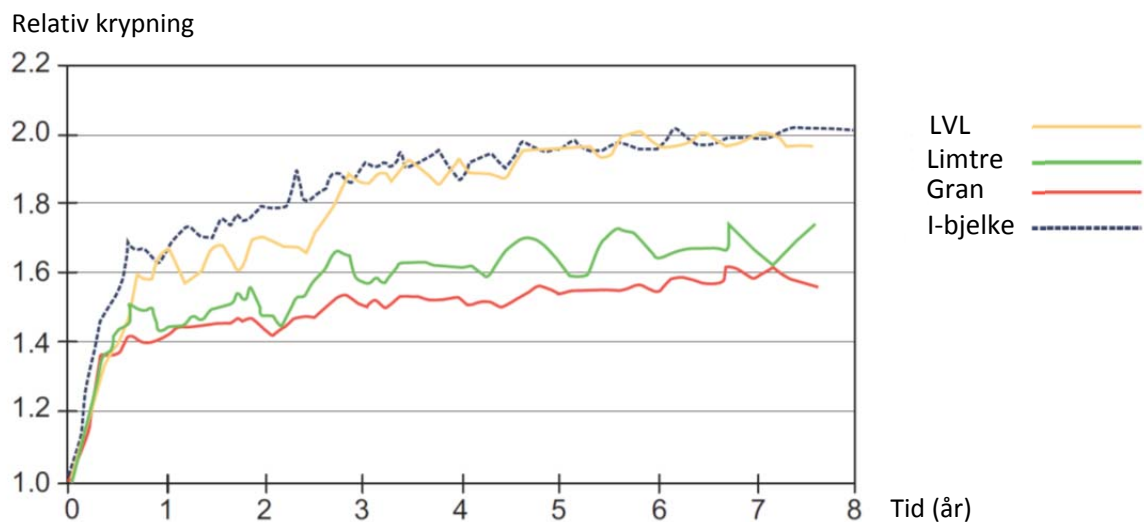
6.2.2 Langtids- og klimaeffekter

Kryp eller krypning er betegnelsen på det forhold at deformasjoner (nedbøyninger) øker over tid selv om lasten holdes konstant. For tre og trebaserte produkter er krypningen en funksjon av flere forhold, blant annet fuktinnholdet; jo høyere fuktinnhold jo større krypning.

Det viser seg også at krypningen er påvirket, ikke bare av fuktinnholdet, men og av variasjonen i fuktinnholdet; dette er illustrert i figur 6-3. *Variasjonen* i fuktighetsinnholdet, selv ved relativt lavt fuktighetsinnhold, fører til større krypning enn ved et konstant fuktighetsinnhold. Det er derfor viktig at en forsøker å estimere ikke bare nivået, men også variasjonen i fuktinnholdet, i det omkringliggende mikroklimaet, over konstruksjonens levetid.

I tillegg til virkningen av krypning ved konstant last og krypning ved varierende fuktinnhold kommer virkningen av varierende lastnivå i løpet av konstruksjonens levetid. Dimensjoneringsprosessen må ta hensyn til alle disse effektene.

I prinsippet vil tre som påkjennes av trykk tvers på fiberretningen oppføre seg som en bjelke som bøyes, men med noen effekter i tillegg. I dette tilfellet vil deformasjonen få et betydelig bidrag fra *krypningen*, som er vesentlig større normalt fiberretningen enn i fiberretningen; sistnevnte er så liten at den kan neglisjeres. Selve krypningen er også større enn ved bøyning av en bjelke.



Figur 6-3

Relativ krypning i beskyttet miljø. (Relativ krypning = bjelkenedbøyning ved tiden t / initiell nedbøyning). Spenningsnivå er 2 MPa. (Etter Ranta-Maunus & Korttesmaa [2000].)

For en konstruksjon som er påkjent av en konstant last i hele sin levetid, og hvor den umiddelbare verdi av en gitt deformasjon w_{inst} , definerer Eurokode 5 krypningen av den samme deformasjonen, w_{creep} , ved ligningen

$$w_{creep} = k_{def} w_{inst} \quad (6-2)$$

hvor k_{def} er en *deformasjonsfaktor* som avhenger av materialet i konstruksjonen samt fuktinnholdet i materialet og dets variasjon, se avsnitt 2.3.4.

For konstruksjoner eller komponenter som tilfredsstill betingelsene ovenfor kan den endelige deformasjonen, w_{fin} , uttrykkes som

$$w_{\text{fin}} = w_{\text{inst}} + w_{\text{creep}} = w_{\text{inst}}(1 + k_{\text{def}}) \quad (6-3)$$

Den endelige deformasjonen, for henholdsvis permanent (G) og variable (Q) last, kan vi nå skrive som

$$w_{\text{fin},G} = w_{\text{inst},G} + w_{\text{creep},G} = w_{\text{inst},G}(1 + k_{\text{def}}) \quad (6-4)$$

og

$$w_{\text{fin},Q_i} = w_{\text{inst},Q_i} + w_{\text{creep},Q_i} = w_{\text{inst},Q_i}(1 + \psi_2 k_{\text{def}}) \quad (6-5)$$

Verdien på deformasjonsfaktoren k_{def} er avhengig av klimatiske forhold (klimaklasse), se tabell 2-5. Siden effektene av krypning også avhenger av lastens varighet, eller sagt på en annen måte, av lastens «middelverdi», er det innført en faktor ψ_2 for å ivareta denne effekten ($\psi_2 = 1$ for en permanent last som, per definisjon, er konstant over tid). Verdiene på k_{def} og ψ_2 er basert på eksperimentelle (empiriske) resultater, og er beheftet med en god del usikkerhet. Deformasjonsfaktoren k_{def} øker med økende fuktighet i det omkringliggende klima, og faktoren ψ_2 , som gir den kvasi-permanente verdi av en variabel påkjenning, øker med påkjenningens varighet. Faktoren ψ_2 er gitt i tabell NA.A1-1 i det nasjonale tillegget til EN-1990 (Eurokode 0).

Det er i denne sammenheng viktig å huske at det er ikke bare den maksimale eller midlere verdi av den relative fuktighet som er av interesse, også variasjonen i fuktighet er av betydning. Dersom det er grunn til å anta at det vil forekomme store variasjoner i fuktigheten over tid, bør det vurderes å gå opp til en høyere klimaklasse enn hva største verdi for den relative fuktighet skulle tilsi.

For den endelige deformasjonsberegning vil belastningen være den samme som ved beregningen av den øyeblikkelige deformasjonen; effekten av krypning tas det hensyn til ved å redusere stivhetsegenskapene, uttrykt ved en modifisert E-modul:

$$E_{\text{fin}} = \frac{E}{1 + k_{\text{def}}} \quad (6-6)$$

hvor E_{fin} er den endelige middelverdi av elastisitetsmodulen, E er den nominelle middelverdi av elastisitetsmodulen og k_{def} er deformasjonsfaktoren for tre og trebaserte produkter.

6.2.3 Lastkombinasjoner

For å kunne beregne relevante deformasjoner i henhold til den prosedyre som er beskrevet i foregående avsnitt, må relevant belastning defineres. Eurokode 0 definerer tre relevante lastkombinasjoner, for det generelle tilfellet at det forekommer flere variable laster $Q_{k,i}$.

I bruksgrensetilstanden settes alle partialkoeffisienter knyttet til de forskjellige lastene lik 1,0, dvs. $\gamma_G = \gamma_Q = 1,0$.

Karakteristisk kombinasjon

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (6-7)$$

hvor $\psi_{0,i} Q_{k,i}$ er den variable lastens karakteristiske kombinasjonsverdi. Denne kombinasjonen gir en høy verdi på lasten, og kan normalt benyttes for å bestemme korttidsforskyvningen $w_{i,\text{inst}}$ ($i > 1$).

Ofte forekommende kombinasjon

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (6-8)$$

hvor $\psi_{1,1} Q_{k,1}$ er den ofte forekommende verdi til lasten $Q_{k,1}$ og $\psi_{2,i} Q_{k,i}$ er den kvasi-permanente verdi til den variable lasten $Q_{k,i}$. Denne kombinasjonen benyttes for å undersøke effekter som er reversible, det vil si effekter som opptrer med en viss frekvens, men som reduseres når lasten avtar igjen.

Kvasi-permanent kombinasjon

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (6-9)$$

Verdien $\psi_{2,i} Q_{k,i}$ er den kvasi-permanente verdien til den variable lasten $Q_{k,i}$. Denne kombinasjonen benyttes for å undersøke langtids (kryp) effektene.

Legger man ligningene (6-3) til (6-5) samt ligningene (6-7) til (6-9) til grunn, vil den endelige deformasjon, som permanent og variabel last gir, bli som følger:

For permanente laster, G :

$$w_{\text{fin},G} = w_{\text{inst},G} + w_{\text{creep},G} = w_{\text{inst},G} (1 + k_{\text{def}}) \quad (6-10)$$

For den dominerende variable last, Q_1 :

$$w_{\text{fin},Q_1} = w_{\text{inst},Q_1} + w_{\text{creep},Q_1} = w_{\text{inst},Q_1} (1 + \psi_{2,1} k_{\text{def}}) \quad (6-11)$$

For de øvrige variable lastene, Q_i :

$$w_{\text{fin},Q_i} = w_{\text{inst},Q_i} + w_{\text{creep},Q_i} = w_{\text{inst},Q_i} (\psi_{0,i} + \psi_{2,i} k_{\text{def}}) \quad (6-12)$$

Den endelige tilstand, for *karakteristisk lastkombinasjon* (med permanent last og n variable laster) blir dermed

$$w_{\text{fin}} = w_{\text{fin},G} + w_{\text{fin},Q_1} + \sum_{i=2}^n w_{\text{fin},Q_i} \quad (6-13)$$

Det er viktig å merke seg at denne lastkombinasjonen gir høye verdier for den totale deformasjon siden deformasjonen forårsaket av de variable lastene er beregnet på grunnlag av de karakteristiske verdiene. Dette er ikke urimelig dersom deformasjonskontrollen er ment å forhindre permanent skade; virkningen av høye laster som er aktive i korte perioder er viktige i slike sammenhenger.

Er derimot kontrollen rettet mot utseende og funksjonalitet, virker det mer rimelig å beregne forskyvninger på grunnlag av den ofte forekommende lastkombinasjon, ligning (6-8), eller den kvasi-permanente lastkombinasjonen, ligning (6-9). Ligningene (6-11) og (6-12) for beregning av endelig deformasjon på grunn av variable laster må da modifiseres. Basert på ofte forekommende lastkombinasjon blir uttrykkene:

For den dominerende variable lasten, Q_1 :

$$w_{\text{fin},Q_1} = w_{\text{inst},Q_1} + w_{\text{creep},Q_1} = w_{\text{inst},Q_1} (\psi_{1,1} + \psi_{2,1} k_{\text{def}}) \quad (6-14)$$

For de øvrige variable lastene, Q_i :

$$w_{fin,Q_i} = w_{inst,Q_i} + w_{creep,Q_i} = w_{inst,Q_i} (\psi_{2,i} + \psi_{2,i} k_{def}) \quad (6-15)$$

For norske forhold angir tabell 6-1 anbefalt bruk av de tre lastkombinasjonene i bruksgrenseberegninger. Mer detaljerte retningslinjer er gitt i neste avsnitt.

Tabell 6-1: Norske regler for bruk av lastkombinasjoner i bruksgrensetilstanden;
Tabell NA.A1 (904) i det nasjonale tillegget til EN-1990

Konsekvenser	Lastsituasjon som brukes	Anbefalte største tillatte nedbøyningsverdier
Konstruksjon der nedbøyning fører til skade	<i>karakteristisk</i>	fastsettes i det enkelte prosjekt
Konstruksjoner der det på grunn av bruk eller utstyr stilles krav	<i>ofte forekommende</i>	fastsettes i det enkelte prosjekt
Konstruksjoner med alminnelige brukskrav eller estetiske krav	<i>tilnærmet permanent</i>	$L/200 - L/250$

Her bør det understrekes at gjeldende versjon av Eurokode 5 ikke synes å være helt i overensstemmelse med EN-1990 hva lastkombinasjoner angår. Eurokode 5 refererer bare til *karakteristisk* lastkombinasjon, og vil derfor gi for store forskyvninger for de fleste aktuelle bruksgrensetilstander. Det er selvsagt EN-1990 som gjelder, og en bør derfor benytte anvisningene i tabell 6-1 om ikke annet er avtalt med byggherre.

6.2.4 Deformasjonsbegrensninger (akseptable nedbøyninger)

Med hensyn til funksjon og utseende kan i prinsippet en hvilken som helst grenseverdi velges for hva en vil akseptere av nedbøyninger. Erfaringsmessig har en, for eksempel, funnet at nedbøyninger av bjelker som ikke er større enn $L/300$ (hvor L er bjelkespennets lengde) som oftest kan aksepteres. Denne grenseverdien er mye brukt for kontroller i bruksgrensetilstanden. Det er imidlertid viktig å vurdere hvorfor nedbøyningskontrollen utføres, på hvilken konstruksjon den utføres og for hvilke laster. Er for eksempel bjelken produsert med overhøyde som skal kompensere for nedbøyningen fra den permanente lasten, skal nedbøyningsgrensen bare gjelde for de variable lastene.

Ved dimensjonering av bjelker som understøtter lagerarealer og bærebjelker i takkonstruksjoner er det normalt å begrense nedbøyningene til $L/200 - L/150$. Tabell 6-2 angir en del anbefalte grenseverdier for forskjellige situasjoner. Det bør understrekes at dette er forslag, ikke vedtatte verdier, og at de bør vurderes i hvert enkelt tilfelle.

Følgende punkter bør vurderes når nedbøyningsgrenser skal fastlegges:

- spennlengden,
- type og bruk av konstruksjonen,
- sannsynlighet for skade på tak og takteking,
- estetiske krav,
- hvor ofte og hvor lenge maksimale nedbøyninger vil forekomme,
- drenering fra tak,
- virkningen på skillevegger over og under nedbøyningspunktet,
- bjelker over glassfelt.

Tabell 6-2: Eksempler på nedbøyningsgrenser for forskjellige lastkombinasjoner.

Komponent	w_{inst}	w_{fin}	$w_{net,fin}$
<i>Anbefalinger gitt i Eurokode 5</i>			
Bjelke over to støtter	$L/300$ til $L/500$	$L/150$ til $L/300$	$L/250$ til $L/350$
Utkragerbjelke	$L/150$ til $L/250$	$L/75$ til $L/150$	$L/125$ til $L/175$
<i>Anbefalinger basert på litteratur og erfaringer</i>			
Takbjelker	$L/300$ til $L/375$	$L/160$ til $L/200$	$L/250$ til $L/300$
Gulvbjelker	$L/400$ til $L/600$	$L/200$ til $L/250$	$L/300$

Det er viktig å definere hva slags problem som kan oppstå på grunn av deformasjoner i gitte situasjoner, og hvorvidt problemet er av funksjonell art eller kan føre til skade. Følgende eksempler anskueliggjør dette:

- En ikkebærende vegg under en bjelke med nedbøyning kan bli skadet dersom nedbøyningen er for stor. Bestem nødvendig klaring mellom bjelke og vegg, og benytt dette som grense for tillatt nedbøyning. Dette kan betraktes som eksempel på kontroll mot mulig skade, og dimensjonerende verdi på beregnet nedbøyning bør derfor baseres på ligning (6-7).
- Et gulv i et oppholdsrom uten sensitive materialer eller noen muligheter for skade på tilstøtende konstruksjoner kan kontrolleres kun mot langtids laster. Store nedbøyninger over kortere perioder vil neppe medføre problemer, og det vil derfor være tilstrekkelig å beregne nedbøyningene for en kvasi-permanent lastkombinasjon, dvs.

$$w_{fin,qp} = w_{inst,G} + w_{creep,G} + w_{creep,Q_1} + \sum_{i=2}^n w_{creep,Q_i} = w_{inst,G} (1 + k_{def}) + \sum_{i=1}^n \psi_{2,i} k_{def} w_{inst,Q_i} \quad (6-16)$$

- I noen tilfeller kan det være mest relevant å bare kontrollere langtidsdeformasjonene, dvs. de tilleggsdeformasjoner som kommer med tiden, og se bort fra de umiddelbare deformasjonene i kontrollen. Dersom en bjelke har stor nok overhøyde til å ta vare på den umiddelbare nedbøyningen fra den permanente lasten kan det være et tilfelle hvor en slik betraktning er relevant, spesielt dersom kontrollen utføres med tanke på utseende og funksjon, og ikke skade.
- Deformasjonskontroller i tilknytning til oppleggsspenninger (trykk tvers på fibre) bør baseres på bruksgrenselaster. De elastiske deformasjonene er i de fleste slike situasjoner bare en liten del av den totale deformasjonen, og det betyr at høye korttidslaster bare i liten grad vil påvirke deformasjonsbildet. Deformasjonene avhenger stort sett av langtids-effektene, og det er derfor rimelig å basere beregningene på en kvasi-permanent lastkombinasjon. Det er da også rimelig å benytte høyere verdier for faktoren k_{def} enn de som benyttes ved nedbøyningskontroller, siden krypning normalt fiberretningen er større enn

langsetter. Her kan det også være viktig å estimere den frie krympningen i de trykkpåkjenne delene

6.2.5 Metoder for å unngå deformasjonsproblemer

I praksis er det umulig å unngå deformasjoner i limtrekonstruksjoner. Men med bedre beregningsmetoder og verktøy bør det være mulig å unngå deformasjoner som er så store at de skaper problemer. I tillegg til å kunne bestemme størrelsen på deformasjonene gjennom konstruksjonens levetid, er det også viktig å finne konstruktive løsninger som reduserer deformasjonene. Et viktig aspekt ved bjelker er effekten av fuktighetsvariasjoner, og det betyr at en må være observant på de klimatiske forhold i bygninger hvor tre benyttes i de bærende konstruksjoner. Et spesielt viktig forhold knyttet til klima har en dersom limtrekomponenter benyttes i bæresystem som har forskjellig klima på forskjellige sider; dette vil kunne øke problemene med deformasjoner.

For knutepunkter som skal overføre trykkrefter er det viktig å redusere trykk tvers på fibrene så mye som mulig, siden dette er den mest sensitive retning for både krefter og fuktvariasjoner. Bruk av forskjellige materialer kan også medføre problemer. Om for eksempel en limtrebjelke er plassert på en betongvegg i den ene enden og på en limtrekonstruksjon i den andre kan resultatet (over tid) bli at bjelken vil helle som følge av forskjellig sammentrykking i de to endene. Et mellomlegg av tre mellom bjelke og betong kan fjerne, eller i hvert fall redusere problemet.

En annen mulig måte å redusere de negative virkningene av fuktighetsvariasjoner i limtrekonstruksjoner – og dermed redusere deformasjoner – er å hindre/minske fuktighetsinntrengning ved hjelp av overflatebehandling eller impregnering. Dette er imidlertid arbeidskrevende og/eller kostbart og dermed ikke mye brukt som løsning på dette spesifikke problemet. Reduksjon av tverrtrykkspenninger, ved å utvide kontaktflaten kombinert med forsterkninger i form av selvborende skruer, kan derimot være en effektiv måte for å redusere en viss type av deformasjoner.

En vanlig måte å redusere de negative virkningene av deformasjoner på, er å produsere bjelken med overhøyde; størrelsen på denne kan bestemmes som angitt ovenfor.

Det er også meget viktig at konstruktøren virkelig fokuserer på spørsmålet om hva som er en akseptabel bruksgrenseverdi. Ofte benyttes enkle, skjønnsmessige grenseverdier som i noen tilfeller kan være tilfredsstillende, men som i andre tilfeller ikke er det.

6.2.6 Beregningsmetoder for forskjellige typer limtrekonstruksjoner

Hvilke laster/lastkombinasjoner det skal beregnes deformasjoner for er uavhengig av type konstruksjon. I dette avsnittet blir det presentert ligninger/formler som kan benyttes for noen vanlige typer limtrekomponenter. I de fleste tilfeller vil programstyrte beregninger være den enkleste og beste måten å bestemme forskyvninger på, men ved bruk av programverktøy er det viktig å huske på at resultatene er helt avhengige av at det benyttes korrekte materialegenskaper (stivhetsmoduler) og laster og kombinasjoner av laster, og dette er brukerens ansvar.

Rette bjelker med konstant tverrsnitt (høyde)

Formler for nedbøyning på grunn av bøyning av rette bjelker med konstant tverrsnitt finnes i de fleste lærebøker og i mange håndbøker. Er forholdet mellom bjelkens lengde (L) og tverrsnittshøyden (h), mindre enn 10, dvs. $L/h < 10$, bør bidraget fra skjærdeformasjonen tas med; ellers kan den neglisjeres

For en fritt opplagt bjelke påkjent av en jevnt fordelt last (q) er nedbøyningen på midten:

$$w_b = \frac{5qL^4}{384EI} \quad (6-17)$$

hvor indeks b indikerer bøyning. Nedbøyningen på grunn av skjærdeformasjon for dette tilfellet er:

$$w_s = \left(0,96 \left(\frac{E}{G} \right) \left(\frac{h}{L} \right)^2 \right) \cdot w_b \quad (6-18)$$

hvor indeks s indikerer skjær. For begge modulene, E og G , benyttes middelveier.

For kontinuerlige bjelker er nedbøyningene normalt ikke et problem. Største nedbøyning kommer normalt i endefelt.

Rette bjelker med lineært varierende høyde

Nedbøyninger i saltaks- og pulttaksbjelker, se figur 6-4, beregnes mest hensiktsmessig med programverktøy. (Manuelle beregninger blir fort både kompliserte og arbeidsomme). Største nedbøyning i fritt opplagte pulttaksbjelker og symmetriske saltaksbjelker med jevnt fordelt last, kan estimeres av følgende formel:

$$w = \frac{5qL^4}{384EI_e} + 0,35 \frac{qL^2}{Gb(h_s + h_{max})} \quad (6-19)$$

hvor

$$I_e = bh_e^3/12$$

$$h_e = h_s + 0,33L \cdot \tan \alpha \text{ for saltaksbjelker}$$

$$h_e = h_s + 0,45L \cdot \tan \alpha \text{ for pulttaksbjelker}$$

$$h_{max} = h_{ap} \text{ for saltaksbjelker og } h_l \text{ for pulttaksbjelker.}$$

For bjelker hvor $2L/(h_s+h_{max}) > 25$ kan det andre leddet i ligning (6-19), som er bidraget fra skjærdeformasjonen, utelates.

For mer nøyaktige beregninger kan følgende ligninger samt figurene 6-5 og 6-6, Porteous & Kermani (2007), benyttes:

Pulttaksbjelker med en konsentrert last P i midtpunktet:

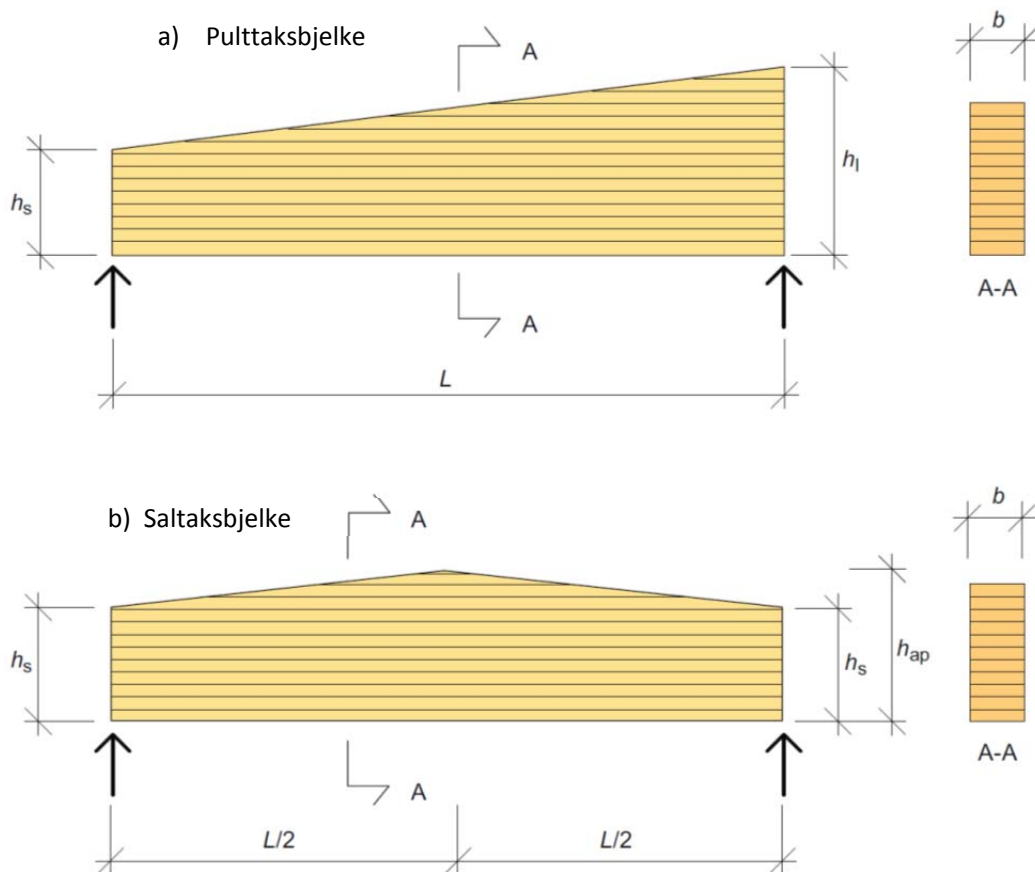
$$w_b = \frac{5ML^2}{96EI_{h_s}} k_{1\delta b} \quad \text{med} \quad M = \frac{PL}{4} \quad (6-20)$$

$$w_s = \frac{1,2M}{GA_{h_s}} k_{1\delta s} \quad (6-21)$$

Pulttaksbjelker med jevnt fordelt last

$$w_b = \frac{5ML^2}{48EI_{h_s}} k_{2\delta b} \quad \text{med} \quad M = \frac{qL^2}{8} \quad (6-22)$$

$$w_s = \frac{1,2M}{GA_{h_s}} k_{2\delta s} \quad (6-23)$$



Figur 6-4

Bjelker med varierende høyde.

Saltaksbjelker med en konsentrert last i midtpunktet:

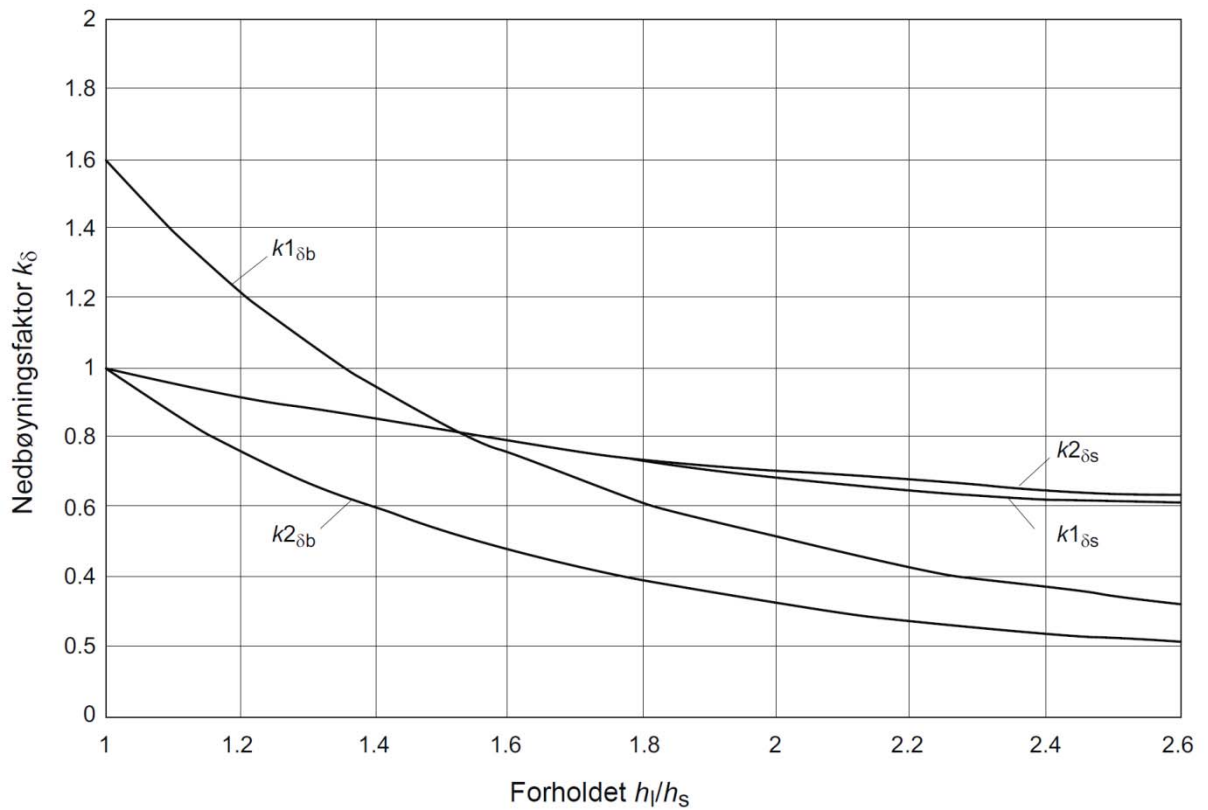
$$w_b = \frac{5ML^2}{96EI_{h_s}} k_{3\delta} \quad \text{med} \quad M = \frac{PL}{4} \quad (6-24)$$

$$w_s = \frac{1,2M}{GA_{h_s}} k_{3\delta} \quad (6-25)$$

Saltaksbjelker med jevnt fordelt last:

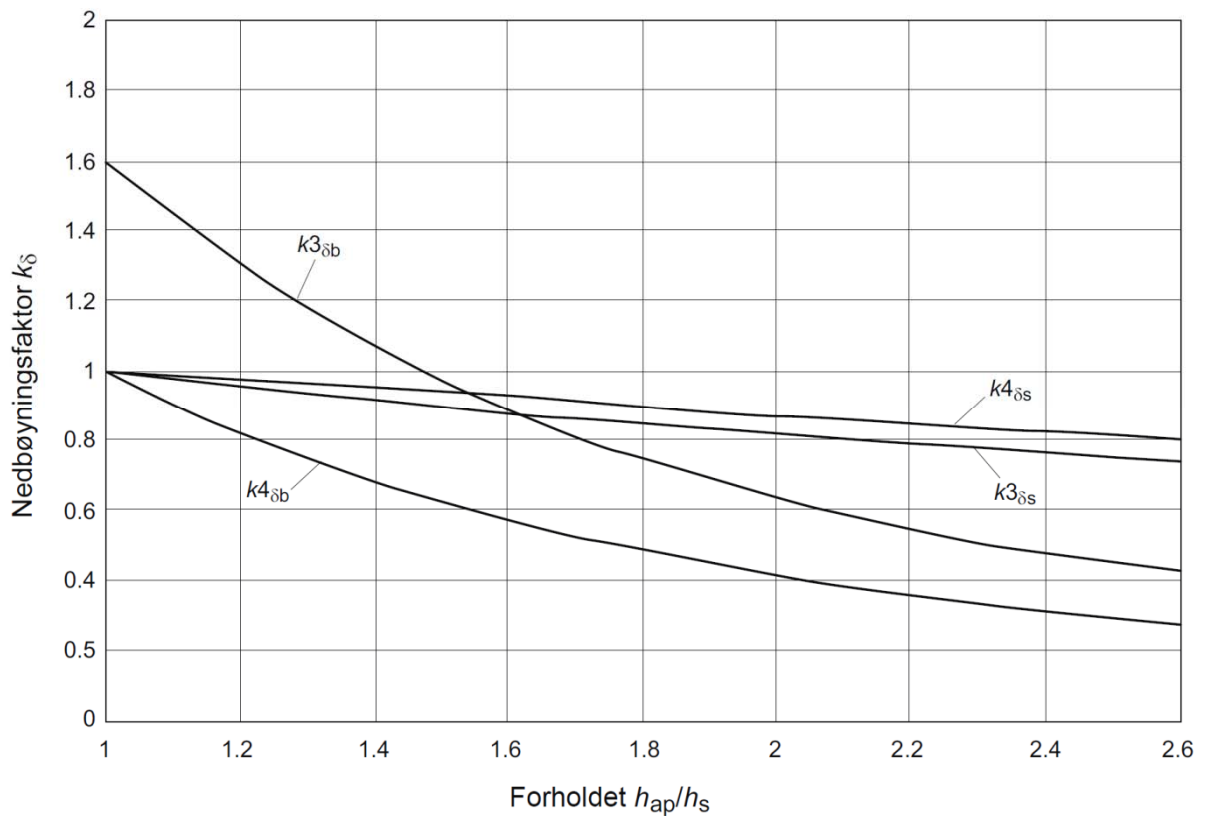
$$w_b = \frac{5ML^2}{48EI_{h_s}} k_{4\delta} \quad \text{med} \quad M = \frac{qL^2}{8} \quad (6-26)$$

$$w_s = \frac{1,2M}{GA_{h_s}} k_{4\delta} \quad (6-27)$$



Figur 6-5

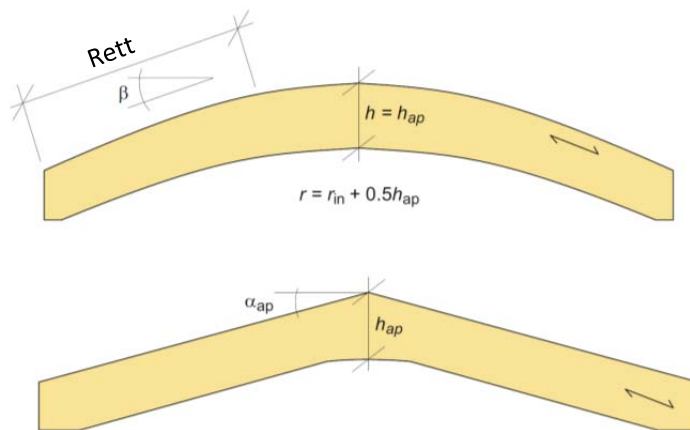
Faktorene $k_{\delta b}$ og $k_{\delta s}$ for pultraksbjelker (Porteous & Kermani [2007]).



Figur 6-6

Faktorene $k_{\delta b}$ og $k_{\delta s}$ for saltaksbjelker (Porteous & Kermani [2007]).

Krumme bjelker



Figur 6-7

Plankrum bjelke (øverst) og boomerangbjelke (nederst).

Beregning av nedbøyninger i krumme bjelker er komplisert; følgende formel gir et overslag for nedbøyningen på grunn av jevnt fordelt last:

$$w = \frac{w_q}{\cos \frac{\alpha + \beta}{2}} \quad (6-28)$$

hvor w_q er beregnet nedbøyning for en symmetrisk saltaksbjelke med samme høyde i endene og på midten som den plankrumme bjelken, se kapittel 7.

Den horisontale forskyvningen av rullelageret kan estimeres med følgende formel:

$$w_h = 4 \frac{f + 0,8h}{L} w \quad (6-29)$$

hvor

f = vertikal avstand mellom nøytralaksen ved oppleggene og mønet

h = bjelkehøyden ved oppleggene

L = spennlengden

w = vertikal nedbøyning på midten

Fagverk

Beregning av forskyvninger i limtre-fagverk er vesentlig mer komplisert enn for enkle bjelker da det oppstår deformasjoner både i limtrekomponentene og i knutepunktene. Et overslag av nedbøyningene i et fagverk med parallelle gurtter finner en ved å beregne nedbøyningene i en massiv bjelke med andre arealmoment lik:

$$I = \sum A_i \cdot a_i^2 \quad (6-30)$$

hvor

A_i = tverrsnittsarealet til gurtene, og

a_i = er avstanden mellom gurtenes systemlinjer og fagverkets "tyngdepunkt".

Dette overslaget tar ikke hensyn til deformasjon (glidning) i knutepunktene; på grunn av disse vil forskyvningene i et fagverk være større enn i en tilsvarende stiv bjelke. Målinger har vist at deformasjon i knutepunktene kan, avhengig av type forbindelse, øke forskyvningene med så mye som 50% i forhold til et fagverk med helt stive knutepunkt. Dette er en verdi som først vil kunne bli registrert etter lang tid. Spikerplater gir relativt stive forbindelser mens spiker og kryssfinerplater utviser større deformasjoner.

Glidningen i stavenes forbindelser med gurtene kan tilnærmet tas hensyn til ved å redusere stavenes aksialstivhet. For limtrefagverk hvor stavenes er festet til gurtene med innslissede stålplater og dybler har slike beregninger vist at glidningen i knutepunktene øker nedbøyningene med 10 – 20 %.

Det bør vurderes å utforme fagverket med overhøyde (for både øvre og nedre gurt); for $L/h = 12$ kan en overhøyde på $L/150$ være passende, mens den kan reduseres til $L/200$ for $L/h = 10$.

For både bjelker med varierende høyde og for fagverk beregnes forskyvninger mest hensiktsmessig ved hjelp av databaserte programverktøy.

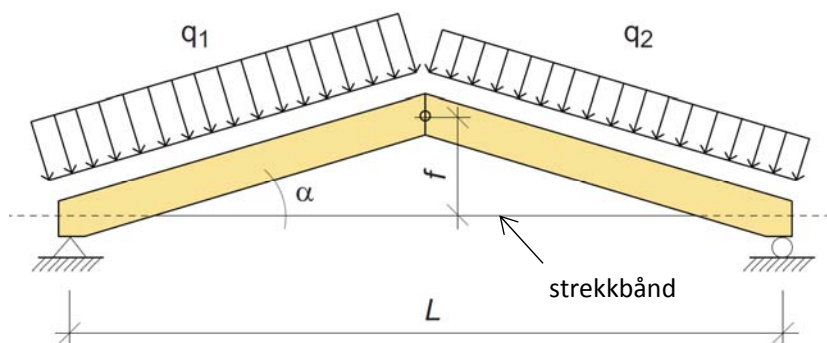
Tre-ledds takstoler

Tre-ledds-takstoler utføres ofte med sperrebjelker av limtre og med strekkbånd av enten stål eller limtre. Påkjent av jevnt fordelt vertikal last som i figur 6-8 kan nedbøyningen av mønepunktet beregnes ved hjelp av følgende uttrykk:

$$w = \frac{(q_1 + q_2)L^2}{8(\tan \alpha)^2 (EA)_{bjelke}} \left(\frac{1}{(\cos \alpha)^3} + \frac{(EA)_{bjelke}}{(EA)_{strekkb.}} \right) \quad (6-31)$$

Dersom oppleggene er uforskyvelige settes det siste uttrykket i parentesen lik null.

For takstolen i figur 6-8 kan horisontalforskyvningen av det høyre opplegget bli betydelig, spesielt dersom strekkbåndet er av stål. Dersom kraften i strekkbåndet er S blir forskyvningen $u = SL/EA$, hvor L , E og A er henholdsvis lengde, elastisitetsmodul og tverrsnittsareal til strekkbåndet.



Figur Tre-ledd-takstol med enkle takbjelker og strekkbånd.

6-8

6.3 Svingninger

Bruksgrensetilstanden omfatter også betraktninger knyttet til menneskers komfort når de utsettes for dynamiske effekter, som for eksempel svingninger når personer går på et gulv. Dette er et komplekst problem som involverer ikke bare konstruksjonens masse og stivhet, men også dens demping.

Brukere av bygg og andre konstruksjoner merker lav-frekvent bevegelse på tre måter:

- Akselerasjonsinduserte krefter som registreres av balanseorganer.
- Visuelle inntrykk (for eksempel bevegelser av objekter i forhold til konstruksjonen og observatøren).
- Lydintrykk (for eksempel knaking og spraking fra bevegelser i konstruksjonen).

Menneskeskapte svingninger i konstruksjoner er så godt som alltid et bruksgrenseproblem ved at de skaper ubehag snarere enn skade på konstruksjonen. I noen tilfeller er personen som merker bevegelsen også den som forårsaker bevegelsen, mens det som regel er andres aktiviteter som er årsak til ubehag. Aktiviteten til personen som merker bevegelsen er derfor viktig. For eksempel vil en person som går over et gulv tolerere mye større svingninger enn en som sitter stille og leser eller skriver. Kategorisering av menneskelig persepsjon, og toleranse, må reflektere både den aktivitet som foregår og forholdet mellom årsak og mottaker. I denne sammenheng er følgende definisjon ofte brukt:

- *Fjæring* av et gulv forbindes med fornemmelsen av egen generert nedbøyning og svingning fra et enkelt skritt i løpet av den tiden det er kontakt mellom fot og gulv.
- *Forstyrrende svingning* forårsaket av fottrinn er karakterisert ved persepsjon av gulvsvingning indusert av andre personer enn den som opplever forstyrrelsen.

Fjæring er normalt et problem bare i forbindelse med lett-vekts gulv og gulv som er fleksible når de påkjennes av konsentrerte laster. Slike gulv er vanlige i bygg med bindingsverk og i andre bygg som har bjelkelag av tre. Med hensyn til hvordan et gulvsystem oppfører seg, omfatter fjæring statisk fleksibilitet og impulsiv hastighetsrespons, mens svingningsforstyrrelser omfatter impulsiv hastighetsrespons og stasjonær svingningsrespons.

6.3.1 Dynamiske laster

I forhold til typer laster og mulige mottiltak kan konstruksjoner utsatt for menneskeskapte svingninger grupperes som følger:

- bolighus,
- kontorbygg,
- industribygg,
- fotgjenger konstruksjoner (gangbruer, gangveier i kjøpesenter),
- gymnastikk- og sportshaller,
- danse- og konserthaller.

Det er mange varianter av menneskelig, rytmisk bevegelse som medfører et vidt spekter av dynamiske laster. Aktiviteter som genererer synkronisert rytmisk bevegelse, som for eksempel når flere mennesker danser eller gymnastiserer, er spesielt problematiske. Når flere mennesker utfører synkroniserte bevegelser i 20 sekunder eller mer, kan det føre til tilnærmet periodisk belastning som resulterer i tilnærmet stasjonær («steady state») konstruksjonssvingning.

Krefter fra menneskelige bevegelser avhenger av mange faktorer, som individuelle egenskaper hos personen(e) som er involvert, type aktivitet som utføres (gange, løping, hopping), antall personer, i hvilken grad aktiviteten til flere personer er koordinert og av egenskapene til gulvets overflate. Sjenerende svingninger i limtregulv er vanligvis forårsaket av gange eller løping.

Oppførsel ved dynamisk last

Som konstruktivt system kan et limtregulv behandles som en to-dimensjonal, tynn plate forsterket av en rekke bjelker. Det to-dimensjonale systemet forenkles ofte til en enkelt bjelkekonstruksjon som dimensjoneres for spesifiserte permanente og variable laster som beskrevet tidligere i kapitlet. I mange tilfeller vil de statiske stivhetsegenskapene til gulvsystem av limtre sikre tilfredsstillende dynamisk oppførsel, men det forekommer svingningsproblemer for slike gulv selv om de tilfredsstillende de statiske nedbøyningskravene til jevnt fordelt belastning.

Nyere konstruksjonsmetoder har fått stor innvirkning på svingeegenskapene til visse limtregulv. Blant disse er bruken av prefabrikerte, lette gulvbjelker (I-bjelker og gitterdragere), betongdekke øverst og flytende gulv. Tilgangen til de nyere typene av prefabrikerte bjelker har ført til lengre spenn og kontinuerlige fler-felts gulvsystemer, mens betonglaget har endret gulvsystemets masse dramatisk.

Det finnes forskjellige metoder for å dimensjonere med hensyn til dynamisk oppførsel, og en rekke studier er utført og utføres for å forbedre metodene.

6.3.2 Faktorer som påvirker menneskelig oppfatning av svingninger i gulv

Ved transiente svingninger i gulvsystemer er det faktorer som frekvensområde, størrelsen på responsen og dempningen av svingningene som påvirker de som utsettes for svingningene mest.

Frekvensområder

Hva svingninger angår deles gulv gjerne inn i lavfrekvente og høyfrekvente gulv. Skillet går ved 7-8 Hz. Lavfrekvente gulv er vanligvis «tunge» konstruksjoner (med betong). Denne klassifiseringen har sitt utspring i hvordan gulvene reagerer på menneskelig gange. For lavfrekvente gulv er det den lavfrekvente delen av menneskelig gange (den kontinuerlige delen) som er viktigst, da den vil kunne forårsake resonans; det betyr at en person som står stille vil kunne kjenne denne «svingende» bevegelsen. Et høyfrekvent gulv er mer ømfintlig overfor den brå (støtlignende) delen av gangen; i dette tilfelle vil en person som står stille kunne merke støtene forårsaket av en person som går forbi, mens den som går vil kunne oppfatte gulvet som fjærende.

Den fundamentale, naturlige frekvensen (laveste egenfrekvens) f_1 til et to-dimensjonalt system, som et limtregulv, er hovedsakelig bestemt av stivheten i bjelkenes retning, EI_x , massetettheten m og spennlengden L . Avstanden mellom to påfølgende egenfrekvenser avhenger av forholdet mellom stivheten på tvers av bjelkene, EI_y , og stivhetene langssetter bjelkene EI_x .

Dempning

Dempning er en egenskap som har stor innvirkning på svingningens amplitude ved tvungen svingning, og på hvor fort en fri svingning vil dø ut. Jo mer dempning, jo forttere vil en fri svingning dø ut. Dempningen i selve materialet er lav for de fleste konstruksjonsmaterialer, også for tre. Det største bidraget til dempningen kommer fra friksjon, i forbindelser og ved oppleggene.

Hvordan en bøyingspåkjent komponent er opplagt kan ha stor betydning for dens dempnings-egenskaper. Det er vist at dempningen i første svingeform til en fritt opplagt limtrebjelke er ca. 1% (av kritisk dempning). Når den samme bjelken ble «spent inn» i begge ender, økte dempningen til ca. 8%. Dempningen i gulv med trebjelkelag ligger i området 1 - 3%, noe avhengig av svingeform og

detaljer i utførelsen. Ekstra masse plassert på gulvet kan øke dempningen betraktelig, spesielt dersom systemet er lett eller lite.

På grunn av sin lette vekt har limtregulv normalt liten treghetsdempning; den økes betraktelig av et tungt topplag (betong).

6.3.3 Dimensjoneringsmetoder for svingninger i limtregulv

Grunnleggende forskning rettet mot forståelse av hvilke faktorer som påvirker menneskers reaksjon overfor svingninger i gulv har banet vei for utvikling av metoder for å unngå eller redusere svingninger. Her er vist to eksempler.

Nedbøyning fra "punktlast"

Det er vist at en mulig metode for å kunne forutsi menneskers reaksjon på gulvsvingninger er å bestemme den statiske nedbøyning under en konsentrert last. En vanlig måte å gjøre dette på er å bestemme den statiske nedbøyning under en punktlast på 1 kN midt på en enkel bjelke, som den enkleste modell, eller i midtpunktet til et to-veis gulvsystem. Nedbøyningsgrensen som benyttes ved disse, relativt enkle modellene, varierer avhengig av regulering eller håndbok, men også av spennlengde og ønsket oppførsel.

Denne fremgangsmåte kan betraktes som en metode for å modellere virkningen av et fottrinn. Den statiske lasten som simulerer virkningen av fottrinnet er 1 kN påført i gulvets senter, og nedbøyningen under lasten, w , må ikke være større enn en viss grenseverdi. Nedbøyningen under denne lasten er

$$w = \frac{PL^3}{48EI} \quad (6-32)$$

hvor, i dette tilfellet, $P = 1$ kN. I det enkleste tilfellet definerer ligning (6-32) nedbøyningen til enkelt gulvbjelke med bøyestivhet EI . I de fleste tilfeller vil dette overestimere nedbøyningen. For å ta hensyn til at bæringen foregår i begge retninger må også stivheten på tvers tas hensyn til. Det kan gjøres på følgende måte. Ligning (6-32) omskrives til

$$w = \kappa \frac{PL^3}{48EI} \quad (6-33)$$

hvor κ er en lastfordelingsfaktor som kan beregnes av følgende uttrykk:

$$\kappa = \begin{cases} -4,7\beta^2 + 2,9\beta + 0,4 & \text{for } 0 \leq \beta < 0,3 \\ 0,8 + 0,2\beta & \text{for } 0,3 \leq \beta \leq 1,0 \end{cases} \quad (6-34)$$

med

$$\beta = \frac{(EI)_L}{(EI)_b} \left(\frac{s}{L} \right)^4 \quad (6-35)$$

$(EI)_L$ er gulvets bøyestivhet [Nm^2/m] i den «stive retningen» (langsetter gulvbjelkene), mens $(EI)_b$ er gulvets bøyestivhet [Nm^2/m] i retningen tvers på bjelkene; s er avstanden mellom bjelkene og L er bjelkenes spennlengde.

Nedbøyning fra "punktlast" og topphastighet fra enhetsimpuls

Bruken av statiske responsstørrelser, som nedbøyning, kan gi en viss grad av kontroll, men det vil ikke alltid gi tilfredsstillende resultater. Dette har vært kjent en stund, og nyere forskning har derfor

fokusert mer på dynamiske parametre. Ohlsson (1984) var en av de første til å foreslå dimensjoneringsmetoder basert på dynamiske parametre. For å kunne ta hensyn til de viktigste faktorene som påvirker menneskers opplevelser av gulvsvingninger bør to parametre kontrolleres, og holdes under visse grenser. For lette gulv som har fundamental egenfrekvens over 8 Hz er disse:

1. Statisk nedbøyningsgrense under en punktlast på 1 kN i gulvets senter (1,5 mm).
2. Topp hastighet v på grunn av en "enhetsimpuls på 1Ns" $< 100^{[f_1\zeta - 1]}$ [(m/s)/Ns], hvor f_1 er den fundamentale egenfrekvensen og ζ er dempningsforholdet til første svingeform.

Det første kriteriet er presentert ovenfor, og Ohlsson (1984) sier at det er en kontroll av de lavfrekvente komponentene ($< 8\text{ Hz}$) som er av semi-statisk natur. Det andre kriteriet er nødvendig for å begrense størrelsen på den transiente responsen fra hælstøtet til et fottrinn. Topp hastigheten på grunn av en enhetsimpuls tilført et rektangulært gulvsystem som er fritt opplagt på alle fire sidene og som er gyldig for $f < 40\text{ Hz}$, beregnes:

$$v = \frac{4(0,4 + 0,6n_{40})}{mbL + 200} \quad (6-36)$$

hvor n_{40} er antallet egensvingeformer med frekvens lavere enn 40 Hz og som kan beregnes av følgende uttrykk:

$$n_{40} = \left[\left(\left(\frac{40}{f_1} \right)^2 - 1 \right) \left(\frac{b}{L} \right)^4 \left(\frac{(EI)_L}{(EI)_b} \right) \right]^{0,25} \quad (6-37)$$

hvor b [m] er gulvets bredde og L dets lengde (spenn) [m]; m er massen per flateenhet [kg/m^2], $(EI)_L$ er gulvets bøystivhet [Nm^2/m] i den "stive retning" (langsetter bjelkene) mens $(EI)_b$ er gulvets bøystivhet [Nm^2/m] i retningen tvers på bjelkene.

Ohlsson angir også en ligning for å bestemme gulvets fundamentale frekvens:

$$f_1 = \frac{\pi}{2L^2} \sqrt{\frac{(EI)_L}{m}} \quad (6-38)$$

Etter at denne metoden ble foreslått har den blitt mye brukt, og det er demonstrert mange tilfeller hvor den har gitt gode resultater, dvs. gulv med fullt ut tilfredsstillende dynamiske egenskaper.

Kriteriet 2 ovenfor krever at dempningsforholdet ζ bestemmes; det er ingen enkel sak. Ohlsson angir en verdi på 1% som rimelig sikker (konservativ) i de fleste tilfeller. En bør kunne begrunne høyere verdier (selv om de i mange tilfeller sikkert kan være mer korrekte).

Metodene beskrevet ovenfor fungerer bra i noen tilfeller, mindre bra i andre. Dimensjoneringsmetodene gir stort sett bare grenseverdier for gulv, og det vil som oftest være uklart for konstruktøren hva en slik grenseverdi egentlig betyr. Hvor mye bedre vil gulvet fungere om en reduserte grensen med 50%? Et antall metoder for å bestemme dynamisk respons kan finnes i litteraturen, men for alle hefter det en viss usikkerhet, og det er vanskelig å finne en metode som vil fungere i alle tilfeller. Alle metodene er semi-empiriske, og de aller fleste fungerer bra for den kategori av gulv de er utviklet for. I de fleste tilfeller kan en nok hevde at den sikreste kjennskap til gulvets dynamiske respons får en ved å teste det ferdige gulv.

Eurokode 5 angir en kontroll basert på Ohlssons metode for gulv med fundamental egenfrekvens over 8 Hz. Slik kontrollen er beskrevet i standarden er den ikke enkel å bruke, og den definerer egentlig ikke noe kriterium som gulvet må/bør tilfredsstillere.

I Norge benyttes vanligvis et komfortkriterium, se Homb (2009). Metoden, som er foreslått av Hu og Chui (2004), er basert på mange års arbeid hvor ulike kombinasjoner av parametre er sammenholdt med subjektive bedømminger, for et stort antall gulv. Dette resulterte i følgende enkle kriterium for gulvet:

$$\frac{(f_1/18,7)^{2,27}}{w} > 1 \quad (6-39)$$

Her er f_1 gulvets fundamentale egenfrekvens i Hz og w er nedbøyningen i mm under en punktlast på 1 kN midt på gulvet. Hu og Chui (2004) angir tilnærmede formler for w og f_1 som tar hensyn til platevirkningen, dvs. til stivhet i begge retninger. Normalt vil en imidlertid få rimelig gode overslag ved å bestemme f_1 etter ligning (6-38), og w etter ligning (6-33).

I en senere publikasjon har Hu *et al.* (2014) utvidet arbeidet, spesielt med tanke på lette tregulv med topplag av betong.

6.3.4 Hvordan unngå svingningsproblemer

Siden svingeproblemer i seg selv er komplekse, er det også vanskelig å peke på måter å unngå dem på. En generell strategi er å forsøke å designe konstruksjoner som har relativt høye egenfrekvenser, en metode som kalles frekvensavstemming. Metoden søker å tilstrebe at den laveste og mest virksomme konstruksjonsfrekvensen er høyere enn frekvensen til den dominerende eksitasjonen. Hensikten er å unngå at lastfrekvensen treffer konstruksjonens egenfrekvens.

Tillegg av mer materiale (for å øke stivheten) eller å redusere spennlengder er metoder som benyttes. I motsatt retning virker imidlertid en mer markant trend, nemlig å redusere materialbruken og å øke spennlengdene. Det er derfor ikke uventet at man har sett en økning i rapportering av svingningsproblemer i konstruksjoner. Det er vanligvis enklere å øke forholdet mellom styrke og vekt enn å øke forholdet mellom stivhet og masse for et konstruksjonsmateriale.

Andre måter å unngå «problemgulv» på finnes selvsagt. En potensielt effektiv måte er å øke dempningen (ved for eksempel å legge til kunstig dempning eller installere avstemte massedempere), men dette er normalt komplekse og/eller kostbare løsninger. Fokus på detaljer knyttet til avstivning og utførelse av forbindelser er også viktig.

Flytende gulv er en spesiell type gulv som brukes stadig mer, både for å dempe trinnlyd og for å lette montering av installasjoner. Svingning eller bevegelser av gjenstander, som klirring i dekketøy eller bevegelser av planteløv er typiske for slike gulv; det er også påvist at slike virkninger er sterkt avhengig av bøyestivheten til toppskiktet. Myke flytende gulv kan gi lokale nedbøyninger som bør begrenses. På den positive side er det at flytende gulv med tilstrekkelig bøyestivhet i toppskiktet kan effektivt fordele konsentrerte laster til flere bjelker og på den måten forbedre svingeegenskapene.

Basert på ingeniørens beregninger er det vanskelig å forutsi lokale nedbøyninger, og det anbefales at slike bestemmes ved testing. Bøyestivheten til det flytende gulvets toppskikt har en markant innvirkning på lokale nedbøyninger.

Det er også viktig å være oppmerksom på mulig overføring av svingninger mellom forskjellige rom via gulvbjelkene. Med kontinuerlige bjelker kan svingninger overføres fra en leilighet (eller et rom) til en annen, og selv om det ikke oppleves som problematisk i rommet hvor svingningene oppsto, kan

naboen oppfatte dette som ubehagelig. Det er påvist at svingninger som kommer fra en nabo-leilighet oppleves som mer irriterende enn om kilden til svingningen er i ens egen leilighet.

6.4 Fuktbevegelser

Limtrekomponenter leveres normalt med et fuktighetsinnhold på cirka 12%. Under bruk vil fuktighetsinnholdet etter hvert tilpasse seg omgivelsenes relative fuktighet og temperatur.

Som en følge av årtidsavhengige endringer i luftfuktigheten vil fuktinnholdet i en trekonstruksjon endres hele tiden. Variasjonen er 4-5 prosentenheter for innendørs konstruksjoner og 8-10 prosentenheter for utendørs konstruksjoner. Tre innendørs er som regel tørrest på vinteren, mens utendørs konstruksjoner er tørrest på sommeren.

Limtre, som andre trematerialer, sveller når fuktinnholdet øker og krymper når fuktinnholdet minsker. Bevegelsen er mye større tvers på fiberretningen enn parallelt med denne; henholdsvis 0,2% og 0,01% for hver prosents endring i fuktinnholdet. Dette betyr at for normale fuktighetsvariasjoner vil fuktbevegelsen i fiberretningen (som normalt vil være i bjelkeaksens retning) være tilnærmet 0,05 mm/m i innendørs klima og 0,1 mm/m ute; tilsvarende tall tvers på fiberretningen vil være 10 mm/m (inne) og 20 mm/m (ute).

Hvis fuktbevegelsene i tverretningen forhindres, på grunn av ytre eller indre tvang, kan fastheten på tvers av fiberretningen overskrides, og dermed vil treet knuses eller sprekke. Tilslutningsdetaljer og forbindelser skal derfor utformes slik at normale fuktbevegelser hindres så lite som mulig. Man bør også være oppmerksom på at stivhet og bæreevne hos bolteforbindelser blir dårligere om de ikke er godt trukket til. Om mulig bør derfor de viktigste bolteforbindelser strammes etter at virket har tørket.

Lengdeendringene er som regel så små at de kan neglisjeres utenom for veldig lange konstruksjoner. Konstruksjoner der fuktinnholdet kan bli ujevnt fordelt over tverrsnittet, for eksempel ved bjelker og søyler som ligger i et isoleringssjikt, kan få betydelige deformasjoner på grunn av ulike fuktbevegelser på den kalde og på den varme siden. Vinterstid befinner den ene siden seg i et varmt og tørt klima, mens den andre siden står i kontakt med uteluften, med en relativt høy fuktighet. Utsiden blir dermed lengre enn innsiden og dette er årsaken til at tak og yttervegger har en tendens til å bøye utover om vinteren. Ved fritt opplegg og uhindret fuktbevegelse kan utbøyningen på grunn av forskjellig fuktighet på de to sidene beregnes av formelen

$$w = \frac{L \cdot \Delta L}{8h} \quad (6-40)$$

hvor L = spennvidden

ΔL = lengdedifferansen mellom utside og innside på grunn av svelling, respektive krymping

h = tverrsnittshøyden.

Det er også viktig å være oppmerksom på virkningene av fuktbevegelser i forbindelser og ved anlegg for strekkbånd; bevegelser her kan medføre redusert evne til å overføre krefter mellom konstruksjonselementer. I noen tilfeller kan det være nødvendig å kontrollere slike punkter og eventuelt etterstramme.

6.5 Litteratur

- Brunskog, J., Johansson, A.-C., Bahtijaragic, Z. (2006): Svikt och vibrationer i bjälklag. Bygg & teknik 3.
- Homb, A. (2009): Kriterier for opplevde vibrasjoner i etasjeskillere. Prosjektrapport 37. Oslo: SINTEF Byggforsk.
- Hu, L.J., Chui, Y.H., Onysko, D. (2001): Vibration serviceability of timber floors in residential construction, *Prog. Struct. Engng. Mater.*, 3:228–237.
- Hu, L.J., Chui, Y.H. (2004): Development of a Design Method to Control Vibrations Induced by Normal Walking Action in Wood-Based Floors, Proceedings WCTE 2004, Lahti; *8th World Conference on Timber Engineering*, p. 1001-1006.
- Hu, L.J., Mohammad, M., Gagnon, S. (2014): Noise and Vibration Control of Light Frame Wood Joist Floors Topped with Concrete, WCTE 2014, Quebec City; *13th World Conference on Timber Engineering*, (9 pages).
- Limtreboka* (2002), Moelven Limtre AS.
- Mårtensson A. (2003): Short and Long-term Deformations of Timber Structures. *Timber Engineering*, Eds: Thelandersson S., Larsen H.J., Wiley.
- Ohlsson S. (1984): Svikt, svängningar och styvhet hos bjälklag – dimensioneringsmetoder, Byggforskningsrådet.
- Ohlsson S. (1991): Serviceability criteria - especially floor vibration criteria. *1991 International timber engineering conference*, TRADA, Vol. 1, 58-65.
- Ozelton E.C, Baird J.A. (2006): *Timber Designers' Manual*; Blackwell Science Ltd.
- Porteous, J., Kermani, J. (2007): *Structural Timber Design to Eurocode 5*, Blackwell Science Ltd, Oxford, UK.
- Ranta-Maunus, A., Korttesmaa M. (2000): Creep of timber during eight years in natural environments. WCTE 2000, *6th World Conference on Timber Engineering*, Whistler, CA, 6 p.
- Riberholt, H. (1982): Distribution of forces and moments in timber trusses regarding the deformations in the connections. CIB-W18A.
- Smith I. (2003): Vibrations of Timber Floors: Serviceability Aspects. *Timber Engineering*, Eds: Thelandersson S., Larsen H.J.. Wiley.
- Talja, A., Toratti, T. (2006): Classification of Human Induced Floor Vibrations. *Journal of Building Acoustics*, Vol. 13, No. 3, 211-221.



Ner-Hole bru, Romsdal (Moelven Limtre AS, 2006)



Gvepseborg kafe, Rjukan (Sørlaminering AS, 2011)

Helikopterhangar, Svalbard (Moelven Limtre AS, 2013)

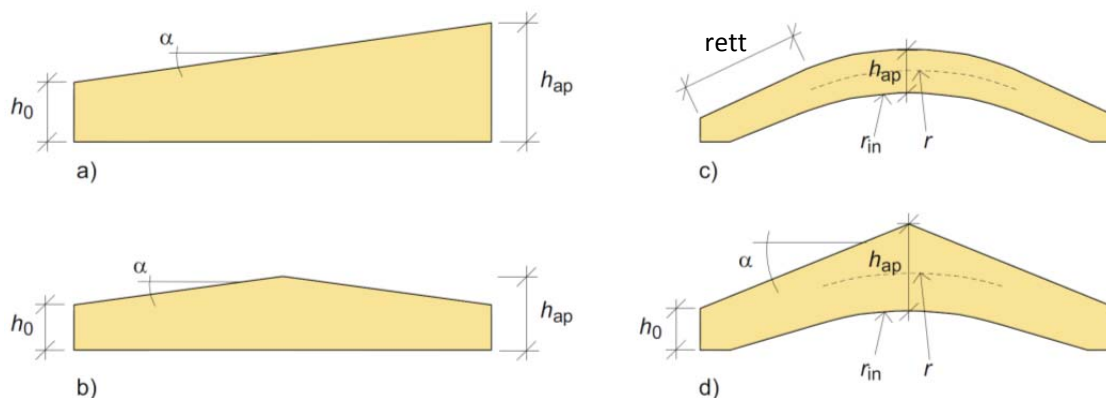


Spesielle limtrebjelker

7.1	Innledning	119
7.2	Bjelker med variabelt tverrsnitt.....	120
7.3	Krumme bjelker og boomerangbjelker	122
7.4	Dimensjonering.....	123
7.4.1	Pulttaks- og saltaksbjelker.....	123
7.4.2	Foreløpig dimensjonering av en fritt opplagt saltaksbjelke.....	127
7.4.3	Plankrumme bjelker og boomerangbjelker	128
7.4.4	Foreløpig dimensjonering av krumme bjelker og boomerangbjelker.....	131
7.5	Forsterkning mot tverrstrekkspenninger	132
7.5.1	Vanlige forsterkningsmetoder for tverrstrekkspenninger	133
7.5.2	Dimensjonering av forsterkning	134
7.6	Litteratur.....	136

7.1 Innledning

Limtrebjelker produseres ofte med varierende tverrsnitt og/eller med krumning. Grunnen kan være at en ønsker å oppnå takhelning, størst mulig indre fri høyde, lav veggthøyde ved oppleggene eller det kan være estetiske/arkitektoniske grunner. De mest vanlige typene er: pulttaksbjelker, saltaksbjelker, plankrumme bjelker og boomerangbjelker, se figur 7-1.



Figur 7-1

Spesielle limtrebjelker. (a) Pulttaksbjelke. (b) Saltaksbjelke. (c) Krumme bjelke. (d) Boomerangbjelke.

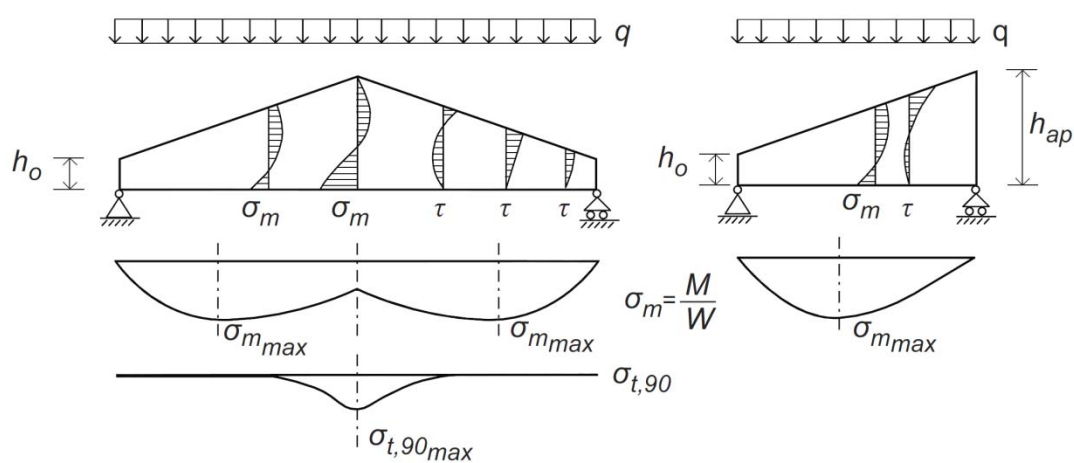
En særegenhet ved disse bjelkene er at bøyesspenningene ikke fordeler seg lineært over høyden. Strengt tatt burde derfor disse spenningene beregnes ved bruk av ortotrop skiveteori. For dimensjoneringsformål kan imidlertid de største bøye- og skjærspenninger beregnes med tilstrekkelig nøyaktighet etter vanlig (teknisk) bjelketeori for isotrope materialer.

7.2 Bjelker med variabelt tverrsnitt

Det er ofte hensiktsmessig å utføre limtrebjelker med variabel tverrsnittshøyde, hvor den ene langsiden er rett, som pulttaks- eller saltaksbjelker. Bjelkene skråskjæres på den ene siden, og slik at lamellene (fibrene) er parallelle med den rette siden. Dimensjoneringen av pulttaks- og saltaksbjelker er ganske lik, og derfor blir bare saltaksbjelken behandlet i dette avsnittet. Materialøkonomien er god ved saltaksbjelker siden tverrsnittshøyden er størst der de største bøyemomentene opptrer.

Som nevnt varierer ikke bøyesspenningene i bjelker med variable tverrsnittshøyde lineært over høyden, og vanligvis opptrer heller ikke de største skjærspenningene i tverrsnittets nøytralakse, men nærmere den skrå kanten, som vist i figur 7-2. Det er bare ved oppleggene til fritt opplagte bjelker og ved den frie enden til utkragerbjelker at største skjærspenning opptrer i nøytralaksen. Det bør understrekes at både skjær- og bøyesspenningene som er vist i figur 7-2 virker parallelt med lamellene, ikke parallelt med den skrå kanten.

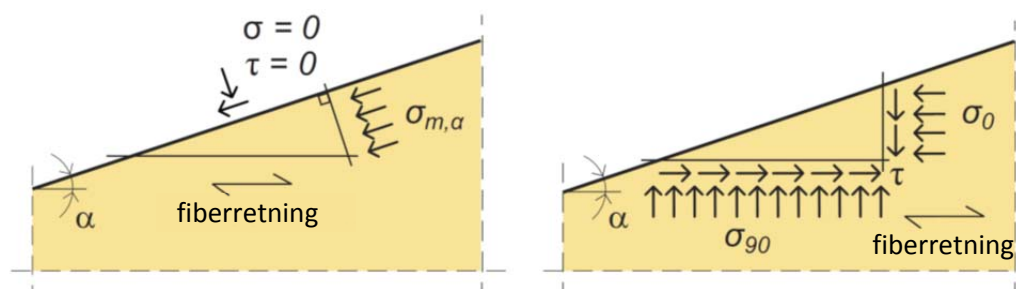
Siden både momentet og tverrsnittshøyden varierer langs bjelkeaksen vil som regel ikke de største bøyesspenningene opptre hvor momentet er størst, men i et snitt som vanligvis ligger nærmere oppleggene, se figur 7-2.



Figur 7-2

Bøyesspenninger (σ_m), skjærspenninger (τ) og tverrstrekkspenninger ($\sigma_{t,90}$) i saltaksbjelke (til venstre) og pulttaksbjelke (til høyre).

For liten helning langs den skrå kanten, dvs. for $\alpha \leq 10^\circ$, som dekker de aller fleste praktiske tilfeller, er helningens virkning på fordelingen av bøyesspenningen liten. For dimensjoneringsformål er det derfor tilstrekkelig nøyaktig å beregne de største bøyesspenningene som om bjelkehøyden i det aktuelle snittet er konstant (dvs. $\sigma_m = M/W$), både ved den rette og den skrå kanten. Ved den skrå kanten er imidlertid spenningsbildet sammensatt; her virker det normalspenninger både parallelt og normalt på fibrene, og i tillegg også skjærspenninger, se figur 7-3. Standarden tar hensyn til dette ved å redusere bøyefastheten f_m ved den skrå kanten; Eurokode 5 gjør dette ved å innføre en reduksjonsfaktor $k_{m\alpha}$ ved den skrå kanten, se avsnitt 7.3.1.

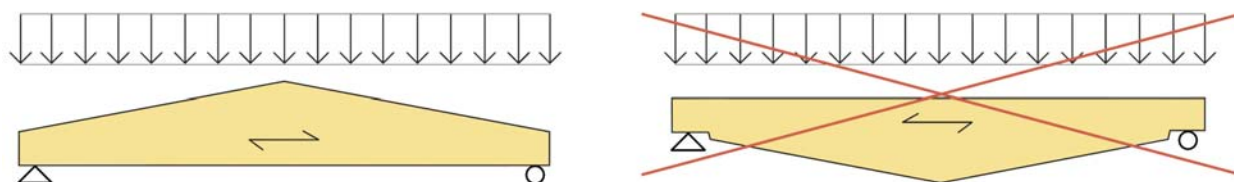


Figur 7-3

Spenninger ved skrå kant. Venstre: bøyepening parallelt med den skrå kanten $\sigma_{m,\alpha}$ (hovedspening). Høyre: bøyepening σ_0 i fiberretningen.

Det kan vises at størrelsen på spenningsene normalt på fiberretningen (σ_{90}) vokser med økende helning på den skrå kanten. Dersom den skrå kanten er på bjelkens trykkside oppstår det trykkspenninger (σ_{c90}) normalt fiberretningen ved bøyning. Er derimot den skrå kanten på bjelkens strekkside (omvendt saltaksbjelke) vil spenningsene normalt på fiberretningen være strekkspenninger (σ_{t90}).

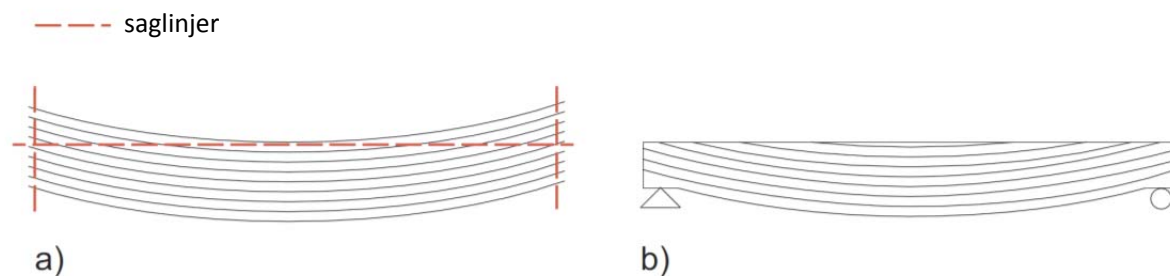
Det følger av dette at helningen på den skrå kanten bør begrenses. Vinkelen α bør ikke overstige 10° på trykksiden, mens den på strekksiden ikke bør være større enn 2° - 3° (en bør huske at tverrstrekk kan føre til sprøbrudd selv ved lave spenningsnivåer, og disse spenningsene bør derfor holdes så lave som mulig og helst unngås om det er mulig).



Figur 7-4

Venstre: trykk tvers på fiberretningen langs den skrå kanten. Høyre: strekk tvers på fiberretningen langs den skrå kanten (omvendt saltaksbjelke).

Dersom oversiden på taket må være rett (for å kunne oppnå ensidig helning) kan en bjelke med "fiskebuk" ("fish belly") form være et bedre alternativ enn en omvendt saltaksbjelke. For en slik bjelke er rettskjæringen på oversiden, mens lamellene følger den krumme sidekanten som vist i figur 7-5. På denne måten unngår en de uheldige tverrstrekkspenningsene.



Figur 7-5

Venstre: liming av lamellene. Høyre: "fiskebuk" bjelke.

7.3 Krumme bjelker og boomerangbjelker

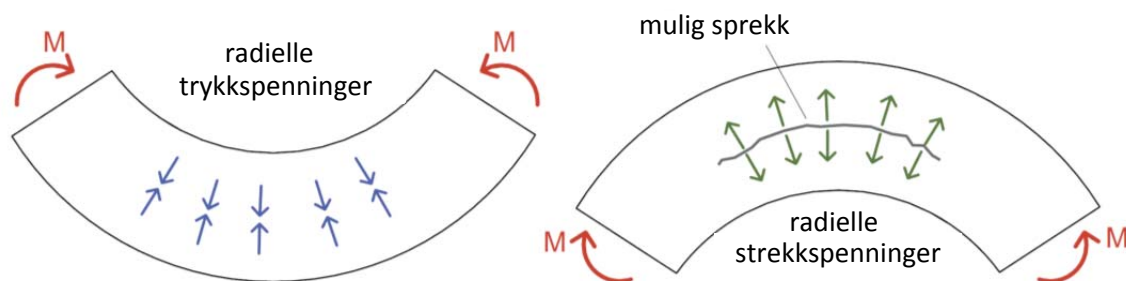
En av de mest fremtredende fordelene ved limtre er muligheten for enkelt å produsere krumme komponenter. Under produksjonen bøyes de individuelle lamellene til ønsket form før limet herder, og holdes slik (av forskjellige former for pressmidler) inntil limet har herdet. Fra et konstruksjonsmekanisk synspunkt er det viktig å skjelne mellom en *krum bjelke* og en *bue*. Den fundamentale forskjellen ligger i at buen har fastholdt *begge* endepunktene, mens den krumme bjelken kan bevege seg fritt i horisontal retning i ett av oppleggspunktene. I buen mobiliseres det derfor store horisontale oppleggskrefter som fører til store normalkrefter i buen og (avhengig av lasten) beskjedne momenter. Den krumme bjelke derimot har beskjedne normalkrefter og betydelige momenter. Buer behandles i kapittel 11.

For ikke å skade lamellene når de bøyes må krumningen begrenses. Tykke lameller kan ikke bøyes så mye som tynne lameller. Krumningen må også ta hensyn til mulige egenspenninger i det ferdige limtreet. For moderate krumninger vil de bøyespenningene som selve krumningen setter opp i lamellene normalt reduseres og så godt som forsvinne (på grunn av relaksasjon i materialet), men blir krumningen stor, dvs. at forholdet mellom krumningsradius r og lamelltykkelse t blir lite, vil bjelkens bøyefasthet bli påvirket (reduisert) av de påtvungne egenspenningene. Eurokode 5 har innført en reduksjonsfaktor (k_t) som blir mindre enn 1,0 dersom $r/t < 240$. I praksis bør det ikke benyttes et lavere r/t forhold enn 170.

Det bør understrekes at bærevirkningen ved plankrumme bjelker og boomerangbjelker er primært bøyning, i motsetning til buen som hovedsakelig bærer ved å mobilisere store trykkrefter. Krumme bjelker og boomerangbjelker må derfor ha muligheten til fri horisontal bevegelse i ett av oppleggene, slik at det ikke genereres betydelig aksialkrefter.

Når en plankrum bjelke påkjennes av et bøyemoment i sitt eget plan vil det oppstå, ikke bare aksielle bøyespenninger, men også radielle normalspenninger. Avhengig av hvilken vei momentet virker vil disse radielle spenningen kunne være trykk- eller strekkspenninger. Dersom momentet forsøker å øke krumningen vil de radielle spenningene være trykkspenninger, mens de er strekkspenninger dersom momentet forsøker å rette ut bjelken, se figur 7-6. Det er først og fremst de radielle strekkspenningene som er bryssomme; de kan føre til oppsprekking og bør derfor holdes på så lavt nivå som overhodet mulig.

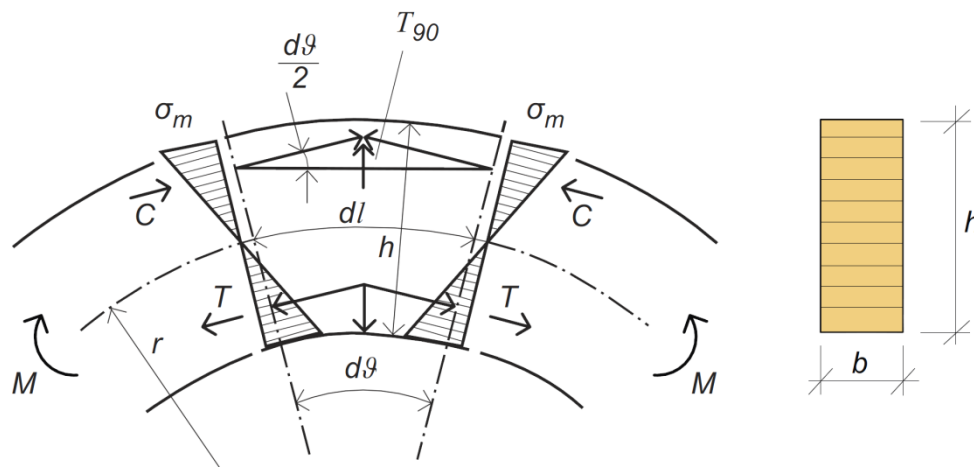
For å redusere faren for oppsprekking på grunn av tverrstrekk vil ofte krumme bjelker, og spesielt boomerangbjelker, forsterkes. Vanlige forsterkningsmetoder er radielt plasserte innlimte bolter eller selvborende skruer/gjengestenger, men også plater (kryssfiner) limt på begge sider i de kritiske områdene er brukt. Dimensjonering av slik forsterkning er behandlet i avsnitt 7.4.2.



Figur 7-6

Venstre: bøyemoment som søker å øke krumningen. Høyre: bøyemoment som søker å redusere krumningen.

Figur 7-7 viser møneområdet til en krum bjelke som er påkjent av et konstant bøyemoment. Antar vi at bøyepeningene varierer lineært over tverrsnittshøyden (som normalt vil være en ganske god tilnærming) ser vi rimelig enkelt at de resulterende strekk- og trykkreftene, henholdsvis T og C , gir opphav til en kraft T_{90} i radiell retning.



Figur 7-7

Forenklet modell til bestemmelse av radielle spenninger i en krum bjelke påkjent av et konstant moment.

Det kan vises at de radielle strekkspenningene som kraften T_{90} i figur 7-7 genererer er:

$$\sigma_{t,90} = \frac{T_{90}}{b \cdot dl} = \frac{h}{4 \cdot r} \cdot \sigma_m = k_p \cdot \sigma_m \quad (7-1)$$

Ligning (7-1) viser at tverrestrekkspenningen $\sigma_{t,90}$, i en krum bjelke påkjent av et utrettende moment, kan beregnes (med rimelig god nøyaktighet) ved å modifisere største bøyepening langssetter fibre i vedkommende snitt ($\sigma_m = M/W$) med en formfaktor $k_p = h/(4 \cdot r)$. Merk at stor krumningsradius er gunstig med tanke på å holde tverrestrekkspenningen nede. Det anbefales at $r \geq 5$ m.

Forskjellige studier har vist at strekkfastheten normalt fiberretningen, $f_{t,90}$, er avhengig av størrelsen på det volumet i trekomponenten som har slike spenninger. Eurokode 5 reduserer strekkfastheten $f_{t,90}$ med en modifikasjonsfaktor $k_{vol} (< 1)$.

7.4 Dimensjonering

Som en generell regel anbefales det at lamellene er parallelle med strekksiden til bjelken, dvs. undersiden om det er en fritt opplagt bjelke påkjent av primært tyngdelaster. Det sørger for at skråskjæringen kommer på trykksiden. Dette gjelder hva enten det er en krum bjelke eller en boome-rangbjelke.

7.4.1 Pulttaks- og saltaksbjelker

Av hensyn til produksjonsbegrensninger og transportøkonomi er maksimal lengde for denne type bjelker normalt 30 m. Helningen på den skrå kanten bør aldri overstige 10° . Vanligvis ligger helningen mellom $1/20 - 1/10$, dvs. $\alpha \approx 2,9^\circ - 5,7^\circ$. Høyden ved mønet bør ikke være mindre enn $L/20$, hvor L er spennvidden. Tverrsnittsbredden bør ikke være mindre enn en sjuendedel av mønehøyden; dette for å redusere faren for vipping, ikke minst ved montasjen. For en pulttaksbjelke regnes mønet å være det høyeste punktet på bjelken.

Pulttaks- og saltaksbjelker produseres ofte med overhøyde. Størrelsen på overhøyden bør være tilnærmet like stor som største nedbøyning på grunn av de permanente laster pluss halvparten av det den dominerende variable lasten (for eksempel snø) gir.

For en symmetrisk, fritt opplagt saltaksbjelke med jevnt fordelt last vil ikke bøyesspenningen ved mønet, dvs. midt på bjelken, bli dimensjonerende. Tverrsnittet hvor den høyeste bøyesspenningen opptrer ligger en avstand x_0 fra opplegget. Plasseringen av dette snittet bestemmes analytisk ved å forlange at den førstederiverte av bøyesspenningen skal være null i snittet; dette gir:

$$x_0 = \frac{h_0}{2 \cdot h_{ap}} \cdot l \quad (7-2)$$

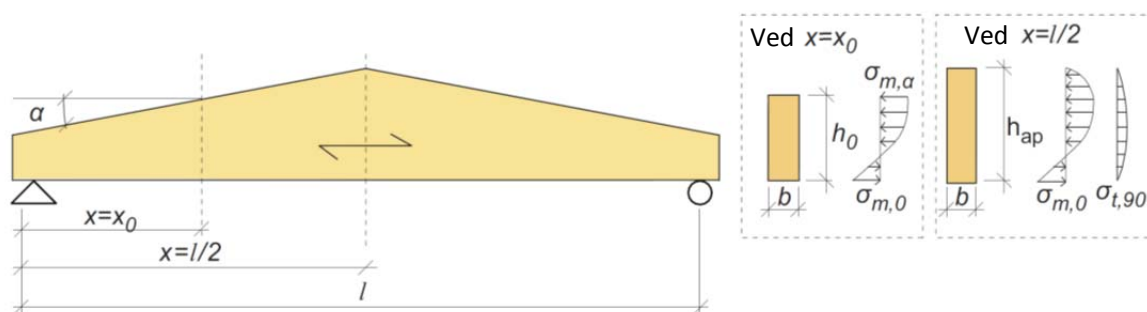
hvor h_0 er bjelkehøyden ved oppleggene og h_{ap} er bjelkehøyden ved mønet, mens l er spennvidden. For vanlige bjelkegeometrier er $x_0 \approx l/4$.

For helninger mindre enn 10° , kan bøyesspenningene $\sigma_{m,\alpha,d}$ og $\sigma_{m,0,d}$, på henholdsvis skråsiden og rettsiden, antas å være like store og bestemmes som ved vanlig bjelketeori (merk at den virkelige spenningsfordelingen, antydnet i figur 7-8, viser at $\sigma_{m,\alpha,d} \neq \sigma_{m,0,d}$). Dette gir:

$$\sigma_{m,\alpha,d} = \sigma_{m,0,d} = \frac{M_d}{W_{x_0}} \quad (7-3)$$

hvor M_d er dimensjonerende bøyemoment og W_{x_0} er motstandsmoment i snittet $x = x_0$.

Det er ofte kombinert limtre som benyttes ved produksjon av limtrebjelker med varierende høyde, for eksempel av klasse GL30c, som normalt har lameller av kvalitet T22 ytterst mens lameller av kvalitet T15 utgjør den innerste delen. For en skråskjært bjelke (pulttak eller saltak) betyr dette at de største trykkspenningene fra bøyning, i avstand x_0 fra opplegget, opptrer i (T15) lameller som har lavest kvalitet. Strengt tatt burde dette tas hensyn til, men siden brudd i denne type bjelker så godt som alltid starter på strekksiden hvor en har T22 lameller, ser en i praksis bort fra denne effekten.



Figur 7-8

Virkelig, ikkelineær fordeling av normalspenningene i og tvers på fiberretningen på grunn av bøyning, i to snitt på en saltaksbjelke.

På skråsiden skal bøyesspenningen tilfredsstille kravet:

$$\sigma_{m,\alpha,d} \leq k_{m,\alpha} \cdot f_{m,d} \quad (7-4)$$

hvor:

- $\sigma_{m,\alpha,d}$ er dimensjonerende bøyesspenning på skråsiden,
- $f_{m,d}$ er dimensjonerende bøyefasthet,

- $k_{m,\alpha}$ er en reduksjonsfaktor som tar hensyn til den sammensatte spenningssituasjonen ved den skrå kanten (se figur 7-3).

Eurokode 5 gir følgende formler for reduksjonsfaktoren $k_{m,\alpha}$:

For *strekkspenninger* langs skråkanten:

$$k_{m,\alpha} = \left[1 + \left(\frac{f_{m,d}}{0,75 \cdot f_{v,d}} \tan \alpha \right)^2 + \left(\frac{f_{m,d}}{f_{t,90,d}} \tan^2 \alpha \right)^2 \right]^{-\frac{1}{2}} \quad (7-5)$$

For *trykkspenninger* langs skråkanten:

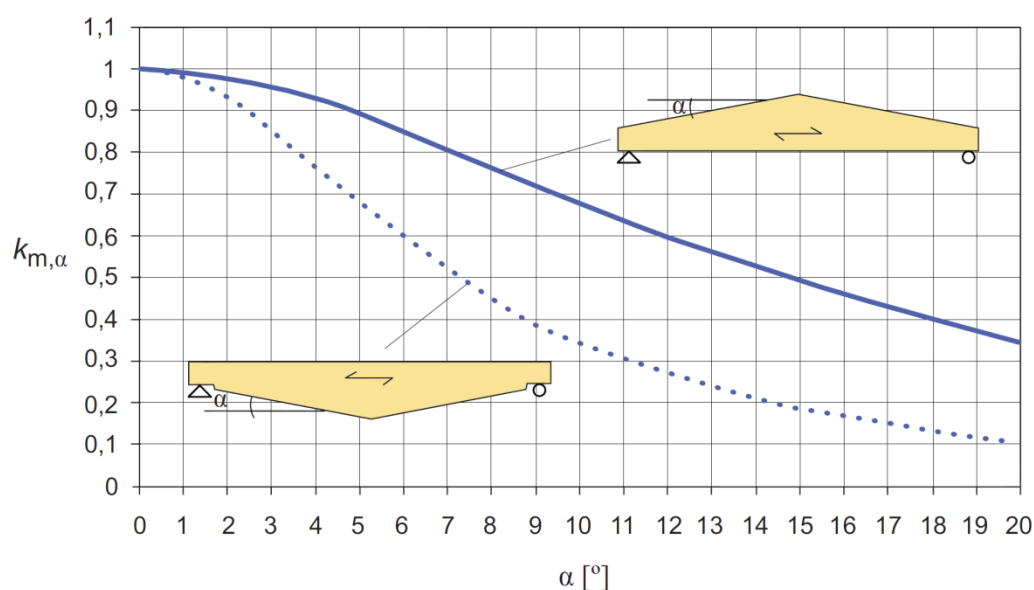
$$k_{m,\alpha} = \left[1 + \left(\frac{f_{m,d}}{1,5 \cdot f_{v,d}} \tan \alpha \right)^2 + \left(\frac{f_{m,d}}{f_{c,90,d}} \tan^2 \alpha \right)^2 \right]^{-\frac{1}{2}} \quad (7-6)$$

hvor $f_{v,d}$, $f_{t,90,d}$ og $f_{c,90,d}$ er dimensjonerende fastheter for henholdsvis skjær, strekk normalt fiberretningen og trykk normalt fiberretningen.

Faktoren $k_{m,\alpha}$ som funksjon av helningen på den skrå kanten er vist i figur 7-9; kurvene gjelder for limtreklasse GL30c. Figuren kan også benyttes, med tilfredsstillende nøyaktighet, for dimensjonering av «fiskebuk» bjelker; for slike bjelker kan vinkelen α ved snittet hvor dimensjonerende bøyepening opptrer bestemmes av følgende uttrykk:

$$\alpha \approx \frac{l}{4 \cdot R} \cdot \frac{180}{\pi} \quad (7-7)$$

hvor l er bjelkens spennvidde og R er lamellenes krumningsradius (vanligvis er $R > 100$ m)



Figur 7-9

Faktoren $k_{m,\alpha}$ i henhold til Eurokode 5 for forskjellige helninger av skråkanten; limtreklasse GL30c; klimaklasse 1; lastvarighet er halvårslast.

Dimensjonerende strekkspenning normalt fiberretningen på grunn av bøyning kan beregnes som:

$$\sigma_{t,90,d} = (0,2 \cdot \tan \alpha) \cdot \frac{M_{ap,d}}{W_{ap}} \quad (7-8)$$

hvor:

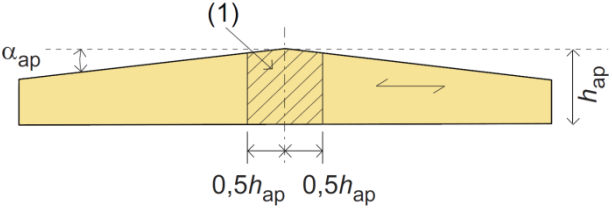
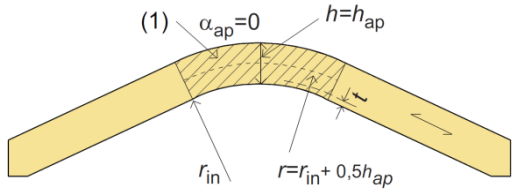
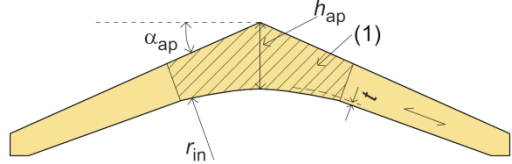
- $M_{ap,d}$ er dimensjonerende moment ved mønet,
- W_{ap} er bjelkens motstandsmoment ved mønet,
- $(0,2 \cdot \tan \alpha)$ er størrelsen på faktoren k_p i Eurokode 5 for uendelig stor krumningsradius (k_p er bestemt ved elementmetode-beregninger); figur 7-12 viser variasjonen av faktoren som funksjon av helningsvinkelen α ; for saltaksbjelker er abscissen $h_{ap}/r = 0$.

Når det tas hensyn til volumeffekter er kravet i Eurokode 5 som tverrstrekkspenningen må tilfredsstille:

$$\sigma_{t,90,d} \leq k_{dis} \cdot k_{vol} \cdot f_{t,90,d} = k_{dis} \cdot \left(\frac{0,01}{V}\right)^{0,2} \cdot f_{t,90,d} \quad (7-9)$$

hvor $f_{t,90,d}$ er dimensjonerende fasthet for strekk normalt fiberretningen; k_{dis} er en faktor som tar hensyn til virkningen av spenningsfordelingen i mønesonen. Tabell 7-1 gir verdier for k_{dis} og V .

Tabell 7-1: k_{dis} og V i henhold til Eurokode 5 for typiske bjelketyper. ("b" angir bjelkens bredde.)

Bjelke type	k_{dis}	V
Saltaksbjelke 	1,4	$\sim b \cdot (h_{ap})^2$
Plankrum bjelke 	1,4	Volumet av den krumme delen (1)*
Boomerangbjelke 	1,7	Volumet av den krumme delen (1)*

* Øvre grense for V er $2/3V_b$, hvor V_b er bjelkens totale volum.

Vanligvis vil den endelige dimensjonering av bjelker med variable tverrsnittshøyde omfatte følgende kontroller:

- bøyekapasitet i avstand x_0 fra opplegg
- skjærkapasitet og anleggstrykk ved opplegg
- tverrstrekkkapasitet ved mønet
- vipping (en kontroll som normalt utføres for en begrenset del av bjelken mellom to sideavstivede punkter, f.eks. naboåser).

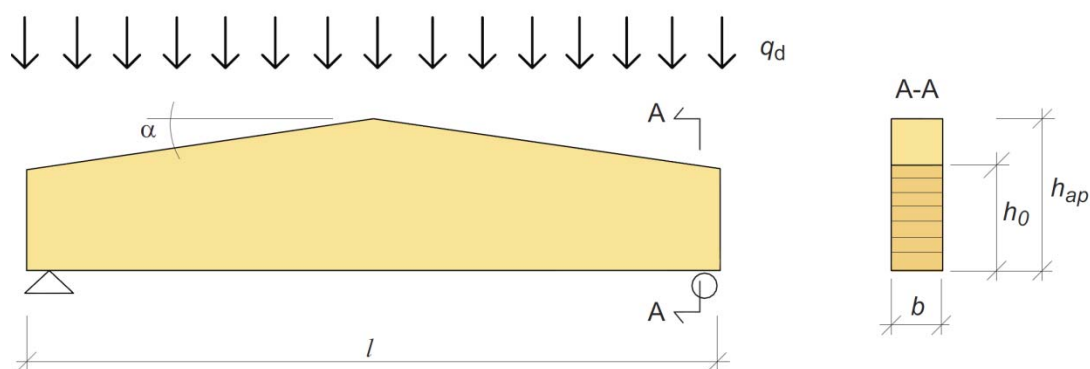
7.4.2 Foreløpig dimensjonering av en fritt opplagt saltaksbjelke

Her gjengis noen erfaringsbaserte formler for størrelsen på noen geometriske nøkkelparametre for saltaksbjelker. En typisk slik konstruksjon med angivelse av disse parametrene er vist i figur 7-10.

Følgende parametre er normalt kjent ved den foreløpige dimensjoneringen:

- Dimensjonerende lastintensitet q_d
- Takets helning α (normalt i området 2° - 6°)
- Spennvidden l (normalt ≤ 30 m)

Dessuten er alle dimensjonerende materialfastheter kjent, basert på klimaklasse, lastvarighet og materialkvalitet, f.eks. GL30c.



Figur 7-10

Typisk saltaksbjelke.

Den foreløpige dimensjoneringen består i å estimere tverrsnittsdimensjonene ved oppleggene og i mønet.

Bjelkens bredde

For å redusere problemene med vipping, spesielt i forbindelse med monteringen, bør ikke bredden være mindre enn $1/7$ av bjelkens høyde som på sin side bør ligge i området $1/20$ til $1/15$ av bjelkens spennvidde l . Det leder til følgende bredde:

$$b \approx \frac{l}{140} \text{ til } \frac{l}{110} \quad (7-10)$$

Bjelkens høyder

Bjelkens styrke er bestemt av a) dens bøyekapasitet i et tverrsnitt i avstand x_0 fra opplegget (se avsnitt 7.1), b) skjærkapasiteten ved oppleggene eller c) tverrstrekkkapasiteten ved mønet. Dimensjonene bestemmes normalt på grunnlag av a) og b); c) kan, om nødvendig, løses ved forsterkning. Parameteren x_0 er basert på kjennskap til bjelkens høyde både ved opplegg og ved

mønet, og disse parametrene er jo nettopp de som skal bestemmes. Ved den foreløpige dimensjoneringen antas derfor $x_0 = l/4$. Videre antas det at dimensjonerende bøyefasthet i det kritiske snittet må reduseres noe på grunn av skråskjæringen; en rimelig reduksjonsfaktor for en helning $\alpha < 6^\circ$ er $k_{m,\alpha} \approx 0,9$ (se Figur 7-9). Med disse antakelser kan nødvendig bjelkehøyde ved opplegg og mønet estimeres med følgende formler:

$$h_0 = \frac{l}{4} \cdot \left(3 \cdot \sqrt{\frac{q_d}{b \cdot (0,9 \cdot f_{m,d})}} - \tan \alpha \right) \quad (7-11)$$

og

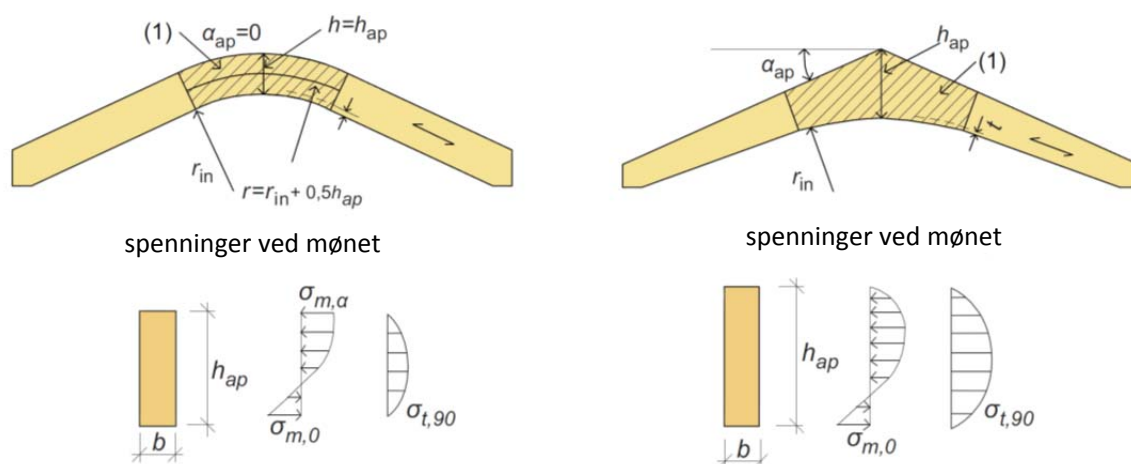
$$h_{ap} = \frac{l}{4} \cdot \left(3 \cdot \sqrt{\frac{q_d}{b \cdot (0,9 \cdot f_{m,d})}} + \tan \alpha \right) \quad (7-12)$$

Før en går videre må en kontrollere at h_0 gir tilstrekkelig skjærkapasitet, og det vil normalt også lønne seg å foreta en overslagsmessig kontroll av nedbøyningene før bruddgrensekontrollene utføres. Ved lange spenn er det ofte nedbøyningene som blir dimensjonerende.

7.4.3 Plankrumme bjelker og boomerangbjelker

På grunn av tverrestrekkspenningene i mønet bør hverken plankrumme bjelker eller boomerangbjelker ha større spennvidde enn 20 m. Av samme grunn bør helningen, dvs. vinkelen α , være mindre enn 15° (for plankrumme bjelker er dette helningen av det rette strekket). Bjelkehøyden ved oppleggene bør ikke være mindre enn $l/30$, for begge bjelketypene. Bjelkehøyden ved mønet er normalt mellom $l/20$ og $l/15$ for plankrumme bjelker og mellom $l/15$ og $l/10$ for boomerangbjelker. Bjelkebredden bør ikke være mindre enn en sjuendedel av høyden ved mønet ($b \geq h_{ap}/7$). Krumningsradien r (se figur 7-11) velges normalt større enn 10 m.

Den vertikale forskyvning av disse bjelkene er normalt ikke noe problem. Den horisontale forskyvning ved oppleggene kan bli betydelig, og det er viktig at denne ikke hindres da det kan sette opp uforutsette horisontale krefter på oppleggskonstruksjonene (normalt vegger eller søyler).



Figur 7-11

Bøyepeninger $\sigma_{m,0}$ og strekkpenning normalt på fibrene $\sigma_{t,90}$ for: krum bjelke (venstre) og boomerangbjelke (høyre).

Tverrsnittet med de høyeste bøyespenningene er lokalisert i en avstand x_0 fra opplegget, og denne avstanden kan bestemmes ved bruk av ligning (7-2). Dimensjoneringen av krumme bjelker og boomerangbjelker er imidlertid nesten alltid bestemt av strekkspenninger normalt på fiberretningen, som oftest forårsaket av tyngdelaster, men også av variasjoner i treets fuktighetsinnhold. Disse spenningene er størst i bjelkens møneområde (angitt skravert i figur 7-11).

I henhold til Eurokode 5 kan dimensjonerende tverrstrekkspenning i mønet, på grunn av det dimensjonerende momentet der ($M_{ap,d}$), beregnes som følger (se figur 7-11 for symbolforklaring):

$$\sigma_{t,90,d} = k_p \cdot \frac{M_{ap,d}}{W_{ap}} \quad (7-13)$$

hvor:

$$k_p = k_5 + k_6 \cdot \left(\frac{h_{ap}}{r}\right) + k_7 \cdot \left(\frac{h_{ap}}{r}\right)^2 \quad (7-14)$$

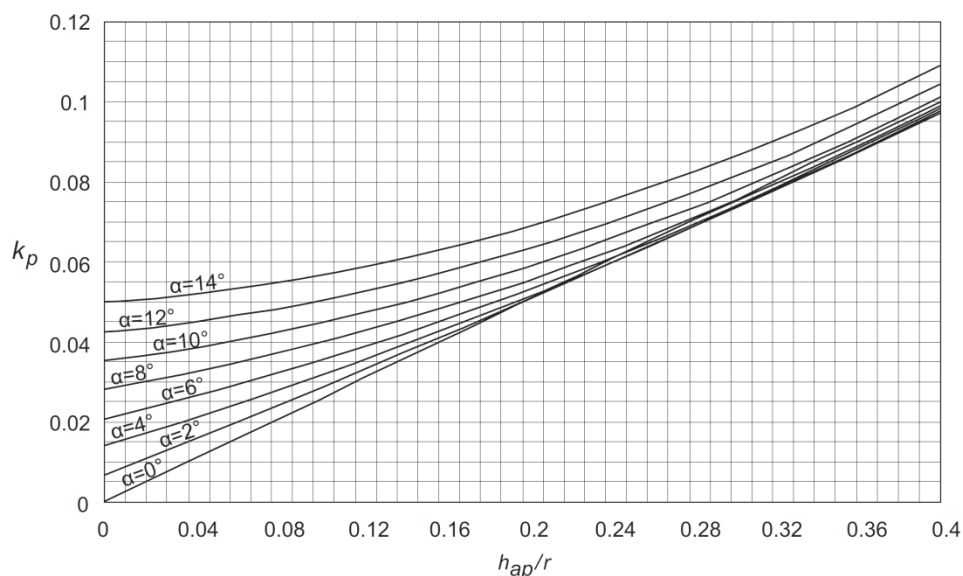
$$k_5 = 0,2 \cdot \tan \alpha_{ap} \quad (7-15)$$

$$k_6 = 0,25 - 1,5 \cdot \tan \alpha_{ap} + 2,6 \cdot \tan^2 \alpha_{ap} \quad (7-16)$$

$$k_7 = 2,1 \cdot \tan \alpha_{ap} - 4 \cdot \tan^2 \alpha_{ap} \quad (7-17)$$

$$r = r_{in} + 0,5h_{ap} \text{ (se figur 7-1).}$$

Faktoren k_p , som angir forholdet mellom dimensjonerende strekkspenning normalt fibre og dimensjonerende nominell bøyespenning ved mønet, er bestemt ved hjelp av beregninger med elementmetoden. Figur 7-12 viser hvordan k_p varierer som funksjon av h_{ap}/r og helningsvinkelen α_{ap} ; materialet er limtre GL30c.



Figur 7-12

Faktoren k_p i henhold til Eurokode 5 for forskjellige verdier av h_{ap}/r og α ; limtreklasse er GL30c.

Tverrstrekkkontrollen er den samme som for saltaksbjelker, se ligning (7-9).

Bøyespenningen ved mønet kan bli avgjørende for krumme bjelker med stor krumningsradius, men det er sjelden at den blir kritisk for boomerangbjelker. Eurokode 5 angir følgende formel for beregning av dimensjonerende bøyespennning på grunn av dimensjonerende moment ($M_{ap,d}$) ved mønet:

$$\sigma_{m,d} = k_l \cdot \frac{M_{ap,d}}{W_{ap}} \quad (7-18)$$

med:

$$k_l = k_1 + k_2 \cdot \left(\frac{h_{ap}}{r}\right) + k_3 \cdot \left(\frac{h_{ap}}{r}\right)^2 + k_4 \cdot \left(\frac{h_{ap}}{r}\right)^3 \quad (7-19)$$

$$k_1 = 1 + 1,4 \cdot \tan \alpha_{ap} + 5,4 \cdot \tan^2 \alpha_{ap} \quad (7-20)$$

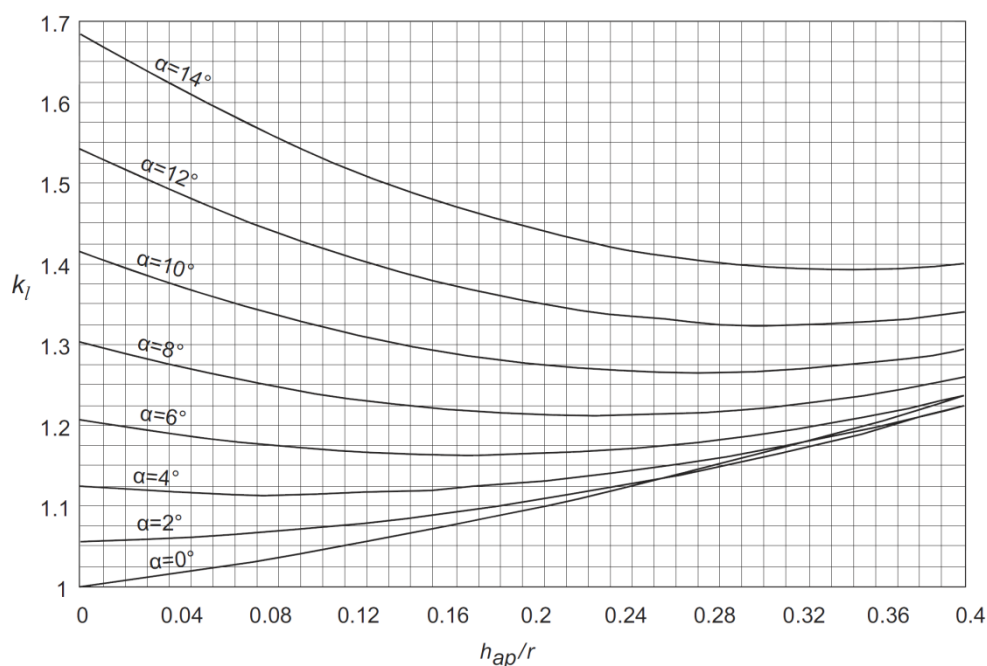
$$k_2 = 0,35 - 8 \cdot \tan \alpha_{ap} \quad (7-21)$$

$$k_3 = 0,6 + 8,3 \cdot \tan \alpha_{ap} - 7,8 \cdot \tan^2 \alpha_{ap} \quad (7-22)$$

$$k_4 = 6 \cdot \tan^2 \alpha_{ap} \quad (7-23)$$

$$r = r_{in} + 0,5h_{ap} \text{ (se figur 7-1).}$$

Faktoren k_l , som tar hensyn til bjelkens geometri, er bestemt ved hjelp av beregninger med elementmetoden. Figur 7-13 viser hvordan k_l varierer som funksjon av h_{ap}/r og helningsvinkelen α_{ap} ; materialet er limtre GL30c.



Figur 7-13

Faktoren k_l i henhold til Eurokode 5 for forskjellige verdier av h_{ap}/r og α ; limtreklasse er GL30c.

Bøyefastheten til krumme lameller skal reduseres på grunn av egenspenningene som oppstår som følge av den påtvungne krumningen under produksjonen. Dette kan gjøres ved å multiplisere basisverdien til bøyefastheten, $f_{m,d}$, med en reduksjonsfaktor k_r . Kontrollen blir dermed:

$$\sigma_{m,d} \leq k_r \cdot f_{m,d} \quad (7-24)$$

Verdien på k_r avtar med forholdet r_{in}/t , se tabell 7-2.

Tabell 7-2: Reduksjonsfaktoren k_r i henhold til Eurokode 5 som funksjon av forholdet r_{in}/t , hvor r_{in} er krumningsradien og t tykkelsen til lamellene.

$\frac{r_{in}}{t}$	k_r
≥ 240	1
< 240	$0,76 + 0,001 \cdot \frac{r_{in}}{t}$

Vanligvis vil den endelige dimensjonering av krumme bjelker og boomerangbjelker omfatte følgende kontroller:

- bøyekapasitet i avstand x_0 fra opplegg for boomerangbjelker og krumme bjelker med variabel høyde – bør også kontrolleres ved mønet
- skjærkapasitet og anleggstrykk ved opplegg
- tverrstrekkkapasitet ved mønet
- vipping (en kontroll som normalt utføres for en begrenset del av bjelken mellom to sideavstivede punkter; krumme bjelker kan med brukbar nøyaktighet antas å være rette i denne sammenheng).

7.4.4 Foreløpig dimensjonering av krumme bjelker og boomerangbjelker

Tabell 7-3 angir typiske områder for de viktigste geometriske parametrene knyttet til krumme bjelker og boomerangbjelker.

Tabell 7-3: Geometriske parametre for foreløpig dimensjonering av krumme bjelker og boomerangbjelker.

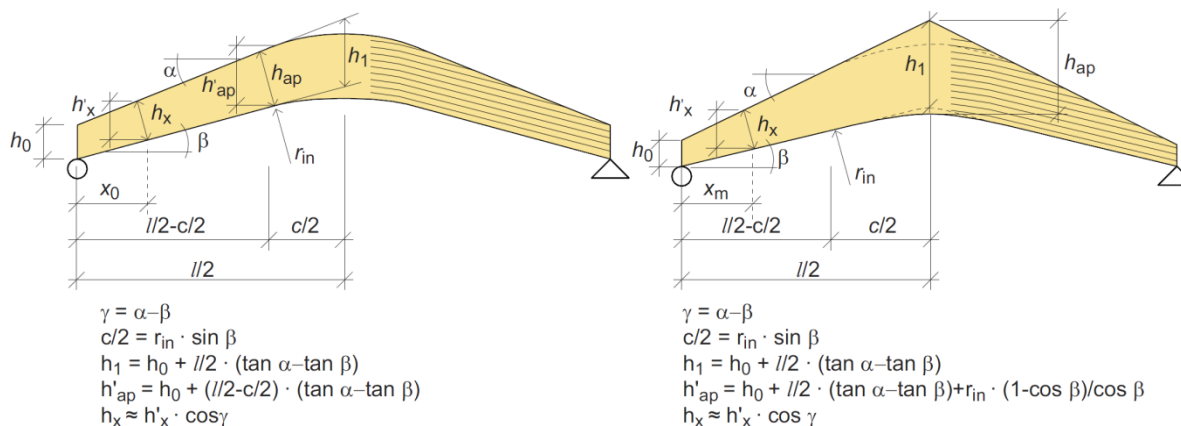
Bjelketype	Bredde b	Høyde ved opplegg h_0	Høyde ved mønet h_{ap}	Krumningsradius r
Krum	$l/140$ til $l/120$	$\geq l/30$	$\approx l/17$	≥ 10 m
Boomerang	$l/100$ til $l/80$	$\geq l/30$	$\approx l/16$	≥ 10 m

Som for andre typer bjelker er dimensjonerende last q_d , takhelning α og spennvidde l , normalt kjente parametre.

Første skritt er å bestemme bjelkehøyden i snittet som har størst bøyepening, dvs. ved $x = x_0$ fra opplegget. Som for saltaksbjelken antas det at $x_0 = l/4$ fra opplegget, og det antas at bjelkens bøyefasthet $f_{m,d}$ bør reduseres med en faktor $k_{m,\alpha} \approx 0,9$. Med disse antakelser er nødvendig bjelkehøyde ved $x = x_0$:

$$h'_{x,0} = \frac{3 \cdot l}{4} \cdot \sqrt{\frac{q_d}{b \cdot (0,9 \cdot f_{m,d})}} \quad (7-25)$$

For gitte helninger α og β kan nå høyden ved opplegg og i mønet beregnes av formlene i figur 7-14.



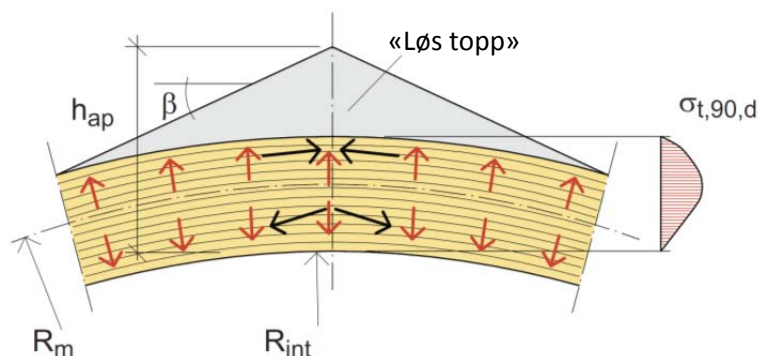
Figur 7-14

Geometriske sammenhenger for krum bjelke (venstre) og boomerangbjelke (høyre).

Før en går videre bør en kontrollere at h_0 gir tilstrekkelig skjærkapasitet.

7.5 Forsterkning mot tverrstrekkspenninger

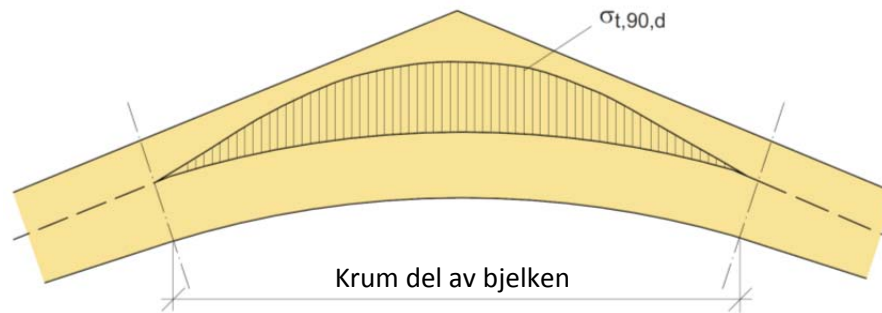
I foregående avsnitt er det gjengitt formler for beregning av tverrstrekkspenninger i møneområdet for krumme bjelker, boomerangbjelker og saltakbjelker, i henhold til Eurokode 5. Av disse tre bjelketypene er det boomerangbjelken som er mest utsatt for at disse spenningene skal føre til oppsprekking. Som et første skritt for å redusere de negative virkningene av disse spenningene kan bjelken utføres med *løs topp*. I praksis betyr det at toppen festes til resten av bjelken med bare noen få mekaniske forbindere, f.eks. skruer, se figur 7-15. På denne måten vil bjelken, i statisk forstand, oppføre seg som en krum bjelke, og dermed få lavere tverrstrekkspenninger.



Figur 7-15

Boomerangbjelke utført med *løs topp* for å redusere tverrstrekkspenningene i mønet.

Tverrstrekkspenningene i en boomerangbjelke (med "fast" topp) vil avta med økende avstand fra mønetverrsnittet, noe avhengig av bjelkens geometri og last. Figur 7-16 viser en typisk fordeling av slike spenninger i en boomerangbjelke påkjent av jevnt fordelt last.



Figur 7-16

Typisk fordeling av tverrstrekkspenninger i en boomerangbjelke.

7.5.1 Vanlige forsterkningsmetoder for tverrstrekkspenninger

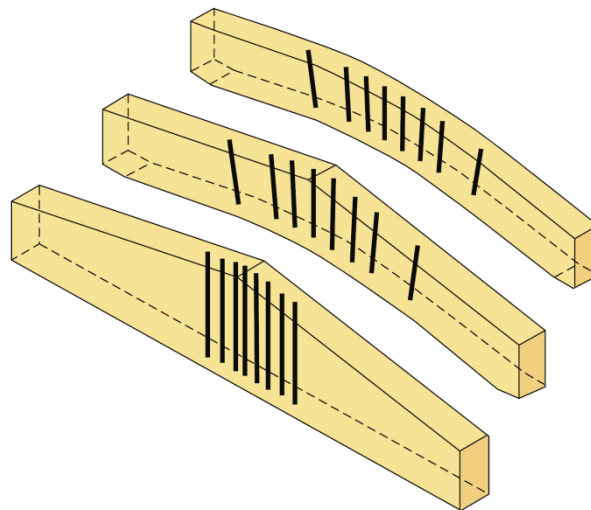
Forsterkning av krumme bjelker, boomerangbjelker og saltaksbjelker utføres enten som *indre* forsterkning eller som *ytre* forsterkning.

Indre forsterkningsteknikker omfatter:

- innlimte bolter
- innlimte armeringsstenger (kamstål)
- skruer eller gjengestenger.

Figure 7-17 viser typiske arrangementer av indre forsterkninger.

Når *indre* forsterkningsteknikker benyttes bør reduksjonen i tverrsnittsareal på grunn av bolter/stenger/skruer tas hensyn til ved kontroll av tverrstrekkspenninger.

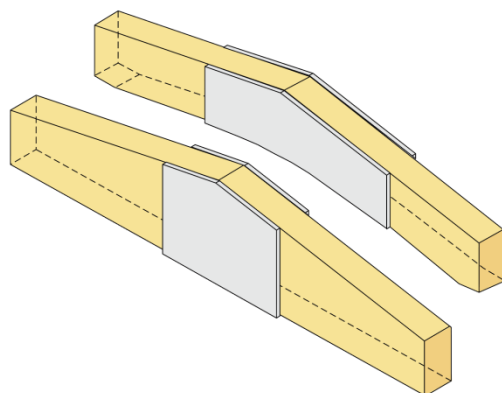


Figur 7-17

Typisk arrangement av *indre* forsterkning mot tverrstrekkspenninger i limtrebjelker.

Ytre forsterkning kan utføres som:

- pålimte plater av kryssfiner eller LVL.
- pålimte bord med fiberretningen normalt bjelkens.
- innpressede spikerplater.



Figur 7-18

Typisk arrangement av *ytre* forsterkning mot tverrstrekkspenninger i limtrebjelker.

I neste avsnitt presenteres et forslag til dimensjonering av indre forsterkning; ytre forsterkning kan dimensjoneres på tilsvarende måte.

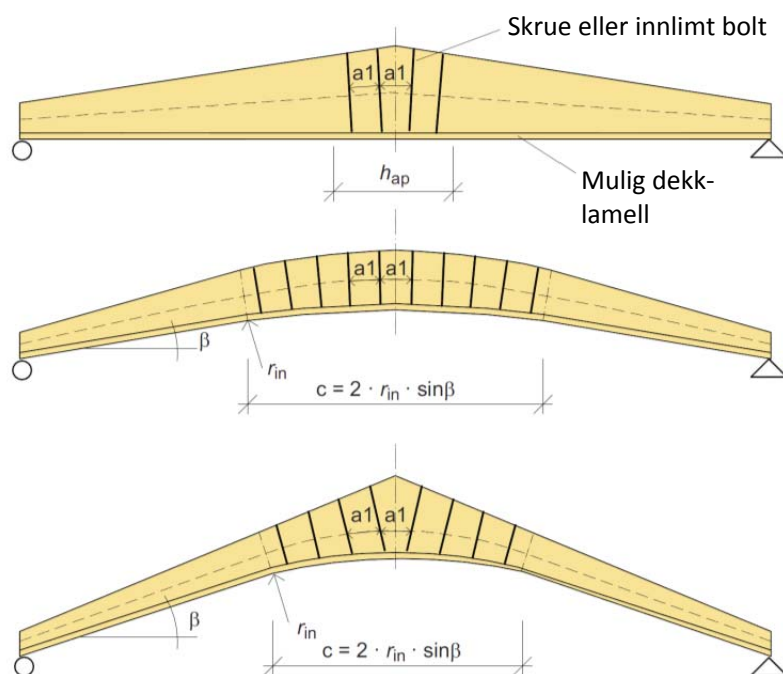
7.5.2 Dimensjonering av forsterkning

Forsterkning bør benyttes i de områder av bjelken som har beregningsmessige tverrstrekkspenninger som overskrider dimensjonerende fasthet. Typisk plassering av forsterkning er vist i figur 7-19.

Boomerangbjelker og krumme bjelker er normalt produsert med krumning i midtpartiet og rette endepartier. For slike bjelker opptrer tverrstrekkspenninger av noen betydning bare i den krumme delen, se figur 7-16, og forsterkningen plasseres derfor normalt bare i den krumme delen.

Dersom bjelken utformes uten rette endepartier bør forsterkningen plasseres i det området som har dimensjonerende tverrstrekkspenninger som er større enn 80% av dimensjonerende fasthet.

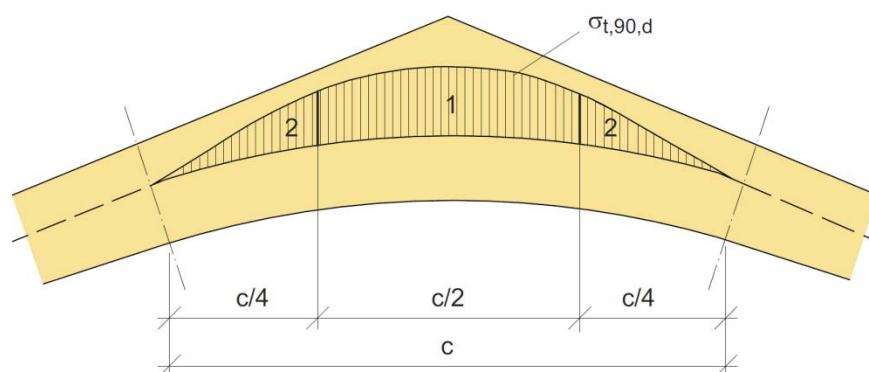
Dersom de dimensjonerende tverrstrekkspenningene i saltaksbjelker krever forsterkning bør den plasseres symmetrisk i et område ved mønet som har lengde lik bjelkehøyden ved mønet.



Figur 7-19

Arrangement av forsterkning ved saltaksbjelke, krum bjelke og boomerangbjelke.

Med henvisning til figur 7-20 beregnes resulterende strekkraft tilnærmet som følger: i hele den midtre halvdel av møneområdet antas tverrstrekkspenningen å være lik den maksimale tverrstrekkspenningen, mens tverrstrekkspenningen i hele de to ytre fjerdedelene antas å være 2/3 av den maksimale tverrstrekkspenningen.



Figur 7-20

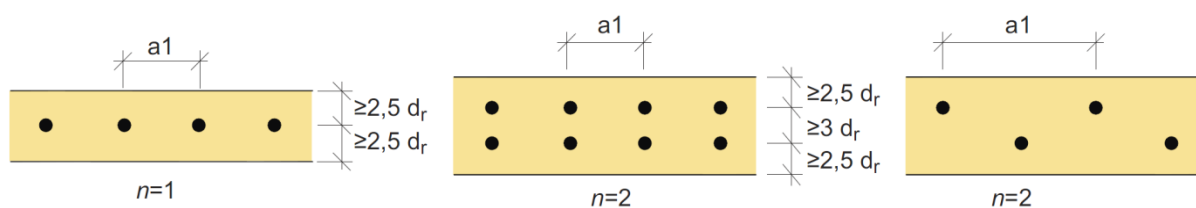
Definisjon av “midtre halvdel (1)” og “ytre fjerdedel (2)” av møneområdet i en boomerangbjelke.

Dimensjonerende strekkraft i hver forsterkningsstav (skruer, gjengestang eller bolt) i den midtre halvdel av møneområdet er dermed:

$$F_{t,90,d} = \frac{\sigma_{t,90,d} \cdot b \cdot a_1}{n} \quad (7-26)$$

hvor:

- $\sigma_{t,90,d}$ er dimensjonerende strekkspenning normalt fiberretningen i henhold til ligning (7-13).
- b er bjelketverrsnittets bredde.
- a_1 er avstanden mellom forsterkningene langs bjelken (anbefalt: $250 \text{ mm} \leq a_1 \leq 0,75 \cdot h_{ap}$, hvor h_{ap} er bjelkens høyde i mønet).
- n er antallet “rekker” med forsterkningsstaver i bjelkeretningen ($n = 1$ or 2 , se figur 7-21).



Figur 7-21

Definisjon av “ n ” og a_1 i ligning (7-26) – d_r er forsterkningens ytre gjengediameter.

For den ytre fjerdedelen av mønesonen er den tilsvarende kraften:

$$F_{t,90,d} = \frac{2}{3} \cdot \frac{\sigma_{t,90,d} \cdot b \cdot a_1}{n} \quad (7-27)$$

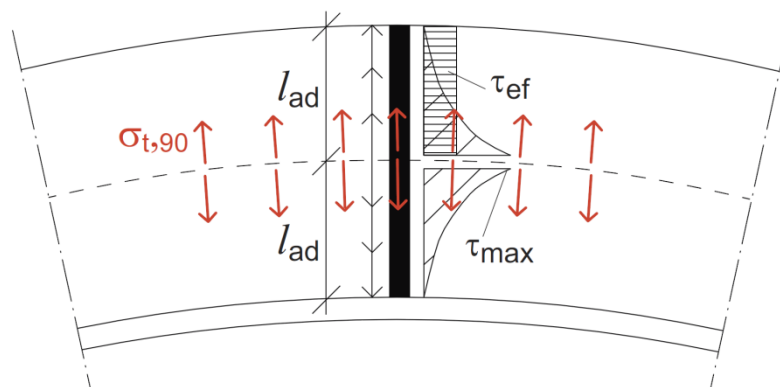
Dimensjoneringskontrollen er:

$$F_{t,90,d} \leq R_{ax,d} \quad (7-28)$$

hvor

$R_{ax,d}$ er dimensjonerende bæreevne til en forsterkningsstav (skruer eller bolt).

Strekraften $F_{t,90,d}$ i staven motvirkes av skjærspenninger i overflaten mellom stav og trevirke; selv om denne skjærspenningen varierer over bjelkehøyden er det vanlig å anta at den er jevnt fordelt, som antydnet i figur 7-22. Øvre del av staven er påkjent av en oppadrettet kraft, mens nedre del er påkjent av en nedadrettet kraft. Uttrekkskapasiteten $R_{ax,d}$ til staven (skruen) må derfor bestemmes for en lengde lik l_{ad} , se figur 7-22. For helgjengede skruer eller innlimte bolter som går gjennom hele bjelkens høyde kan l_{ad} settes lik halve stavlengden.



Figur 7-22

Skjærspenning i forsterkningen av en krum bjelke.

7.6 Litteratur

Colling, F. (2008): *Holzbau Grundlagen, Bemessungshilfen 2.*, überarbeitete Auflage, Vieweg+Teubner, GWV Fachverlage GmbH, Wiesbade, Germany.

Crocetti, R. et al. (2011): *Design of Timber Structures*, Swedish forest industries federation, Stockholm, Sweden.

Limtreboka (2002), Moelven Limtre AS.

Piazza, M., Tomasi, R., Modena, R. (2005): *Strutture in Legno* (Timber Structures), in Italian, Hoepli, Milan, Italy.

Porteous, J., Kermani, J. (2007): *Structural Timber Design to Eurocode 5*, Blackwell Science Ltd, Oxford, UK

Stalnaker, J.J., Harris, E.C. (1989): *Structural Design in Wood*. Van Nostrand Reinhold, New York, USA.

Thelandersson, S. and Larsen, H. J. (2003): *Timber Engineering*, John Wiley & Sons Ltd. West Sussex, UK.

Timber engineering, Step 1 and Step 2 (1995). Edited by H.J. Blass et al. Centrum Hout, The Netherlands.



Stegastein i Aurland (Moelven Limtre AS, 2011)



Lagerhall for trelast, Begna Bruk (Vestlandske Limtre Industrier, 2004)



Nydal videregående skole
(Moelven Limtre AS, 2011)

8

Fagverk

8.1	Innledning	139
8.2	Fagverksgeometri	140
8.2.1	Fagverk med parallelle gurter	141
8.2.2	Saltaksformede fagverk	141
8.2.3	Fagverk med krum(me) gurt(er)	141
8.2.4	Stavkrefter	142
8.3	Foreløpig dimensjonering.....	144
8.3.1	Foreløpig dimensjonering av gurter og staver.....	144
8.3.2	Generelle regler for bestemmelse av tverrsnittdimensjoner	145
8.4	Beregning av krefter i gurter, staver og forbindelser	147
8.5	Brukgrensekontroll	149
8.6	Detaljer.....	150
8.7	Litteratur.....	153

8.1 Innledning

Et *fagverk* er en konstruksjonsform som i all hovedsak bærer via aksialkrefter; det består av rette (eller så godt som rette) *staver* forbundet i *knutepunkter*. I et ideelt fagverk fungerer knutepunktene som "bolteledd" som kun overfører aksialkrefter, ikke momenter, og stavene danner derfor en samling av trekanter som representerer en geometrisk stabil form, i motsetning til rektangler som representerer geometriske mekanismer (parallelogram).

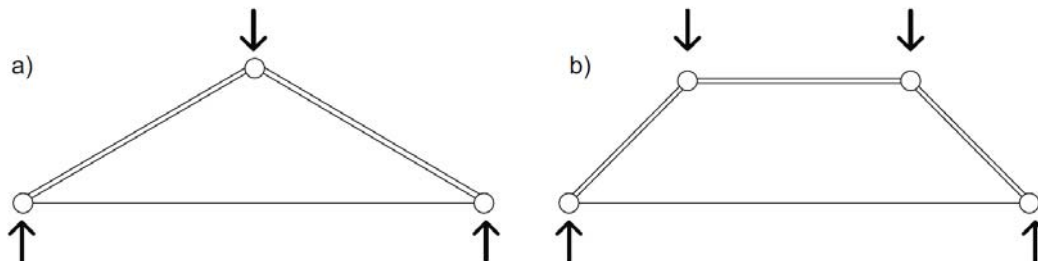
I et *plant* fagverk ligger alle knutepunktene i samme plan, mens et *romfagverk* har knutepunkter og staver plassert i det tre-dimensjonale rom. Dette kapitlet vil kun omhandle plane fagverk siden disse er de desidert vanligste.

For spennvidder over 25-30 m er vanligvis fagverket en økonomisk gunstig løsning. Fagverket er også en god løsning med tanke på kryssende kanaler og rør som uten vanskeligheter kan plasseres i «hulrommene» mellom stavene.

For lange spenn, som skal bære lette takkonstruksjoner, plasseres fagverkene med avstander mellom 5 og 12 m, og bærer takåser som ligger med avstander mellom 1,2 og 2,4 m, og som på sin side er opplegg for korrugerte plater. Alternativt er fagverkene selv opplegg for selvbærende takelementer som spenner mellom fagverkene. Økonomien tilsier at avstanden mellom fagverkene økes med økende spennlengde.

8.2 Fagverksgeometri

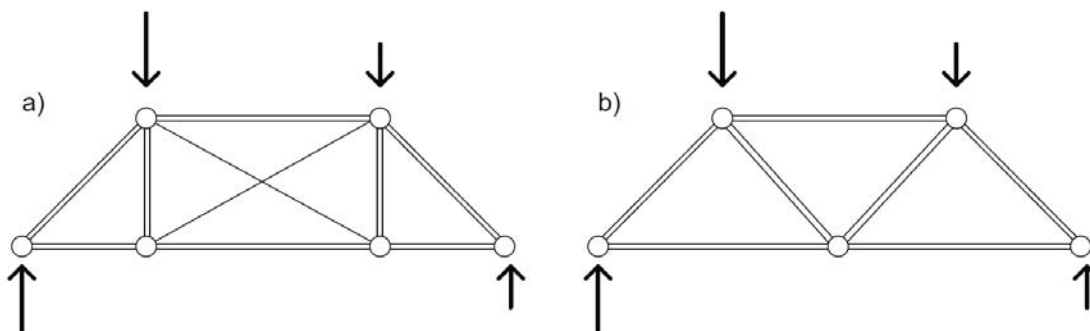
Den konstruktive funksjonen til et fagverk er å overføre lastene til oppleggene, så effektivt og økonomisk som mulig, samtidig som dets form skal tilfredsstille eventuelle arkitektoniske krav. Typiske "idealisererte" fagverkstyper for to lastsituasjoner er skissert i figur 8-1.



Figur 8-1

Eksempler på idealiserte fagverksarrangementer for to forskjellige, men symmetriske lastsituasjoner. (a) Et stabilt tre-ledds-fagverk. (b) En ustabil fire-ledds mekanisme.

For symmetrisk belastning (som er spesielt viktig for tilfellet i figur 8-1(b) som er en ustabil fire-ledds mekanisme) kan lasten overføres til oppleggene uten "indre" staver, siden kraftpolygonet følger stavgeometrien. På grunn av stabilitet og/eller skjevbelastning er det vanskelig å unngå indre staver. Helt uavhengig av lasten bør en alltid sørge for at fagverket er stabilt, dvs. unngå mekanismer ved å sørge for at knutepunktene er forbundet med trekantene. Dersom det benyttes slanke stag eller vaier "innvendig" i fagverket må en benytte "kryss" slik at en sikrer stabilitet for last fra begge sider. Figur 8.2 viser eksempler på hvordan konstruksjonen i figur 8-1(b) kan gjøres stabil; For alternativet vist i figur 8-2(a) er det benyttet kryssende strekkstag (vaier) i det midtre feltet for å sikre stabiliteten. For ren sideveis belastning i en retning, vil bare ett av stagene være aktivt.



Figur 8-2

Eksempler på fagverk som er stabile for vilkårlig last.

Fagverket gir stor frihet med hensyn til utformingen; i praksis blir utformingen ofte et kompromiss mellom arkitektoniske, funksjonelle og økonomiske krav/ønsker. Som regel vil en måtte "teste" forslagene for en rekke mulige lastkombinasjoner. Moderne regneverktøy gjør dette mulig. Ved utformingen bør en så langt det er mulig tilstrebe

- å holde antallet knutepunkter så lavt som mulig, da disse ofte krever mye (og kvalifisert) arbeid, og dermed blir kostbare; dessuten vil glidningen i knutepunktene øke forskyvningene,
- å unngå slanke trykkkomponenter (i både gurtene og indre staver),
- å redusere bøyemomentene i gurtene mest mulig, og
- å unngå spisse vinkler mellom stavene og gurtene.

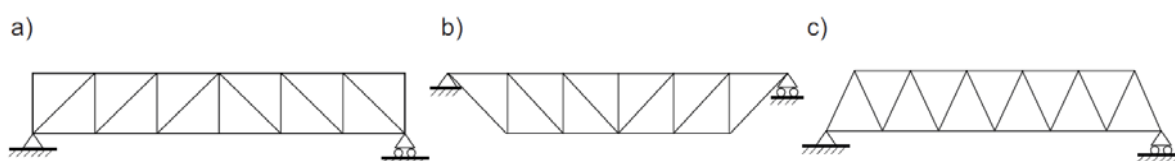
Noen av disse punktene drar i hver sin retning, og sluttresultatet vil nesten alltid bli et kompromiss hvor økonomi, utseende og konstruktiv effektivitet må balanseres.

Transport vil ofte bli en begrensende faktor for høye og/eller lange fagverk. Er høyden mer enn 3 m eller lengden mer enn 20 til 25 m vil en måtte vurdere spesielle tiltak med hensyn til transporten, som for eksempel å demontere fagverket i mindre deler som så settes sammen igjen på byggeplassen. For å sikre at alt er korrekt tilpasset bør hele fagverket settes sammen i fabrikk før det eventuelt demonteres i mindre deler for transport.

For eksempel kan et saltaksfagverk ("pitched truss") som vist i figur 8-4(c) og som har stort spenn, fabrikkeres i to halvdeler som settes sammen, og utstyres med «strekkbånd», på byggeplassen.

8.2.1 Fagverk med parallelle gurter

Fagverk med parallelle gurter benyttes ofte som et økonomisk gunstig alternativ til massive limtrebjelker eller "platebærere i tre" for relativt lange spenn (over 20 til 25 m). De mest vanlige arrangementene av stavene mellom gurtene er vist i figur 8-3; disse formene ble patentert i USA i siste halvdel av det 19. århundret, og de har sitt navn etter «oppfinneren». For tyngdelast har diagonalstavene i Howe-fagverket, figur 8-3(a), trykk, i Pratt-fagverket, figur 8-3(b), har diagonalene strekk, mens diagonalene i Warren-fagverket, figur 8-3(c), har alternerende trykk og strekk. Ved valg av konfigurasjon er hensynet til knutepunktene, som normalt vil måtte overføre betydelige krefter, viktig.



Figur 8-3

Eksempler på fagverk med parallelle gurter. (a) Howe (trykk i diagonalene), (b) Pratt (strekk i diagonalene), (c) Warren (alternerende trykk og strekk i diagonalene).

Pratt-konfigurasjonen har den fordel at den kan opplagres i endene av overgurt; det forenkler montasjen ved at fagverkets tyngdepunkt ligger lavere enn oppleggspunktene; tyngden vil derfor stabilisere fagverket sideveis under montasjen.

Denne type fagverk produseres som oftest med kontinuerlige limtregurter og, om ønskelig, er det derfor enkelt å gi dem en viss overhøyde for å redusere (kompensere for) nedbøyninger.

8.2.2 Saltaksformede fagverk

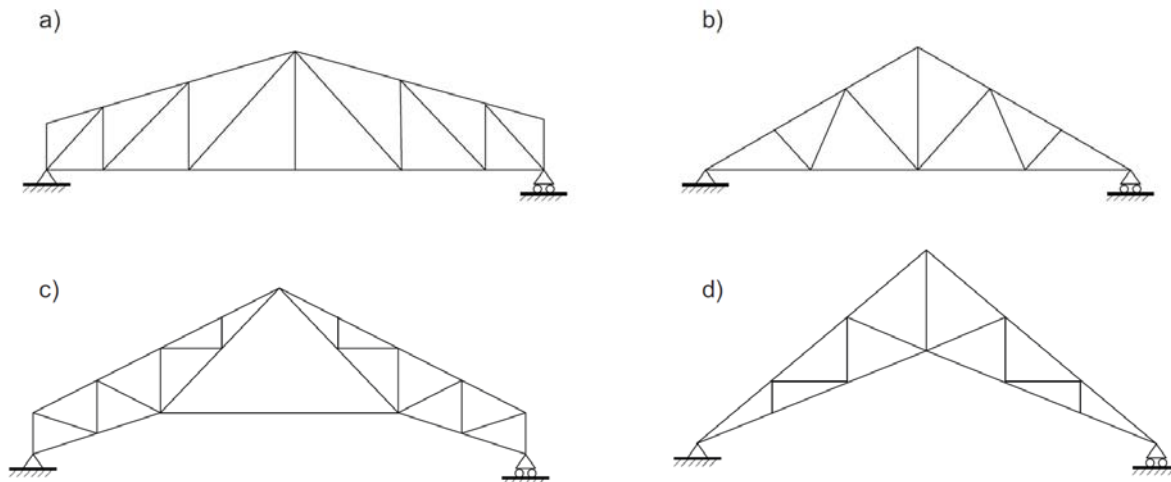
Figur 8.4 viser forskjellige typer av saltaksfagverk. Betraktet som bjelker ser vi at formen til disse fagverkene følger momentdiagrammet for jevnt fordelt last rimelig bra, og de har en ytre form som egner seg godt som takkonstruksjon. En del av lasten føres inn til oppleggene direkte gjennom overgurtene, mens stavene (i "stegplanet") har mer beskjedne krefter, og knutepunktene er derfor relativt enkle å utføre. Fagverk av denne typen kan enkelt utformes med hevet undergurt for å gi bedre takhøyde, se figur 8-4(c) og (d).

8.2.3 Fagverk med krum(me) gurt(er)

For store spenn kan fagverksformene vist i figur 8-5 være økonomiske.

For hovedsakelig jevnt fordelt last (ingen store konsentrerte laster) vil gurtene bære det aller meste av lasten. Det betyr små krefter i diagonalene, og forbindelsene mellom diagonaler og gurter blir

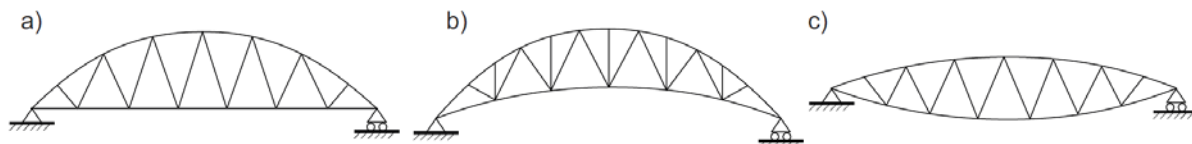
derfor enkle og billige. Med disse statiske systemene kan man relativt enkelt realisere limtrefagverk med spenn i overkant av 60 m.



Figur 8-4

Eksempler på saltaksformede fagverk. (a) Trapeformet (Howe-type), (b) Trekantformet med horisontal undergurt, (c) Trekantformet med løftet undergurt. (d) Saksformet.

Ut fra en rent statisk betraktning er parabelformen den mest effektive med tanke på å bære en jevnt fordelt last. I praksis kan imidlertid produksjonshensyn tilsi sirkulær gurtform. Overgurten i et såkalt "buestreng-fagverk" og begge gurtene i et "linseformet" eller ("båtformet") fagverk vil normalt bestå av to eller flere krumme limtrekomponenter som er så bøyingsstivt forbundet som det er praktisk (og økonomisk) mulig å utføre. Undergurten i buestreng-fagverket består vanligvis av et antall stålstenger.



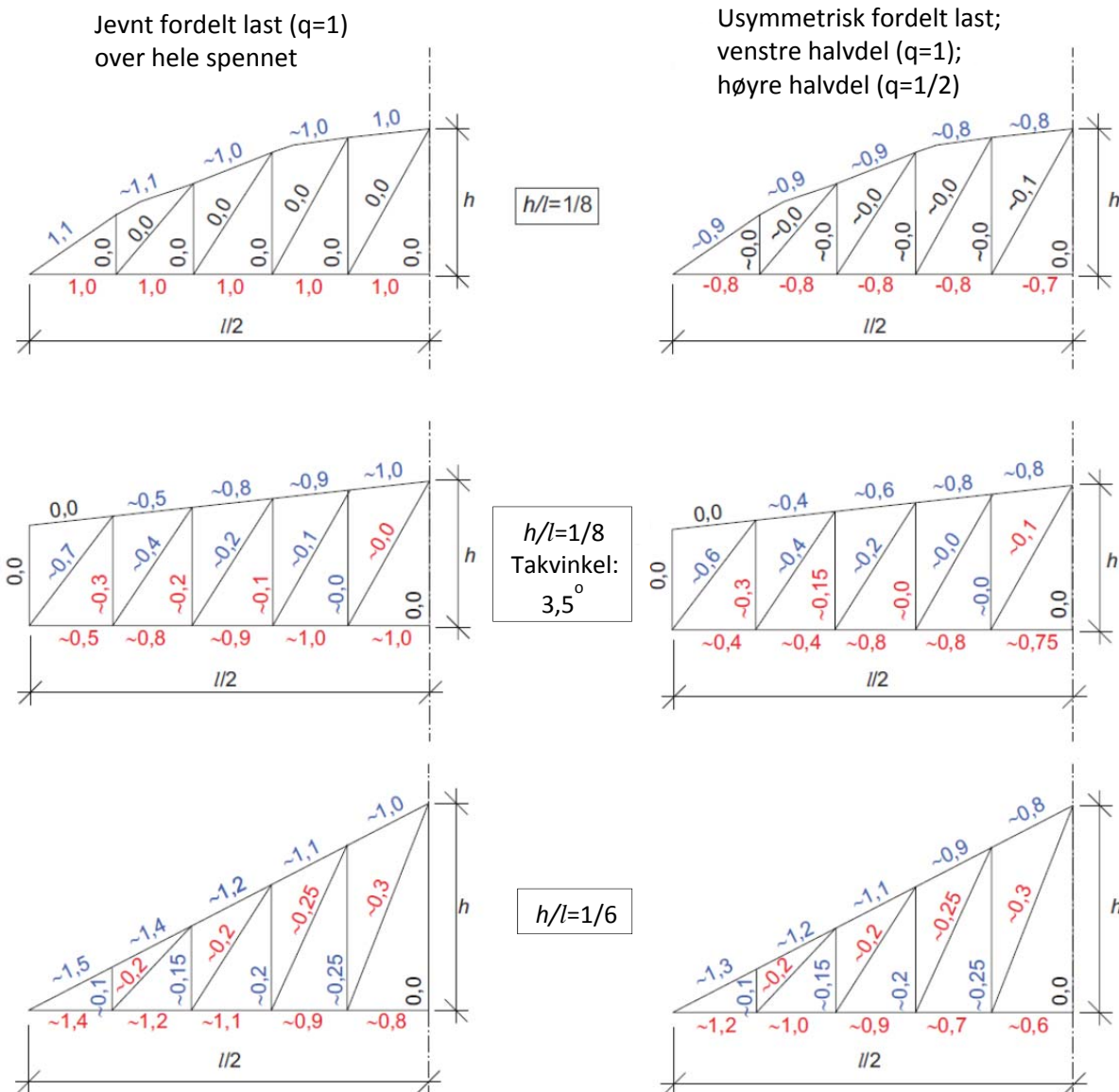
Figur 8-5

Eksempler på buestreng-fagverk (a og b) og båtformet fagverk (c).

8.2.4 Stavkrefter

Som allerede nevnt har fagverkets form stor innflytelse på stavkreftenes størrelse. Som en indikasjon på dette er det i figur 8-6 vist stavkrefter for tre forskjellige fagverkstyper med typiske spenn/høyde forhold og påkjent av både symmetrisk og usymmetrisk jevnt fordelt last. De angitte stavkreftene, hvor rødt betyr strekk og blått trykk, skal multipliseres med $q \cdot l$, hvor q er lastintensiteten og l er spennvidden. Til venstre i figuren er vist stavkreftene for jevnt fordelt last q i hele spennet, mens stavkreftene til høyre gjelder for full last (q) til venstre for midtpunktet og halv last ($q/2$) på høyre halvdel.

Figur 8-6 viser at for buestreng-fagverket med parabelformet overgurt er strekk- og trykkreftene i henholdsvis under- og overgurt så godt som konstante. Det betyr at diagonaler og vertikaler har svært små krefter. Med unntak av forbindelsene mellom gurtene (ved oppleggene) og eventuelle montasjeskjøter i undergurten, vil derfor forbindelsene i denne type fagverk være relativt enkle, og dermed billige.



Figur 8-6

Stavkrefter for tre forskjellige fagverkstyper påkjent av: symmetrisk (jevnt fordelt) last til venstre og usymmetrisk fordelt last til høyre.

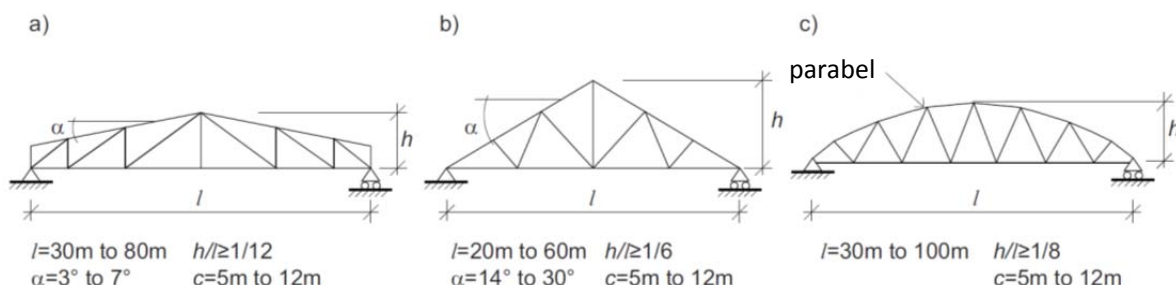
Det trapesformede saltaksfagverket har relativt store krefter i diagonalene nærmest oppleggene. Det kompliserer (og fordyrer) knutepunktene her, og dessuten må en være oppmerksom på faren for knekning av disse stavene. Det er som regel gunstig at siste og mest påkjente diagonal tar trykk, siden kraftoverføring er sikrere på trykk enn på strekk.

Det trekantformede saltaksfagverket har moderate krefter i diagonalene og vertikale, men ut mot oppleggene har gurtene betydelige strekk- og trykkrefter, som vist i nederst i figur 8-6.

Figur 8-6 må ikke tas som fasit. Den gir en indikasjon på hvordan noen viktige fagverksformer bærer de vanligste lastsituasjonene. Eksepsjonelle lastsituasjoner, som ekstrem skjevlast på grunn av snø og vind, vil kunne gi stavkrefter som avviker mye fra figur 8-6, og muligheten for slike situasjoner må alltid vurderes i hvert enkelt tilfelle.

8.3 Foreløpig dimensjonering

Vanligvis er det arkitektoniske hensyn som bestemmer takets form og sannsynligvis også helningen (takvinkelen). Behovet for gjennomføring av ventilasjonskanaler og andre installasjoner vil også kunne påvirke valg av form. I denne fasen vil også «tommelfingerregler» for største spenn og høyde/spenn forhold, som angitt i figur 8-7 for tre typiske fagverkstyper, kunne gi nyttig input.



Figur 8-7

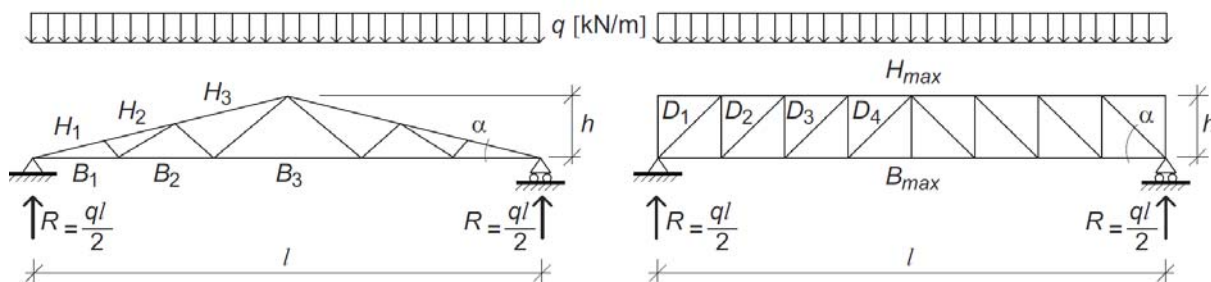
Foreløpig dimensjonering av tre forskjellige fagverkstyper – “c” er senteravstanden mellom fagverkene.

Følgende forhold bør vurderes i den foreløpige dimensjoneringsfasen:

- Det sekundære bæresystemet, dvs. åser normalt fagverksplanene, bør være kompatibelt med utformingen av fagverket, slik at kraftoverføringen skjer i knutepunktene eller så nært knutepunktene som mulig.
- Dersom kreftene i diagonalene og vertikalene kan holdes på et relativt lavt nivå, vil det som regel være økonomisk gunstig å velge et stavarrangement (f.eks. Howe type) som gir trykk i diagonalene. Dette gir enklere og billigere knutepunkter enn knutepunkter som må overføre strekkrefter, og normalt vil stavenes tverrsnitt være store nok til at knekking ikke er noe stort problem. Dersom stavkreftene er for store til at kraftoverføringen kan tas ved anleggstrykk, har det neppe stor økonomisk betydning om diagonalene er i strekk eller trykk.
- For å sikre et statisk effektivt fagverk bør vinkelen mellom diagonal og gurt være så nær $45^\circ \pm 15^\circ$ som mulig.

8.3.1 Foreløpig dimensjonering av gurter og staver

Nødvendige tverrsnittsarealer for fagverkets staver (inkl. gurtene) kan normalt bestemmes på grunnlag av statiske beregninger basert på en idealisert fagverksmodell, hvor alle staver er forbundet i momentfrie ledd og uten eksentrisiteter. Statisk system for forenklet beregning av stavkrefter for to typiske fagverk er vist i figur 8-8. Det bør nevnes at beregninger utført med en idealisert fagverksmodell, som vist nedenfor, normalt vil gi resultater til «sikker side».



Figur 8-8

Statiske system for foreløpig dimensjonering; trekantformet saltakfagverk og Howe-type fagverk.

Trekantformet saltaksfagverk

De største stavkreftene opptrer i stavene nærmest oppleggene; likevekt av oppleggspunktet gir største strekkraft:

$$B_{\max} = B_1 = \frac{q \cdot l}{2 \cdot \tan \alpha} \quad (8-1)$$

og største trykkraft:

$$H_{\max} = H_1 = \frac{q \cdot l}{2 \cdot \sin \alpha} \quad (8-2)$$

For vanlige stavarrangementer av denne typen fagverk vil de største diagonalkreftene være av størrelsesorden 1/5 til 1/3 av H_{\max} .

Howe-type fagverk med parallelle gurter

De største gurtkreftene finner vi midt i spennet; en enkel snitt-metode gir største strekkraft B_{\max} og største trykkraft H_{\max} som:

$$B_{\max} = H_{\max} = \frac{q \cdot l^2}{8 \cdot h} \quad (8-3)$$

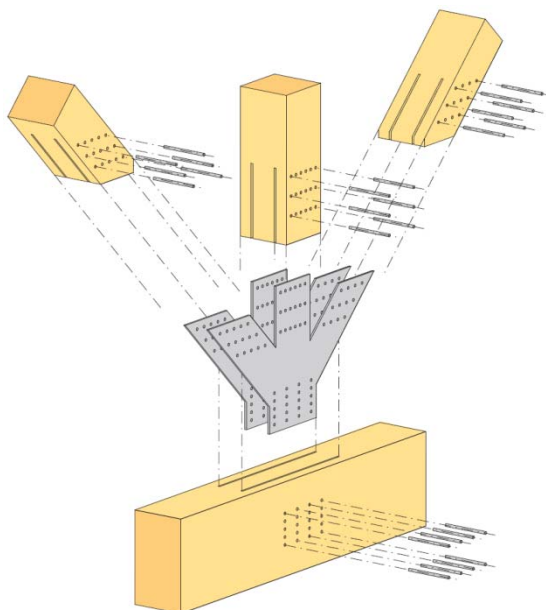
Største diagonalkraft opptrer i diagonalen nærmest opplegget; en enkel likevektsbetraktning gir:

$$D_{\max} = D_1 = \frac{q \cdot l}{2 \cdot \sin \alpha} \quad (8-4)$$

Når de største stavkreftene er funnet kan en bestemme stavenes tverrsnitt, som beskrevet nedenfor.

8.3.2 Generelle regler for bestemmelse av tverrsnittsdimensjoner

Stavtverrsnittets bredde/høyde forhold må bestemmes i forhold til utformingen av forbindelsen i knutepunktene. Som eksempel er det i figur 8-9 vist en forbindelse med innslissede stålplater og dybler; denne type forbindelse er mye brukt i fagverk med store spenn. Antallet stålplater som er nødvendig for å overføre kreftene legger klare føringer for stavenes bredde.

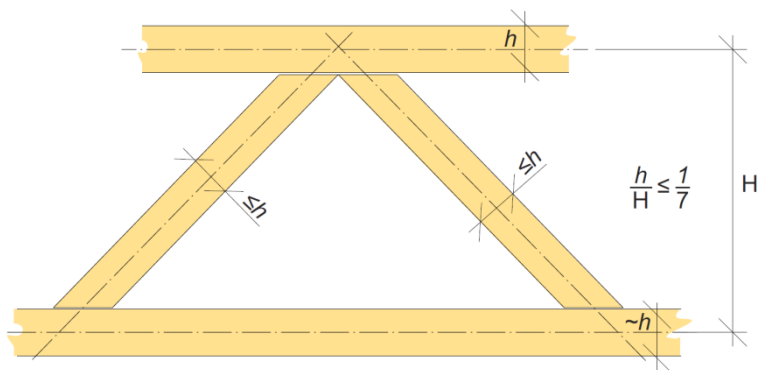


Figur 8-9

Typisk fagverksknutepunkt med innslissede plater og dybler.

Stavenes bøyestivhet i fagverksplanet bør være liten i forhold til bøyestivheten til det sammensatte fagverk, da det vil gi beskjedne (neglisjerbare) momenter i knutepunktene; som igjen betyr at den idealiserte fagverksmodellen er rimelig god. Dette er normalt tilfellet dersom gurtenes tverrsnittshøyde ikke overstiger $1/7$ av selve fagverkets høyde (se figur 8-10).

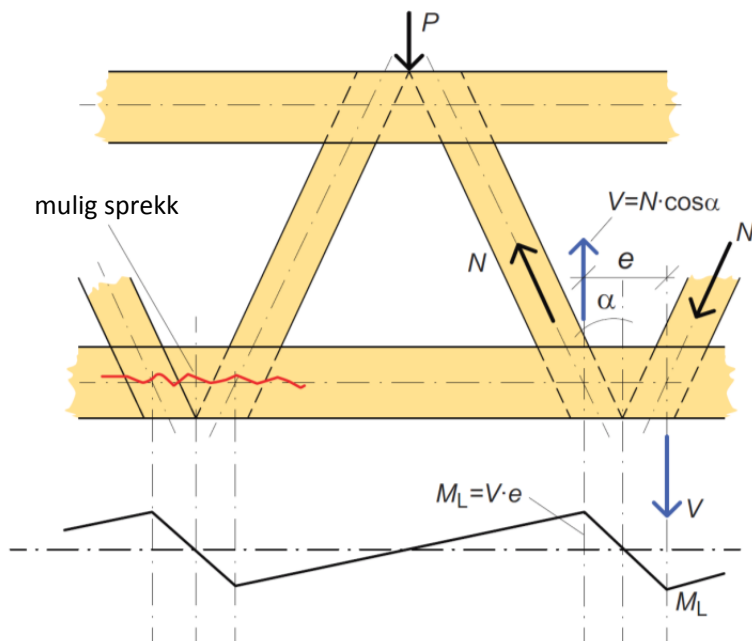
Dette er grunnen til at det ofte benyttes tverrsnitt med kvadratform (eller svært nær kvadratform) for trykkstaver, mens strekkstavene nok oftere er rektangulære (med den korteste siden i fagverksplanet). At tverrsnittshøyden for stavene normalt er liten gjør det også enklere å unngå eksentrisiteter i knutepunktene.



Figur 8-10

Forhold mellom stavhøyder og fagverkshøyde (H) som vil redusere momentene i stavene.

Eksentrisiteter i knutepunktene bør under alle omstendigheter unngås, spesielt på grunn av faren for sprøbrudd forårsaket av tverrstrekkspenninger som oppstår som følge av sekundære bøyemomenter, se figur 8-11. Det betyr at stavenes senterlinjer bør skjære hverandre i ett og samme (knode)punkt. En foreløpig dimensjonering som tar tilbørlig hensyn til dette vil normalt kunne unngå eksentrisiteter i knutepunktene.



Figur 8-11

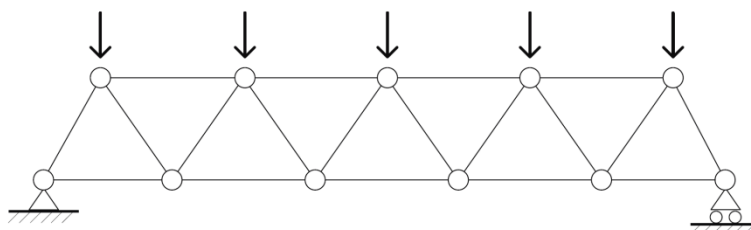
Eksempel på hvordan et knutepunkt IKKE skal utformes; eksentrisitetsmomentene og mulig sprekkdannelse er antydnet.

Ved dimensjoneringen er det viktig å ta hensyn til at sagsnitt og dybelhull vil redusere tverrsnittet; dette er spesielt viktig for strekkstavene. Ved den foreløpige dimensjoneringen kan en, som en røff regel, anta at arealet til nettotverrsnittet (A_{net}) er 60 til 80% av bruttotverrsnittet (A), for staver med strekk – typisk $A_{net} = 0,7 \cdot A$.

For fagverk av limtre er både valg av tverrsnittsdimensjoner og valg av forbindelsestype påvirket av hvilke brannkrav konstruksjonen skal tilfredsstille, eksempelvis klasse RE60 eller RE90.

8.4 Beregning av krefter i gurter, staver og forbindelser

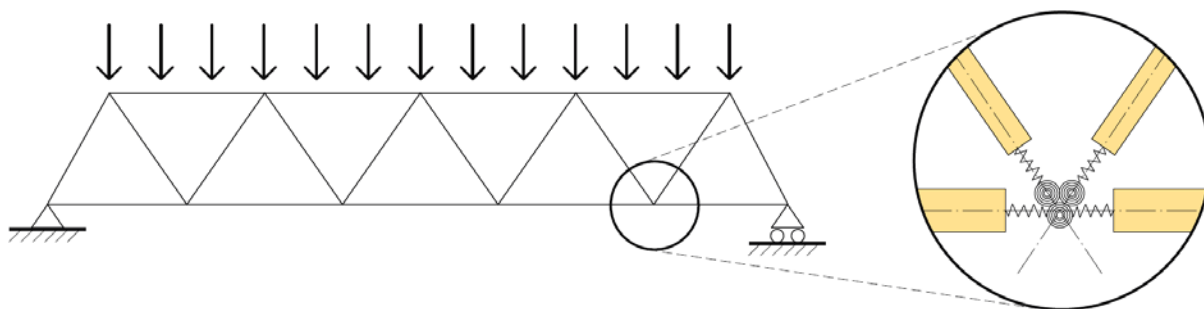
Et "ideelt" fagverk er et statisk system av staver forbundet i knutepunkter med "perfekte" (momentfrie) ledd, ingen eksentrisiteter og belastet bare med konsentrerte krefter som angriper i knutepunktene, se figur 8-12. I en slik modell har stavene ingen momenter, kun aksialkrefter.



Figur 8-12

Prinsippisk tegning av et "ideelt" fagverk med (momentfrie) ledd i knutepunktene og last bare i knutepunktene.

For en trekonstruksjon vil det ideelle fagverket sjelden være noen god modell. Forbindelsen i knutepunktene vil ha en viss rotasjonsstivhet, og det vil forekomme forskyvninger som følge av glidninger i forbindelsene. Dessuten vil normalt gurtene utføres som kontinuerlige komponenter. En mer avansert modell er vist i figur 8-13, hvor fjærene i knutepunktene, både rotasjons- og translasjons-fjærer, simulerer de virkelige stivhetene.

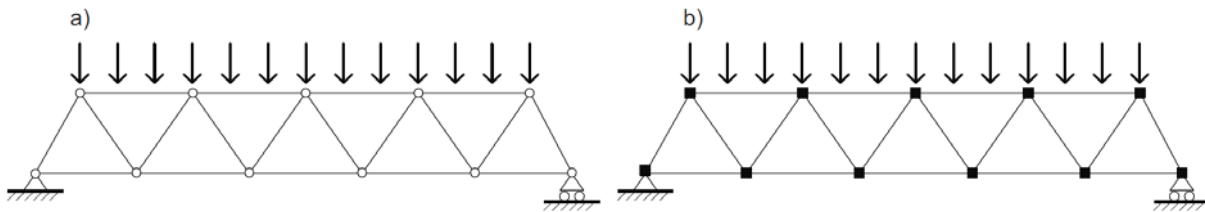


Figur 8-13

Avansert fagverksmodell med fjærsimulering av stivheter i knutepunktene.

I praksis er det imidlertid vanskelig å estimere realistiske stivheter for fjærene, og det er heller ikke alle programverktøy på markedet som tilbyr slike finesser. Det anbefales derfor å utføre to analyser med enklere, men forskjellige modeller (av spesielt knutepunktene): i) et statisk system med kontinuerlige gurter (men med realistisk modellering av eventuelle skjøter) og staver som er leddet (momentfritt) til gurtene, figur 8-14 (a), og ii) et statisk system hvor alle knutepunkter modelleres som momentstive forbindelser, figur 8-14 (b). Hver enkelt komponent dimensjoneres for den situasjonen som er mest krevende for akkurat den komponenten.

Komponentene kan være enkle eller sammensatte. Doble gurter med (mellomliggende) enkle staver er ikke uvanlig. Trykkomponenter i limtre kombineres noen ganger med strekkstag av stål (se figur 8-19).



Figur 8-14

To statiske systemer som begge bør analyseres for aktuelle lastkombinasjoner. Begge modellene har kontinuerlige gurter, mens stavnene i (a) er leddet (momentfritt) til gurtene; i (b) derimot er alle forbindelser bøyingsstive.

Forbindelsene i et fagverk dimensjoneres normalt bare for aksialkreftene. Det anbefales imidlertid at disse kreftene økes med 10-15% for å ta høyde for (utilsiktede) eksentrisiteter og mulige momenter på grunn av en viss bøyingsstivhet i forbindelsen.

Knekning av trykkkomponenter

Trykkkomponenter og komponenter påkjent av kombinert bøyning og trykk (som normalt vil befinne seg i overgurt) skal dimensjoneres i henhold til kapittel 4, og det må tas hensyn til knekning både i og ut av fagverkets plan. Komponent i denne sammenheng er en stav (diagonal eller vertikal) eller en spesifikk del av en gurt.

For en gurtkomponent er knekk lengden l_k , både i og ut av planet, lik systemlengden l . Også for stavkomponenter er knekk lengden ut av planet lik systemlengden. Systemlengden i planet er avstanden mellom knutepunktene, mens systemlengden ut av planet er avstanden mellom punkter som er avstivet i tverretningen.

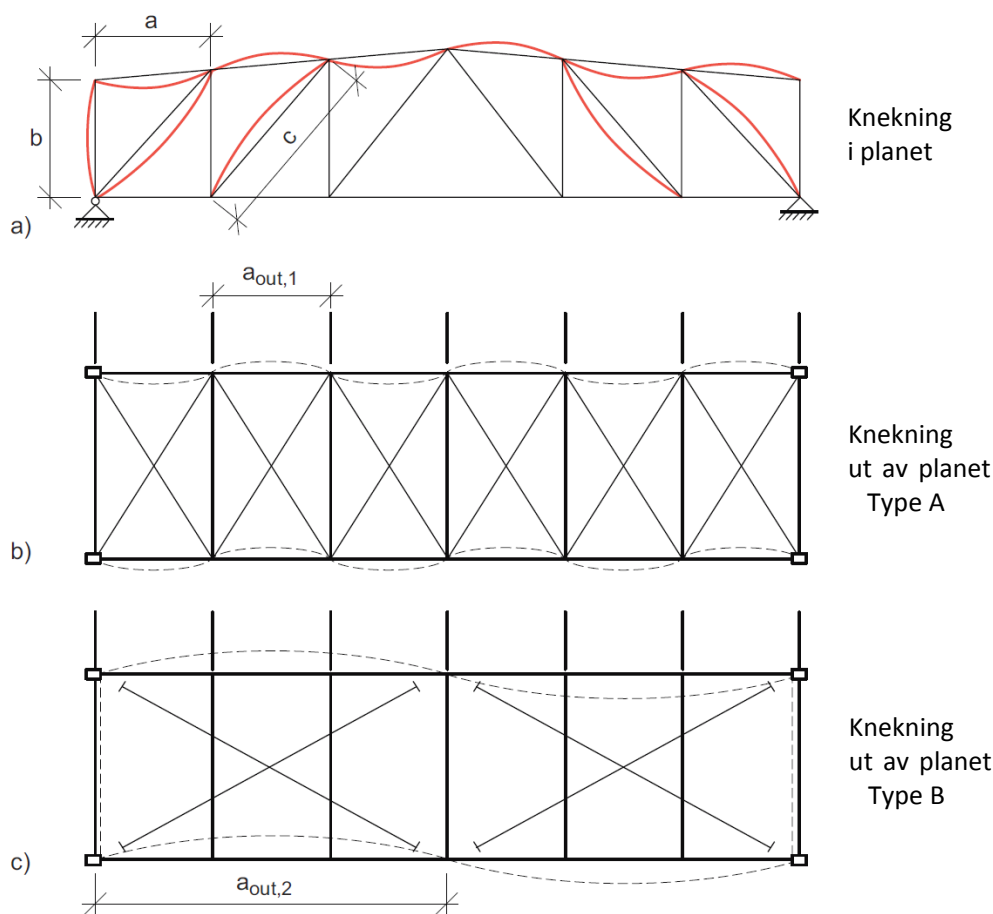
For en stavkomponent kan knekk lengden, for knekning i planet, reduseres noe i forhold til systemlengden, dersom gurtene og stavens forbindelse til disse kan antas å yte en viss innspenning. For knutepunkter utført som vist i figurene 8-16 (b) og 8-17 kan knekk lengden l_k , for knekning i planet, antas å være $0,9 \cdot l$. Er derimot rotasjon i forbindelsen mulig, som ved en enkelt stavforbinder, bør en benytte $l_k = l$. Se ellers tabell 8-1 og figur 8-15.

Tabell 8-1: Knekk lengder for fagverkskomponenter – symboler som vist i figur 8-15.

Komponent	Knekk lengde l_k	
	I planet	Ut av planet
Overgurt	a	$a_{out,1}$ eller $a_{out,2}$
Vertikalstav	b	b^1
Diagonalstav	c	c^2

¹ For forbindelser med grupper av stavforbindere kan en sette $l_k = 0,9 \cdot b$.

² For forbindelser med grupper av stavforbindere kan en sette $l_k = 0,9 \cdot c$.



Figur 8-15

Eksempler på teoretiske knekk lengder i fagverk.

For å redusere knekk lengdene for knekning ut av planet (om det er nødvendig) benyttes avstivningssystemer som vist i figur 8-15. For et avstivningssystem av type A (figur 8-15 b) vil åsene sørge for fastholdning sideveis av samtlige knutepunkter. For et avstivningssystem av type B (figur 8-15 c), hvor færre knutepunkter er fastholdt, blir knekk lengden vesentlig større.

For tak kan også undergurten være utsatt for knekning (spesielt sideveis) dersom løftekreftene fra vind sug blir større enn den permanente (egen-) lasten.

8.5 Bruksgrensekontroll

Fagverkets bruksgrensetilstand må også kontrolleres (jfr. kapittel 6). Dette går normalt ut på å kontrollere at største nedbøyning forårsaket av brukslastene er mindre enn tillatt (se avsnitt 6.2.4). Ved forskyvningsberegningene bør en huske at glidning i forbindelsene kan ha stor betydning. Slike effekter kan en ta hensyn til direkte, ved å modellere fagverket med elastiske fjærer i knutepunktene eller ved å redusere stavenes aksialstivhet (begge metodene er beheftet med usikkerhet knyttet til stivhetsanslag), eller indirekte ved å beregne forskyvningene uten å ta hensyn til glidningen i forbindelsene, og så multiplisere de beregnede verdiene med en stipulert faktor. Denne faktoren bør ligge i området 1,3 til 1,5 for bolteforbindelser som i figur 8.16 (a), og i området 1,1 til 1,2 for dybelforbindelser som i figurene 8-16 (b) og 8-17.

Generelt sett er det ikke ofte at bruksgrensekrav blir dimensjonerende for limtrefagverk; dette på grunn av den betydelige bøyestivheten som fagverket normalt har. Det er imidlertid ikke uvanlig at begge gurtene i disse fagverkene utføres med overhøyde; størrelsen ligger i området $l/150$ - $l/200$.

8.6 Detaljer

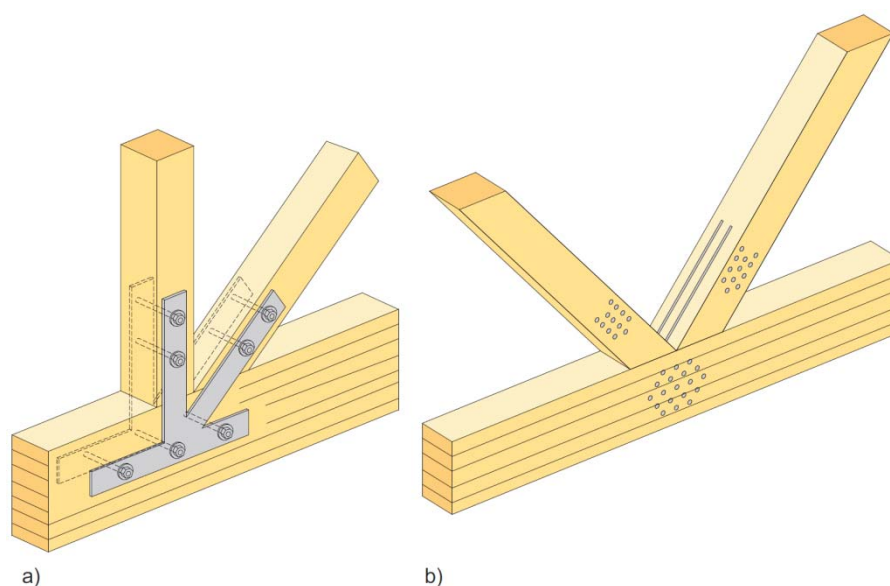
Både kvalitet, bestandighet og ikke minst produksjonskostnadene knyttet til et limtrefagverk, er sterkt avhengige av forbindelsene, som det normalt er ganske mange av i en slik konstruksjon. En god forbindelse bør ha følgende egenskaper:

- komponentenes senterlinjer bør møtes i ett og samme punkt,
- liten utstrekning,
- enkel og rask sammenføring,
- god brannmotstand (om påkrevd),
- begrenset mengde ståldeler,
- være av "standard type", dvs. at det bør være mulig å benytte samme forbindelsen i så mange knutepunkter som mulig i et gitt fagverk.

Dimensjoneringen av forbindelser er behandlet i kapittel 14. Nedenfor beskrives noen typiske fagverksforbindelser.

Forbindelser mellom stav og gurt

For fagverk med enkle komponenter, både gurter og staver, benyttes vanligvis stålplater og stavforbindere av stål (typisk bolter eller dybler); se også avsnitt 14.10. Figur 8-16 viser to typer av slike forbindelser, (a) med ytre stålplater og bolter, og (b) med innslissede stålplater og dybler. Knutepunkter med løsninger som i figur 8-16 (b), men med flere innslissede plater, som vist i figur 8-17, er velegnet for fagverk med svært lange spenn (opp mot 70 til 80 m) og/eller påkjent av store laster.

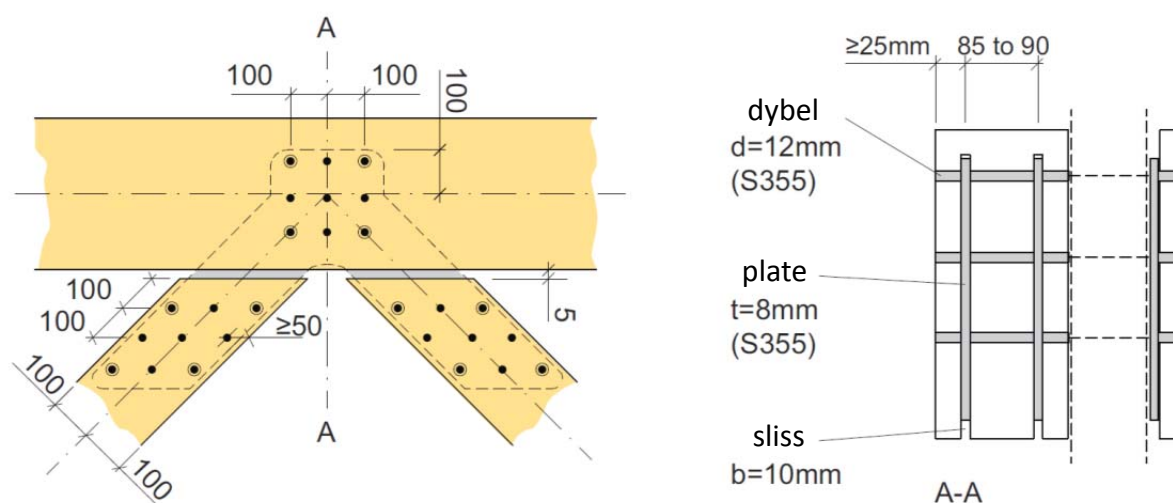


Figur 8-16

(a) Forbindelse med ytre stålplater og bolter og (b) forbindelse med innslissede stålplater og dybler.

I Norge og Sverige er det benyttet store limtrefagverk - for industribygg, forretningsbygg, sportshaller og bruer - som benytter innslissede plater og dybler av stål. Siden begynnelsen av 1990-årene er det, i disse landene, blitt vanlig å benytte plater med tykkelse $t=8$ mm og dybler med diameter $d=12$ mm. Det benyttes limtre av type GL30c eller GL30h, og til ståldelene benyttes normalt vanlig konstruksjonsstål (som S355). Med tanke på optimal styrke, og samtidig sikre tilfredsstillende duktilitet, bør avstander mellom platene, avstander mellom dyblene og mellom dyblene og kantene

(endene) velges med figur 8-17 som veileder. For disse forbindelsene bør en være spesielt oppmerksom på de såkalte skjær-blokk bruddene som kan forekomme når flere plater kombineres med et stort antall dybler, se kapittel 14.

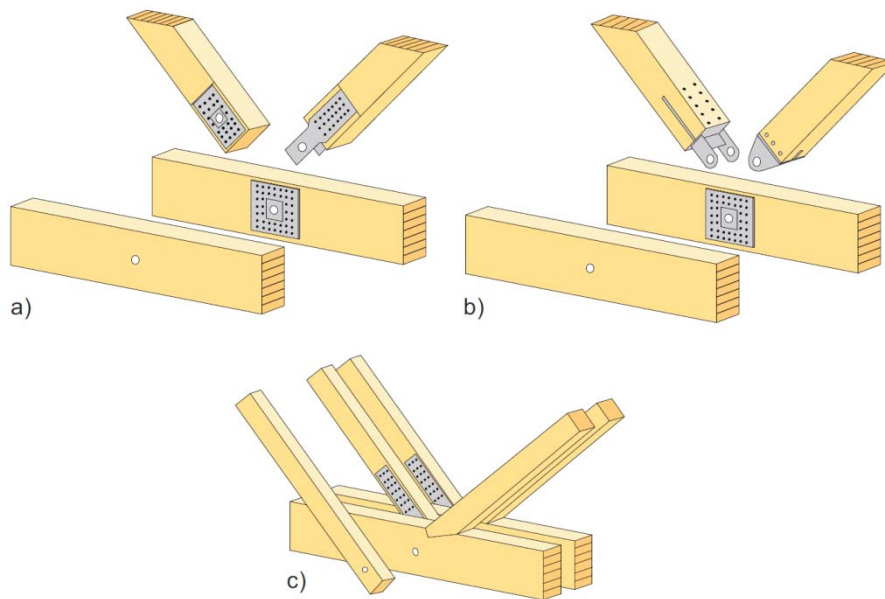


Figur 8-17

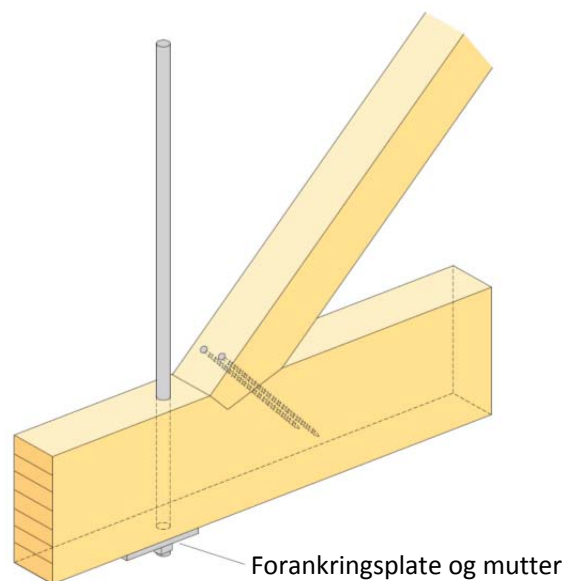
Typisk knutepunkt for store fagverk i Norge og Sverige; så mye som 9 plater har vært benyttet i en forbindelse.

Det er ikke uvanlig at gurtene og/eller stavene i større fagverk utføres med to eller flere parallelle limtrekomponenter. Figur 8-18 viser noen mulige knutepunktsløsninger; utformingene i figurene (a) og (b) overfører kreftene mellom diagonalene og gurten (som består av to parallelle komponenter) via en enkel bolt som går gjennom alle komponentene. Kraftoverføringen mellom boltene og de enkelte komponentene foregår som anleggstrykk mellom bolt og spikerplater, i stedet for mellom bolt og treverk. Hullene i treverket i figur 8-18 (a) er normalt litt større enn hullene i spikerplatene. Stålplatene som forsterker hullene er festet til treverket med et antall spiker som er stort nok til å overføre kreftene som komponentene er dimensjonert for. For knutepunktet i figur 8-18 (c) er diagonalen med strekkraft festet til gurtkomponentene på tilsvarende måte som i figurene (a) og (b), mens kraften i trykmdiagonalen overføres via direkte anleggstrykk, tre mot tre (forutsetter moderate krefter).

For Howe-type fagverk, dvs. fagverk med trykk i diagonalene, kan vertikale utføres som stålstag forutsatt at det ikke opptrer trykkrefter der for noen tenkelig lastkombinasjon. En kan på den måten unngå kompliserte strekkforbindelser mellom komponenter av tre. En mulig, og svært enkel løsning er vist i figur 8-19; stålstaget er ført gjennom gurten og festet med en mutter under en tilstrekkelig stor forankringsplate av stål. Vanligvis vil en gi staget en liten forspenning.

**Figur 8-18**

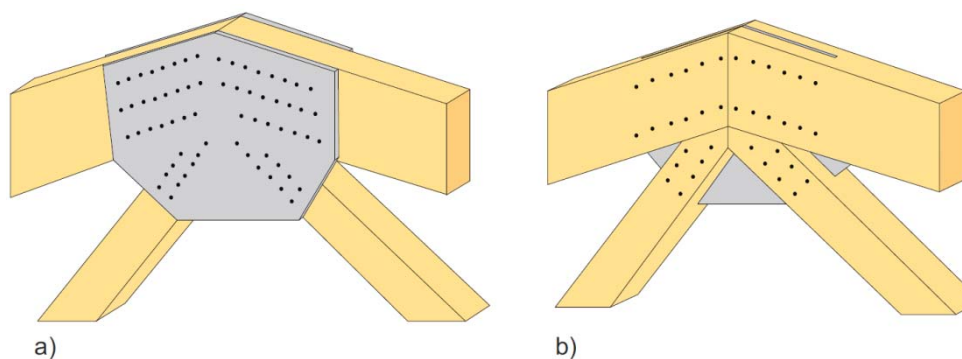
Fagverksknutepunkt med (a) spikerplater og en enkel bolt, (b) spikerplater, innlissede plater og en enkel bolt, og (c) som (a) for strekkdiagonalen, mens trykdiagonalen er en tradisjonell tømmerforbinding ("carpentry joint").

**Figur 8-19**

Fagverk med trykdiagonal i tre og strekkkomponent i stål.

Fagverksknutepunkt ved møne og opplegg

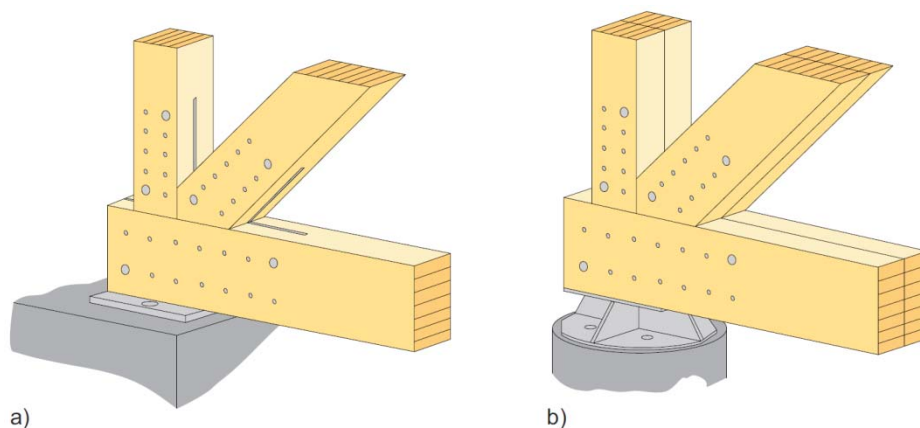
Figur 8-20 viser to mulige løsninger for møneforbindelsen i et saltaksfagverk. Forbindelsen i (a) kan utføres med knuteplater av enten kryssfiner, LVL eller spikerplater; løsningen egner seg bare for moderate laster. For større spenn og/eller større laster er løsningen i figur (b), med en eller flere innlissede stålplater og dybler, en bedre løsning.



Figur 8-20

Knutepunkt i mønet til saltaksfagverk: (a) med utvendige knuteplater, og (b) med innvendig knuteplate og dybler.

Figur 8-21 viser to mulige løsninger av forbindelsen mellom fagverk og opplegg. Begge løsningene benytter innslissede plater og dybler; (a) for fagverk med enkle komponenter, og (b) for fagverk med doble komponenter.



Figur 8-21

To eksempler på forbindelsen mellom fagverk og opplegg.

8.7 Litteratur

Biegus, D., Wojcyszyn, A., (2011): Studies on buckling lengths of chords for out-of-plane instability, *Archives of Civil and Mechanical Engineering*, Vol. XI.

Limtreboka (2002), Moelven Limtre AS.

Natterer, Herzog, Volz (1991): *Holzbau atlas Zwei*, Birkhäuser.

Natterer, J., Sandoz, J.L., Rey M. (2011): *Construction en bois; Matériaux, technologie et dimensionnement*, Presses Polytechniques et universitaires romandes.

Ozelton E.C, Baird J.A. (2006): *Timber Designers' Manual*, Blackwell Science Ltd.



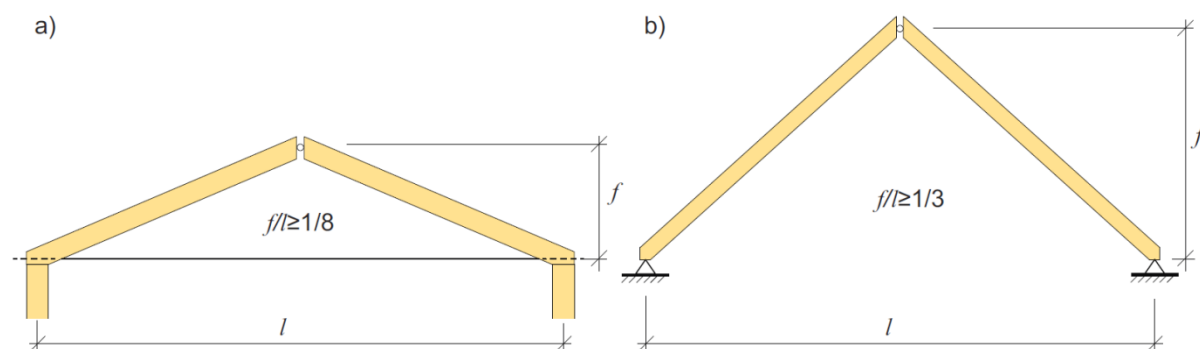
Produksjonshall; Bøgeflist AS (Vestlandske Limtre Industrier, 2005)

Saltakstol

9.1	Innledning	155
9.2	Saltakstol med enkle sperrebjelker	156
9.2.1	Nedbøyning	157
9.2.2	Sikkerhet mot løfting	157
9.3	Foreløpig dimensjonering av en enkel saltakstol	158
9.4	Bruksgrensekontroll	159
9.5	Detaljer	160
9.6	Litteratur	163

9.1 Innledning

Saltakstolen, som også litt misvisende omtales som et tre-ledds fagverk, utføres normalt med to hellende takbjelker (sperrer), leddet i toppunktet (mønet) og med et strekkbånd som holder fotpunktene på plass (tar opp horisontalkreftene), se figur 9-1 (a). Dersom bjelkenes fotpunkter kan settes på et stivt underlag kan strekkbåndet sløyfes, se figur 9-1 (b).



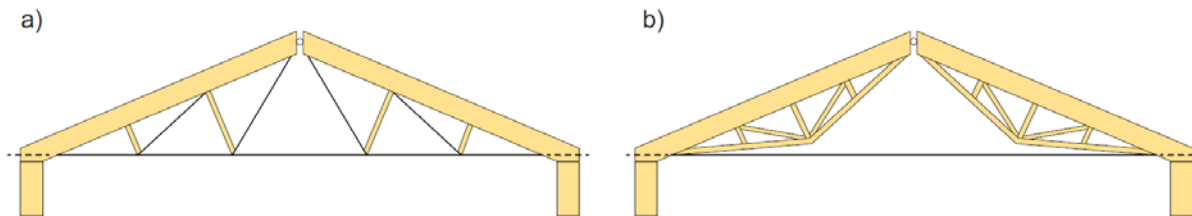
Figur 9-1

Saltakstol: (a) på søyler og med strekkbånd, (b) på faste opplegg.

Saltakstoler benyttes ofte når det er behov for stor takhelning eller når spennvidden er for stor for vanlige limtrebjelker. Typiske sekundære bæresystemer er åser eller selvbærende takplater som spenner mellom saltakstoler i avstander på 6 til 8 m. For å begrense forskyvningene i mønet og ved oppleggene bør takhelningen for saltakstoler som er opplagt på søyler eller vegger helst overstige 14° (dvs. $f/l \geq 1/8$). For å øke den frie høyden under taket når bjelkene er opplagt direkte på faste lager (figur 9-1 b), bør takhelningen helst overstige 30° (dvs. $f/l \geq 1/3$); spennvidden er i området 15 til 30 m.

For store spenn (over 30 m) kan sperrebjelkene i saltakstolen forsterkes av et system av trykkstaver (vanligvis av tre) og strekkstag av stål (figur 9-2(a)), eller ved å etablere en underliggende fagverkskonstruksjon (figur 9-2(b)); da snakker vi egentlig om et fagverk (se forrige kapittel).

Resten av kapitlet tar kun for seg saltakstoler med strekkbånd.



Figur 9-2

Saltakstoler med strekkbånd, forsterket med: (a) tre- og stålstag, og (b) underliggende fagverk.

9.2 Saltakstol med enkle sperrebjelker

Sperrebjelkene av limtre dimensjoneres som bjelker påkjent av kombinert bøyning og trykk, i henhold til kapittel 4. Det må tas hensyn til knekningsfare både i og ut av planet. Vanligvis er bjelkene så godt avstivet ut av planet, av åser eller selvbærende plater, at knekklemdene ut av planet er liten (lik avstanden mellom åsene). Men knekning ut av planet vil foregå om bjelkens svake akse, og må derfor kontrolleres. For knekning i takstolens plan er knekklemden l_c lik bjelkens lengde dvs.:

$$l_c = \frac{l}{2 \cdot \cos \alpha} \quad (9-1)$$

hvor l er spennvidden og α er takhelningen. Ved mønet og oppleggene må skjærspenningene og lokale trykkspenninger kontrolleres, og det må tas tilbørlig hensyn til vinkelen mellom kraft og fiberretning.

For spenn opp til 25 – 30 m kan strekkbåndet utføres i limtre. Forankringen i sperrebjelkene kan imidlertid bli krevende, spesielt når det er snakk om å ta opp store krefter fra strekkbåndet. Det vil da være behov for et stort antall forbindere (vanligvis dybler eller bolter) for å overføre strekkraften, se også avsnitt 14.8. Disse vil dessuten redusere det effektive tverrsnittet og dermed kapasiteten. Vanligvis er strekkbånd av stål å foretrekke, ikke minst fordi det er relativt enkelt å forankre disse til sperrebjelkene. I oppvarmede rom (over +5°C) kan det benyttes høyfast stål, f.eks. Dywidag, men nytten av dette er som regel liten eller ingen siden det vanligvis er forlengelsen av strekkbåndet som blir dimensjonerende.

Møneforbindelsen utføres vanligvis som et momentfritt ledd, og den dimensjoneres for maksimalt horisontalt trykk (i tallverdi lik strekkraften i strekkbåndet). For usymmetrisk last vil det også oppstå en skjærkraft i mønet som det må tas hensyn til.

For *jevnt fordelt* tyngdelast og med symboler som i figur 9-3, kan opplagerkrefter og «indre» krefter og momenter beregnes av følgende uttrykk:

Vertikale opplagerkrefter:

$$R_1 = \frac{(3 \cdot q_1 + q_2) \cdot l}{8} \quad (9-2)$$

$$R_2 = \frac{(q_1 + 3 \cdot q_2) \cdot l}{8} \quad (9-3)$$

Kraft i strekkbåndet:

$$H = \frac{(q_1 + q_2) \cdot l^2}{16 \cdot f} \quad (9-4)$$

Største moment M og normalkraft N i sperrebjelken:

$$M = \frac{q_1 \cdot l^2}{32} \quad (9-5)$$

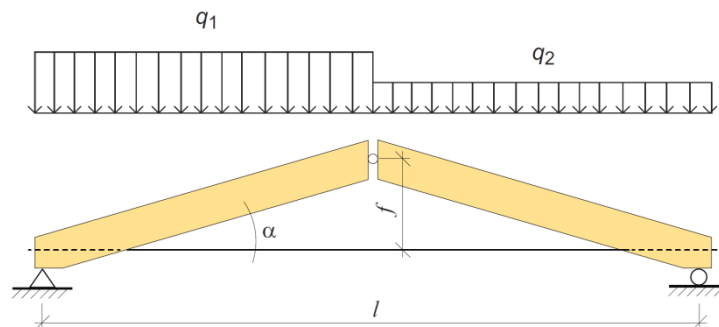
$$N = \frac{(q_1 + q_2) \cdot l}{8 \cdot \sin \alpha} \quad (9-6)$$

Største skjærkraft i sperrebjelken:

$$V_1 = \frac{q_1 \cdot l}{4} \cdot \cos \alpha \quad (9-7)$$

Vertikal kraft ved mønet:

$$V_2 = \frac{(q_1 - q_2) \cdot l}{8} \quad (9-8)$$



Figur 9-3

Enkel saltakstol med strekkbånd, påkjent av fordelt vertikal projeksjonslast (f.eks. snø).

9.2.1 Nedbøyning

For en last som i figur 9-3 kan nedbøyningen i mønet beregnes av følgende formel:

$$w = \frac{(q_1 + q_2) \cdot l^2}{8 \cdot \tan^2 \alpha \cdot (E \cdot A)_{bjelke}} \cdot \left(\frac{1}{\cos^3 \alpha} + \frac{(E \cdot A)_{bjelke}}{(E \cdot A)_{strekkbånd}} \right) \quad (9-9)$$

For faste opplegg er siste ledd i parentesens lik null.

9.2.2 Sikkerhet mot løfting

Saltakstoler med strekkbånd må kontrolleres for løftekrefter på grunn av vindsug. For strekkbånd av stål, som ikke kan ta trykkrefter, vil konstruksjonen bare fungere for lastkombinasjoner som fører til at strekkbåndet virkelig har strekk, dvs. at lastkombinasjonen gir

$$\sum_i H_i \geq 0 \quad (9-10)$$

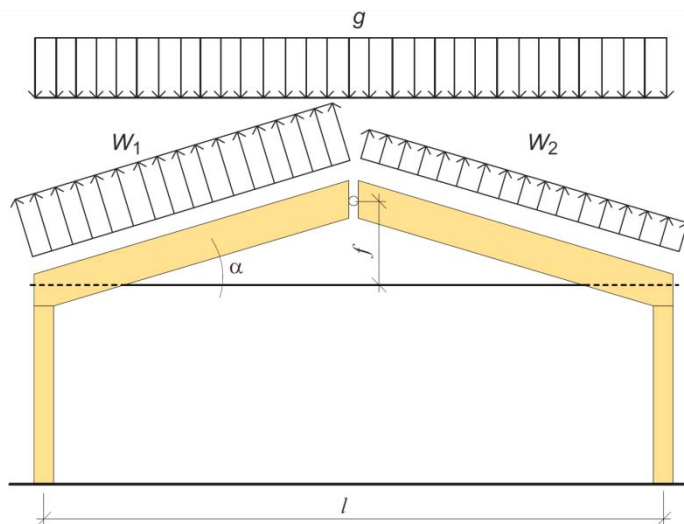
hvor H_i er aksialkraften i strekkbåndet for lasten i , f.eks. egenvekt, og regnet positiv som strekk.

For en lastsituasjon som vist i figur 9-4, dvs. en jevnt fordelt egenlast (g) og jevnt fordelte vindsug (w_1 og w_2), kan ligning (9-10) skrives som:

$$-\left[\frac{w_1 + w_2}{2} \cdot \frac{l^2}{8 \cdot f} \cdot (1 - \tan^2 \alpha)\right] + \left[\frac{g \cdot l^2}{8 \cdot f}\right] \geq 0 \quad (9-11)$$

hvor hakeparentesene inneholder aksialkraften i strekkbåndet på grunn av vind (til venstre) og på grunn av egenlasten (til høyre). Merk at når det settes et minustegn foran første hakeparentes skal w_1 og w_2 regnes som positive når de virker som vist i figur 9-4.

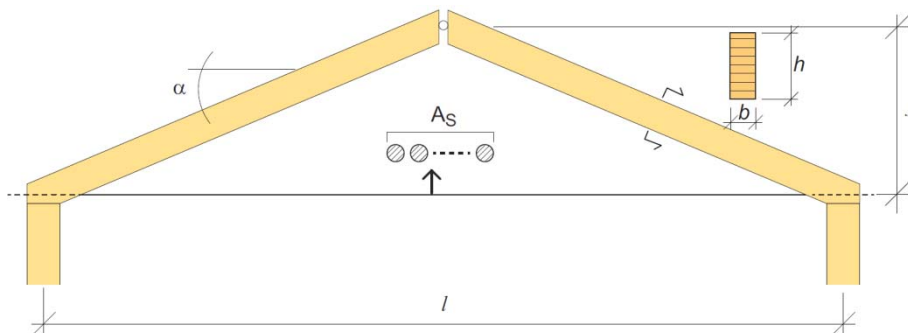
Dersom betingelsen i ligning (9-11) ikke er tilfredsstillt har vi trykk i strekkbåndet, og denne trykkkraften må strekkbåndet, noe avhengig av hvordan oppleggene er utformet, kunne oppta. Selv om takstolen er opplagt på søyler som er «fast innspent» i bunnen, vil søylen normalt ha for liten bøyestivhet til å kunne «ta» en horisontalkraft av betydning i toppen.



Figur 9-4
Enkel saktakstol påkjent av egenvekt (g) og vindsug (w_1 og w_2).

9.3 Foreløpig dimensjonering av en enkel saltakstol

I dette avsnittet gis det noen generelle betraktninger vedrørende foreløpig dimensjonering av enkle saltakstoler med strekkbånd. En typisk konstruksjon av denne typen, med angivelse av de viktigste geometriske parametrene, er vist i figur 9-5.



Figur 9-5
Typisk saltakstol med strekkbånd.

Forut for en foreløpig dimensjonering er vanligvis følgende parametre kjent:

- Jevnt fordelt dimensjonerende last q_d (symmetrisk)
- Takhelning α (normalt $\geq 14^\circ$)
- Spennlengde l (normalt $\leq 30\text{m}$)

Videre er alle dimensjonerende materialfastheter kjent når limtre kvalitet, f.eks. GL30c, er valgt.

Den foreløpige dimensjoneringen omfatter estimering av tverrsnittsdimensjoner for sperrebjelkene og strekkbåndet.

Sperrebjelkens tverrsnittsbredde, b

For å redusere problemene med sideveis instabilitet, spesielt i montasjefasen, bør bjelkens bredde velges i området:

$$b \approx \frac{l}{175} \quad \text{til} \quad \frac{l}{125} \quad (9-12)$$

Sperrebjelkens tverrsnittshøyde, h

Avstanden mellom åsene (i) velges normalt slik at det ikke er fare for knekning ut av planet (vanligvis oppfylt dersom $i \leq 1,8\text{m}$). Om vi dessuten antar at konstruksjonen er i klimaklasse 1 eller 2 og at lasten med kortest varighet er en halvårslast (dvs. $k_{mod}=0,8$), kan sperrebjelkens høyde estimeres ved å benytte følgende ligning (dimensjoner i [mm] og krefter i [N]):

$$\left\{ \begin{array}{l} h \approx \frac{k_1}{2} + \frac{1}{2} \cdot \sqrt{k_1^2 + 4 \cdot k_2} \quad , \text{ hvor :} \\ k_1 = \frac{q_d \cdot l}{55 \cdot b \cdot \sin \alpha} \\ k_2 = \frac{q_d \cdot l^2}{102 \cdot b} \end{array} \right. \quad (9-13)$$

Strekkbåndets tverrsnittsareal, A_s

For å begrense de horisontale forskyvningene bør en normalt ikke benytte hørfaste stål kvaliteter. Heller ikke stål kvaliteter med svært lav fasthet bør velges, da det for disse vil være vanskelig å lage gjenger med god kvalitet i endene. Dette tilsier bruk av stål kvaliteter med bruddfastheter i området 360 MPa til 560 MPa. Nødvendig effektivt (nominelt) areal av den gjengede delen av strekkbåndet kan estimeres av følgende uttrykk:

$$A_s \approx \frac{q_d \cdot l^2}{8 \cdot f} \cdot \frac{1,4}{f_{ub}} \quad (9-14)$$

hvor f_{ub} er stålstagets bruddfasthet.

9.4 Bruksgrensekontroll

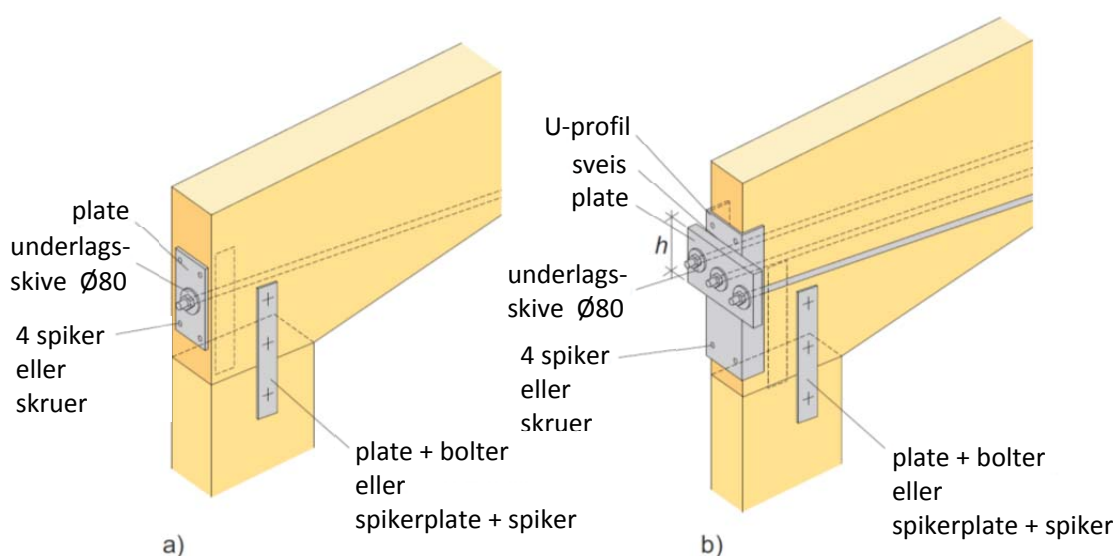
For store spenn ($l \geq 25 \text{ m}$) er det ofte nedbøyningen i mønet, beregnet for brukslaster, som blir dimensjonerende. For å unngå dette er det ikke uvanlig å overdimensjonere strekkbåndet slik at en får utnyttet limtreet mest mulig – det gir vanligvis bedre økonomi. Som en tommelfinger regel bør nedbøyningen i mønet ligge i området $l/500$ - $l/700$ for brukslasten regnet som øyeblikkslast.

9.5 Detaljer

Forankring av strekkbåndet i sperrebjelken

Forankringen av strekkbåndet skal overføre strekkraften i «båndet», som ofte er av stål, til sperrebjelken av limtre. Forankringen utføres slik at strekkraften virker så nært skjæringspunktet mellom systemlinjene til bjelke og søyle (opplegg) som mulig.

Strekkbånd av stål er velegnet for både små og store krefter. For moderate laster er et enkelt stag tilstrekkelig; det trekkes gjennom et hull i bjelken og forankres mot bjelkeenden ved hjelp av en ankerplate av stål, se figur 9-6 (a). Dersom strekkraften i staget er stor bør det benyttes to stag, ett på hver side av bjelken, muligens supplert med et tredje stag plassert sentrisk gjennom bjelken. For å fordele den store kraften best mulig over bjelkens ende bør det benyttes et ekstra (stivt) stålprofil mellom bjelken og ankerplaten, som vist i figur 9-6 (b). Stålprofilen mellom bjelken og ankerplaten bør ha spikerhull for å lette montasjen.

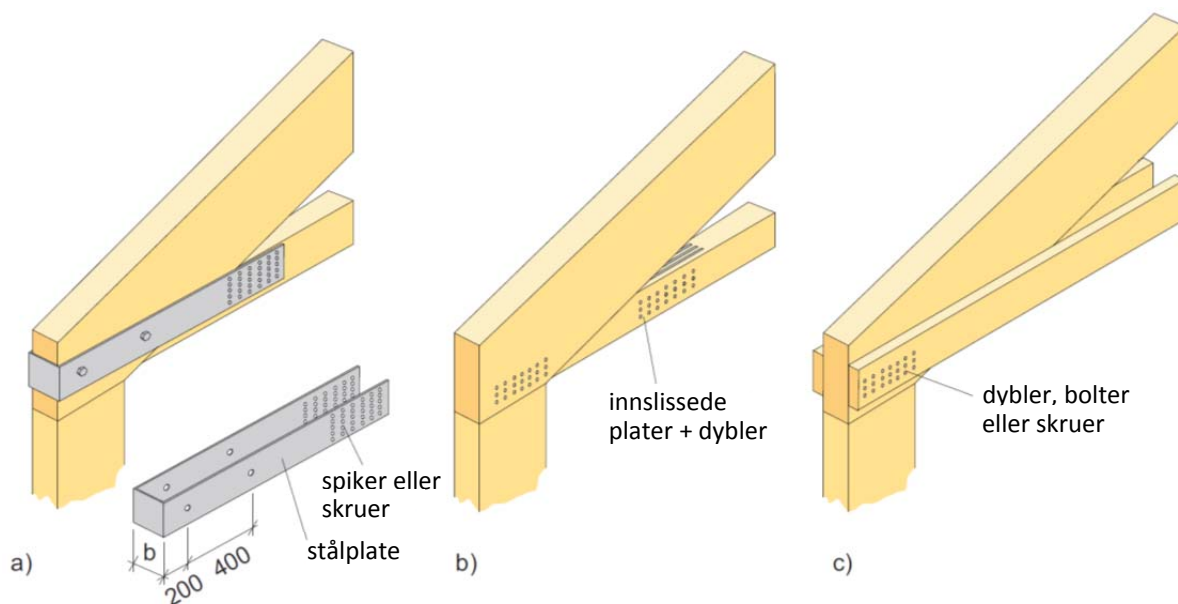


Figur 9-6

Forankring av strekkbånd av stål i sperrebjelken. (a) Detalj som passer for moderat strekkraft, og (b) detalj som passer for stor strekkraft. (Konferer avsnitt 14.8)

Strekkbåndet kan også utføres i limtre. Dersom det benyttes en enkel komponent kan denne forankres til sperrebjelken ved hjelp av en stålplate som bøyes rundt bjelkens ende, se figur 9-7 (a), eventuelt av to like plater (eller bånd), en på hver side, som trekkes nesten helt frem til bjelkens ende. Alternativt kan det benyttes innslissede stålplater og dybler, som vist i figur 9-7 (b); denne løsningen kan ta betydelige krefter i strekkbåndet, og den er brannteknisk gunstig. Dersom det benyttes to komponenter kan forankringen utføres ved hjelp av dybler, bolter eller skruer som vist i figur 9-7 (c). Se også avsnitt 14.8.

Det bør nevnes at et ubeskyttet strekkbånd av stål neppe vil tilfredsstille selv svake krav til brannmotstand (som R 30). Prefabrikkerte moduler av mineralull er en mulig beskyttelse; stilles det krav til utseendet kan modulene kapsles inn i plastikkør. Husk også at selv en moderat temperaturøkning vil kunne forlenge strekkbåndet ganske mye, og at oppleggene må kunne håndtere dette.



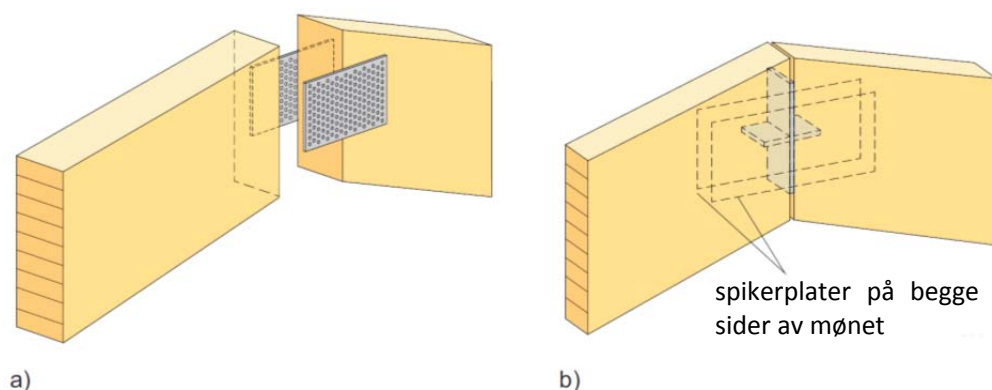
Figur 9-7

Eksempler på forankring mellom strekkbånd og sperrebjelke når begge er av limtre.

Leddforbindelse i mønet

Leddede møneforbindelser overfører normalt bare horisontale og vertikale krefter, se avsnitt 14.7. Momentene som overføres er normalt så små at de neglisjeres ved dimensjoneringen. Utførelsen av forbindelsen bør ikke hindre en beskjeden vinkelendring mellom sperrebjelkene da dette kan forårsake tilleggsspenninger som kan føre til uforutsette skader.

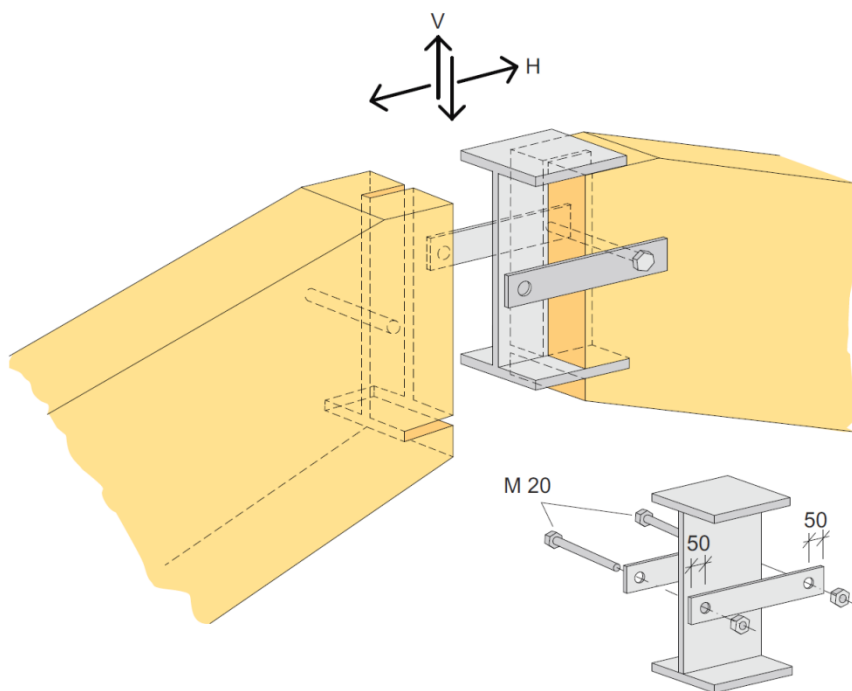
Forbindelsen utføres normalt med utvendige lasker i form av spikerplater, se figur 9-8 (a). Disse kan kombineres med en innslisset, "korslignende" stålforbinder, dersom skjærkreftene er store ved mønet, se figur 9-8 (b).



Figur 9-8

Leddete møneforbindelse. (a) for moderate skjærkrefter ved mønet, (b) for store skjærkrefter ved mønet.

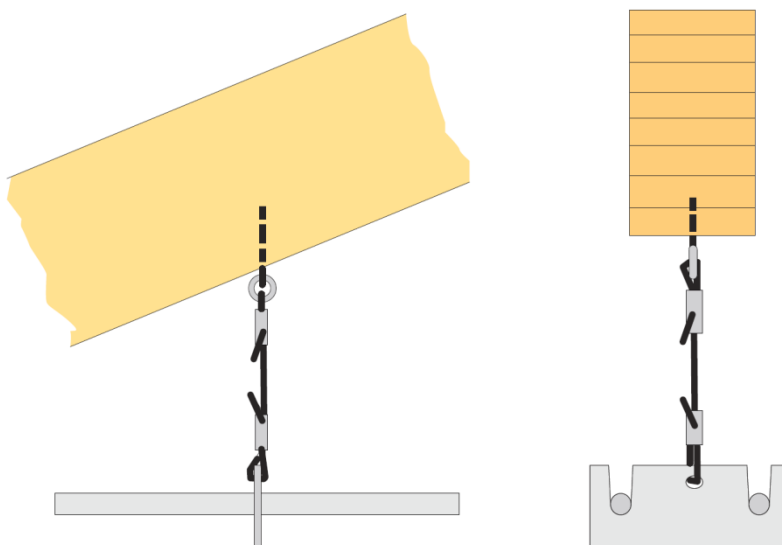
For store skjærkrefter ved mønet kan det også benyttes stålprofiler i forbindelsen, f.eks. av IPE-type som vist i figur 9-9. Flensbredden velges normalt lik bjelkebredden eller litt mindre, mens lengden, som avhenger av størrelsen på skjærkraften, normalt ligger i området 200 til 350 mm.



Figur 9-9
Leddet møneforbindelse for store skjærkrefter.

Begrensning av strekkbåndets nedbøyning

For å begrense nedbøyningen av lange strekkbånd vil de normalt bli opphengt i sperrebjelkene via enkle hengestag. Disse stagene utføres av stålstenger med liten diameter (typisk $d = 5$ mm) og plassert med ca. 10 m mellomrom. Figur 9-10 viser et typisk arrangement.



Figur 9-10
Typisk arrangement for oppheng av (lange) strekkbånd i sperrebjelke.

9.6 Litteratur

Limtreboka (2002), Moelven Limtre AS.

Natterer, Herzog, Volz (1991): *Holzbau atlas Zwei*, Birkhäuser.

Natterer, J., Sandoz, J.L., Rey M. (2011): *Construction en bois; Matériaux, technologie et dimensionnement*, Presses Polytechniques et universitaires romandes.



Sauefjøs, Evje (Sørlaminering AS, 2013)

Nordre gate i Trondheim (Moelven Limtre AS, 2006)



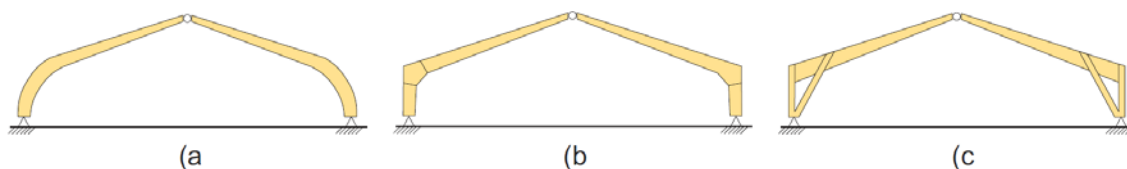
10

Rammer

10.1	Innledning	165
10.2	Dimensjonering av tre-ledd ramme	166
10.3	Snittkrefter og oppleggsreaksjoner	166
10.4	Forhåndsdimensjonering.....	167
10.5	Stabilitetskontroll.....	168
	10.5.1 Knekning ut av planet (om svak akse)	168
	10.5.2 Knekning i rammens plan (om sterk akse).....	171
10.6	Brukgrensetilstand	174
10.7	Dimensjonering av rammehjørner	174
	10.7.1 Krumt rammehjørne	174
	10.7.2 Fingerskjøtt rammehjørne	175
	10.7.3 Hjørne i sammensatt ramme.....	176
10.8	Detaljer.....	178
10.9	Litteratur.....	180

10.1 Innledning

Rammekonstruksjoner i tre utføres i dag, nesten utelukkende, i limtre. Rammehjørner kan utføres krumme med gjennomgående lameller, fingerskjøtte eller sammensatte, se figur 10-1. Rammeformen bør, så langt funksjonelle og estetiske krav tillater, nærme seg hovedlastenes trykklinje så mye som mulig. Krumme og sammensatte hjørner oppfyller denne egenskapen best og er derfor den formen som egner seg best for store spennvidder. Av hensyn til mønedelens nedbøyning bør ikke takvinkelen være mindre enn 14 grader.



Figur 10-1

Eksempel på utforming av tre-ledd rammer: a) Ramme med krumt hjørne. b) Ramme med fingerskjøtt hjørne. c) Ramme med sammensatt hjørne.

Tre-ledd rammen egner seg for spennvidder opp til 30 – 35 m. Med tanke på transporten bør ikke forbindelseslinjen mellom møne og fot overskride 24 m, og avstanden fra denne linjen til rammehjørnets ytterkant (målt normalt på linjen) bør ikke være større enn 3,7 m.

To-ledd rammen gir en stivere konstruksjon og forutsetter som regel at rammen produseres og transporteres i tre eller flere deler som kan sammenføres momentstivt på byggeplassen. Skjøtene plasseres på deler av konstruksjonen med små momenter. Momentstive skjøter er en mer komplisert utførelse enn ledd og betinger derfor en høyere pris. De er dessuten ofte estetisk uheldige. Ramedelene dimensjonerer blir til gjengjeld mindre enn ved tilsvarende tre-ledd rammer og dermed enklere å transportere.

Leddfrie rammer i tre benyttes vanligvis ikke som bærende konstruksjoner.

Tre-ledd rammen er uten tvil den vanligste typen, og de følgende avsnitt vil derfor bare omtale dimensjonering av slike rammer.

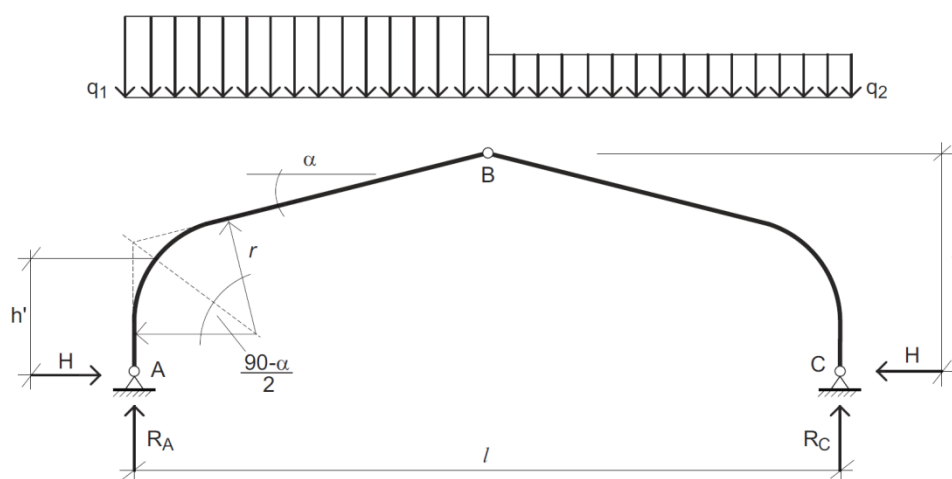
10.2 Dimensjonering av tre-ledd ramme

Tre-ledd rammen er stabil mot horisontalkrefter i sitt eget plan, og den er statisk bestemt. Dermed påvirkes ikke momentfordelingen av setninger i grunnen eller av uforutsette deformasjoner i skjøter og tilslutninger. Tre-ledd rammen er videre leddet til oppleggene; det forenkler fundamenteringen. Ved dårlige grunnforhold kan horisontalkreftene ved oppleggene tas opp av strekkstag (i eller under gulvplaten) mellom fundamentene. Fundamentene får derfor hovedsakelig vertikal belastning.

Med en takvinkel rundt 15° , som er vanlig, er lasttilfellet egenlast og snø, samt eventuelle punktlaste fra kranbaner og lignende som regel dimensjonerende. Ved store takvinkler, for eksempel i kirker eller visse typer lagerbygninger, kan derimot lastkombinasjoner med vind bli dimensjonerende.

10.3 Snittkrefter og oppleggsreaksjoner

Tre-ledd rammen er statisk bestemt og snittkreftene kan derfor beregnes ved likevektsligninger. Den geometriske formen fører likevel ofte til et ganske omfattende beregningsarbeid som med fordel kan utføres ved hjelp av programverktøy.



Figur 10-2

Tre-ledd ramme med krumme hjørner - symboler.

Ved jevnt fordelt, usymmetrisk belastning kan opprettede oppleggs- og snittkrefter for en tre-ledd ramme som vist i figur 10.2 beregnes ved hjelp av følgende formler:

Vertikale opplagerkrefter:

$$R_A = \frac{(3 \cdot q_1 + q_2) \cdot l}{8} \quad (10-1)$$

$$R_C = \frac{(q_1 + 3 \cdot q_2) \cdot l}{8} \quad (10-2)$$

Horisontal opplagerkraft:

$$H = \frac{(q_1 + q_2) \cdot l^2}{16 \cdot f} \quad (10-3)$$

Maksimum moment (i hjørnet til høyre):

$$M = H \cdot h + (N - R_C) \cdot r + \frac{q_2 \cdot r^2}{2} \left(1 - \frac{R_C}{N}\right)^2 \quad (10-4)$$

hvor normalkraften N er gitt ved er gitt ved:

$$N \approx \sqrt{R_C^2 + H^2} \quad (10-5)$$

Skjærkraft ved mønet (vertikal):

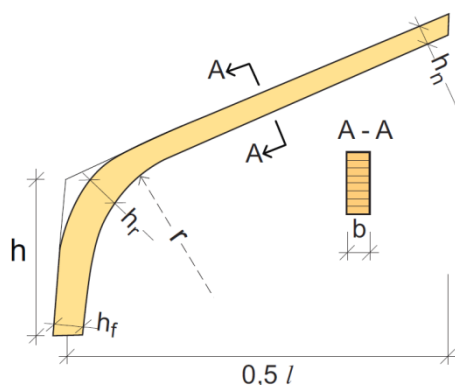
$$V_2 = \frac{(q_1 - q_2) \cdot l}{8} \quad (10-6)$$

Det bør nevnes at for en tre-ledd ramme med vertikale rammeben, f.eks. en ramme med finger-skjøtne hjørner, kan krumningsradien r settes lik null. For en slik ramme blir derfor hjørnemomentet (se ligning 10-4) ganske enkelt $M = H \cdot h$.

10.4 Forhåndsdimensjonering

En overslagsmessig forhåndsdimensjonering kan skje i.h.t. følgende beregningsgang:

- 1 Bestem rammens hovedmål og dimensjoneringsverdier for aktuelle laster og klimaforhold.
- 2 Skisser rammens omtrentlige senterlinje basert på følgende (erfaringsbaserte) figur:



$$h_r \approx h / 15 + l / 30$$

$$h_f \sim 0,7 \cdot h_r$$

$$h_n \sim 0,3 \cdot h_r (\geq 250\text{mm})$$

$$b \sim 0,15 \cdot h_r - 0,20 \cdot h_r$$

$$r \geq 8 \text{ m}$$

Figur 10-3

Foreløpig dimensjonering av en limtreramme.

- 3 Beregn snittkrefter ved fot og møne for ulike lastkombinasjoner.
- 4 Bestem nødvendig tverrsnitt ved fundamentet med hensyn på maksimal normalkraft eller maksimal skjærkraft.

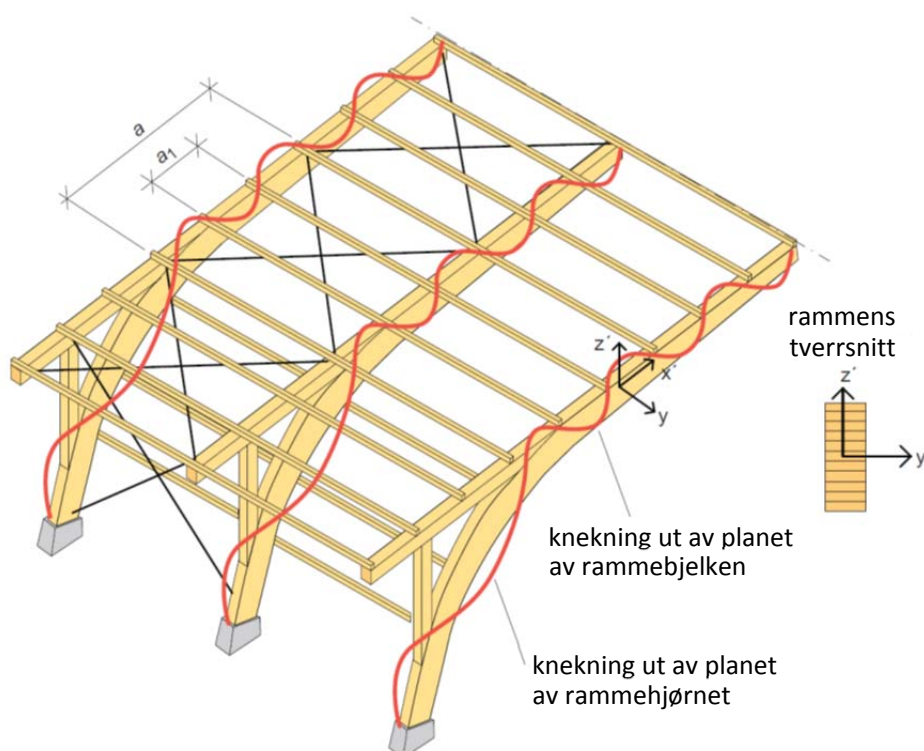
- 5 Bestem nødvendig tverrsnitt i mønet på samme måte som for opplegget. Mønebeslagets utforming kan også ha betydning for tverrsnittet.
- 6 Korrigjer skissen fra punkt 2 og bestem snittkrefter i rammehjørnet for ulike lastkombinasjoner.
- 7 Bestem nødvendig tverrsnitt i rammehjørnet med hensyn til (a) stabilitet og (b) detaljdimensjonering i. h. t. retningslinjene gitt i avsnittene 10.4 og 10.6.
- 8 Kontroller rammens øvre del for samtidig trykk og bøyning i felt i.h.t. avsnitt 10.4. Normalt varierer tverrsnittshøyden rettlinjet fra møne til rammehjørne. Derfor sammenfaller ikke dimensjonerende snitt med snittet for maksimalt feltmoment. Som regel er det tilstrekkelig å kontrollere noen utvalgte snitt.
- 9 Kontroller bruksgrensetilstanden i.h.t. avsnitt 10.5.

10.5 Stabilitetskontroll

For rammer, som for søyler og bjelker, må en kontrollere knekning om både sterk og svak akse. På grunn av deformasjoner i forbindelser og ikke-ideelle opplagerbetingelser vil bestemmelse av knekk-lengder være beheftet med en viss usikkerhet.

10.5.1 Knekning ut av planet (om svak akse)

Knekning ut av planet kontrolleres for en ramme på samme måte som for en bjelke/søyle som er punktvis avstivet sideveis. Knekk lengdene vil avhenge av det aktuelle avstivningssystemet. Eksempelvis vil tilstrekkelig stive takplater som er festet direkte til selve rammen hindre knekning ut av rammens plan. Om de stive takplatene derimot er festet til toppen av åser, vil knekning kunne foregå mellom åsene, og knekk lengden blir dermed avstanden mellom åsene (a_1 i figur 10-4). Om takplatene ikke er tilstrekkelig stive vil det være avstanden mellom knutepunktene i vindfagverket som bestemmer knekk lengden (a i figur 10-4).



Figur 10-4

Knekning ut av rammens plan. Taksystemet består av stive takplater (ikke vist i figuren) på åsene.

Knekning ut av planet av den rette rammebjelken

Knekning ut av planet i den uavstivede sonen skal kontrolleres som for bjelkesøyler i.h.t. modellen vist i figur 10-5.

Dimensjoneringskriteriet kan, i de aller fleste tilfeller, skrives som:

$$\begin{cases} \left(\frac{\sigma_{m,y,d}}{k_{crit} \cdot f_{m,y,d}} \right)^2 + \frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,z'} \cdot f_{c,d}} \leq 1 \\ \frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,z'} \cdot f_{c,d}} + 0,7 \cdot \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} \leq 1 \end{cases} \quad (10-7)$$

hvor:

$\sigma_{c,0,d}$ er dimensjonerende trykkspenning

$\sigma_{m,y,d}$ er dimensjonerende bøyespennning om y-aksen

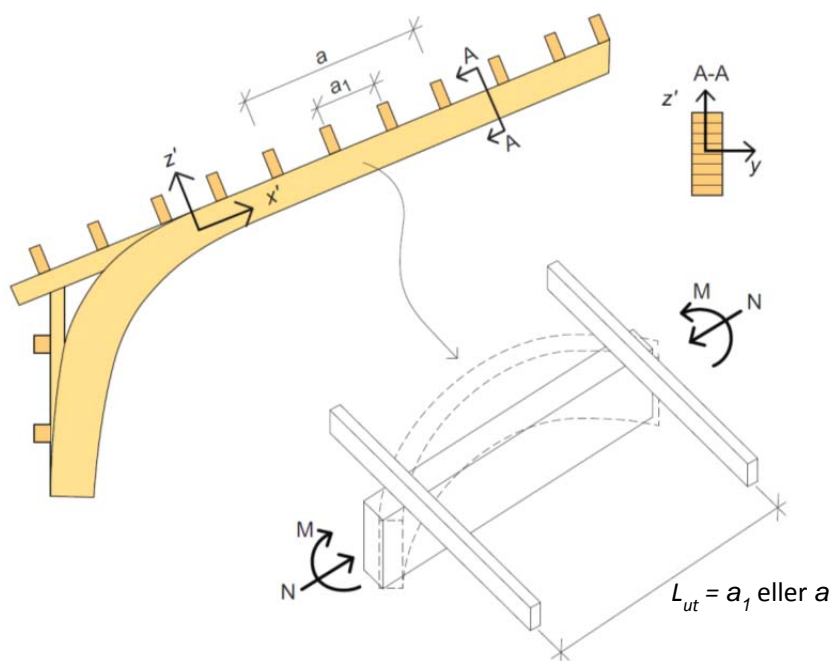
$f_{c,d}$ er dimensjonerende trykkfasthet

$f_{m,y,d}$ er dimensjonerende bøyefasthet om y-aksen

$k_{c,z'}$ er reduksjonsfaktoren for knekning ut av planet (dvs. knekning om z' -aksen, se figur 10-4)

k_{crit} er reduksjonsfaktoren for vipping, se avsnitt 4.1.3.

For mer detaljer om disse størrelsene, se kapittel 4. Det bør nevnes at ligning (10-7) forutsetter at det ikke er noe moment om den svake (z' -)aksen. Har en bøyning om begge aksene (som er uvanlig), må den siste av ligningene i (10-7) ta med et ledd til på venstresiden (se kapittel 4).

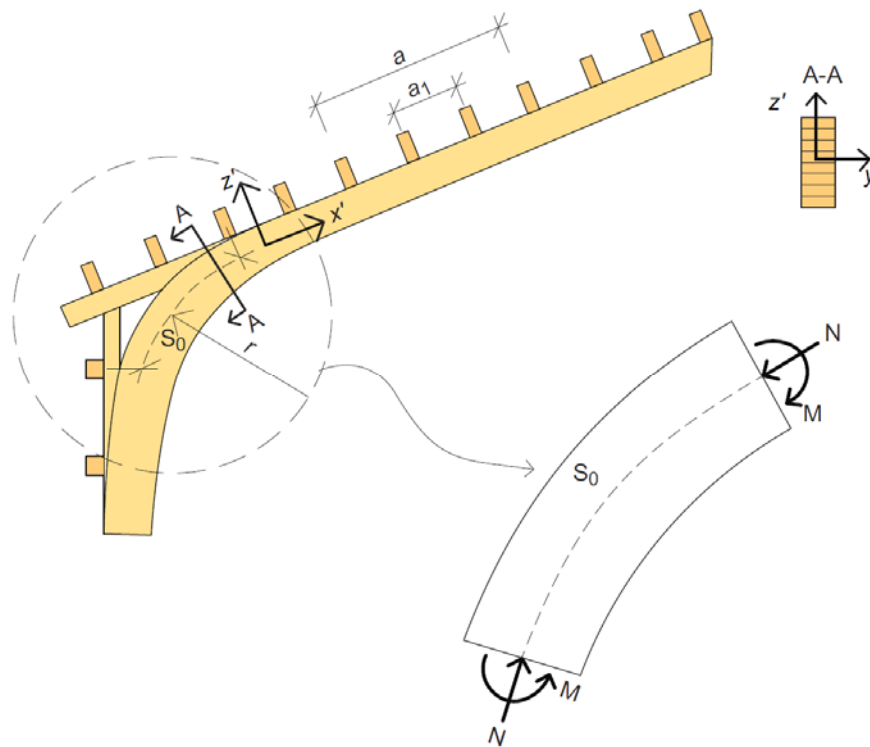


Figur 10-5

Modell for kontroll av knekning ut av planet av den rette delen av rammen. Dersom selve takflaten er tilstrekkelig stiv kan knekk lengden antas å være lik a_1 . I motsatt fall må den settes lik a , se også figur 10-4.

Knekning ut av planet av det krumme rammehjørnet

Vanligvis er ikke rammene avstivet sideveis i hjørnesonen. Bøyemomentet på grunn av tyngdelaster vil gi trykkspenninger i tverrsnittets underkant, og i tillegg vil tverrsnittet få trykkspenninger fra normalkraften. Hjørnesonen må derfor kontrolleres for kombinert bøyning og trykk.



Figur 10-6

Model for kontroll av knekning ut av planet av det krumme rammehjørnet.

Dimensjoneringskriteriet er som for den rette delen (se ligning 10-7) med unntak av koeffisienten k_r (se kapittel 7) som tar hensyn til at bøyningen av lamellene under produksjonen reduserer bøyefastheten.

$$\begin{cases} \left(\frac{\sigma_{m,y,d}}{k_{crit} \cdot k_r \cdot f_{m,y,d}} \right)^2 + \frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,z'} \cdot f_{c,d}} \leq 1 \\ \frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,z'} \cdot f_{c,d}} + 0,7 \cdot \frac{\sigma_{m,y,d}}{k_r \cdot f_{m,y,d}} \leq 1 \end{cases} \quad (10-8)$$

Kritisk bøyemoment, M_{cr} , som er nødvendig for å kunne bestemme slankhetsforholdet og dermed reduksjonsfaktoren k_{crit} (se avsnitt 4.1.3), kan beregnes av følgende formel:

$$M_{cr} = \frac{\pi}{s_0} \cdot \sqrt{(E \cdot I_z) \cdot (G \cdot J)} + \frac{(E \cdot I_z) + (G \cdot J)}{2 \cdot r} \quad (10-9)$$

hvor:

$$I_z = \frac{b^3 \cdot h}{12}$$

og

$$J = \frac{b^3 \cdot h}{3} \cdot \left(1 - 0,63 \cdot \frac{b}{h}\right) \text{ er torsjonskonstanten for et rektangulært tverrsnitt.}$$

Vi ser at når $r \rightarrow \infty$, blir ligning (10-9) identisk med ligningen som gjelder for en rett bjelke påkjent av konstant bøyemoment (se kapittel 4).

10.5.2 Knekning i rammens plan (om sterk akse)

Knekning i rammens plan representerer et mer komplisert problem enn det vanlige bjelke/søyle problemet. Dimensjonering basert på en lineær statisk analyse betinger bruk av knekk lengde (eller slankhetsforhold) når reduksjonsfaktorene k_c skal bestemmes, og for en ramme er ikke knekk lengde et entydig og veldefinert begrep. Alternativt kan en, ved å benytte en ikkelineær statisk analyse, finne de dimensjonerende snittkreftene direkte, uten bruk av k -faktorer.

Lineær statisk analyse - knekk lengder

Knekning/vipping av søyler/bjelker er i de fleste standarder, også Eurokode 5, basert på en linearisering med utgangspunkt i slankhetsforhold eller såkalte knekk lengder eller effektive lengder. Når disse er kjent beregnes reduksjonsfaktorene (k_c og k_{crit}) og kontrollene utføres som angitt i avsnitt 4.2. Ved å bestemme knekk lengde(n) for rammen kan vi benytte de samme dimensjoneringsformlene for rammen som for søylen.

For vanlige høyde-spennvidde forhold er første knekkform, for en ramme av den typen vi snakker om her, normalt antisymmetrisk som vist i figur 10-7. Men hva er knekk lengden? I litteraturen finner en følgende uttrykk for knekk lengden L_k :

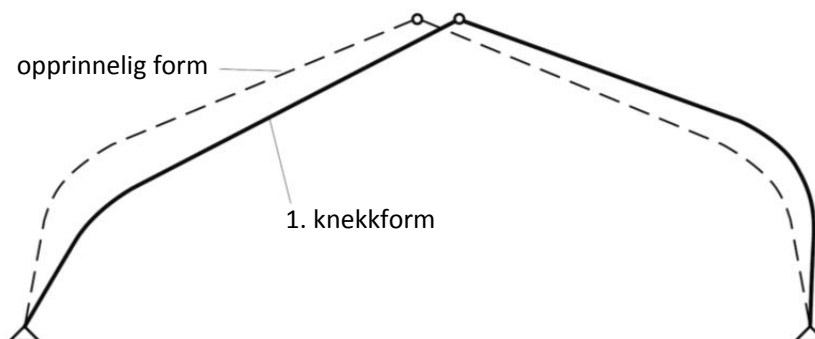
$$L_k \approx 1,25 \cdot a_{hf} \quad (10-10)$$

hvor a_{hf} er lengden av halve rammen (se figur 10-8).

Den tyske trestandarden, DIN 1052, angir følgende formel:

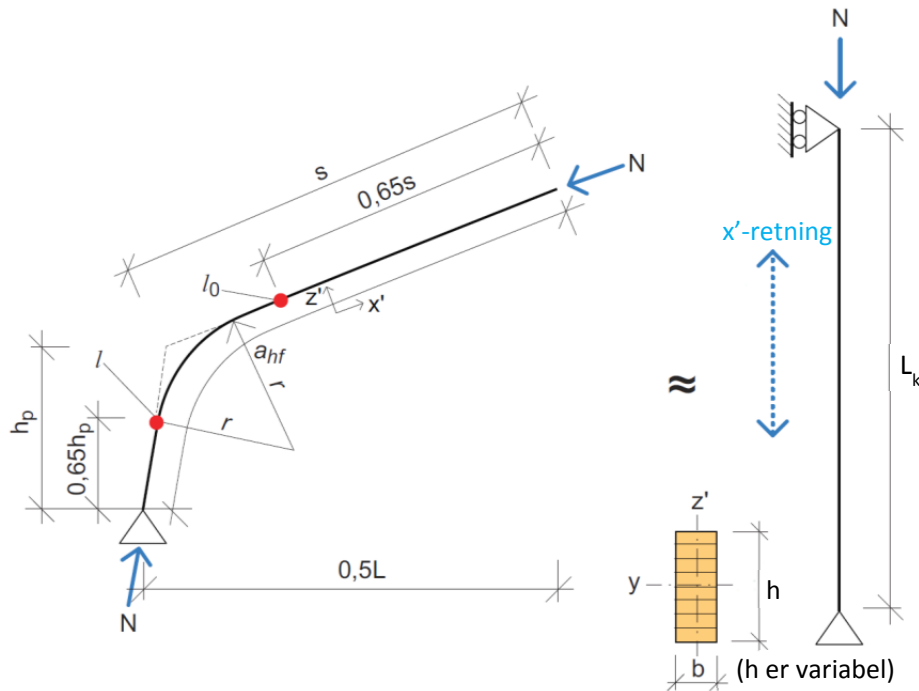
$$L_k \approx h_p \cdot \sqrt{4 + 1,6 \cdot \frac{I_o}{I} \cdot \frac{2 \cdot s}{h_p}} \quad (10-11)$$

Andre arealmomentene I og I_o bestemmes i avstandene $0,65 \cdot h$ og $0,65 \cdot s$, fra henholdsvis rammefot og møne (se figur 10-8).



Figur 10-7

Knekning av en typisk tre-ledd ramme (i rammens plan).



Figur 10-8

Modell for bestemmelse av knekk lengden for en tre-ledd ramme som knekker i rammens plan.

En tredje måte å bestemme knekk lengden til en komponent i en vilkårlig (plan) konstruksjon på, som i praksis krever programverktøy, er som følger:

1. Utfør en lineær statisk analyse for den antatt dimensjonerende lastkombinasjon, og bestem aksialkreftene i rammen.
2. Utfør en linearisert knekningsberegning for den samme lasten som i (1). Denne beregningen gir en eller flere knekkfaktorer (egenverdier); dette er faktorer som, multiplisert med lasten, angir størrelsen på den lasten som (med den valgte fordeling) vil gi instabilitet (eller knekking), og egenvektorene svarende til de respektive knekkfaktorene angir hvordan rammen vil knekke ut (i knekkformer).
3. Velg den laveste knekkfaktoren og multipliser aksialkreftene fra (1) med denne faktoren. Det gir aksialkrefter som kan betraktes som kritiske laster (P_{kr}).
4. Med kjent kritisk last (P_{kr}) i en gitt komponent kan en bestemme knekk lengden til denne komponenten (som eneste ukjente størrelse) i Euler-formelen:

$$P_{kr} = \frac{\pi^2 EI}{L_k^2} \quad \rightarrow \quad L_k = \sqrt{\frac{\pi^2 EI}{P_{kr}}} \quad (10-12)$$

Når knekk lengden er bestemt kan reduksjonsfaktorene bestemmes, og dersom vi bare har bøyning om sterk akse, som er langt det vanligste, vil dimensjoneringskriteriet være:

$$\frac{\sigma_{m,y,d}}{k_r \cdot f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,y} \cdot f_{c,d}} \leq 1 \quad (10-13)$$

hvor:

$k_{c,y}$ er reduksjonsfaktoren for knekking i planet (dvs. om y-aksen, se figur 10-8).

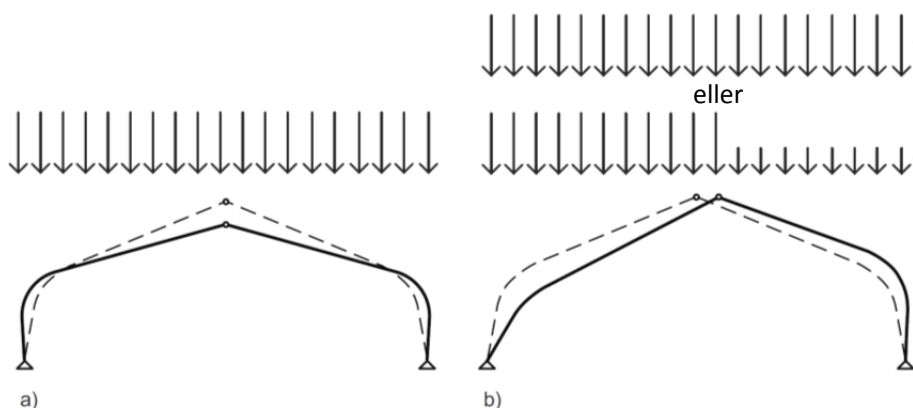
Øvrige symboler er forklart i tilknytning til ligning (10-7) og i kapitlene 4 og 7.

Ikkelineær statistisk analyse

Knekning eller instabilitet er i praksis et spenningsproblem. Når lastene øker vil normalt også forskyvningene øke, og disse vil gi økte momenter som i sin tur gir større forskyvninger, og fortsetter vi å øke lasten vil denne prosessen etterhvert gi spenninger som, for en gitt last, overstiger materialets fasthet, og brudd inntreffer. En ikkelineær geometrisk beregning tar hensyn til forskyvningene som oppstår, og dersom den også tar hensyn til konstruksjonens geometriske avvik (fra den ideelle geometri), de såkalte geometriske imperfeksjoner, vil den gi de «virkelige» snittkreftene, for den dimensjonerende lasten, uten bruk av k -faktorer. Dimensjonskontrollene blir derfor å utføre som for kombinert bøyning og aksialkraft *uten* hensyn til knekningsfare (den er «innbakt» i selve analysen som tar hensyn til forskyvningene).

Gjeldende versjon av Eurokode 5 er litt vag med hensyn til dimensjonering basert på geometrisk ikkelineær statistisk analyse. Standarden angir riktignok noen anvisninger på hvordan det geometriske formavviket skal/kan være for tre-ledd rammer, men informasjonen er ikke spesielt velegnet for programstyrte beregninger. Stivheten, dvs. E -modulen, som standarden spesifiserer for denne type beregninger kan også diskuteres, og det er ikke klart presisert hvilket «bruddkriterium» som skal benyttes, lineær interaksjon mellom moment og aksialkraft, som ved bruk av ligningene (6.23) og (6.24) i EN 1995-1-1 med begge reduksjonsfaktorene lik 1,0, eller ikkelineær interaksjon ved bruk av ligningene (6.19) og (6.20) i samme standard.

Denne måten å dimensjonere en trekonstruksjon på er utenkelig uten bruk av tilpasset programverktøy. Slike verktøy er nå tilgjengelige, og hvordan f.eks. de geometriske imperfeksjoner skal/bør håndteres vil i noen grad avhenge av hva det aktuelle program tilbyr. Mye taler for at de lavere knekkformene bør være gode kandidater for selve formen på den de geometriske avvikene, se figur 10-9. Alternativt kan en benytte forskyvningsformer som gitte belastninger gir. Med hensyn til størrelsen på avvikene er «amplituder» på ca. $L/400$ for limtrekomponenter i tråd med Eurokode 5 (se figur 5.3 i EN 1995-1-1).



Figur 10-9

Mulige geometriske formavvik til bruk ved ikkelineære statiske beregninger av tre-ledd rammer. (a) Symmetrisk knekning. (b) Usymmetrisk knekning.

Ikkelineære beregninger av denne typen foregår normalt ved at lasten påføres gradvis, og programmene tilbyr vanligvis resultater som viser hvordan en bestemt responsstørrelse, f.eks. en gitt forskyvning eller et gitt moment, utvikler seg i forhold til lasten. Dette kan være svært viktig informasjon, spesielt for slanke konstruksjoner, hvor en vil se at når lasten nærmer seg kritisk verdi får en store endringer i responsen, for små lastøkninger. Forskjellen i lastnivå, som f.eks. gir 80 og

100 prosent utnyttelse av kapasiteten, kan være svært liten. Her ligger det noen vanskelige avveininger som Eurokode 5, per i dag, ikke tar noe standpunkt til.

Selv om ikkelineære statiske beregninger som grunnlag for dimensjonering av limtrekonstruksjoner byr på noen utfordringer, har de et betydelig potensiale for å løse vanskelige problemer. Ikke minst gjelder dette for programmer som kan analysere tre-dimensjonale modeller. De vil nemlig også kunne håndtere problemene knyttet til vipping (av f.eks. krumme, uavstivede rammehjørner) på en vesentlig sikrere måte enn de tilnærmede, manuelle metodene.

10.6 Bruksgrensetilstand

Det er ikke vanlig å produsere tre-ledd rammer med overhøyde. I spesielle tilfeller, f.eks. dersom en må forvente deformasjoner som følge av variasjoner i fuktighetsinnhold, kan det være aktuelt med overhøyde.

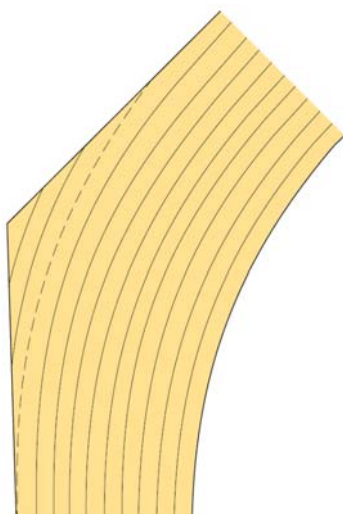
Forskryvningen i mønet er normalt den størrelsen som beregnes (ved hjelp av programverktøy) og kontrolleres i bruksgrensetilstanden. Standarden angir ingen anbefalt grenseverdi da dette i stor grad vil avhenge av konstruksjonens bruksområde. Skal en i det hele tatt si noe om nedbøyningen i mønet er det at den, for egenlast og relevant variabel last (inkl. krypeffekter), under ingen omstendigheter bør være større enn $L/200$ (hvor L er rammens spennvidde).

10.7 Dimensjonering av rammehjørner

10.7.1 Krumt rammehjørne

Krumme rammehjørner utformes normalt med konstant tverrsnitt og med løs stikksperre (delen utenfor den stiplede linjen i figur 10-10). Av hensyn til produksjonen, men også for å unngå fasthetsreduksjoner, benyttes vanligvis et relativt høyt forholdstall mellom krumningsradius (r) og lamelltykkelse (t), f.eks. $r/t = 200$. Kombinasjonen $t = 33$ mm og $r = 6,6$ m er vanlig praksis.

Hjørnekilen (utenfor den strekede linjen i figur 10-10) kan også være statisk medvirkende i tverrsnittet. Radielle (tverrstrekks-) spenninger må kontrolleres ved lasttilfeller som gir «utrettende» moment (strekk i innerkanten) i rammehjørnet. Dette kan være tilfelle ved lastkombinasjoner med vindlast. Opptredende spenninger beregnes og kontrolleres som for en boomerangbjelke, se kapittel 7.

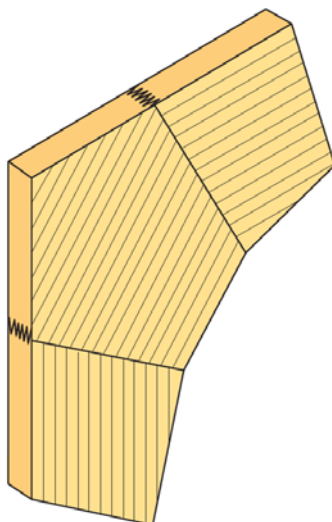


Figur 10-10

Krumt rammehjørne med fullt utlimt hjørne.

10.7.2 Fingerskjøtt rammehjørne

Fingerskjøtte rammehjørner utformes vanligvis med et mellomstykke som vist i figur 10-11. På den måten reduseres vinkelen mellom kraft- og fiberretningen i skjøtesnittet og dette virker positivt på bæreevnen til rammehjørnet. Lamellretningen bør være parallell med rammens utside. Retningen på lamellene i mellomstykket er normalt parallell med undersiden.



Figur 10-11

Fingerskjøtt rammehjørne med mellomstykke.

Skjøtesnittene kontrolleres etter følgende (empiriske) metode:

- Moment $M_{\text{skjøtt}}$ og normalkraft $N_{\text{skjøtt}}$ vinkelrett på skjøtesnittet beregnes i skjøtesnittets sentrum.
- Effektivt tverrsnittsareal og effektivt motstandsmoment beregnes i skjøtesnittet. Med betegnelser i henhold til figur 10-12 gjelder følgende:

$$A_{\text{skjøtt}} = \frac{b \cdot h}{\cos \beta} \cdot \left(1 - \frac{t}{f}\right) \quad (10-14)$$

$$W_{\text{skjøtt}} = \frac{b \cdot h^2}{6 \cdot \cos^2 \beta} \cdot \left(1 - \frac{t}{f}\right) \quad (10-15)$$

hvor:

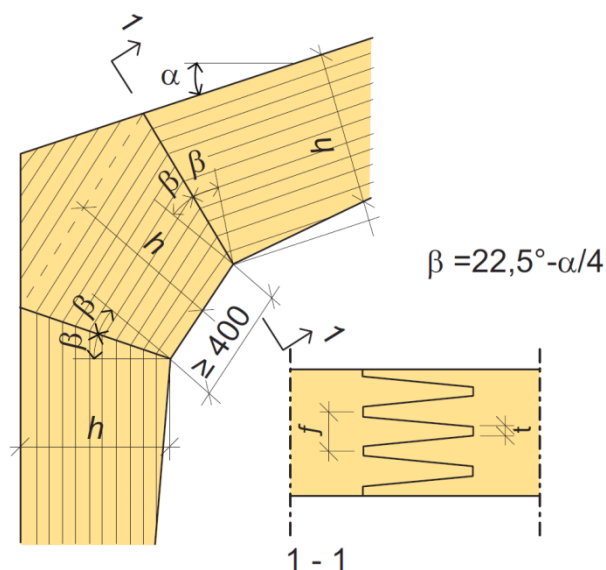
t er bredden av fingertuppen, og

f er senteranstanden mellom fingrene (se figur 10-12).

Forholdet t/f ligger normalt i området 0,1 to 0,2. Om fingerskjøttens geometri ikke er kjent kan en derfor sette leddene i parentes i ligningene (10-14) og (10-15) lik 0,8.

- Dimensjonerende trykkfasthet $f_{c,\alpha}$ bestemmes på grunnlag av vinkelen β mellom kraft (N) og fiberretning (se kapittel 4).
- For lastkombinasjoner som gir trykkspenninger på innsiden av rammehjørnet gjelder følgende dimensjoneringsbetingelse:

$$\frac{N_{\text{skjøtt}}}{A_{\text{skjøtt}}} + \frac{M_{\text{skjøtt}}}{W_{\text{skjøtt}}} \leq f_{c,\alpha} \quad (10-16)$$



Figur 10-12

Fingerskjøtt rammehjørne med mellomstykke - symboler og geometri.

- For lastkombinasjoner som gir strekkspenninger på innsiden av rammehjørnet (kombinasjoner med vindlast) gjelder følgende dimensjoneringsbetingelse:

$$\frac{N_{\text{skjøtt}}}{A_{\text{skjøtt}}} + \frac{M_{\text{skjøtt}}}{W_{\text{skjøtt}}} = k_{\alpha} f_{c,\alpha} \quad (10-17)$$

hvor koeffisienten k_{α} avhenger av vinkelen β mellom normalkraft og fiberretning i skjøtsnittet, se tabell 10-1.

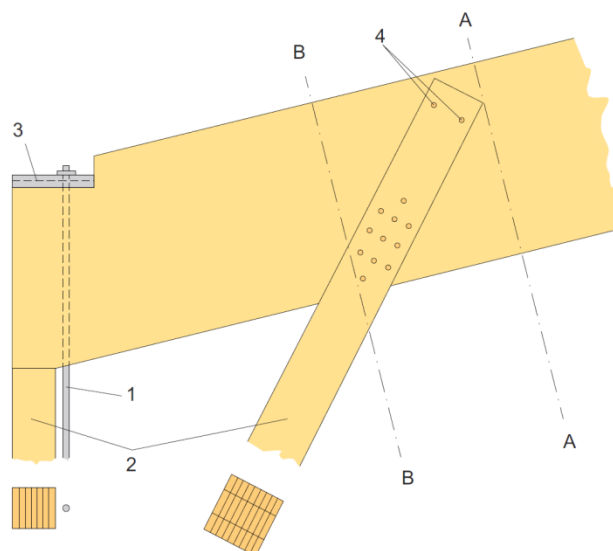
Tabell 10-1: Reduksjonsfaktoren k_{α} som funksjon av vinkelen β .

Vinkel β	Reduksjonsfaktor k_{α}
$\beta \leq 11,25^{\circ}$	$k_{\alpha} = 0,33$
$11,25^{\circ} < \beta \leq 18,75^{\circ}$	$k_{\alpha} = 0,533 - 0,0178 \times \beta$
$18,75^{\circ} < \beta \leq 22,5^{\circ}$	$k_{\alpha} = 0,20$

10.7.3 Hjørne i sammensatt ramme

Sammensatte rammehjørner kan utformes på forskjellige måter. Ved utførelse som vist i figur 10-13 kontrolleres snitt A-A med hensyn på samtidig trykk og bøyning i.h.t. avsnitt 10.6.2, med mulig reduksjon av dimensjonerende fastheter for trykk og bøyning med hensyn til knekking og vipping. I tillegg må opptredende skjærspenninger i snitt B – B kontrolleres.

Det ytre rammebeinet dimensjoneres for aksiallast og eventuelt for samtidig virkende vindmoment. Som regel opptrer det store strekkrefter i det ytre rammebeinet. Disse kan føres ned til grunnen ved hjelp av et strekkstag av stål som vist på figur 10-13. Opptredende moment og trykkraft tas opp i en enkel tresøyle. Strekkstaget bør festes inn i rammebjelkens overkant for å redusere faren for sprekker.

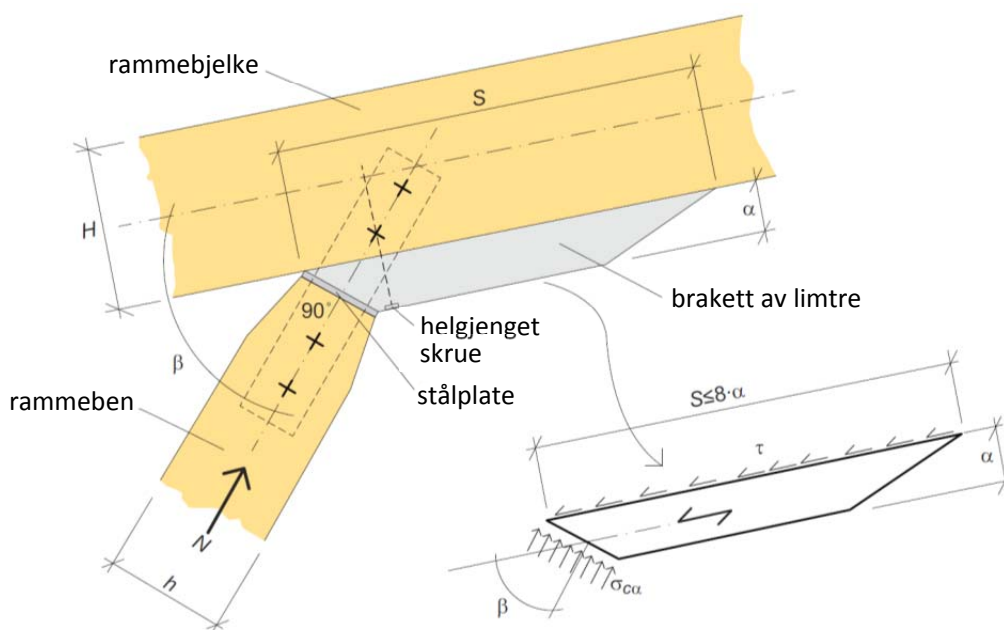


Figur 10-13

Sammensatt ramnehjørne med boltet innfesting av indre rammebein.

(1) Strekkstag av stål. (2) Trykkstav av tre. (3) U-profil av stål. (4) Avlange boltehull.

Indre rammebein dimensjoneres som en søyle utsatt for trykk og muligens bøyning dersom forbindelsen mellom rammebein og bjelke er utformet slik at lastoverføringen er eksentrisk. Forbindelsen mellom rammebjelke og indre rammebein utformes slik at overføringen av trykkrefter hovedsakelig skjer i rammebjelkens underkant, og fortrinnsvis ved kontaktrykk. Dette kan for eksempel løses ved at det limes en limtrebrakett til bjelkens underside som vist i figur 10-14. I kontaktområdet kan det være fornuftig å legge inn en stålplate som vist i figuren – dette for å hindre at fibrene trenger «inn i hverandre» - og en helgjenget skrue normalt på kontaktflaten mellom brakett og bjelke som vil ta opp eventuelle strekkspenninger som følge av mulige unøyaktigheter i utformingen av forbindelsen.



Figur 10-14

Forbindelse i ramnehjørne – kraftfordeling og betegnelser. Vinkelen β mellom bjelke og trykkstav ligger normalt i området 45° til 60° .

Forbindelsen kan kontrolleres som følger:

- Kontroller at kontaktrykket $\sigma_{c,\alpha,d}$ mellom rammebein og brakett tilfredsstillers:

$$\sigma_{c,\alpha,d} = \frac{N}{b \cdot a} \cdot \cos \beta \leq f_{c,\alpha,d} \quad (10-18)$$

hvor $f_{c,\alpha,d}$ er dimensjonerende trykkfasthet når vinkelen mellom kraft og fiberretning er α ; den bestemmes som angitt i avsnitt 4.1.5, for $\alpha = \beta$. b er rammebeinets tverrsnittsbredde.

- Kontroller at skjærspenningen mellom brakett og bjelke tilfredsstillers:

$$\tau_d = \frac{N}{b \cdot s} \cdot \cos \beta \leq 0,5 \cdot f_{v,d} \quad (10-19)$$

hvor $f_{v,d}$ er limtreets dimensjonerende skjærfasthet, som her er redusert med en faktor 0,5 basert på eksperimentelle resultater.

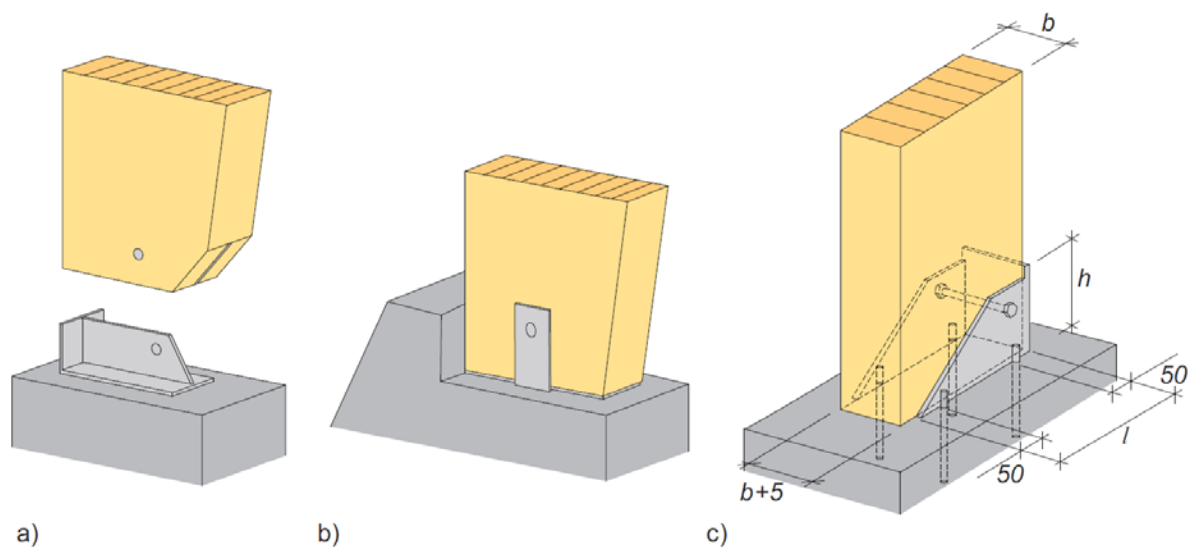
Videre bør lengden av braketten være minst 200 mm, og forholdet mellom lengden s og høyden a skal være minst 6 (dvs. $s/a \geq 6$).

Lengder større enn $s = 8 \cdot a$ kan ikke utnyttes. (Det betyr at dersom $s \geq 8 \cdot a$, må s i ligning (10-19) settes lik $8 \cdot a$).

10.8 Detaljer

Leddets rammefot

I forbindelsen mellom rammefot og underlag tilstrebes det momentfritt ledd. Litt avhengig av den detaljerte utforming vil det nesten alltid forekomme små momenter, men de er normalt av en slik størrelse at de ikke påvirker rammens bærevirkning. Derimot kan det være nødvendig å ta hensyn til disse momentene når selve forbindelsen skal dimensjoneres. I tillegg til at forbindelsen må tillate rotasjon om den sterke akse (som står normalt på rammens plan), må den også kunne overføre både vertikale og horisontale krefter, se figur 10-15.



Figur 10-15

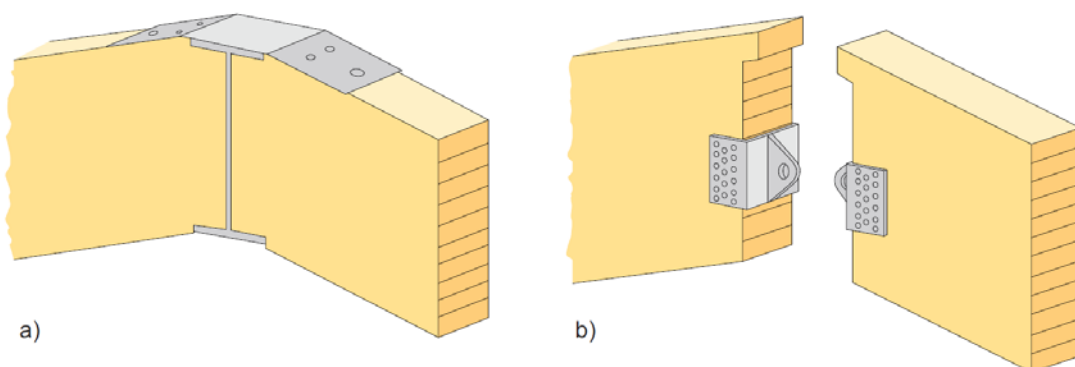
Mulige forbindelser mellom rammefot og underlag: (a) med innsliiset stålplate og bakplate av stål; (b) med utvendig laskeplate, bolt og betongmothold; (c) med faststøpt søylesko av stål (og bolt).

Ved stålkomponenter innstøpt i betong må det tas hensyn til nødvendige toleranser knyttet til montasjen. Fuktsperre anbefales alltid mellom trevirke og underlag, for å hindre fuktinntrengning i endevend.

Møneledd

Møneleddet skal først og fremst overføre horisontale og vertikale krefter. Bare beskjedne momenter overføres; de antas ikke å ha noen betydning for rammens bærevirkning. Det er viktig at rammebjelken kan rotere mest mulig fritt i toppleddet; sterke begrensninger på disse bevegelsene kan føre til spenninger som gir uforutsatte skader på konstruksjonen.

Forbindelsen kan utføres på samme måte som for saltakstolen i kapittel 9. Andre mulige løsninger er vist i figur 10-16.

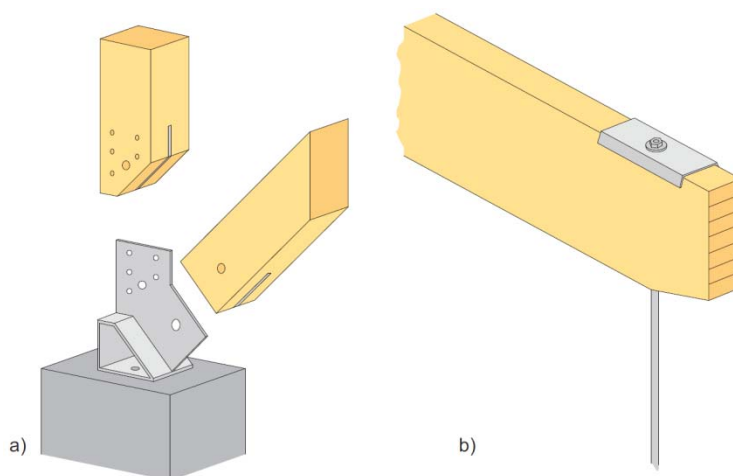


Figur 10-16

Leddets møneforbindelse: (a) med innsnitt tilpasset et I-profil samt en topplate som tar horisontalkreftene; (b) med ledd-bolt. Øvre del av forbindelsen i (b) bør ha en liten klaring som tillater fri rotasjon.

Detaljer ved sammensatt ramme

Figur 10-17 viser noen mulige løsninger for forbindelsen ved rammefoten og mellom strekkbånd og sperrebjelke.



Figur 10-17

Eksempler på detaljer ved sammensatt ramme: (a) forbindelsen i rammefoten; (b) forbindelsen mellom strekkbånd i stål og sperrebjelke.

10.9 Litteratur

Limtreboka (2002), Moelven Limtre AS.

Gustafsson, P.J. (2008): Tests of wooden cleats oriented along fibre, technical report, ISSN 0281-6679, Division of Structural Mechanics, Lund University.

Natterer, Herzog, Volz (1991): *Holzbau atlas Zwei*, Birkhäuser.

Natterer, J., Sandoz, J.L., Rey M. (2011): *Construction en bois; Matériaux, technologie et dimensionnement*, Presses Polytechniques et universitaires romandes

Crocetti, R. et al. (2011): *Design of Timber Structures*, Swedish forest industries federation, Stockholm, Sweden.

Timber engineering, Step 1 and Step 2 (1995), Edited by H.J. Blass et al. Centrum Hout, The Netherlands.



Skøytefestival i Moelv (Moleven Limtre AS, 2010)



Kiwi Stavsjø (Moelven Limtre AS, 2009)



Terminalbygget, Oslo Lufthavn Gardermoen (Moelven Limtre AS, 2002)



Limtrehallen Moelv (Moelven Limtre AS, 2006)

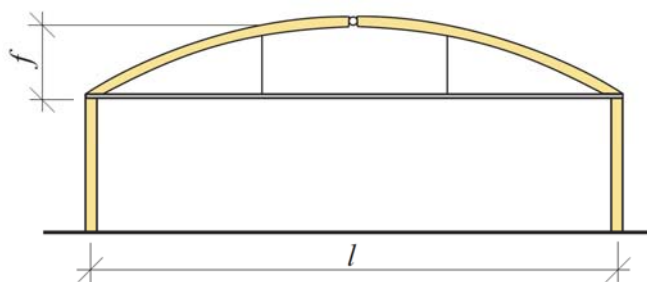
11

Buer

11.1	Innledning	183
11.2	Noen nyttige geometriske størrelser for lave buer	186
11.3	Forhåndsdimensjonering.....	186
11.4	Dimensjonering av tre-ledd buer	187
11.4.1	Indre krefter og opplagerreaksjoner	187
11.5	Stabilitetskontroll.....	192
11.5.1	Knekning ut av planet.....	192
11.5.2	Knekning i buens plan (om sterk akse)	194
11.6	Tverrstrekk og skjær	196
11.7	Detaljer.....	196
11.8	Litteratur.....	197

11.1 Innledning

Limtre er et materiale som egner seg godt for buekonstruksjoner siden det kan produseres krumme former med varierende tverrsnittshøyde uten store merkostnader. Som regel benyttes massive tverrsnitt med konstant høyde, men også I-bjelker eller kassetverrsnitt forekommer, særlig ved større spennvidder.



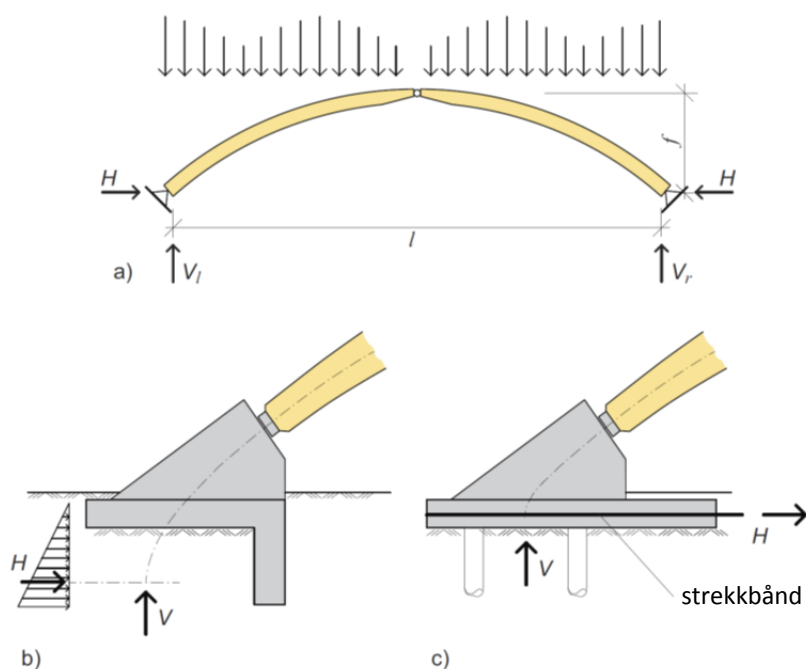
Figur 11-1

Bue med strekkbånd, opplagt på søyler.

Buens form velges slik at opprettede momenter blir så små som mulig. Som regel innebærer dette at bueformen følger trykklinjen for den dominerende lastkombinasjonen. Bøyemomenter kan likevel ikke unngås, ettersom flere lastkombinasjoner må tas hensyn til, som hver for seg har ulike trykklinjer. Dessuten vil eventuelle konsentrerte laster og usymmetriske laster (som forskjellig snølast på behalvdelene) alltid forårsake momenter.

Som oftest gis buen parabel- eller sirkelform. Av funksjonelle årsaker, for eksempel for å øke den frie høyden nær opplegget, kan elliptiske eller andre bueformer være aktuelle; grensen mellom bue- og rammekonstruksjon blir her flytende. En økning av høyden ved opplegget kan også oppnås ved å legge buen opp på søyler, se figur 11-1. De horisontale kreftene som buen påfører oppleggene må da tas opp av et strekkbånd (strekkgstag) mellom oppleggspunktene.

Med buen opplagt direkte på fundamentet, som i figur 11-2 (a), kan horisontalkreftene tas av fundamentet dersom grunnforholdene og fundamenteringen tillater dette, se figur 11-2 (b), eller av et strekkbånd under eller i gulvet, se figur 11-2 (c). En måte å begrense størrelsen til de horisontale oppleggsreaksjonene på, er å øke (pil-) høyden (f) i forhold til spennvidden (l); normalt bør dette forholdet ikke være mindre enn 0,15, som for en sirkel svarer til en startvinkel på godt og vel 30 grader. I praksis ligger høyde-spennvidde forholdet i området 0,14 til 0,30, dvs. $0,14 \leq f/l \leq 0,30$.



Figur 11-2

(a) Bue opplagt direkte på fundament; (b) horisontalkraften tas direkte av fundament; (c) horisontalkraften tas av strekkbånd i gulvplaten.

Valget mellom to- og tre-ledd buer skjer etter lignende overveielser som for rammekonstruksjoner (se kapittel 10). Tre-ledd buer er å foretrekke ved spennvidder opp mot 60 til 70 meter hvor konstruksjonen kan bestå av to deler som lar seg produsere og transportere. Større spennvidder krever som regel at buen produseres i tre eller flere deler som skjøtes sammen momentstivt på byggeplassen. Ledd og momentstive skjøter bør plasseres som vist på figur 11-3. To-ledd buen har den ulempe at den er statisk ubestemt og dermed sensitiv overfor setninger og/eller endringer i fuktighetsinnhold.

Leddfrie buer (fast innspente) benyttes ikke i lastbærende trekonstruksjoner.

Buer anbefales normalt ikke dersom det forekommer store konsentrerte laster. Disse vil forårsake betydelig bøyemomenter i buen og dermed redusere dens største konstruktive fortrinn. Den negative effekten av slike laster er mindre dersom det er snakk om tak med store, jevnt fordelte permanente laster.

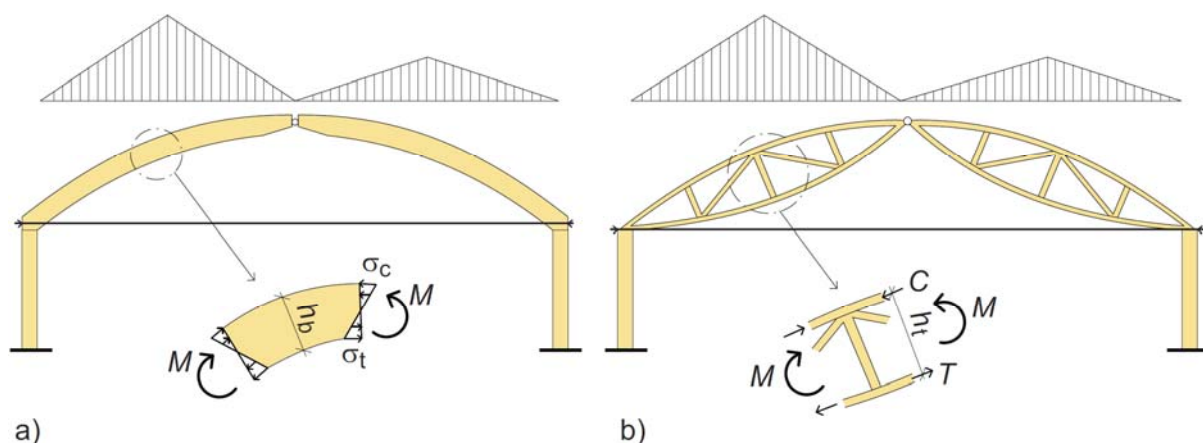


Figur 11-3

Hensiktsmessig plassering av skjøter i buekonstruksjoner. a) Tre-ledd bue; b) to-ledd bue.

Store konsentrerte laster vil kunne forårsake betydelig bøyemomenter i buen og dermed redusere dens største konstruktive fortrinn. Den negative effekten av slike laster er mindre dersom det er snakk om tak med store, jevnt fordelte permanente laster.

De fleste konstruksjonsstandarder har, som Eurokode 1-3, bestemmelser om hvordan snølast skal fordeles på en bueformet takkonstruksjon. Normalt vil en måtte ta hensyn til en viss skjevfordeling, som antydnet i figur 11-4. I Norge skal en nå, i henhold til det nasjonale tillegget til «snølaststandard» (EN 1991-1-3), også kontrollere for et tilfelle med trekantformet snølast på bare den ene siden av buen. Slike ekstreme skjevlastsituasjoner vil kunne føre til betydelige bøyemomenter i buen, spesielt for store spennvidder. En måte å redusere effekten av slike momenter kan være å øke den «indre momentarmen», for eksempel ved å velge en buekonstruksjon hvor hver halvpart består av et linseformet fagverk, se figur 11-4 (b).



Figur 11-4

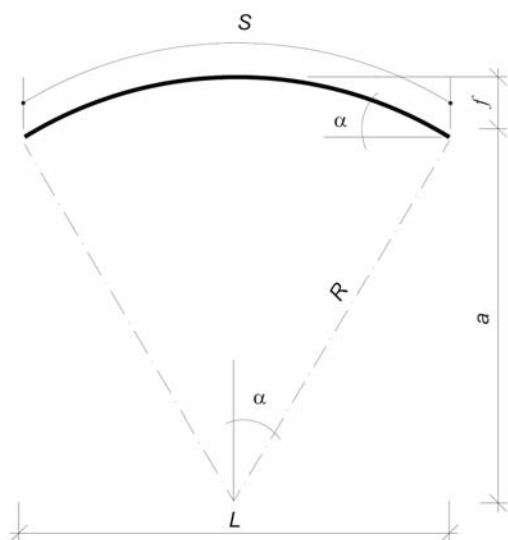
Buekonstruksjoner påkjent av trekantformede fordelte laster; (a) vanlig buekonstruksjon; (b) buekonstruksjon med to linseformede fagverk forbundet i mønet.

Virkningen av relativt store bøyemomenter M (tilfelle a) kan reduseres betraktelig ved å velge en konstruksjonsform som øker den interne "momentarmen" (tilfelle b).

Tre-ledds buen er den desidert vanligste limtrebue, og resten av dette kapitlet vil derfor bare dreie seg om denne typen buer.

11.2 Noen nyttige geometriske størrelser for lave buer

For sirkulære buer med vilkårlig høyde-spennvidde forhold og for paraboliske buer med pilhøyde-spennvidde forhold mindre enn 0,15 ($f/l < 0,15$), kan viktige geometriske parametre bestemmes som angitt i figur 11-5. (Parabelen har ikke konstant krumningsradius, men for små f/l -forhold er sirkelen og parabelen nesten sammenfallende og formlene i figur 11-5 kan derfor benyttes med tilstrekkelig nøyaktighet også for parabelen.)



Krumningsradius:
$$R = \frac{l^2 + 4f^2}{8f}$$

Startvinkel:
$$\alpha = \arcsin\left(\frac{l}{2R}\right)$$

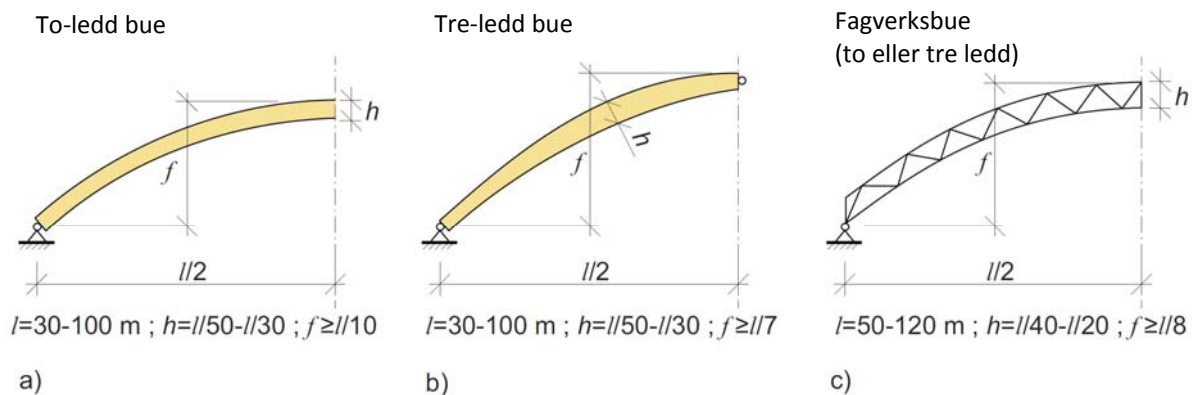
Buelengde:
$$s = 2\alpha \frac{\pi}{180} R$$

Figur 11-5

Geometriske størrelser for lave buer.

11.3 Forhåndsdimensjonering

Vanligvis er det arkitektoniske hensyn som bestemmer både form og i noen grad også høyden til buen. Av hensyn til både økonomi og ønske om å redusere de horisontale oppleggskreftene bør imidlertid erfaringsmessige tommelfinger-regler vektlegges ved valg av både maksimale spennvidder, høyde-spennvidde forhold og tverrsnittshøyder. Figur 11-6 angir erfaringsbaserte verdier for tre typer av buer; med norske snølaste er spennvidder på 100 m neppe realistisk for massive limtrebuer i takkonstruksjoner.



Figur 11-6

Erfaringsbaserte dimensjoner for tre forskjellige buetyper.

11.4 Dimensjonering av tre-ledd buer

Tre-ledd buen er stabil overfor horisontale krefter i eget plan, og den er statisk bestemt. Indre krefter påvirkes derfor ikke av ujevne setninger i oppleggspunktene eller av uforutsette deformasjoner i forbindelser.

11.4.1 Indre krefter og opplagerreaksjoner

For vertikal belastning er normalkraften (N) og skjærkraften (V) i et hvilket som helst punkt i buen avhengig av vinkelen α mellom tangenten og linjen mellom oppleggspunktene (se figur 11-7):

$$N = H \cdot \cos \alpha + V_b \cdot \sin \alpha \quad (11-1)$$

$$V = -H \cdot \sin \alpha + V_b \cdot \cos \alpha \quad (11-2)$$

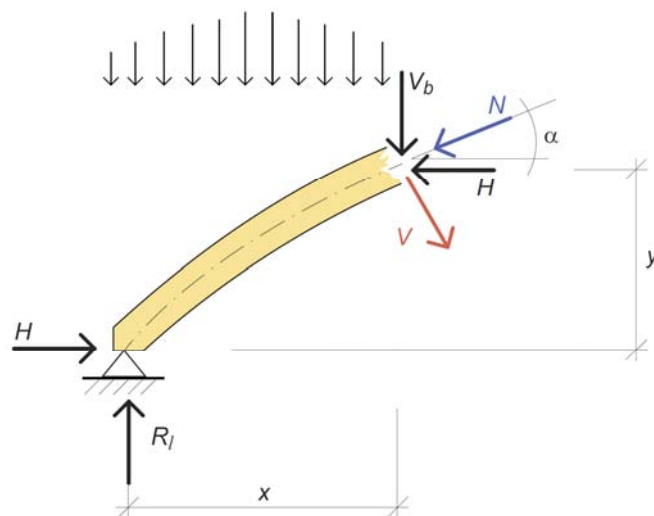
Her er vertikalkraften V_b skjærkraften i det samme punktet til en fritt opplagt bjelke med samme spennvidde og samme vertikale last som buen, og H er den horisontale opplagerkraften i buen, se figur 11-7.

Det kritiske snittet i buen er normalt i nærheten av fjerdedels-punktet (dvs. $x = l/4$ i figur 11-7). I dette punktet kan vinkelen α beregnes etter følgende uttrykk:

$$\begin{cases} \alpha = \arcsin\left(\frac{l}{4 \cdot R}\right) & \text{for sirkulære buer} \\ \alpha = \frac{180}{\pi} \cdot \arctan\left(\frac{2 \cdot f}{l}\right) & \text{for parabel-buer} \end{cases} \quad (11-3)$$

Ordinaten y_0 til buens senterlinje i fjerdedels-punktet kan beregnes ved hjelp av følgende uttrykk:

$$\begin{cases} y_0 = \frac{f}{2} - \frac{l^2}{8 \cdot f} + \sqrt{\frac{l^4}{64 \cdot f^2} + \frac{f^2}{4} + \frac{l^2}{16}} & \text{for sirkulære buer} \\ y_0 = \frac{3}{4} \cdot f & \text{for parabel-buer} \end{cases} \quad (11-4)$$



Figur 11-7

Indre krefter i et vilkårlig snitt i buen.

Lastkombinasjonene som vanligvis blir dimensjonerende for tre-ledd buer er:

- Permanente laster + jevnt fordelt snølast
- Permanente laster + trekantformede fordelte snølaster med forskjellig størrelse på hver buehalvdel.

Resten av dette avsnittet er viet bestemmelse av indre krefter og opplagerreaksjoner i tre-ledd buer.

Følgende betraktninger gjelder bare for sirkulære buer med høyde-spennvidde forhold i området 0,14 til 0,15 ($f/l \sim 0,14$ til 0,15) og for parabelformede buer som tilfredstiller følgende ligning:

$$y = \frac{4 \cdot f}{l} \cdot \left(x - \frac{x^2}{l} \right) \quad (11-5)$$

hvor x og y har origo i venstre oppleggspunkt, som vist i figur 11-7.

Permanent last + jevnt fordelt snølast

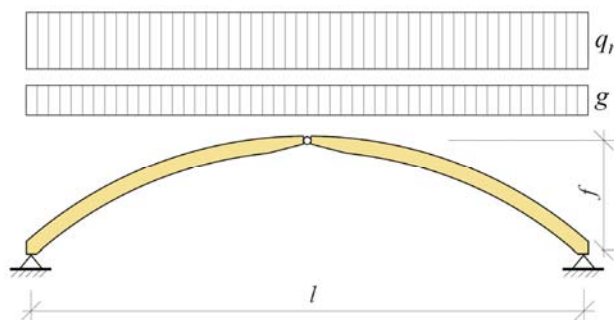
For en belastning som vist i figur 11-8 kan reaksjonskrefter og indre krefter i tre-ledd buen beregnes ved hjelp av følgende uttrykk:

Vertikale opplagerkrefter (R_l i venstre opplegg og R_r i høyre):

$$R_l = R_r = \frac{(q_r + g) \cdot l}{2} \quad (11-6)$$

Horisontal opplagerkraft:

$$H = \frac{(q_r + g) \cdot l^2}{8 \cdot f} \quad (11-7)$$



Figur 11-8

Tre-ledd bue påkjent av jevnt fordelt permanent last (g) + jevnt fordelt snølast (q_r).

Største normalkraft (i buens fjerdedels punkt):

$$N = \frac{(q_r + g) \cdot l^2}{8 \cdot f} \cdot \cos \alpha + \frac{(q_r + g) \cdot l}{4} \cdot \sin \alpha \quad (11-8)$$

Bøyemoment i fjerdedelspunktet (y_0 i henhold til ligning (11-4)):

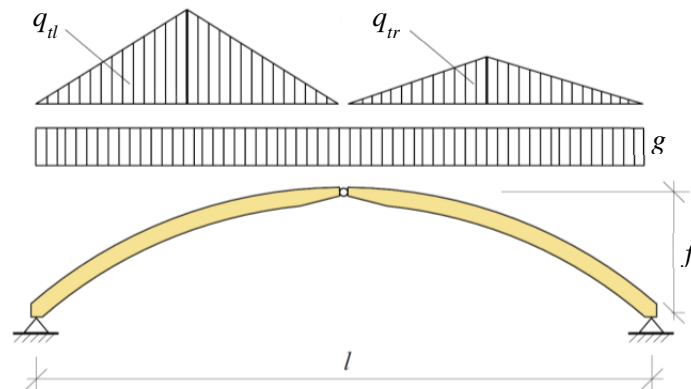
$$M = \frac{(q_r + g) l^2}{32} \left(3 - \frac{4y_0}{f} \right) \quad (11-9)$$

Skjærkraften ved opplegget ($x = 0$)

$$V_{\text{oppl}} = -\frac{(q_r + g) \cdot l^2}{8 \cdot f} \cdot \sin \alpha_{\text{oppl}} + \frac{(q_r + g) \cdot l}{2} \cdot \cos \alpha_{\text{oppl}} \quad (11-10)$$

Skjærkraften i toppunktet er null.

Permanent last + trekantformede fordelte snølaster



Figur 11-9

Tre-ledd bue påkjent av jevnt fordelt permanent last (g) + trekantformede fordelte snølaster (q_t).

For en belastning som vist i figur 11-9 kan reaksjonskrefter og indre krefter beregnes ved hjelp av følgende uttrykk:

Vertikal opplagerkraft, venstre opplegg:

$$R_l = (3q_{tl} + q_{tr}) \frac{l}{16} + \frac{1}{2} gl \quad (11-11)$$

Vertikal opplagerkraft, høyre opplegg:

$$R_r = (q_{tl} + 3q_{tr}) \frac{l}{16} + \frac{1}{2} gl \quad (11-12)$$

Horisontal opplagerkraft:

$$H = \frac{(q_{tl} + q_{tr})l^2}{32f} + \frac{gl^2}{8f} \quad (11-13)$$

Største normalkraft (i buens fjerdedels punkt):

$$N = \frac{l}{16} (q_{tl} + q_{tr} + 4g) \left(\frac{l}{2f} \cos \alpha + \sin \alpha \right) \quad (11-14)$$

Bøyemoment i fjerdedelspunktet (y_0 i henhold til ligning 11-4):

$$M = (7q_{tl} + 3q_{tr}) \frac{l^2}{192} - (q_{tl} + q_{tr}) \frac{l^2}{32} \frac{y_0}{f} + \frac{gl^2}{32} \left(3 - \frac{4y_0}{f} \right) \quad (11-15)$$

Skjærkraft ved venstre opplegg ($x=0$)

$$V_{\text{oppl}} = \frac{l}{2} \left(g + \frac{3q_{ll} + q_{lr}}{8} \right) \cos \alpha_{\text{oppl}} - \frac{l^2}{8f} \left(g + \frac{q_{ll} + q_{lr}}{4} \right) \sin \alpha_{\text{oppl}} \quad (11-16)$$

Skjærkraft i toppunktet:

$$V_{\text{opp}} = \frac{q_{ll} - q_{lr}}{16} l \quad (11-17)$$

Programstyrte beregninger

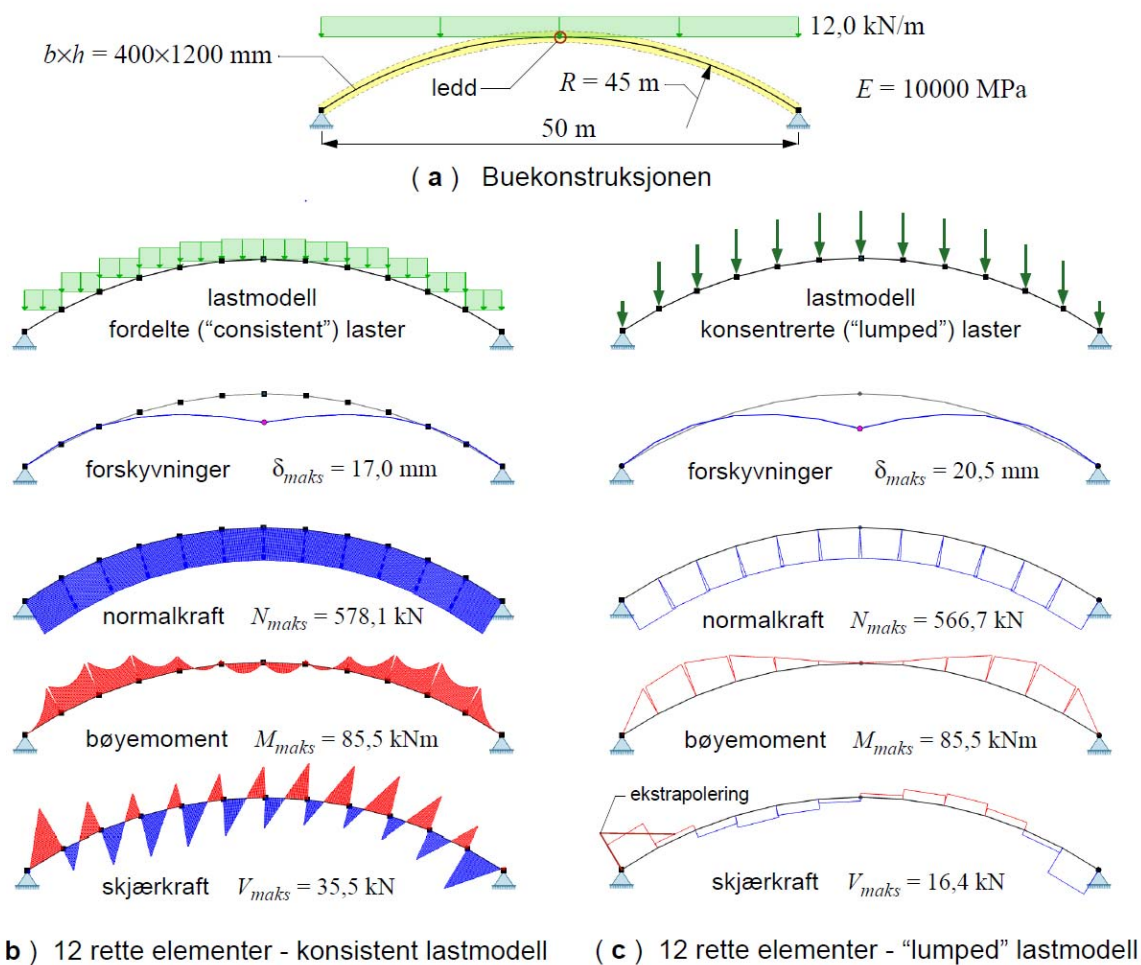
I dag vil nok de aller fleste statiske beregninger av bjelke- og ramme-type konstruksjoner bli utført ved hjelp av programverktøy. Disse verktøyene kan også benyttes for buer, men da er det et par ting man må være oppmerksom på.

For de aller fleste av dagens programmer, vil en måtte modellere buen som en serie av *rette* bjelkeelementer. Det er normalt ikke noe problem – 15 til 20 rette bjelkeelementer vil representere buen med tilstrekkelig nøyaktighet. Men, og det er viktig, har en modellert buen ved hjelp av rette elementer, bør en modellere en fordelt last som en serie av konsentrerte (og statistisk ekvivalente) laster som virker i knutepunktene (som knytter sammen de rette elementene). Lar man den fordelte lasten virke som en fordelt last også på de rette elementene vil man få lokale momenter som er korrekte nok dersom konstruksjonen virkelig hadde bestått av en «bue» med knekkpunkter, men som ikke forekommer i en «glatt» bue. Og en vil få et sagtak-lignende skjærkraftdiagram. Dette spesielle forholdet er forsøkt illustrert i figur 11-10.

Figur 11-10(a) viser en typisk tre-ledd bue i limtre, påkjent av en jevnt fordelt projeksjonslast (snø). Det er utført to programstyrte beregninger av buen modellert ved hjelp av 12 rette og like lange bjelkeelementer. I det ene tilfellet er lasten påført som en jevnt fordelt last på hvert element, såkalt konsistent lastmodellering, se figur 11-10(b), mens lasten i det andre tilfellet er påført som statistisk ekvivalente, konsentrerte krefter i knutepunktene, såkalt «lumped» lastmodellering, se figur 11-10(c). Når en sammenligner beregningsresultatene fra de to modellene med de korrekte resultatene i figur 11-11, ser en at modellen med konsentrerte laster gir et vesentlig mer korrekt bilde enn den tilsynelatende bedre modellen med konsistent lastmodellering. Det bør her presiseres at resultatene i figur 11-10(b) er helt riktige for en konstruksjon som består av en serie rette bjelker bøyingsstivt forbundet i «knekk-punkter», men denne kombinasjonen av geometri og last er *ikke* en god modell av bueproblemet.

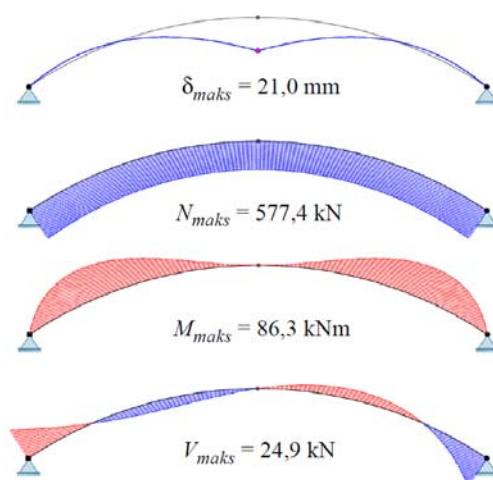
Ser en bort fra skjærkraften er maksimalverdiene for nedbøyning, normalkraft og bøyemoment ganske nærme de korrekte verdiene for begge modellene, men for den konsistente lastmodellen er fordelingen av bøyemomentet, og spesielt skjærkraften, langt fra korrekt. Heller ikke lastmodellen med konsentrerte laster gir et overbevisende skjærkraftdiagram, men om en trekker rette linjer mellom verdien i midtpunktet til hvert enkelt element vil en se at en er temmelig nær det korrekte diagrammet.

Lastmodelleringen vil kunne variere fra program til program; det finnes sikkert program som gir brukeren valget mellom de to lastmodellene, men det er nok vanligere at programmet benytter den ene eller den andre modellen. Har en et program som bare tilbyr konsistent lastmodellering bør en modellere selve buen med mange elementer (50 eller mer); «feilen» i M - og V -diagrammene i figur 11-10(b) blir mindre jo flere elementer som benyttes.



Figur 11-10

Programstyrt beregning av tre-ledd bue (a) modellert med 12 rette bjelkeelementer og to forskjellige lastmodeller: (b) jevnt fordelt (konsistent) last på hvert element, og (c) statisk ekvivalente konsentrerte ("lumped") laster i knutepunktene som knytter elementene sammen.



Figur 11-11

«Fasitsvar» på det statiske problemet i figur 11-10(a) – beregnet med en modell som i figur 11-10 (c), men med 300 elementer.

11.5 Stabilitetskontroll

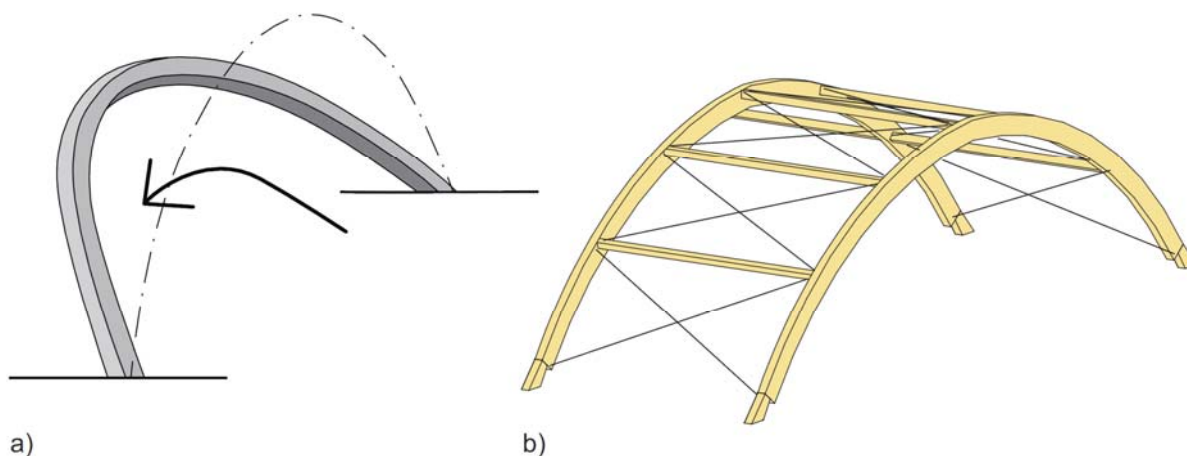
Buer er som regel slanke konstruksjoner og dimensjoneringen må derfor, i enda større grad enn ved rammekonstruksjoner, ta hensyn til knekningsfaren, både i og ut av planet. Med andre ord, det må tas hensyn til de tilleggskrefter som buens formavvik og deformasjon under last medfører.

11.5.1 Knekning ut av planet

Buen, hvis plan normalt faller sammen med vertikalplanet, må hindres i å "tippe over" sideveis, se figur 11-12(a). Dette er spesielt et problem man må ha fokus på under montasjen. For å sikre sideveis stabilitet kan en

- enten tilstrebe fast innspenning sideveis i fotpunktene, eller en
- kan montere to parallelle buer samtidig og utstyre dem med et mellomliggende, midlertidig eller permanent, fagverk som vist i figur 11-12(b).

Den første metoden er vanskelig (kostbar) å få til, og den krever et meget solid fundament. Den andre metoden er nok den desidert vanligste.

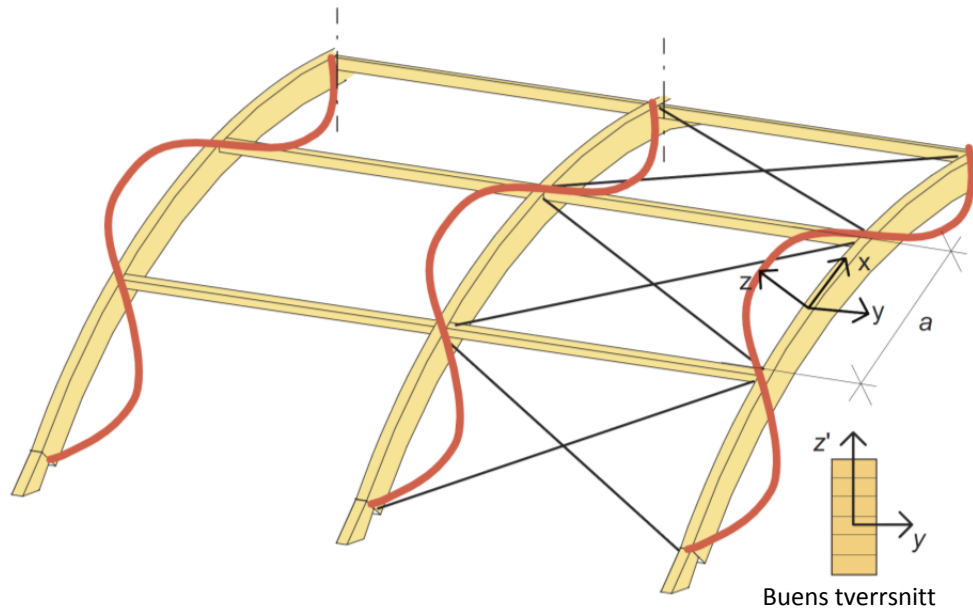


Figur 11-12

Sideveis stabilitet av buer under oppførelse. (a) Buen tipper over; (b) sideveis stabilitet oppnås ved å avstive to parallelle buer mot hverandre ved hjelp av et mellomliggende fagverk.

Som for rammer vil også buen kunne knekke ut sideveis mellom avstivningene. Dette problemet er illustrert i figur 11-13.

Faren for knekning ut av planet kan reduseres ved å øke buens stivhet i denne retningen, enten ved å øke buetverrsnittets bredde, eller ved å redusere avstanden mellom åsene (a i figur 11-13). Også selve takflaten, som f.eks. selvbærende takplater mellom buene, kan redusere eller helt fjerne faren for sideveis knekning. Når åsene er viktige komponenter i avstivningen må forbindelsen mellom bue og ås kunne overføre avstivningskreftene. For vanlige buer kontrolleres knekningsfaren ut av planet på samme måte som for en hvilken som helst bjelke/søyle mellom avstivningspunktene. Effektive lengder (kneklengder) er normalt avstanden mellom avstivningspunktene.



Figur 11-13

Knekning ut av planet av avstivede buer; avstand mellom avstivningene er a .

Dimensjoneringskriteriet for vipping er:

$$\left(\frac{\sigma_{m,y,d}}{k_{crit} \cdot k_r \cdot f_{m,y,d}} \right)^2 + \frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,z'} \cdot f_{c,d}} \leq 1 \quad (11-18)$$

og for aksial knekning, både i og ut av planet,

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,y} f_{c,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{k_r f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad (11-19)$$

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,z} f_{c,0,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{k_r f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad (11-20)$$

Her er:

$\sigma_{c,0,d}$ dimensjonerende trykkspenning.

$\sigma_{m,y,d}$ dimensjonerende bøyespenning om y -aksen (tilsvarende om z -aksen).

$f_{c,d}$ dimensjonerende trykkfasthet.

$f_{m,y,d}$ dimensjonerende bøye­fasthet om y -aksen (tilsvarende om z -aksen).

$k_{c,z'}$ reduksjonsfaktor for knekning ut av planet (dvs. knekning om z' -aksen, se figur 11-13).

k_{crit} reduksjonsfaktor for vipping, se avsnitt 4.1.3.

k_r reduksjonsfaktor som tar hensyn til redusert bøye­fasthet pga. lamellenes krumning under produksjonen, se kapittel 7.

k_m er den samme faktoren som i ligning (4-4); = 0,7 for rektangulære tverrsnitt.

For mer detaljert informasjon om symbolene her henvises det til kapittel 4. Den eneste forskjellen er faktoren k_r , og for vanlige buegeometrier er det sjelden at denne faktoren får noen annen (mindre) verdi enn 1,0. Dersom buens overkant er fastholdt sideveis av selve takflaten er det liten fare for vipping, selv i områder med moment som gir trykk i underkanten; dette forutsetter at buefoten er sikret mot rotasjon om z' -aksen, se figur 11-13.

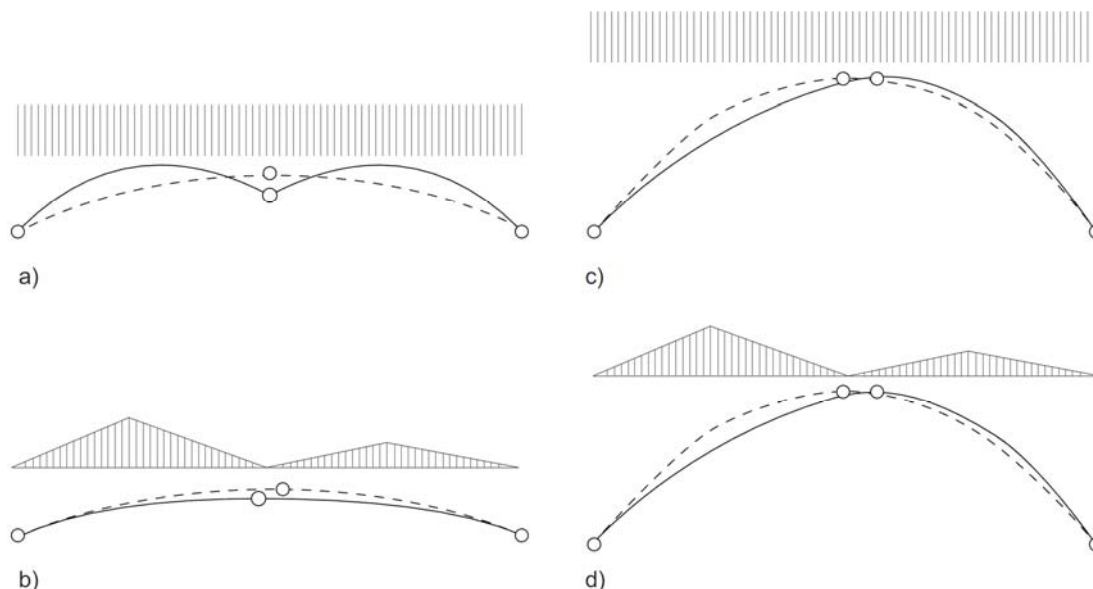
11.5.2 Knekning i buens plan (om sterk akse)

Dette problemet er sterkt beslektet med tilsvarende problem for rammekonstruksjoner. Dimensjonering basert på en lineær statisk analyse betinger bruk av *knekk lengder* (eller slankhetsforhold) når reduksjonsfaktorene k_c , i ligningene (11-19) og (11-20), skal bestemmes, men for en bue er ikke knekk lengde et veldefinert begrep. Alternativt kan en, ved å benytte en ikkelineær statisk analyse, finne de dimensjonerende snittkreftene direkte, og dermed blir knekkfaktorene (k_c) overflødige.

Lineær statisk analyse - knekk lengder

Dimensjonering foregår nøyaktig som for rammekonstruksjoner, dvs. som for enkle bjelkesøyler; kriteriene er definert ved ligningene (11-18), (11-19) og (11-20) som tar utgangspunkt i snittkrefter og spenninger bestemt ved en lineær statisk analyse. De såkalte høyere ordens effektene (momenter fremkalt av forskyvningene) tas hensyn til via modifikasjonsfaktorene (k_c og k_{crit}). Eurokode 5 bestemmer disse faktorene basert på slankhetsforhold, som igjen er basert på knekk lengde eller effektiv lengde. Problemet blir derfor å bestemme buens knekk lengde

Laveste knekkform for en *to-ledd* bue er antisymmetrisk, uavhengig av om lasten er symmetrisk eller antisymmetrisk, se figur 11-15(b). Det betyr at toppunktet blir et infleksjonspunkt. For en vanlig *tre-ledd* bue (med $f/l \leq 0,25$ to $0,3$) er laveste knekkform symmetrisk, for symmetrisk last, se figur 11-14(a).



Figur 11-14

Laveste knekkform for knekning i planet til tre-ledd buer med forskjellig last og høyde.

Det finnes ingen enkel formel for knekk lengden L_k til en bue, men i litteraturen kan en finne analytiske metoder for å bestemme kritisk verdi for en gitt last på en bue med gitt geometri, og via denne kritiske lasten kan en finne den tilsvarende knekk lengden. Dette er relativt vidløftig, og for praktiske formål finner en ofte følgende enkle formel for en tre-ledd bue:

$$L_k \approx 1,25 \cdot s \quad (11-21)$$

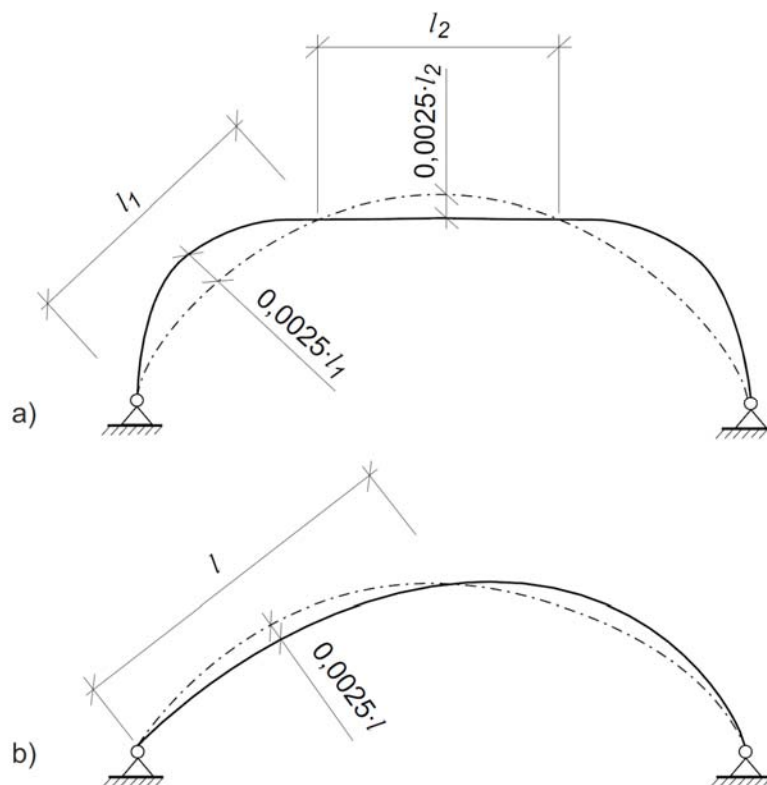
hvor s er lengden av halve buen, dvs. lengden fra opplegget til toppunktet. Dette er en relativt konservativ verdi som benyttes uansett lastfordeling.

Et bedre estimat på knekk lengden finner en ved å bestemme kritisk last (og dermed kritisk normal-kraft) ved hjelp av en linearisert knekningsberegning, som beskrevet i avsnitt 10.4.2. Denne metoden gir normalt en lavere knekk lengde (L_k) enn formelen (11-21).

Med L_k kjent bestemmes k_c -faktorene som for en søyle, og dimensjonene kontrolleres ved hjelp av ligningene (11-19) og (11-20).

Ikkelineær statisk analyse

Her gjelder det samme som for rammer, og det henvises derfor til avsnittet med samme navn under avsnitt 10.4.2. Også her vil det geometriske formavviket («formfeilen») være viktig. Eurokode 5 angir avviksformer som vist i figur 11-15; disse faller rimelig godt sammen med andre (a) og første (b) knekkform for en to-ledd buer. Som for rammer representerer de lavere knekkformene, eventuelt forskyvningsformen, for den gitte belastning, både naturlige og hensiktsmessige avviksformer for programstyrte beregninger. Hva formavvikets størrelse angår, angir Eurokode 5 informasjonen i figur 11-15, dvs. $L/400$, som et minimum.



Figur 11-15

Geometriske formavik for buer – form og størrelse – anbefalt i Eurokode 5.

11.6 Tverrstrekk og skjær

For samtidig opptredende tverrstrekk og skjær krever Eurokode 5 at følgende betingelse skal være tilfredsstillt:

$$\frac{\tau_d}{f_{v,d}} + \frac{\sigma_{t,90,d}}{k_{dis} \cdot k_{vol} \cdot f_{t,90,d}} \leq 1 \quad (11-22)$$

hvor

τ_d er dimensjonerende skjærspenning.

$\sigma_{t,90,d}$ er dimensjonerende tverrstrekk.

$f_{t,90,d}$ er dimensjonerende strekkfasthet normalt på fiberretningen.

$f_{v,d}$ er dimensjonerende skjærfasthet.

k_{dis} er en faktor som settes lik 1,4 for buer, se tabell 7-1.

Volumfaktoren k_{vol} for limtre definerer Eurokode 5 som:

$$k_{vol} = \left(\frac{V_0}{V} \right)^{0,2} = \left(\frac{0,01}{V} \right)^{0,2} \quad (11-23)$$

hvor V er det såkalte "stressed volume" i m^3 . Strengt tolket er dette hele volumet som har tverrstrekkspenninger. For en bue er tverrstrekkspenningene vi her snakker om fremkalt av et bøyemoment som forsøker å rette ut buen. For ekstrem skjevlast på buen vil det kunne bety at halve buen i prinsippet har tverrstrekkspenninger. For store buer vil dette kunne gi volumfaktorer ned mot 0,25, og kravet i ligning (11-22) kan bli meget vanskelig å tilfredsstille.

Dette virker urimelig, og det anbefales å følge regelen i den australske trestandarden (AS 1720.1—1997) som foreslår at V i ligning (11-23) er det volumet i buen som har mer enn 80% av maksimal tverrstrekkspenning.

11.7 Detaljer

Leddets i fotpunktet

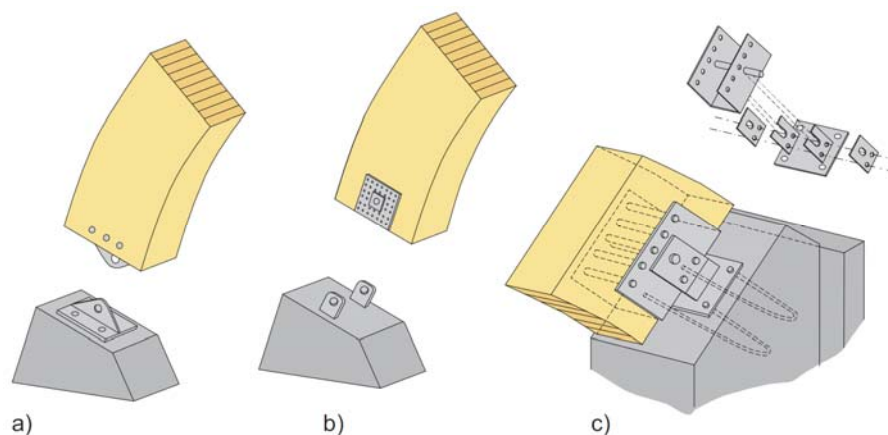
Forbindelsen mellom bue og opplegg utføres normalt som en så momentfri forbindelse som mulig. I praksis vil det nok forekomme momenter i forbindelsen, men de er vanligvis så små at de kan neglisjeres ved dimensjoneringen av buen. For selve forbindelsen og dimensjoneringen av denne kan en imidlertid måtte ta hensyn til disse momentene. Forbindelsen må kunne ta opp både de horisontale og vertikale opplagerkreftene – krefter som kan bli store; spesielt de horisontale kreftene må en vie stor oppmerksomhet.

En fuktighetssperre i buens endesnitt er alltid å anbefale, også i klimaklasse 1 og 2. Dette for å hindre vanninntrengning i buefoten.

Leddets i toppunktet

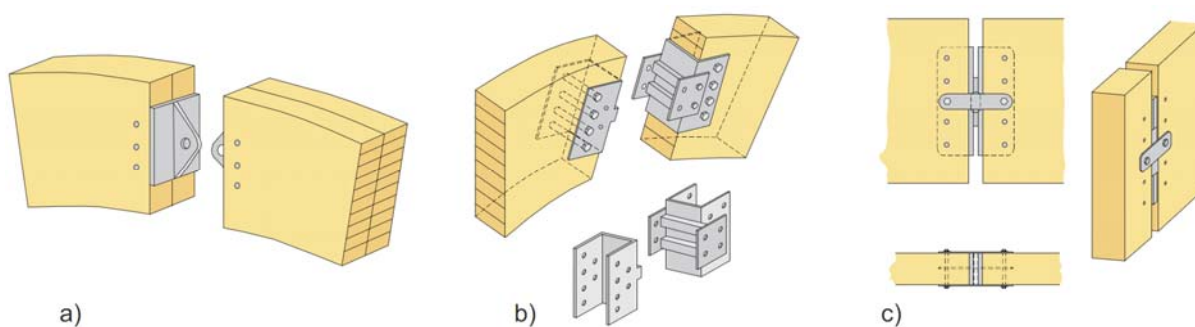
Dette leddet skal overføre horisontale og vertikale krefter, men fortrinnsvis ikke momenter. Små momenter vil nok forekomme i praksis, men de kan normalt neglisjeres ved dimensjoneringen av buen. Det er viktig at leddet tillater mest mulig fri rotasjon av buens endesnitt i leddet.

Noen mulige løsninger for utførelse av buens toppledd er vist i figur 11-17.



Figur 11-16

Mulige buefot detaljer: (a) med endeplate og ledd-bolt; (b) med spikerplate og ledd-bolt; (c) med U-formet plate, ledd-bolt og sideplater.



Figur 11-17

Mulige utførelser av momentfrie toppledd i tre-ledd buer.

11.8 Litteratur

Austin, W.J. (1971): In-plane bending and buckling of arches, *Journal of the Structural Division*, Proceedings of the American Society of Civil Engineers.

Austin, W.J., Ross, T.J. (1976): Elastic buckling of arches under symmetrical loading, *Journal of the Structural Division*, Proceedings of the American Society of Civil Engineers.

Limtreboka (2002), Moelven Limtre AS.

Natterer, Herzog, Volz (1991): *Holzbau atlas Zwei*, Birkhäuser.

Natterer, J., Sandoz, J.L., Rey M. (2011): *Construction en bois; Matériaux, technologie et dimensionnement*, Presses Polytechniques et universitaires romandes.

Crocetti, R. et al. (2011): *Design of Timber Structures*, Swedish forest industries federation, Stockholm, Sweden.

Timber engineering, Step 1 and Step 2 (1995). Edited by H.J. Blass et al., Centrum Hout, The Netherlands.

Timoshenko, S. and Gere, J.M. (1963): *Theory of Elastic Stability* (2th edition). McGraw Hill International Book Company, Singapore.

Trelastlager, Stangeskovene, Bjerke (Moelven Limtre AS, 2012)



12

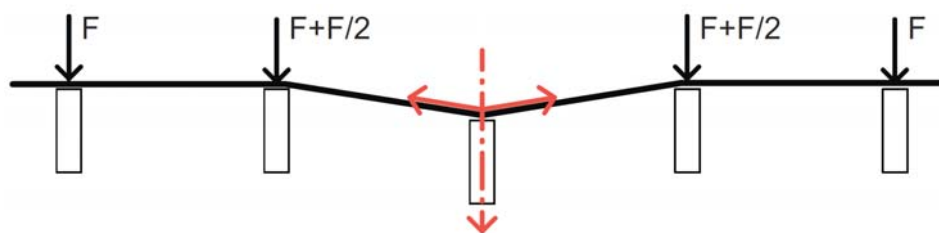
Takåser

12.1	Innledning	199
12.2	Åser i forband.....	200
12.3	Gerbersystem	202
12.4	Skråstilte takåser	204
12.5	Litteratur.....	205

12.1 Innledning

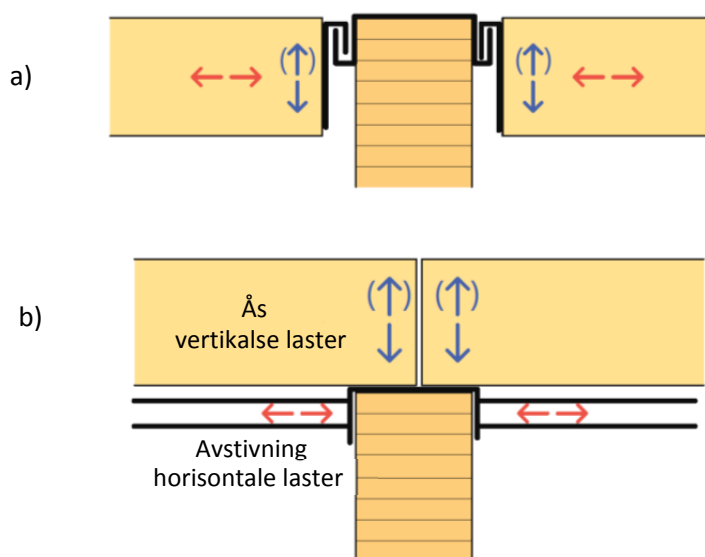
Takåser av limtre utføres normalt av rette bjelker med konstant tverrsnitt. De kan utføres fritt opplagt, og henges da oftest inn mellom primærbjelkene, eller som kontinuerlige bjelker på flere opplegg, og legges da vanligvis opp på oversiden av det primære bæresystemet. Kontinuerlige åser kan utføres som hele (ikke skjøtte) bjelker over to eller flere felt, med momentstive skjøter, vanligvis i form av omlegg av åsene over støtten, eller med leddet skjøt i såkalt Gerber-system.

Kontinuerlige åser eller åser med Gerber-forbindelser krever mindre tverrsnitt enn fritt opplagte åser. Derimot vil fritt opplagte åser kunne gi et mer robust bæresystem ved at de gir lavere risiko for suksessiv kollaps. Åsene har normalt en dobbel oppgave; de skal overføre de vertikale taklastene til primærbjelkene og de er viktige komponenter i avstivningen av bygget, både lokalt (avstivning av primærbjelkene) og globalt (hele takflaten og dermed også bygget). Dersom en primærbjelke skulle svikte vil kontinuerlige åser kunne virke som «strekkbånd» og omfordele belastningen til nabobjelkene, som antydnet i figur 12-1. Nå er det imidlertid større sannsynlighet for at en eventuell konstruksjonssvikt skyldes (gjentakende) feil av konstruktør eller utbygger, snarere enn en lokal defekt (som materialfeil), og nabobjelkene vil derfor neppe kunne ta den ekstra lasten som overføres via åsene, med suksessiv svikt som resultat. I dette perspektivet bør en kanskje vurdere om takåsene skal ha dobbel funksjon, dvs. vurdere om det er bedre at de bare tar vertikale laster, og at forbindelsen mellom ås og primærbjelke utformes deretter. For å hindre suksessiv svikt vil det alltid være gunstig om disse forbindelsene utformes slik at de tillater at ås og primærbjelke atskilles ved svikt, se figur 12-2.



Figur 12-1

Eksempel på et ås-system som via strekkrefter overfører lasten fra en sviktende primærbjelke (bør unngås); figuren er tatt fra [Dietsch 2011].



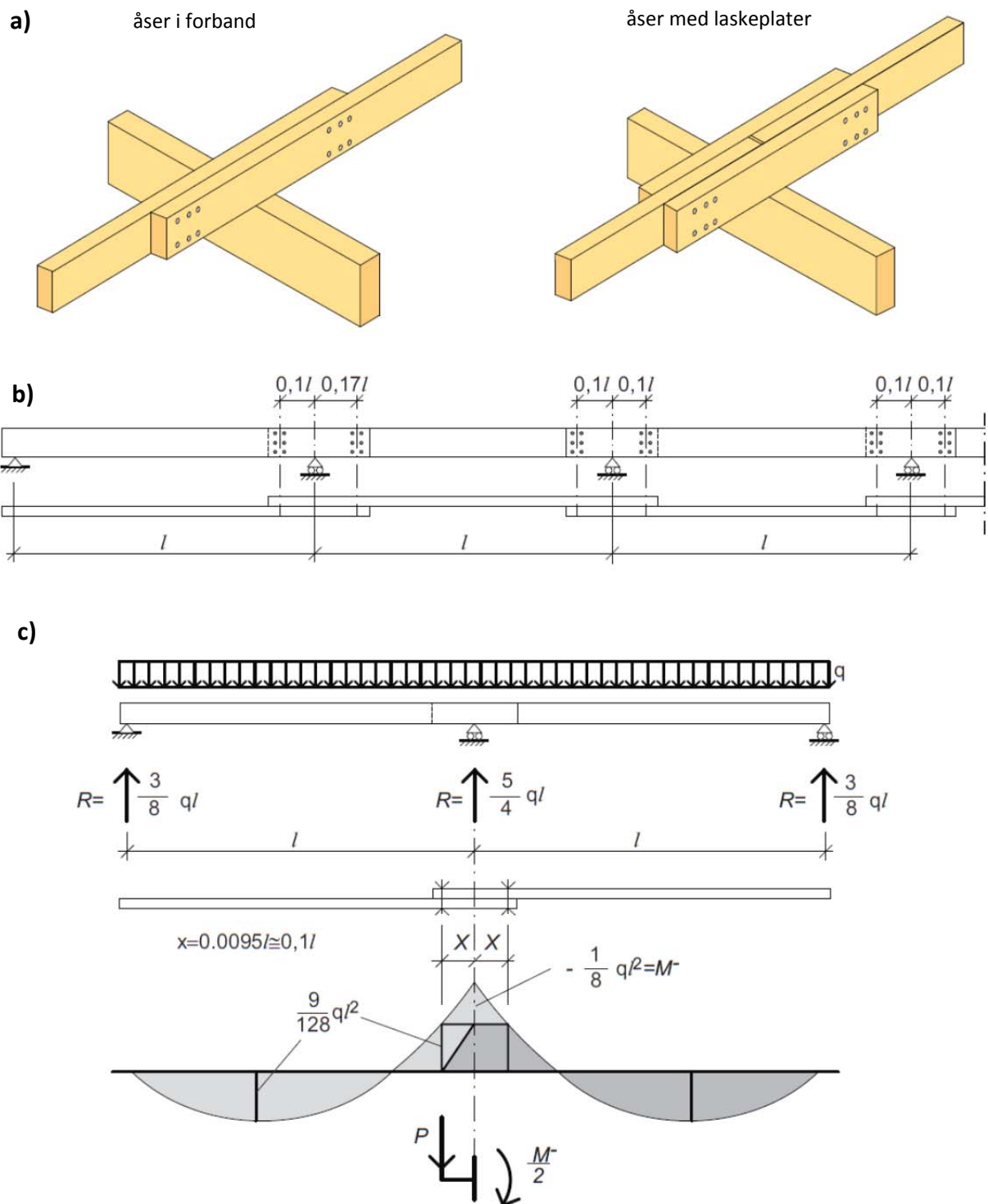
Figur 12-2

a) Forbindelse som overfører både vertikale og horisontale krefter via fritt opplagte åser og som har muligheter for atskillelse ved svikt i primærbjelke. b) Separering av vertikal og horisontal avstivning; tillater atskillelse ved svikt.

12.2 Åser i forband

Åser i forband har den fordelen at bæreevnen fordobles over støtten der momentet er størst (figur 12-3a). På samme måte som ved vouter reduseres dessuten åsens nedbøyning. Forbandet gjøres så langt at momentet i hver ås reduseres til det halve (se figur 12-3c), og dermed blir feltmomentet dimensjonerende. Moment, oppleggsreaksjoner og maksimal nedbøyning kan beregnes ved hjelp av tabulerte verdier for en kontinuerlig bjelke med konstant stivhet. Stivhetsvariasjonen påvirker riktignok momentfordelingen i gunstig retning, men dette utlignes av uunngåelige deformasjoner i forbindelsene. Med to eller flere like felt, med overlapp som i figur 12-3(b), kan dimensjonerende moment (M_d), dimensjonerende vertikal skjøtkraft (F_d), nødvendig overlapp (x) og største nedbøyning (w) beregnes ved hjelp av tabell 12-1, for en jevnt fordelt last (q). For å kunne benytte samme ås-dimensjoner over hele taket er det vanlig å benytte doble åser i endefeltene hvor momentene er større enn i innerfeltene.

Ved dimensjoneringen av takåser som ikke er skjøtt innen to eller flere felt, tas det hensyn til at takbjelkene virker som elastiske opplegg. Støttemomentet i tabell 12-1 kan derfor reduseres med 10%; tilsvarende for opplagerkreftene ved indre opplegg.



Figur 12-3

- a) Overlappende takåser, i forband eller med laskeplater. b) Kontinuerlig ås-system med overlapp. c) Overlappingen bør være så lang at støttemomentet halveres (eksempel for to spenn).

Tabell 12-1: Dimensjonerende bøyemoment, dimensjonerende skjøtkraft, nødvendig overlapp og største nedbøyning for takåser i forband, se figur 12-3. q_d er den jevnt fordelte dimensjonerende last, og l er feltlengden. Se også figur 12-3(c) for to felt.

Respons	2 felt	3 eller flere felt	
		Endefelt	Innerfelt
Dimensjonerende bøyemoment M_d	$0,07 \cdot q_d \cdot l^2 = \frac{9 \cdot q \cdot l^2}{128}$	$0,08 \cdot q_d \cdot l^2$	$0,046 \cdot q_d \cdot l^2$
Dimensjonerende skjøtkraft F_d	$0,625 \cdot q_d \cdot l = \frac{5}{8} q \cdot l$	$0,42 \cdot q_d \cdot l$	$0,42 \cdot q_d \cdot l$
Nødvendig overlapp x	$0,1 l$	$0,1 l^*$	$0,1 l^*$
Største nedbøyning w	$\frac{0,54 \cdot q_d \cdot l^4}{100EI}$	$\frac{0,69 \cdot q_d \cdot l^4}{100EI}$	$\frac{0,32 \cdot q_d \cdot l^4}{100EI}$

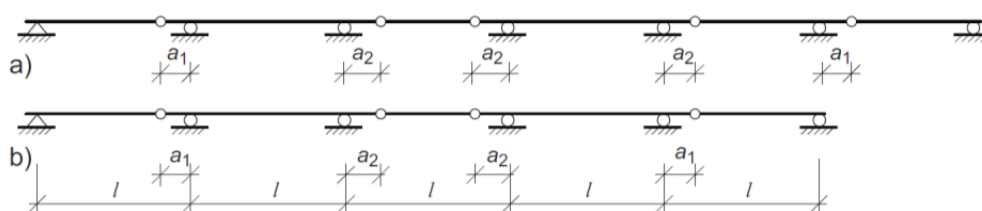
* På innsiden av det første innerfeltet (dvs. det andre feltet) benyttes en overlapp på $0,17 l$.

12.3 Gerbersystem

Gerbersystem utformes slik at felt- og støttemoment blir mest mulig like store. For å minske risikoen for suksessivt brudd om et felt skulle svikte, bør systemet utformes slik at annet hvert felt er uten ledd.

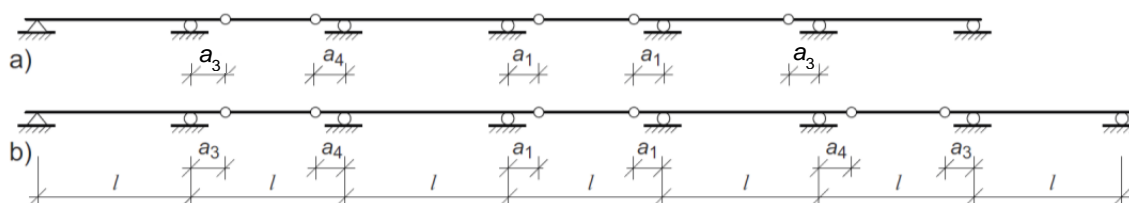
Med skjøtplasseringer som i figur 12-4, kan bøyemomenter, skjærkrefter, leddplassering og nedbøyninger beregnes som vist i tabell 12-2, for takåser over tre eller flere felt. Det er som regel praktisk å benytte samme konstruksjonshøyde på åsene i endefeltene som i innerfeltene, og heller øke åsenes bredde om nødvendig i endefeltene.

Alt 1



$$a_1=0,125l \quad a_2=0,146l$$

Alt 2



$$a_1=0,146l \quad a_3=0,204l \quad a_4=0,157l$$

Figur 12-4

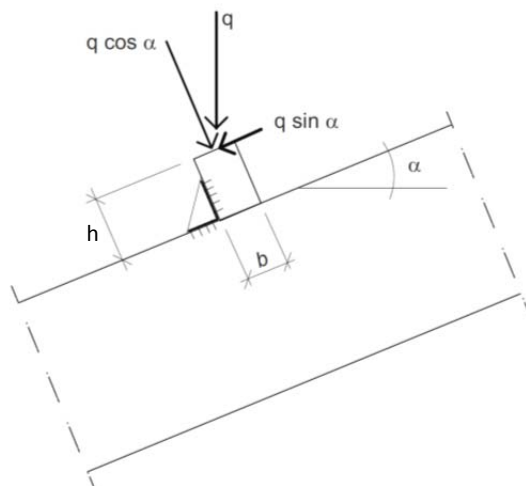
Forskjellige typer Gerbersystemer. Alternativ 1: Skjøt i endefelt: a) like antall felt, b) ulike antall felt. Alternativ 2: Endefelt uten skjøter: a) like antall felt, b) ulike antall felt.

Tabell 12-2: Dimensjonerende moment, skjær- og leddkraft, samt plassering av ledd og nedbøyning for takåser i Gerbersystem, se figur 12-4. q_d er den jevnt fordelte dimensjonerende last, og l er feltlengden.

Respons	Mer enn 3 felt, skjøt i endefelt (alternativ 1 in figur 12-4)		Mer enn 3 felt, ingen skjøt i endefelt (alternativ 2 in figur 12-4)	
	Endefelt	Innerfelt	Endefelt	Innerfelt
Dimensjonerende bøyemoment M_d	$0,096 \cdot q_d \cdot l^2$	$0,063 \cdot q_d \cdot l^2$	$0,086 \cdot q_d \cdot l^2$	$0,063 \cdot q_d \cdot l^2$
Dimensjonerende skjærkraft V_d	$0,44 \cdot q_d \cdot l$	$0,56 \cdot q_d \cdot l$	$0,59 \cdot q_d \cdot l$	$0,56 \cdot q_d \cdot l$
Dimensjonerende leddkraft F_d	$0,44 \cdot q_d \cdot l$	$0,35 \cdot q_d \cdot l$	-	$0,35 \cdot q_d \cdot l$
Plassering av ledd a	$0,125 \cdot l$	$0,146 \cdot l$	I henhold til figur 12-4	I henhold til figur 12-4
Nedbøyning w	$\frac{0,72 \cdot q_d \cdot l^4}{100EI}$	$\frac{0,52 \cdot q_d \cdot l^4}{100EI}$	$\frac{0,77 \cdot q_d \cdot l^4}{100EI}$	$\frac{0,52 \cdot q_d \cdot l^4}{100EI}$

12.4 Skråstilte takåser

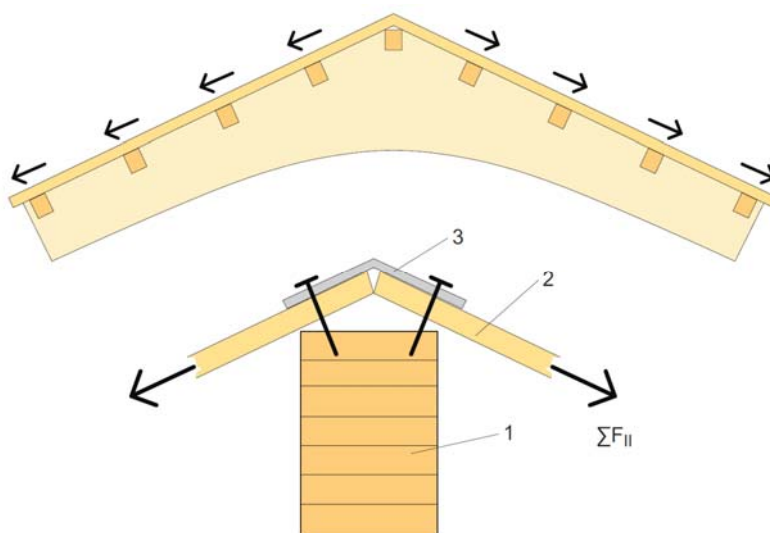
Ved takhelninger over 1:10 må en ta hensyn til at åsen er skråstilt. Den vertikale lasten, det vil som regel si snø og egenlast, deles opp i en komponent vinkelrett mot takflaten ($q \cdot \cos \alpha$) og en komponent parallelt med takflaten ($q \cdot \sin \alpha$), som vist på figur 12-5.



Figur 12-5

Oppdeling (dekomponering) av vertikallast på skråstilt takås.

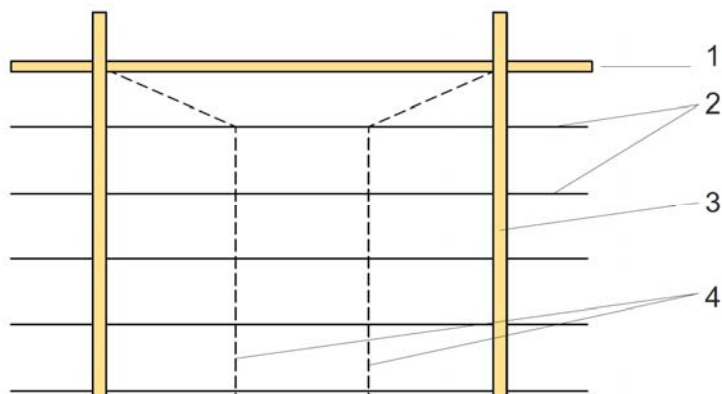
Dersom takkledningen er tilstrekkelig stiv i sitt eget plan, og dersom takflatene på de to sidene er tilstrekkelig forankret i hverandre ved mønet, kan en som regel gå ut fra at parallellkomponenten ($q \cdot \sin \alpha$) tas ved skivevirkning i takflaten, se figur 12-6. Takåsen må i dette tilfellet bare dimensjoneres for bøyning om den sterke aksene. Er derimot takhelningen stor, over 1:10, eller skivevirkningen i takflaten lav, må takåsene dimensjoneres for samtidig bøyning om begge aksene, dvs. som beskrevet i avsnitt 4.1, ligning (4-4).



Figur 12-6

Skrått tak med åser og takflate. 1) Mønsås, 2) takflate, 3) mønebeslag. Dersom de to takflatene er tilstrekkelig forbundet til hverandre over mønet, kan takflaten (via skivevirkning) ta opp kraftkomponenten parallelt med takflaten, og åsene må bare kontrolleres for bøyning om sin sterke akse; mønsåsen får en ekstra vertikal kraft som følge av strekk-forankringen over mønet.

I noen tilfeller kan det være hensiktsmessig å redusere spennvidden for bøyning om den svake akse ved å henge åsene opp i mønet, som vist i figur 12-7. Hovedbæresystemet bør i så fall kontrolleres for den ekstra belastningen som påføres via forankringsstagene.



Figur 12-7

Ved bratte tak kan de øvrige åsene (dvs. alle åsene bortsett fra møneåsen) avlastes langsetter takflaten ved å henge dem opp i møneåsen. (1) Møneås; (2) Øvrige åser; (3) Takbjelke (primærbjelke); (4) Hengestag.

Forbindelsen mellom ås og takbjelke må hindre at åsen sklir på bjelken; her benyttes ofte vinkler av forskjellige typer (se figur 12-5), skruer eller kubbing. Forbindelsen må dimensjoneres for kraftkomponenten parallelt med takflaten ($q_l \cdot \sin \alpha$). For åser plassert mellom takbjelkene (se figur 12-2 øverst), må forbindelsen dimensjonere for den totale kraften (begge komponentene).

Benyttes åsene for avstivning av primærbjelkene og/eller for å overføre strekk- og trykkrefter i vindfagverket, må bæreevnen kontrolleres for samtidig virkende moment og aksialkraft i henhold til avsnittene 4.1 og 4.2. Skjøter og forbindelser må også kontrolleres for disse kreftene, se kapittel 14.

12.5 Litteratur

Dietsch, P. (2011): Robustness of large-span timber roof structures — Structural aspects, *Engineering Structures* 33, 3106–3112.

Limtreboka (2002), Moelven Limtre AS.

Natterer, J., Sandoz, J.L., Rey M. (2011): *Construction en bois; Matériaux, technologie et dimensionnement*, Presses Polytechniques et universitaires romandes.

Byggmakker Tingvoll (Moelven Limtre AS, 2001)



13

Avstivning

13.1	Generelle betraktninger	207
13.2	Global stabilisering.....	208
13.3	Avstivningssystem for større trekonstruksjoner.....	211
13.3.1	Overføring av horisontale laster	213
13.3.2	Reduksjon av horisontale forskyvninger	215
13.3.3	Redusert knekningsfare	216
13.3.4	Veggavstivning.....	218
13.3.5	Takavstivning	223
13.3.6	Avstivning av rammer og buer	230
13.4	Styrke- og stivhetskrav til avstivningssystemer	231
13.4.1	Krav til avstivning av søyler.....	231
13.4.2	Krav til avstivning av bjelker	234
13.5	Spesielle forhold	237
13.5.1	Trekomponenter med trykk på uavstivet side	237
13.5.2	Krefter generert av geometriske forhold.....	240
13.6	Litteratur	241

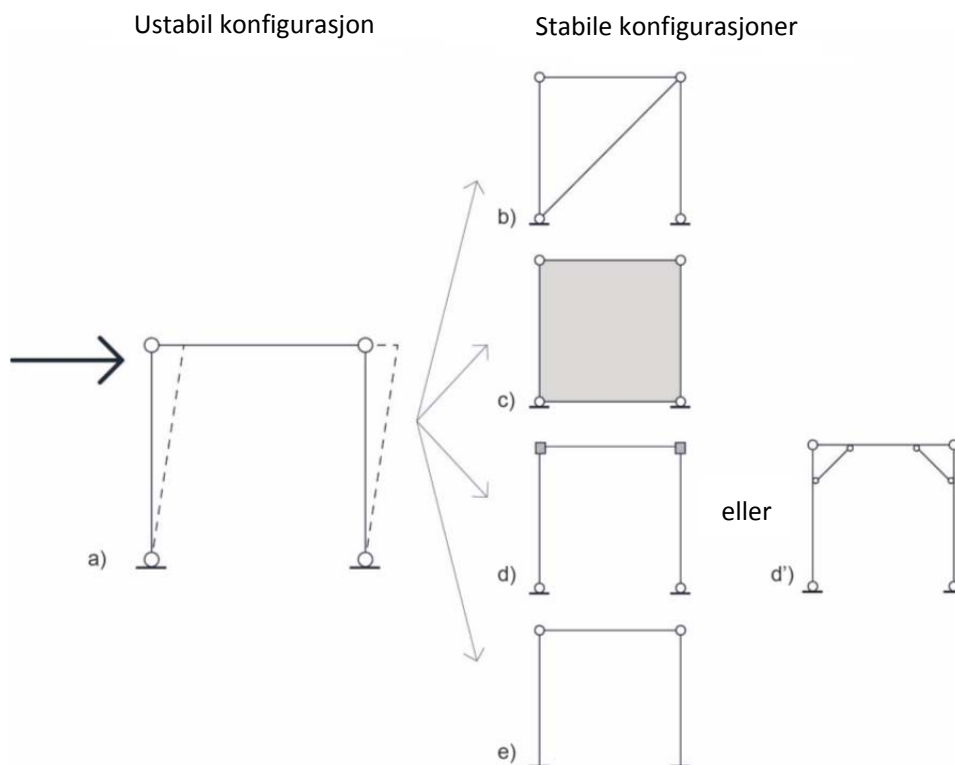
13.1 Generelle betraktninger

En særdeles viktig oppgave ved dimensjonering av bærende konstruksjoner er å ivareta konstruksjonens totale stabilitet. I den sammenheng er det først og fremst de horisontale kreftene som må ivaretas på en sikker og hensiktsmessig måte. Horisontale krefter kan virke i alle retninger. De genereres først og fremst av vind, men også støtkrefter fra kjøretøy (gaffeltruck) samt start-, stopp- og bremskrefter fra kranbaner kan representere betydelige horisontale krefter. Jordskjelv har det hittil vært lite fokus på i de nordiske landene (utenom Island), men avhengig av konstruksjonens art og størrelse vil jordskjelv være en potensiell lastkilde også i Norge, og jordskjelv vil kunne generere store horisontale krefter. Også tyngdelaster vil, på grunn av små geometriske formavvik, kunne forårsake horisontale krefter.

Alle konstruksjoner endrer i noen grad form når de utsettes for horisontale laster. Er konstruksjonen stabil vil deformasjonene være små, og de horisontale lastene vil generere indre krefter som bringer konstruksjonen tilbake til opprinnelig form når den horisontale lasten opphører, se figurene 13-1(b) til (e). I en ustabil konstruksjon genereres ikke de stabiliserende kreftene i tilstrekkelig grad, og den vil oppleve store forskyvninger som i verste fall kan føre til kollaps, se figur 13-1(a).

Det er konstruktørens ansvar å sørge for at konstruksjonen er stabil for alle mulige lastsituasjoner.

Det er bare noen få grunnleggende måter en ustabil form kan stabiliseres på. Disse er illustrert i figur 13-1.



Figur 13-1

Måter å stabilisere en ustabil konstruksjon (a) på: (b) diagonal avstivning, (c) skive-virkning, (d) og (d') hindre rotasjon i hjørnene, og (e) hindre søylerotasjon i fotpunktene (fast innspenning).

Den første og mest vanlige metoden er å skape stabile trekanter. Dersom tre punkter er forbundet av tre (aksialstive) staver, og to av punktene er fastholdt vil også det tredje punktet være fastholdt. Dette i motsetning til rektangelet; er bare to av punktene i et rektangel holdt fast vil rektanglet klappe sammen som et parallelogram (for en vilkårlig last). Rammen i figur 13-1(b) er stabil bare dersom diagonalstaven kan ta både strekk og trykk; kan diagonalen bare ta strekk må det settes inn en diagonal også mellom fotpunktet til venstre og toppunktet til høyre, dvs. et «kryss».

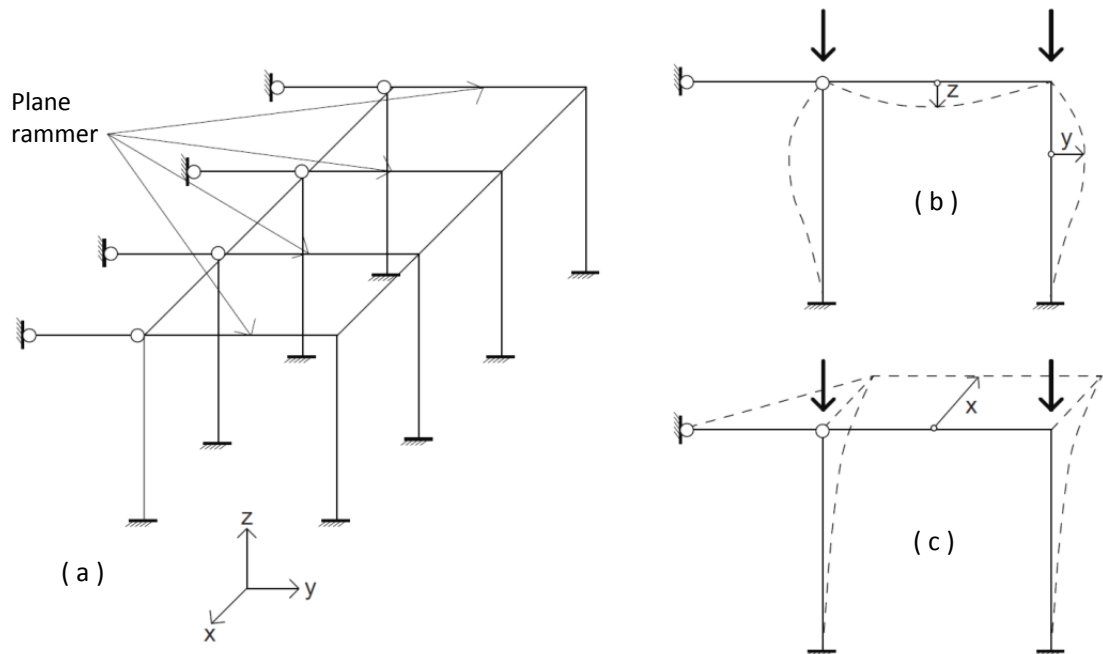
De andre grunnleggende måtene å stabilisere den rektangulære rammen på er, enten å forbinde den med en stiv skive («shear wall»), figur 13-1(c), eller ved å hindre rotasjon i minst to av punktene, enten i toppunktene, som i figurene 13-1(d) og (d'), eller i fotpunktene, som i figur 13-1(e).

De aller fleste konstruksjoner som består av enkeltkomponenter benytter en av disse metodene for å sikre stabiliteten. Mer enn en av metodene kan benyttes, f.eks. både bøyingsstive hjørner og diagonaler. Det vil selvsagt øke sidestivheten samtidig som det også gjør konstruksjonen mer robust ved at den vil ha en viss mulighet for kraftomlagring.

13.2 Global stabilisering

For å kunne kontrollere konstruksjonens totale stabilitet og fastlegge korrekte kneklengder for enkeltkomponenter, er det nødvendig å «forstå» konstruksjonen som et romlig (3D) objekt. Det gjelder også om konstruksjonen med god nøyaktighet kan betraktes og analyseres som en serie av plane (2D) konstruksjoner; et eksempel på en slik konstruksjon, som består av en rekke identiske

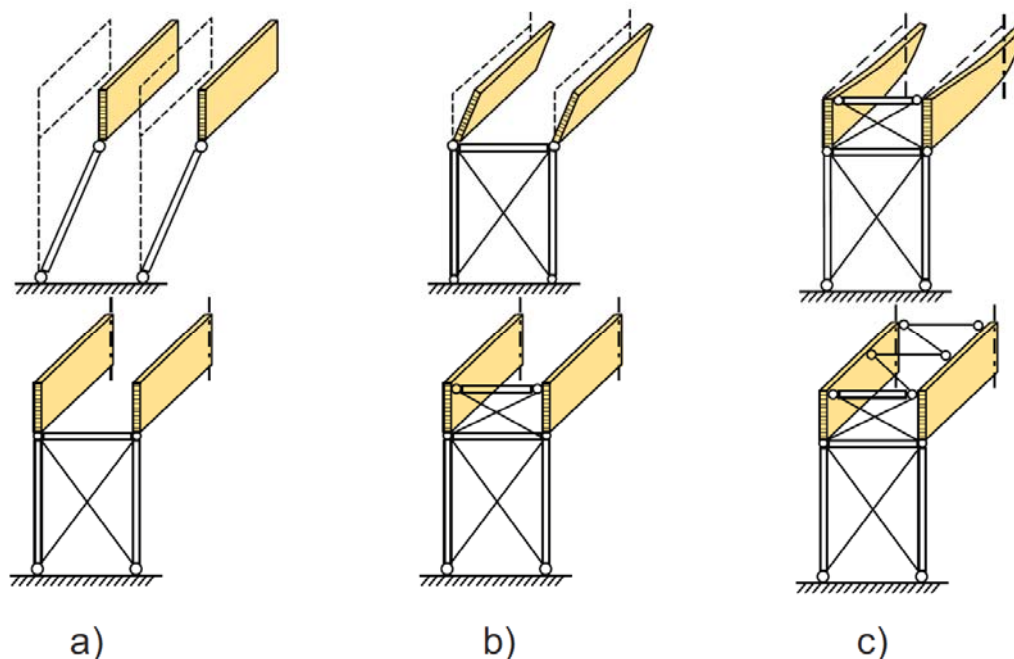
plane rammer, er vist i figur 13-2(a). For å bestemme spenningene som lastene fremkaller i en slik konstruksjon kan den med god nøyaktighet analyseres som et antall enkeltstående plane rammer. Stabiliteten må imidlertid betraktes som et romlig problem, søylene kan knekke ut både i og ut av rammens plan, se figurene 13-2(b) og (c).



Figur 13-2

Tre-dimensjonal konstruksjon (a): knekning i planet (b) og ut av planet (c).

Det er viktig å ha klart for seg at konstruksjonen må være i stand til å overføre alle laster, fra taket og nedover, helt ned til fundamentene. Figur 13-3 forsøker å illustrere dette. Dersom et felt i konstruksjonen skal stabiliseres (avstives) overfor horisontale laster, er første skritt å hindre søylene fra å bevege seg sideveis. Dette kan en for eksempel oppnå ved sette inn diagonale stag som vist i figur 13-3(a), men selv om søylene nå er avstivet vil ikke horisontale krefter fra takflatenivået kunne bli overført til søyletoppene før bjelkene også avstives, f.eks. som vist i figur 13-3(b). Selv om systemet nå kan virke stabilt er bjelkene fortsatt utsatte for vipning, en knekkform som kan motvirkes av et horisontalt fagverk hvor bjelkene fungerer som gurter, se figur 13-3(c).

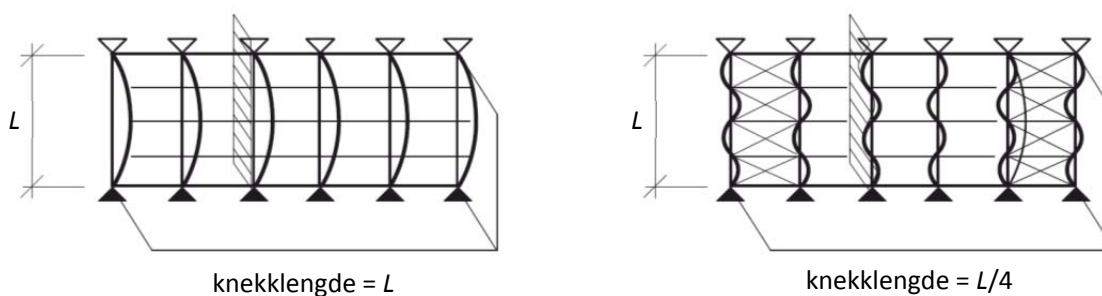


Figur 13-3

Stabilisering av et felt i en konstruksjon.

Avstivning er også nødvendig for å:

- holde sekundærbjelker (som åser) på plass, slik at de kan gi tilstrekkelig sideveis støtte til primærbjelkenes trykksone og dermed hindre vipping av disse.
- hindre sideveis utkneking av hele takflaten, se figur 13.4.



Figur 13-4

Uavstivet takkonstruksjon (venstre), og takkonstruksjon avstivet ved hjelp av kryssende stålstag (høyre).

Ingeniøren vil kunne møte situasjoner hvor det kan herske tvil om avstivningssystemet er tilstrekkelig til å hindre instabilitet, spesielt i tilknytning til vipping. Typiske eksempler er at vedkommende bjelke er støttet sideveis, men ikke i trykksone, eller at åsene eller takflaten ikke er tilstrekkelig godt festet til bjelken. I slike situasjoner kan det være nødvendig, om enn noe konservativt, å se helt bort fra avstivningseffekten. Nå har imidlertid beregninger vist at siden vipping krever en rotasjon av tverrsnittet om en langsgående akse, vil selv en avstivning av strekksone som regel ha ganske god effekt, se Eggen (2000).

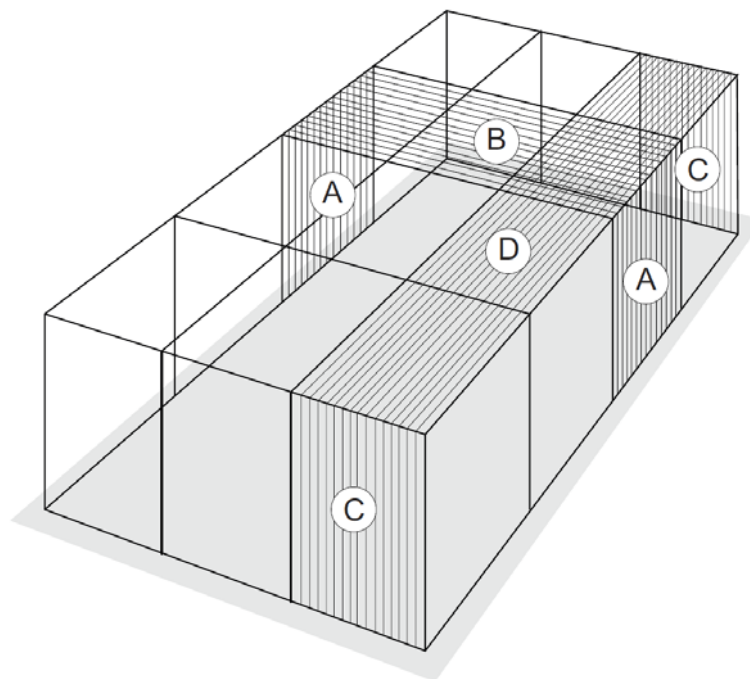
Manglende avstivning er ofte en medvirkende årsak til at konstruksjoner svikter, det gjelder alle materialer, også tre. I denne sammenheng er kanskje byggefasen (montasjen) den mest kritiske fasen siden det her ofte vil være nødvendig med midlertidige tiltak til erstatning for de permanente anordninger som enda ikke er på plass.

13.3 Avstivningssystem for større trekonstruksjoner

For å forstå den totale stabilitet av en større trekonstruksjon kan det være nyttig å betrakte en enkel industribygning. For å lette identifiseringen av de forskjellige avstivningssystemene i bygningen kan det være hensiktsmessig å betrakte deres plassering både på «overflaten» (langsgående vegger, gavler og tak) og i forhold til bygningens «hovedretninger» (langsetter og på tvers). For en slik bygning kan en identifisere fire forskjellige avstivningselementer, se figur 13-5:

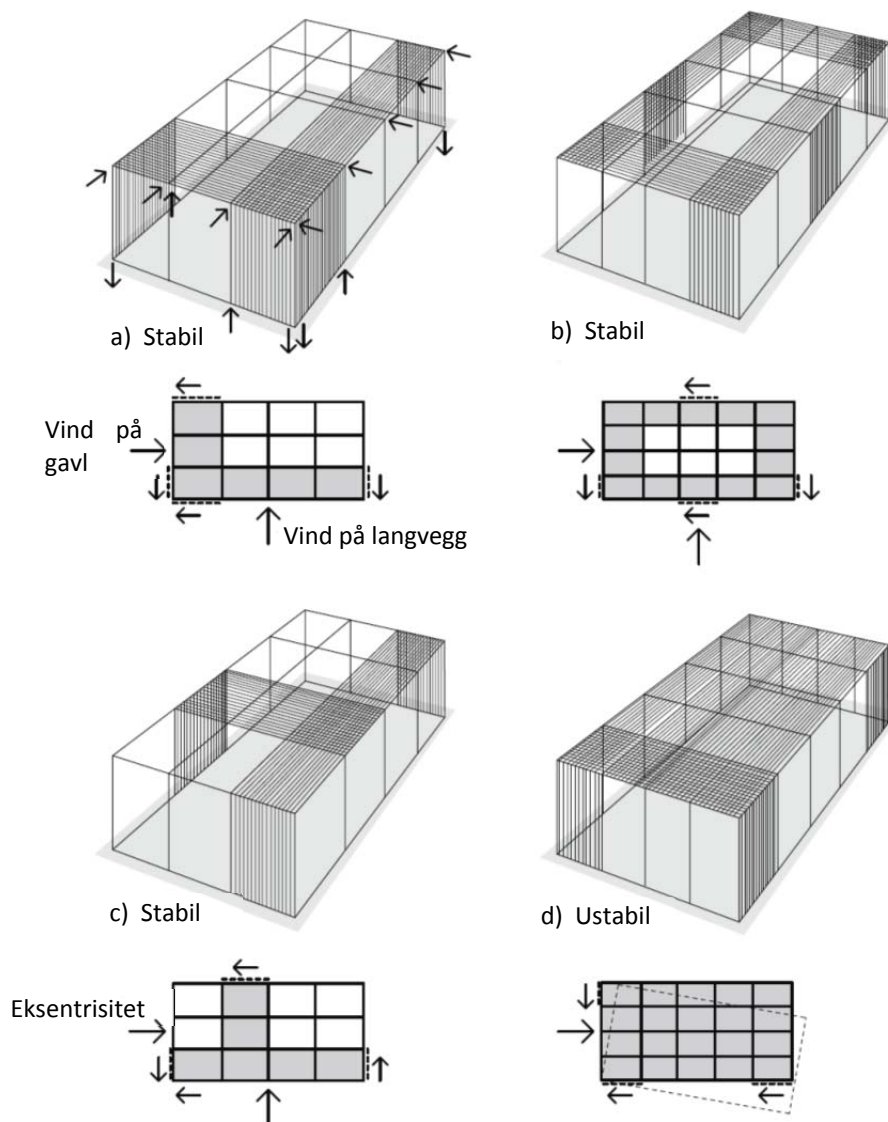
- Avstivning på langveggene (A)
- Avstivning tvers på taket (B)
- Avstivning på gavlveggene (C)
- Avstivning langsetter taket (D)

Avstivningselementene i en bygning kan plasseres på forskjellige måter; figur 13-6 viser noen av de vanligste måtene. Dersom vi antar at taket er stabilt (stivt) i sitt eget plan, har det tre *frihetsgrader* (stivlegemebevegelser) som må fastholdes: horisontale forskyvninger i byggets lengde- og tverretning samt rotasjon om byggets vertikallakse. Forskyvningene kan fastholdes relativt enkelt, men veggavstivningene kan ikke plasseres vilkårlig i bygget om rotasjonen skal forhindres.



Figur 13-5

Forskjellige avstivningselementer i en enkel industribygning.



Figur 13-6
Eksempler på stabile konstruksjoner og en ustabil konstruksjon.

For å hindre at bygget roterer må veggavstivningene plasseres slik at de, eller deres forlengelser, ikke skjærer hverandre i ett og samme punkt, slik som de tre veggavstivningene i figur 13-6(d). Formelt kan dette formuleres ved at plasseringen av veggavstivningen må tilfredsstille følgende tre betingelser for at den skal kunne sikre bygningens horisontale stabilitet:

- Veggavstivningen må kunne stå i mot horisontale krefter langs tre forskjellige rette linjer i planet.
- De tre linjene må ikke skjære hverandre i samme punkt.
- Minst to av de tre linjene må ikke være parallelle med hverandre.

Avstivningens hovedoppgave er å stabilisere konstruksjonen. Sagt på en annen måte har avstivningen følgende tre funksjoner:

- Å føre alle horisontale krefter ned til fundamentene (se 13.3.1).
- Å holde horisontale forskyvninger innen akseptable grenser (se 13.3.2).
- Å redusere knekningsfaren (se 13.3.3).

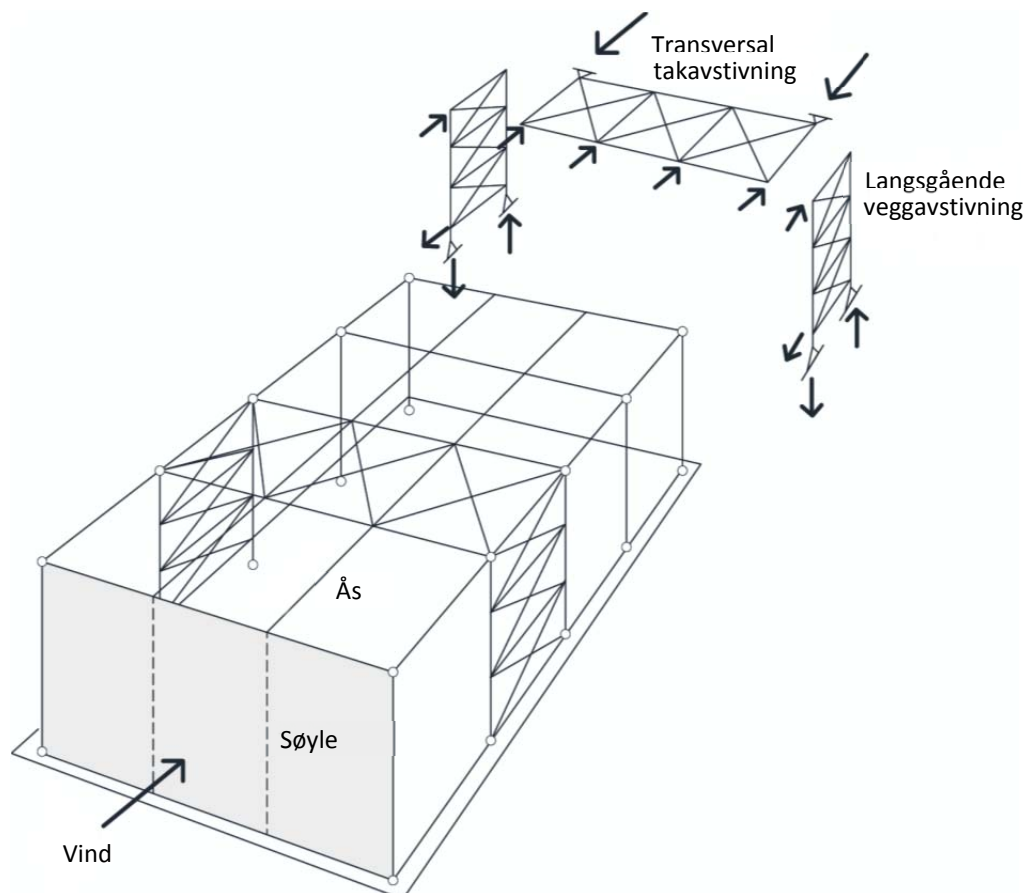
13.3.1 Overføring av horisontale laster

I motsetning til tyngdelaster kan de horisontale lastene virke i en hvilken som helst retning. Valgt avstivningssystem må kunne motstå disse lastene, og føre dem sikkert ned til fundamentene. Dette innebærer også å sikre forsvarlige forbindelser mellom avstivningssystemet og øvrige deler av konstruksjonen.

Horisontale laster normalt på gavlvegg

Figur 13-7 anskueliggjør hvordan vindkreftene normalt på gavlveggen «vandrer» gjennom konstruksjonen og ned til fundamentene:

- Vindtrykket tas opp av søylene i endeveggen; disse virker som fritt opplagte bjelker i vertikalplan normalt på endeveggen. To like store horisontale reaksjonskrefter mobiliseres i hver søyle, en i bunnen av søylen (tas opp i fundamentet) og en i toppen, som overføres til en takås.
- Takåsen fører reaksjonskraften (som trykk) til det transversale avstivningssystemet, et system som fungerer som et horisontalt fagverk i takplanet.
- Det horisontale fagverket i takplanet overfører sin belastning (fra åsene) til de to langsgående veggavstivningene.
- De to langsgående veggavstivningene fungerer som vertikale fagverk som overfører de horisontale kreftene (lastene) i toppen ned til fundamentene, som horisontale og vertikale reaksjonskrefter (de vertikale kreftene utgjør et kraftpar som balanserer momentvirkningen).



Figur 13-7

Last-motstands-mekanisme for horisontal last normalt på gavl.

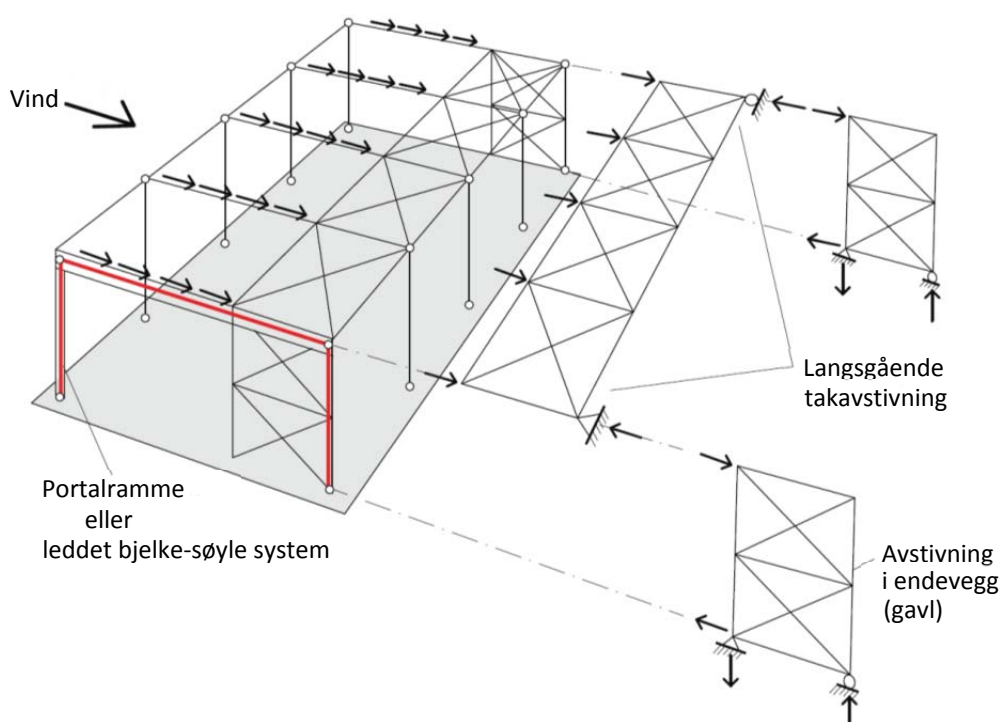
Åsene kan fungere som vertikaler i det horisontale vindfagverket i takplanet, men ofte utføres dette fagverket med separate vertikaler for å unngå eksentrisiteter i knutepunktene.

Den transversale takavstivningen plasseres normalt i samme felt som den langsgående veggavstivningen. Å redusere antallet avstivede felt kan komplisere montasjen av konstruksjonen ved at det kan kreve midlertidig avstivning. Som en tommelfingerregel anbefales det at senteravstanden mellom avstivede felt ikke overstiger 30-40 meter.

Vanligvis plasseres ikke avstivning i byggets endefelt; dermed er ikke utførelsen av knutepunktene i avstivningen påvirket av gavlveggene, hvor utformingen av detaljer er forskjellig fra resten av bygget.

Horisontale laster normalt på langvegger

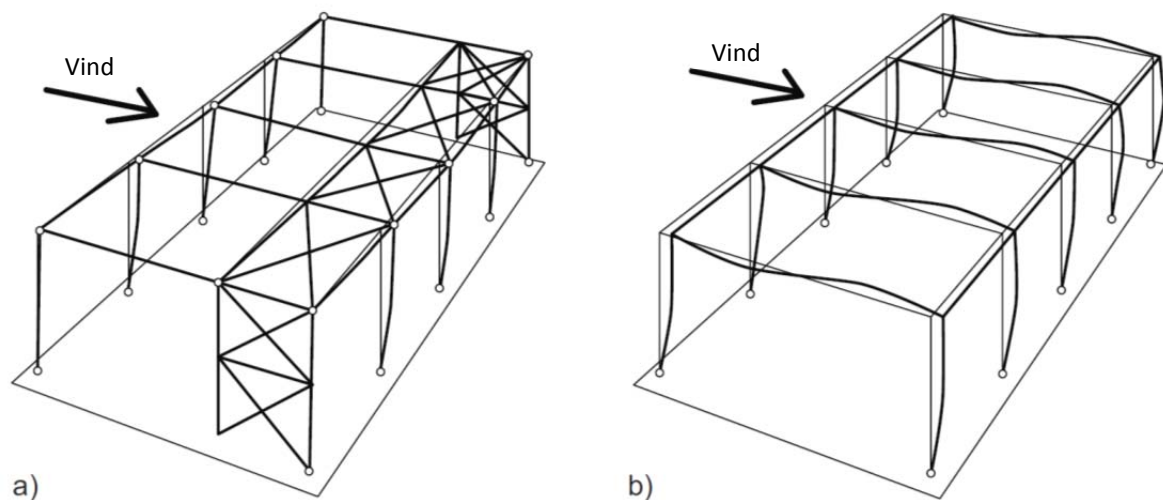
En tilsvarende "kraftvandring" som beskrevet ovenfor finner også sted for vindbelastning normalt på langveggen(e), se figur 13-8.



Figur 13-8

Last-motstands-mekanisme for horisontal last normalt på langvegg.

Portalrammer (figur 13-9(b)) og buer er stabile i sitt eget plan. Bjelke-søyle systemer hvor søylene er fast innspent i fotpunktene er også stabile i sitt eget plan. Er derimot bjelke-søyle systemene leddet i alle knutepunktene må bygget avstives som antydnet i figur 13-9(a); slike avstivningssystemer medfører normalt flere kompliserende detaljer, og et bygg som antydnet i figur 13-9(a) vil også kreve midlertidig romlig avstivning i montasjefasen.



Figur 13-9

Stabilisering av bjelke-søyle system (a) og portalramme system (b).

Takbjelkene fungerer ofte som vertikaler i det langsgående vindfagverket hvor to av åsene fungerer som gurter. Åser som også fungerer som gurter i vindfagverk bør ikke dimensjoneres som Gerberbjelker.

13.3.2 Reduksjon av horisontale forskyvninger

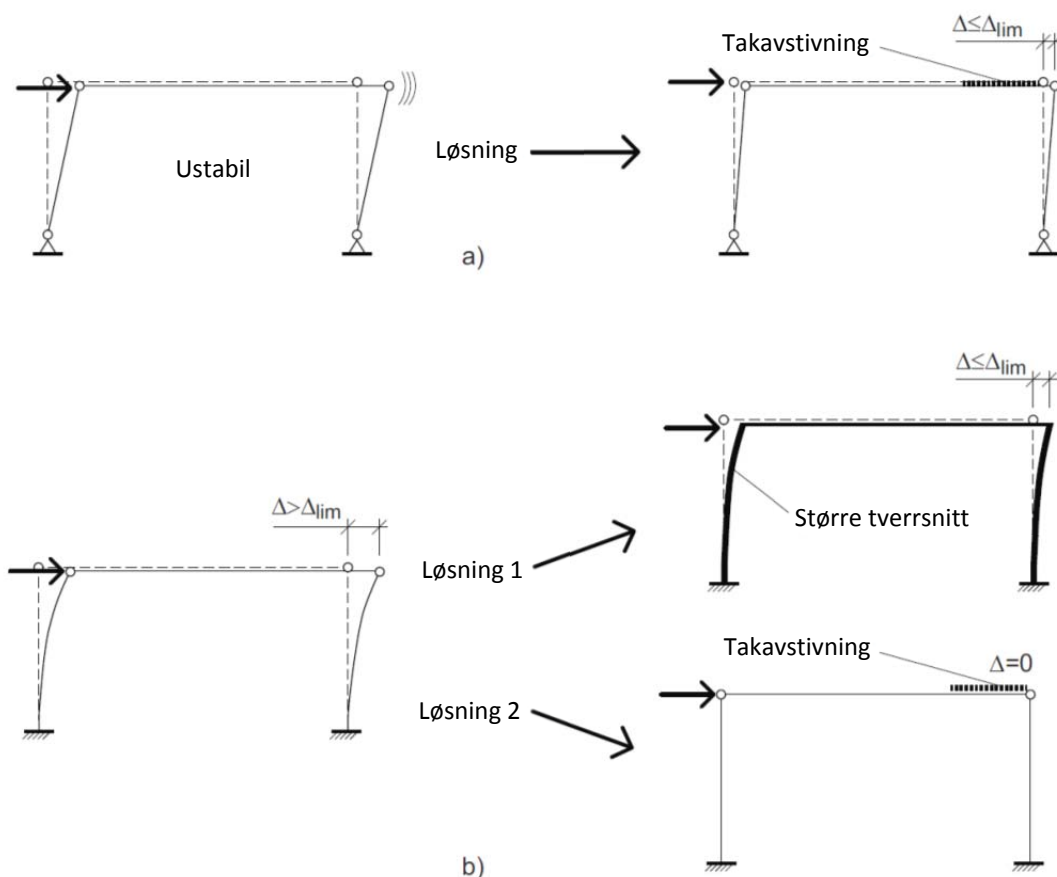
Brukskravene til en bygning forlanger at forskyvningene, også de horisontale, ligger innenfor gitte grenser tilpasset byggets funksjon. Som forklart i neste avsnitt vil dessuten for store horisontale forskyvninger kunne ha negativ innvirkning på bæreevnen, ved at de forårsaker «høyere ordens» momenter.

Som allerede nevnt må et bjelke-søyle system med ledd i alle forbindelser stabiliseres av et avstivningssystem bestående av en langsgående takavstivning (eller skivevirkning i takflaten) som, via veggavstivninger i endeveggene, tar horisontalkreftene ned til fundamentene (se figur 13-9(b) eller figur 13-10(a)). Kun avstivningssystemet hindrer horisontalforskyvning i en slik konstruksjon.

Portalrammer eller bjelke-søyle systemer med søyler som er fast innspent i fotpunktene er derimot stabile i sitt eget plan. Det betyr imidlertid ikke at de har tilstrekkelig sideveis stivhet til å holde horisontalforskyvningene på et akseptabelt nivå. For å redusere disse forskyvningene må stivheten økes, enten ved å øke søylenes stivhet (større tverrsnitt) eller ved supplere med et avstivningssystem i tak og endevegger.

I praksis er det både vanskelig og kostbart å oppnå full innspenning i bunnen av en tresøyle, og en vil derfor som regel måtte supplere med takavstivning som antydnet ved "løsning 2" i figur 13-10(b). Ekstrakostnadene ved å gjøre avstivningssystemet så kraftig at de holder forskyvningene i sjakk uten å trekke på søylenes bøyestivhet, gjør imidlertid at løsningen i figur 13-10(a) ofte foretrekkes fremfor løsningen i figur 13-10(b).

Er derimot bygningen lang og/eller grunnforholdene dårlige (lav bæreevne) kan løsningen med fast innsente søyler være å foretrekke ved at den fordeler kreftene langsetter hele bygget. Et avstivningssystem i et slikt tilfelle kan bli kostbart (ved langt bygg) og kreftene som skal tas opp i grunnen ved avstivningen i endeveggene kan bli store og kreve kostbare fundamenter (ved dårlige grunnforhold).



Figur 13-10

Virkingen av langsgående takavstivning på horisontalforskyvningen i bjelke-søyle konstruksjoner; (a) søyler med ledd i begge ender, og (b) søyler innspente i fotpunktene.

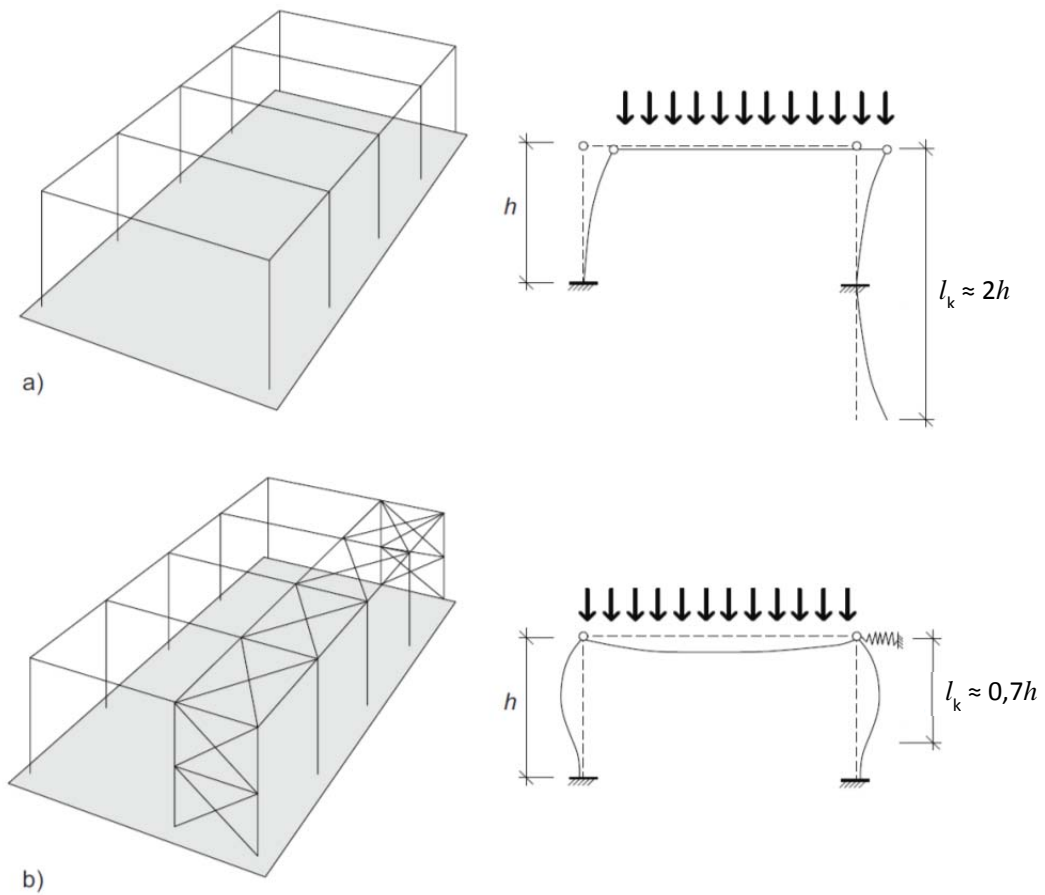
Det bør og nevnes at løsninger hvor all sideveis stivhet kommer fra portalrammer eller fast innspente søyler har betydelig fordeler ved eventuelle forlengelser av bygget, siden det ikke vil kreve ekstra tiltak for å forsterke et eksisterende langsgående avstivningssystem.

13.3.3 Redusert knekningsfare

Foruten å overføre horisontalkreftene til fundamentene og redusere horisontalforskyvningene, vil avstivningen også kunne ha en gunstig virkning på stabilitet knyttet til knekning, ved å redusere knekk lengder.

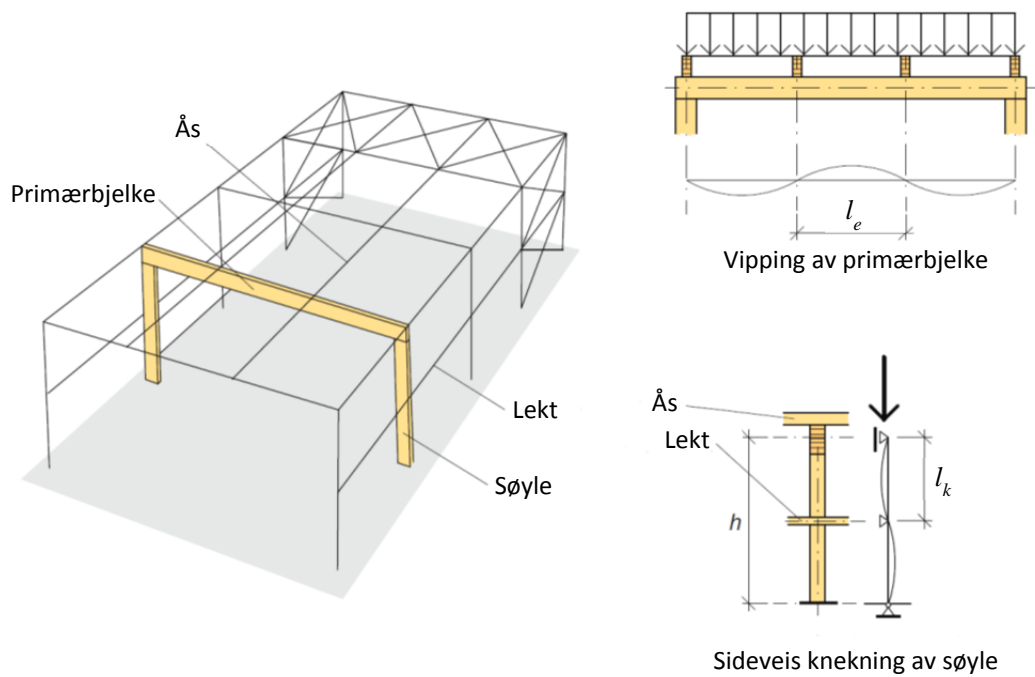
I det spesielle tilfellet med søyler som er fast innspente i fundamentene vil nærvær av en langsgående takavstivning kunne virke som et elastisk opplegg i toppen av søylen, og «fjærstivheten» er normalt stor nok til, i knekningsammenheng, å hindre søyletoppen i å forskyves horisontalt. Dermed vil søylens knekk lengde kunne reduseres fra $2h$ til $0,7h$, se figur 13-11(b).

Avstivningssystem på tvers av bygningen, dvs. tversgående takavstivning koplet med langsgående veggavstivning, vil også kunne ha en positiv virkning ved å redusere knekk lengden til trykkpåkjennte komponenter. Figur 13-12 viser hvordan et slikt avstivningssystem reduserer både den effektive (vippe-) lengden til primærbjelken i taket, og sideveis (ut-av-planet) knekning av søylen.



Figur 13-11

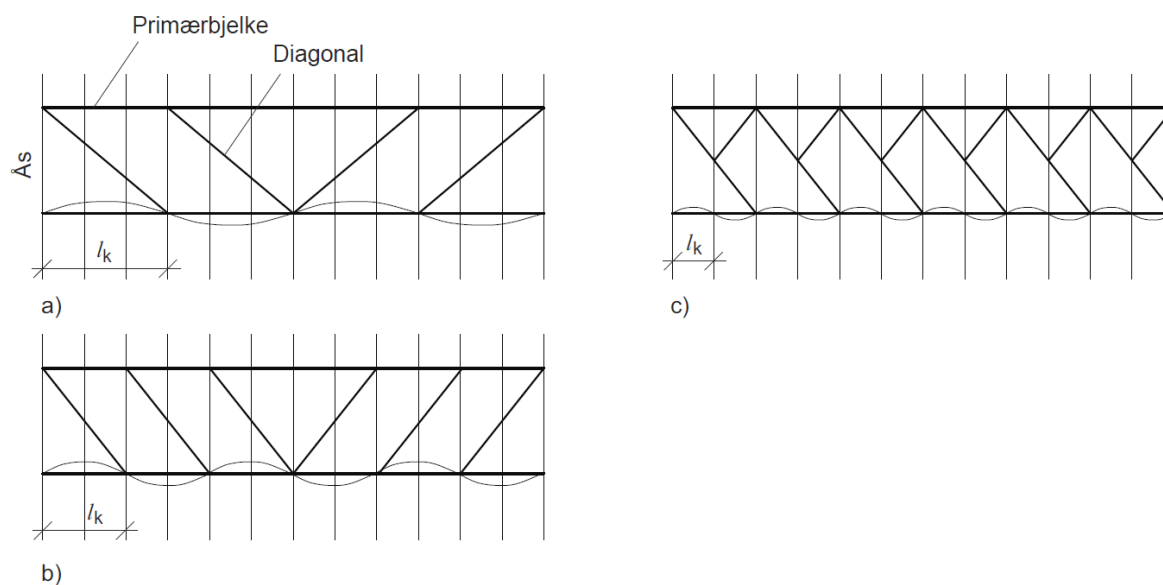
Effekten av langsgående takavstivning på knekk lengden (l_k) til søyler som er fast innspent i fotpunktene.



Figur 13-12

Effekten av avstivning i lengderetningen på vipping av primærbjolkene i taket og sideveis knekning av veggøylene.

Hva primærbjelkene i taket angår bør det presiseres at det er bare de punktene som er direkte knyttet til knutepunktene i vind-fagverket på tvers som (via åsene) hindrer sideforskyvning og dermed påvirker den effektive (vippe-) lengden. Et avstivningssystem med få diagonaler (og dermed få fagverks-knutepunkter) gir derfor kanskje ikke primærbjelken tilstrekkelig støtte. Figur 13-13 illustrerer hvordan den effektive vippelengden kan reduseres ved å øke antallet diagonaler i det transversale avstivningssystemet.



Figur 13-13

Effekten av forskjellige utforminger av transversal takavstivning på effektiv (vippe-) lengde av primærbjelken.

13.3.4 Veggavstivning

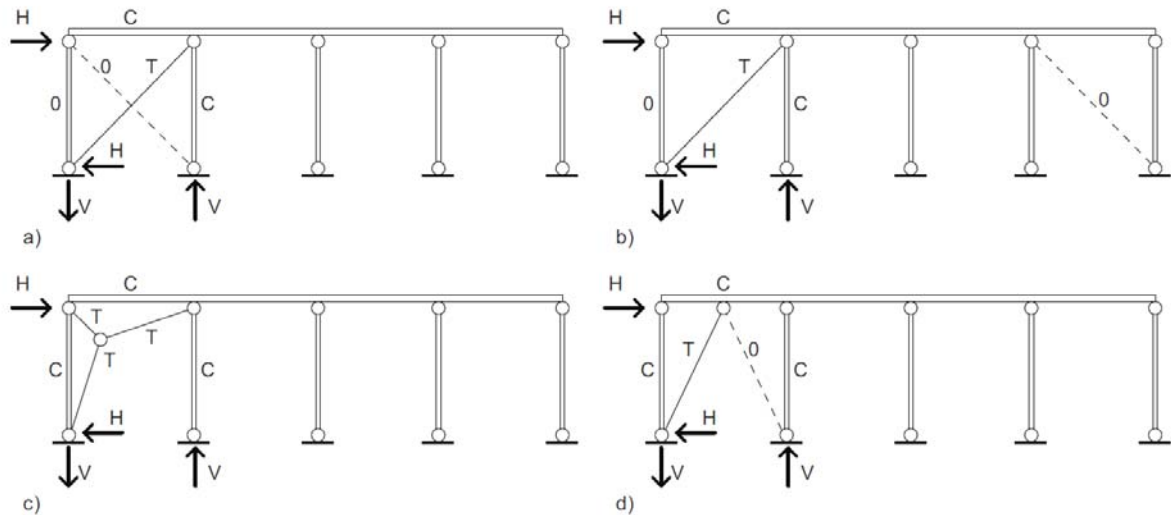
Avstivede felt plasseres slik at de påvirker den konstruktive utforming minst mulig. Plasseringen av veggavstivningen er også påvirket av hvordan bygningen oppføres og av hvordan de horisontale krefter opptrer i konstruksjonen.

Veggavstivning realiseres normalt ved hjelp av

- Diagonale stålstag
- Diagonale trykkstaver (vanligvis staver av tre med tilnærmet kvadratisk tverrsnitt)
- Rammevirkning
- Skivevirkning ("shear walls")

Avstivning med stålstag

Feltavstivning ved bruk av stålstag omfatter diagonalstaver, kryss, K-fagverk og spesielle (eksentriske) avstivningssystem, se figur 13-14. Fordelen ved disse systemene er at selve avstivningselementene bare utsettes for strekkrefter, og man oppnår derfor god stivhet med relativt lav stålvekt. Stagene kan enkelt etterspennes ved hjelp av strekkfisker; dette forenkler arbeidet med å justere (rette opp) posisjonene til de vertikale komponentene.



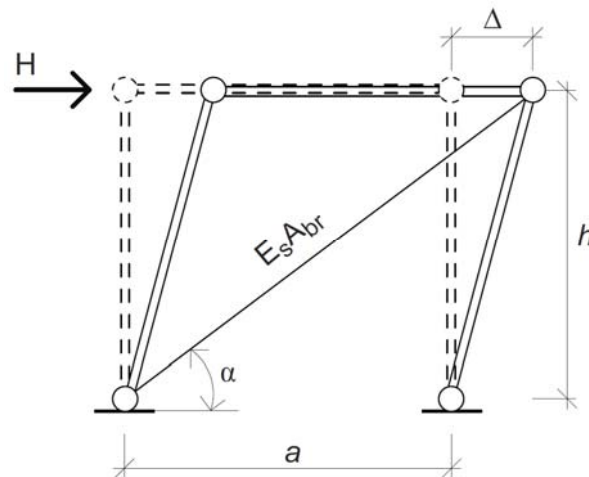
Figur 13-14

Avstivning ved hjelp av stålstag. (a) Kryssavstivning, (b) diagonal avstivning, (c) eksentrisk avstivning, (d) K-avstivning. C=trykk ("Compression"), T=strek ("Tension") og 0=nullstav (ubelastet).

K-avstivning med stålstag påfører den horisontale bjelken bøyning, og den totale stivheten i systemet blir derfor mindre.

Ser en bort fra glidning i forbindelsene og aksialdeformasjoner i trekomponentene kan stivheten til et avstivet felt, $k_{br}(=H/\Delta)$, med referanse til figur 13-15, uttrykkes som:

$$k_{br} = \frac{E_s \cdot A_{br} \cdot \cos^3 \alpha}{a} \quad (13-1)$$



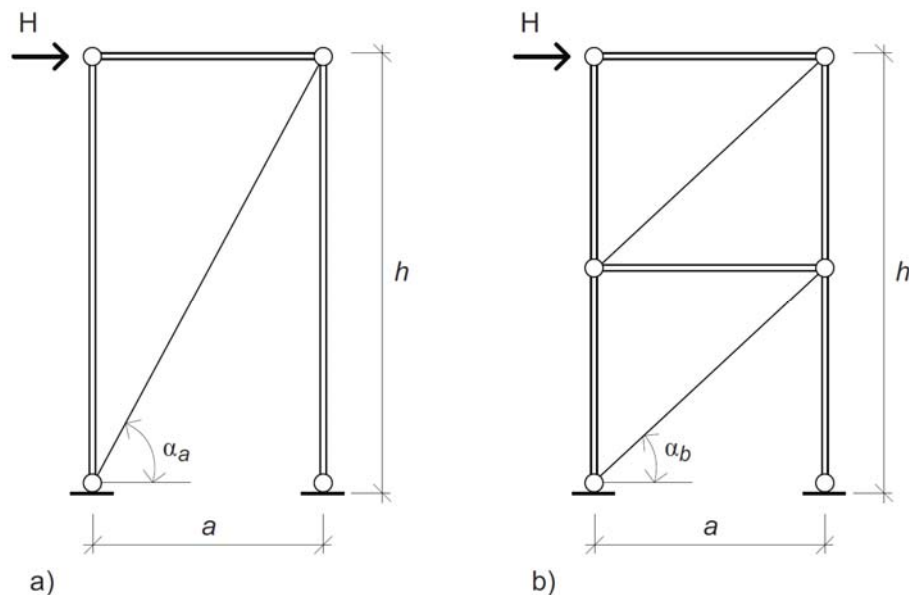
Figur 13-15

Modell for estimering av horisontal stivhet til et diagonalavstivet felt

Det følger av ligning (13-1) at stivheten til avstivningselementet, og dermed dets effektivitet, øker med minkende vinkel α . Vanligvis er både a og h spesifisert for en gitt konstruksjon, og eneste måte å redusere α på er derfor å øke antall «nivå» med avstivning, dvs. ved å øke antallet diagonaler i feltet, som vist i figur 13-16 (b).

Valg av antall nivå er et kompromiss mellom effekt og kostnad. For et avstivningssystem med gitt bredde a og høyde h , kan f.eks. valget stå mellom en (figur 13-16 (a)) eller to (figur (13-16 (b))

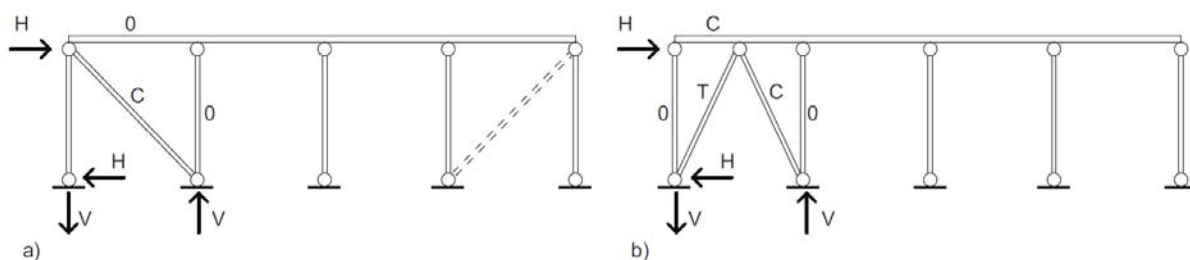
diagonaler. For å oppnå en gitt stivhet (k_{br}) må løsningen i figur 13-16(a), med bare en diagonal, benytte stag med større diameter enn løsningen i figur 13-16 (b). Løsningen i figur 13-16 (b) har imidlertid flere elementer, og kanskje enda viktigere, den har flere forbindelser. Erfaringsmessig tilsier hensynet til økonomien at antall avstivningsnivå (antall diagonaler) bør velges slik at diagonalen(e)s helningsvinkel ligger i området $45^\circ < \alpha < 60^\circ$.



Figur 13-16
Alternative utforminger av diagonal avstivning av et felt.

Avstivning med komponenter av tre

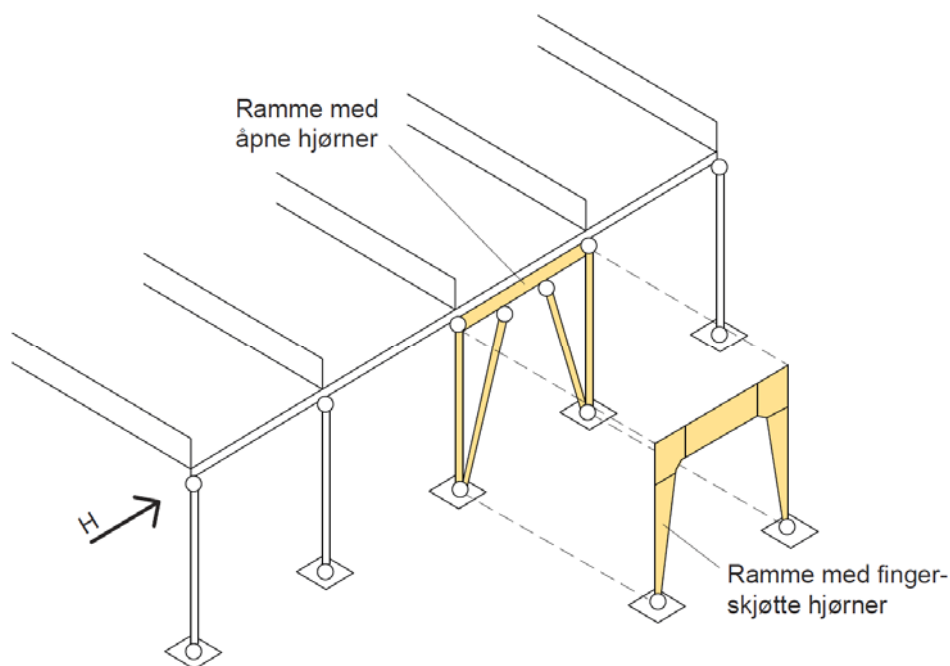
Felt-avstivning ved hjelp av trekomponenter utføres med en eller to diagonaler i feltet; sistnevnte utgjør et såkalt K-system, se figur 13-17(b). Dersom hele veggen avstives med bare en diagonal, som antydnet i figur 13-17(a), må diagonal og forbindelsene kunne ta både strekk og trykk, for å kunne virke mot vind fra begge sider. Diagonalelementer av tre har vesentlig dårligere justeringsmuligheter enn stålstag med strekkfisk (eller gjengestenger av stål), og det kreves derfor høy presisjon under monteringen.



Figur 13-17
Avstivning med diagonaler av tre (C= trykk, T= strekk og 0=nullstav).

Avstivning med rammer

I bygg hvor det kreves store dører og vindusåpninger kan avstivning med rammer være en aktuell løsning, se figur 13-18. Rammen(e) kan utføres i tre, eller stål dersom det er snakk om store horisontale krefter.

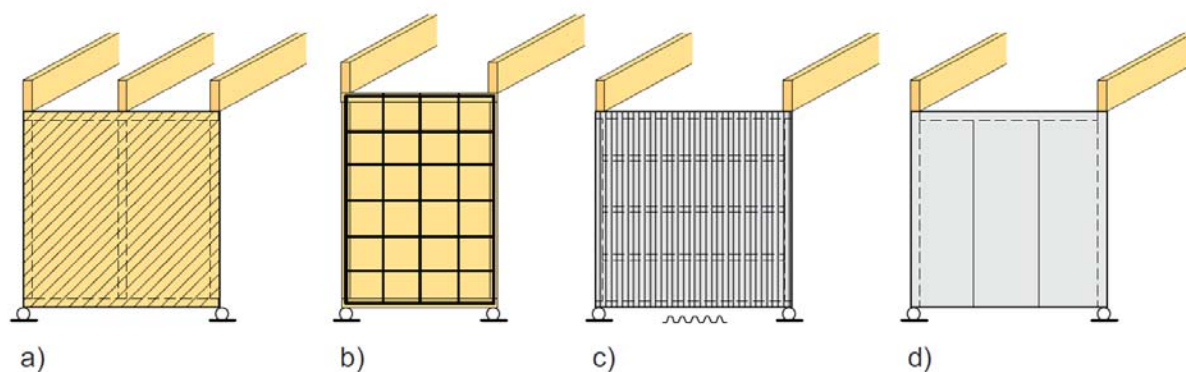


Figur 13-18

Avstivning ved hjelp av rammer.

Avstivning med stive skiver

Trebaserte panel, som massivtre (CLT), kryssfiner, OSB- og LVL-plater, kan fungere som skiveavstivning i ett eller flere felt. Også krysslagte bord kan, ved god innfesting, fungere som en skive. Korrugerte tynnplateprofiler av stål kan også benyttes, og det samme kan betongpanel, se figur 13-19. Felt med skiveavstivning har svært begrensede muligheter for åpninger.

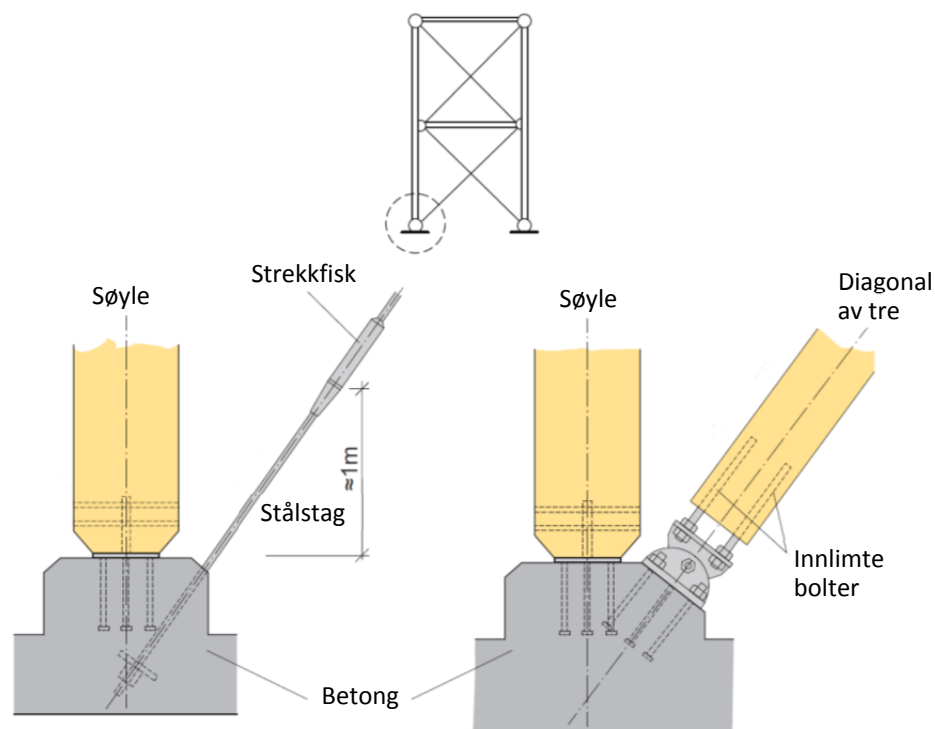


Figur 13-19

Avstivning med stive skiver: Diagonale bord, (b) trebaserte paneler, (c) korrugert tynnplateprofil (stål) og (d) betongpanel.

Innfestingsdetaljer for veggavstivning

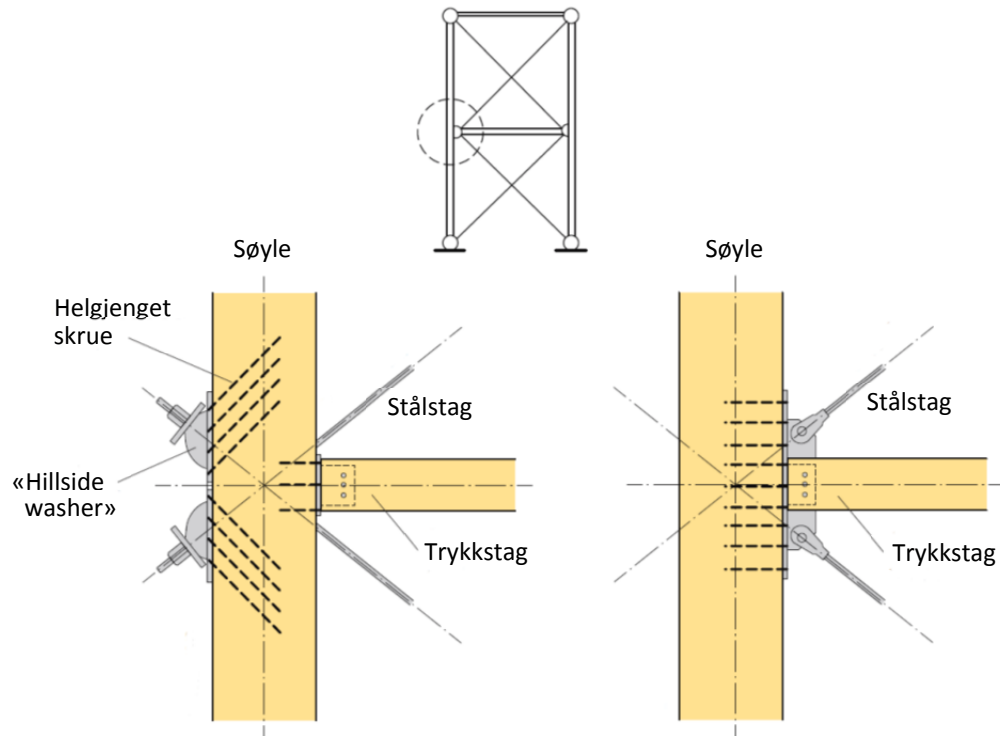
Figur 13-20 illustrerer mulige detaljer for innfesting av diagonaler til betongfundament. Det bør nevnes at begge disse løsningene enkelt kan justeres, enten ved hjelp av strekkfisken (for stålstaget) eller ved å løsne eller stramme bolteforbindelsen (for diagonalen av tre); dette forenkler nøyaktig montering.



Figur 13-20

Eksempel på innfesting av diagonaler i betongfundament.

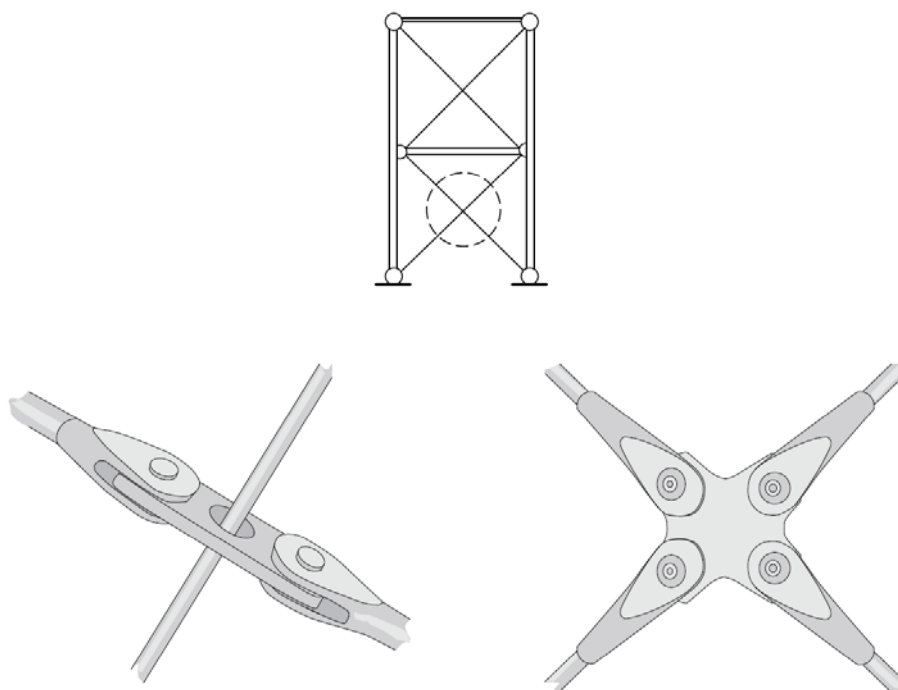
Figur 13-21 illustrerer to eksempler på hvordan en avstivningsdiagonal kan festes til en tresøyle.



Figur 13-21

Eksempler på innfesting av diagonale stålstag i en tresøyle.

Figur 13-22 viser to eksempler på hvordan detaljen ved kryssing av stålstag kan løses.



Figur 13-22

Forbindelsen ved kryssing av stålstag.

13.3.5 Takavstivning

For å kunne ta opp de horisontale kreftene stabiliseres vanligvis takkonstruksjonen i større bygg av tre på en av to måter:

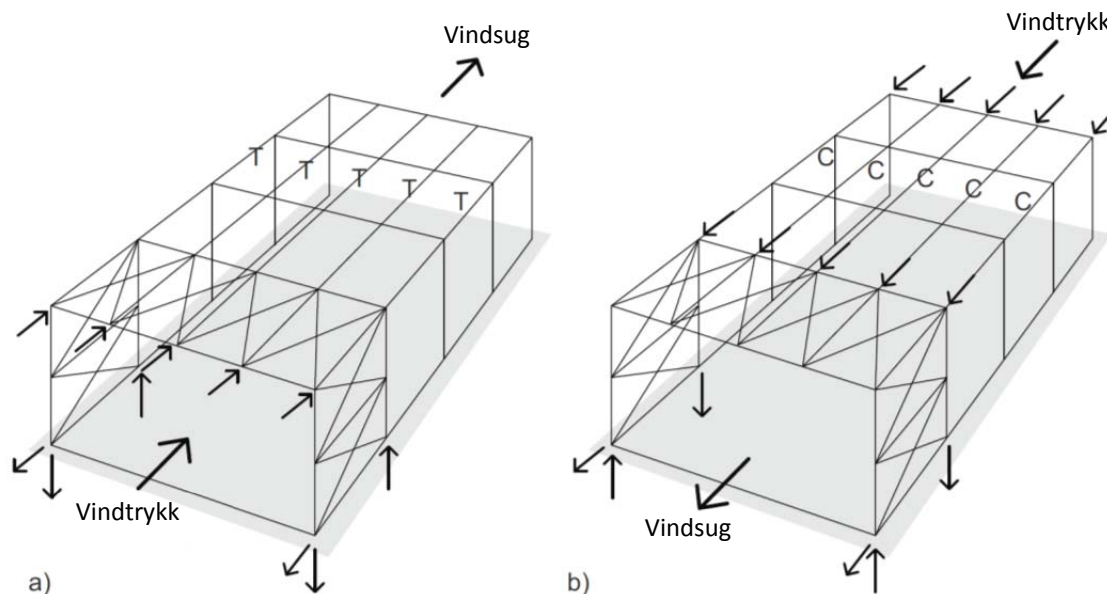
- Med horisontale fagverk i takflaten.
- Med stive skiver av trebaserte paneler eller korrugerte tynnplater av stål.

Avstivning med horisontale fagverk

Dette avsnittet tar bare for seg transversal takavstivning (type B i figur 13-5). Langsgående takavstivning (av type D i figur 13-5) brukes ikke ofte i moderne, større trekonstruksjoner. Det er nå vanligere å sikre sideveis stabilitet ved å sørge for at søylene har betydelig grad av innspenning i fundamentene.

I mindre bygninger (lengde mindre enn 30-40 meter) er det som regel tilstrekkelig med bare ett horisontalt fagverk, plassert i enden av bygget. Åsene, og deres forbindelse med primærbjelkene, må da være i stand til å overføre både trykk- og strekkrefter fra motsatt ende av bygget, se figur 13-23.

I lengre bygg kan det derimot være både nødvendig og hensiktsmessig å benytte horisontale fagverk i to eller flere felt i taket, også med tanke på montasjen. I enden av bygget kan det være en fordel å plassere fagverket i felt nummer to som har gunstigere aksialkrefter i søylene, med tanke på kraftparet som skal ta opp vindkraften. Diagonalene i fagverket utføres enten som strekkstag av stål eller som staver av tre som kan ta både strekk og trykk. Stålstag er normalt å foretrekke, ikke minst fordi de kan utstyres med strekkfisker som gjør monteringen enkel (slakkere krav til toleranser).

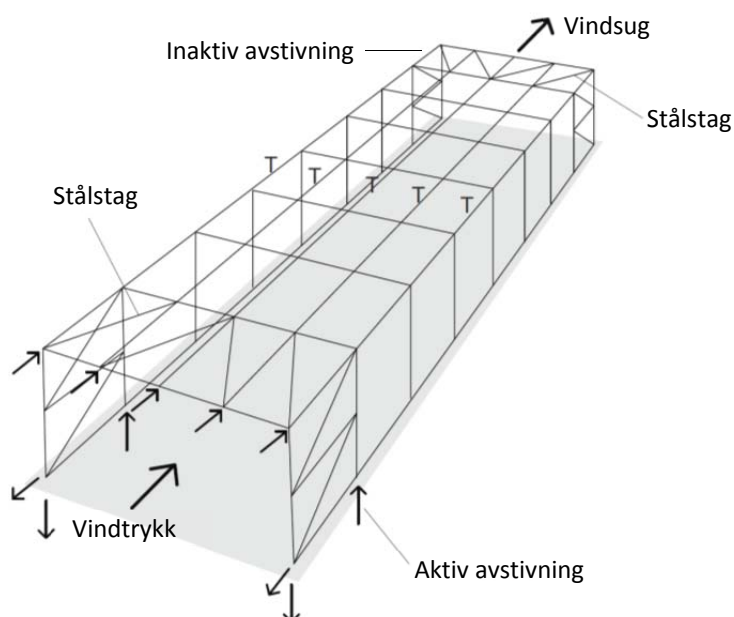


Figur 13-23

Avstivning av en mindre bygning. T: ås med strekk, C: ås med trykk .

Avhengig av hvordan ståldiagonalene arrangeres kan avstivningssystemet virke bare en eller begge veier. Med bare en diagonal mellom vertikale (åsene) vil avstivningssystemet virke (være aktivt) bare når lasten virker slik at diagonalene får strekk. Med slike fagverk trengs det åpenbart minst to, vanligvis plassert mot endene av bygget, hvorav bare det ene vil være aktivt, se figur 13-24. På grunn av vindsug i den «inaktive» enden, må åsene, i tillegg til bøyning på grunn av den vertikale lasten, også kunne ta samtidig strekk.

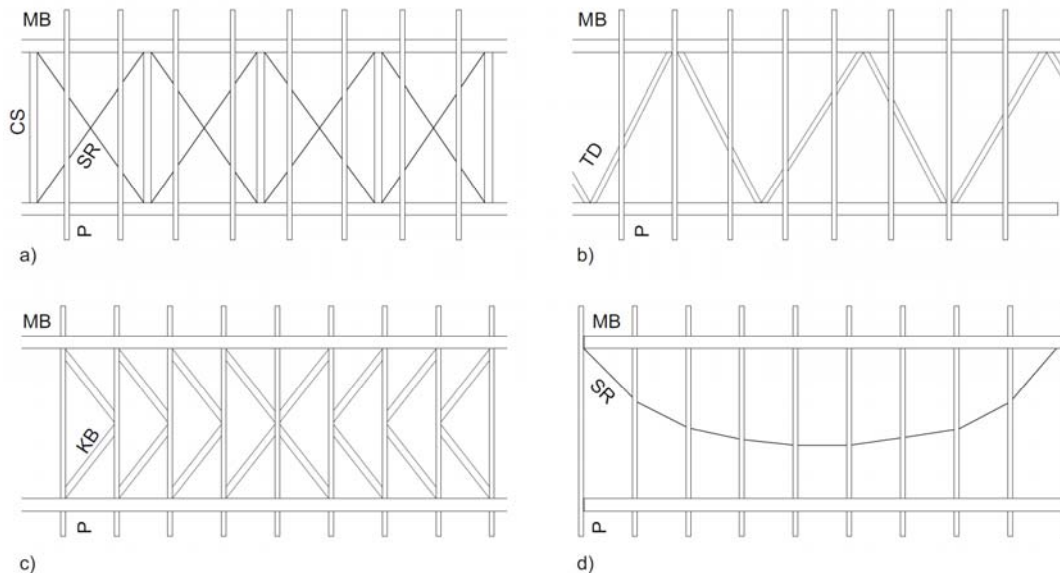
Ved å benytte to kryssende diagonaler i hvert fagverksfelt vil fagverket være aktivt uansett vindretning.



Figur 13-24

Eksempel på avstivningssystem med bare ett (strek-) stag i hvert fagverksfelt – åsene må her ta strekk (angitt med T for «tension»).

Figur 13-25 viser forskjellige typer horisontale fagverk som kan benyttes for avstivning av takflater. Ved horisontal last vil de to primærbejelkene i avstivningsfagverkene (a), (b) og (c) fungere som gurter. System (d) derimot virker som en «fiskebuk» bjelke. For horisontal last vil her primærbejelken bli påkjent av samtidig bøyning (om svak akse) og trykk, stålstagene (eller vaier) vil ta strekk, mens åsene (mellom primærbejelken og stålstagene) vil ta trykk.



Figur 13-25

Eksempler på horisontale avstivningssystemer. MB står for primærbejelke ("main beam"), P for ås ("purlin"), SR for stålstag ("steel rod"), TD for trediajonal ("timber diagonal"), CS for trykkstag ("compression strut") og KB for K-avstivning ("K-bracing element").

Avstivningssystemet i figur 13-25(a) har kryssende diagonaler av stål. De er så slanke at de tar ikke trykk, og avhengig av vindretning vil derfor bare en av diagonalene være aktiv på et gitt tidspunkt. Vertikalene i fagverket er trykkelementer og utføres normalt tre.

Fagverket i figur 13-25(b) har diagonalelementer av tre, arrangert i V-form. Primærbejelkene og diagonalene representerer et Warren-type fagverk hvor diagonalene har vekselvis strekk og trykk.

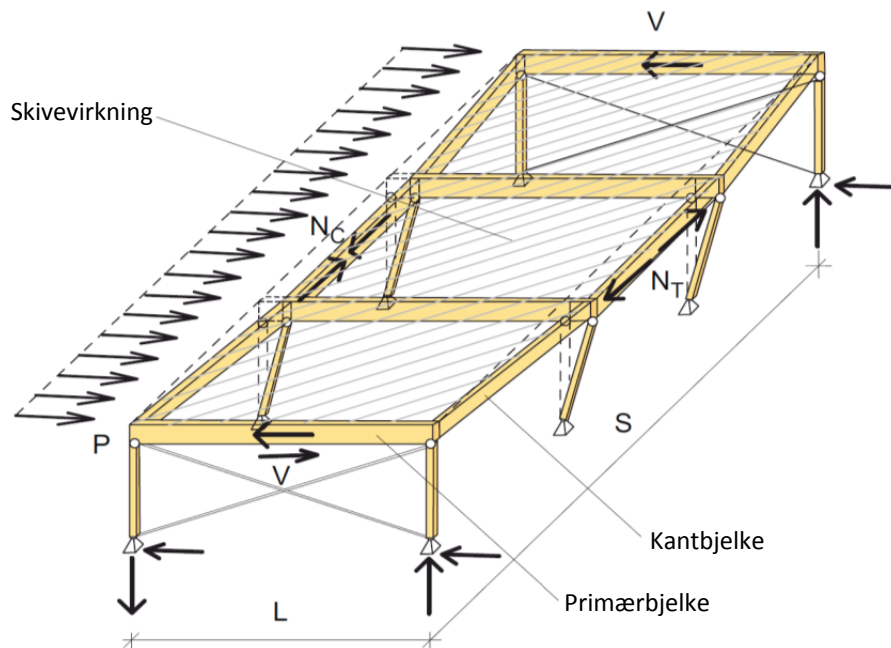
Fagverket i figur 13-25(c) har diagonalelementer av tre i K-form. Dette systemet har den fordel at det har kort avstand mellom de avstivede punktene, og det øker dermed primærbejelkenes vippe-motstand.

Avstivningssystemet i figur 13-25(d) virker selvsagt bare for horisontal last i den retning som gir strekk i stålstagene (eller vaieren). En må derfor ha minst to slike systemer (med "motsatt retning") for å sikre stabilitet i byggets lengderetning.

Avstivning med stive skiver

Skivevirkning i takflaten kan etableres ved hjelp av selvbærende takelementer, trebaserte plater eller trapesformede tynnplateprofiler av stål. Hovedoppgaven til denne "takskiven" kan sammenlignes med steget i en platebærer, dvs. den skal motstå skjærspenningene.

Takskiven kan vi betrakte som en stor platebærer (eller en I-bjelke), hvor steget (skiven) tar skjærkreftene, mens kantbejelkene (eller vegger vinkelrett på lastretningen) tar normalkreftene N_T (strekk) og N_C (trykk) som danner kraftparet som kommer av momentet, se figur 13-26.



Figur 13-26
Skivevirkning i takflaten.

På grunn av bøyemomentet får de mest påkjente kantelementene følgende aksialkrefter på henholdsvis trykk og strekk:

$$N_C = N_T = \frac{q \cdot s^2}{8 \cdot L} \quad (13-2)$$

Kantbjelkene antas å ta hele bøyemomentet, og de må derfor være kontinuerlige eller skjøtt slik at de kan overføre de maksimale aksialkreftene (hver skjøt må kunne håndtere både strekk og trykk på grunn av skiftende vindretning).

Takskiven i figur 13-26 overfører skjærkreftene til de vertikalt avstivede rammene (diagonalavstivning, bøyestive rammer eller skiver). Største skjærkraft i takskiven er:

$$V = \frac{q \cdot s}{2} \quad (13-3)$$

Hele skjærkraften må tas av skivematerialet. Skjærspenningene er størst ved endene av skiven, og skjærstrømmen som skiven og dens forbindelser må dimensjoneres for er:

$$v = \frac{V}{L} \quad (13-4)$$

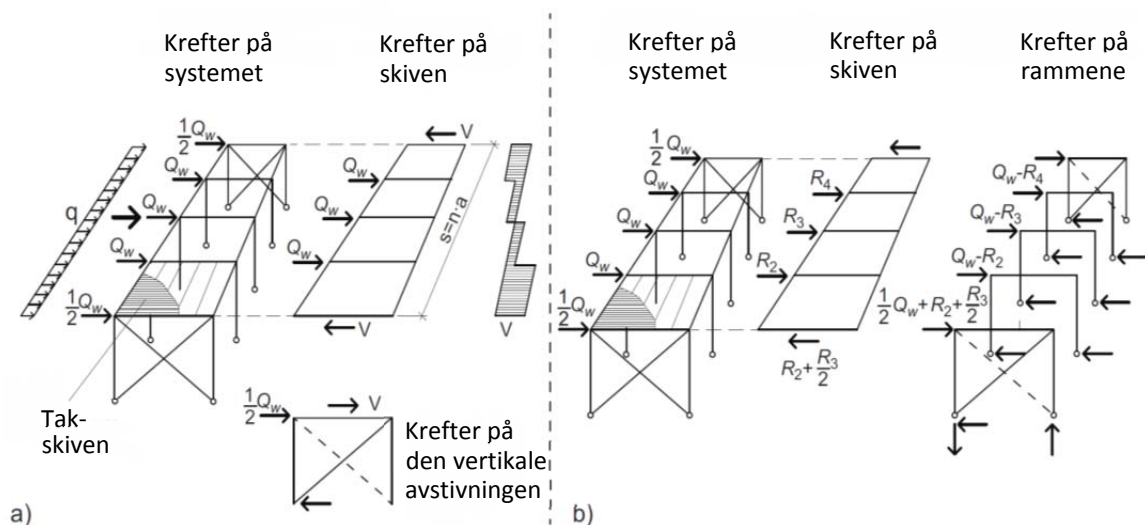
Kraften som hvert enkelt festemiddel i "sømmen" mellom skive og endevegg må dimensjoneres for blir $F_v = v \cdot s_f$, hvor s_f er avstanden mellom festemidlene. Tilsvarende må skiven, dvs. panelet, dimensjoneres for en skjærspenning (i panelets plan) som er $\tau = v/t$, hvor t er panelets tykkelse.

Den modellen som er presentert her forenkler et relativt komplekst problem. Den virkelige stivheten i et system som dette, og hvordan den fordeler seg, er høyst usikker. Modellen vil imidlertid være konservativ (gi resultater til sikker side) i de fleste tilfeller.

Følgende generelle krav bør tilfredsstilles for å kunne anta skivevirkning i taket:

- Endeveggene må avstives.
- Skivematerialet må festes, med godkjente festemidler, på tilfredsstillende måte til underliggende elementer.
- Sømmene mellom platene må festes med godkjente festemidler.
- Åpninger i takflaten bør, uten tilleggsberegninger, ikke utgjøre mer enn 3% av takarealet; dersom det utføres mer detaljerte beregninger kan det tillates åpninger med størrelse opp mot 15% av takarealet.

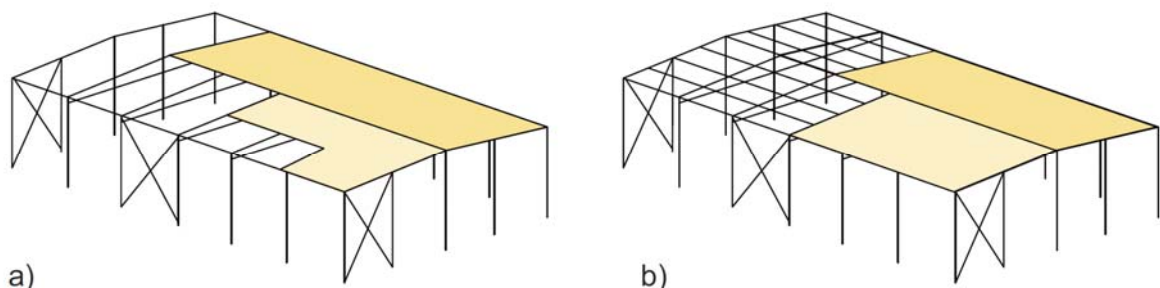
Rammer og takskiver vil alltid ha en grad av samvirke, og dette samvirket har stor betydning for byggets totale oppførsel. Dersom det lastbærende systemet i en konstruksjon består av en serie av parallelle bjelke-søyle systemer er det av stor betydning hvordan søylene er festet til fundamentene. Er søylene leddlagret til fundamentene må horisontalkraften i taknivået (q) tas i sin helhet av skivevirkningen i takflaten og føres ned gjennom avstivningen i endeveggene, se figur 13-27(a). Er derimot søylene fast innspent i fundamentene vil bare deler av lasten q bli tatt av tak-skiven, mens søylene tar resten, se figur 13-27(b).



Figur 13-27

Lastfordelings-mekanismer: (a): bjelke-søyle system med ledd i søylefoten, (b): fast innspent søylefot.

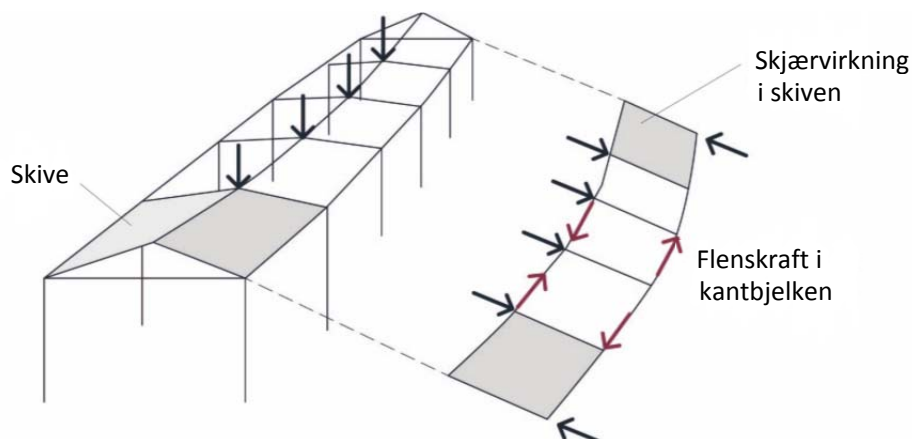
Typiske arrangementer av tak-skiver er vist i figur 13-28. Hvis mulig bør platene festes til både primærbjelkene og åsene, for å oppnå best mulig stivhet. Festes platene bare til åsene må platene i begge endene festes forsvarlig til endeveggene.



Figur 13-28

Arrangement av tak-skiver: (a) Skive festet til primærbjelkene, (b) skive festet til åsene.

For et saltak vil takplatene også bidra med bæring av vertikale laster. Som vist i figur 13-29 vil nedbøyning av mønet forsøke å presse toppen av søylene utover; dette mobiliserer en bjelkeeffekt i takflaten som vist i figuren. Takplatene fungerer som steg i en platebærer hvor kantbjelken og møneåsen fungerer som flenser. Jo større takhelning, jo mer effektiv vertikal bæring vil takflaten bidra med.



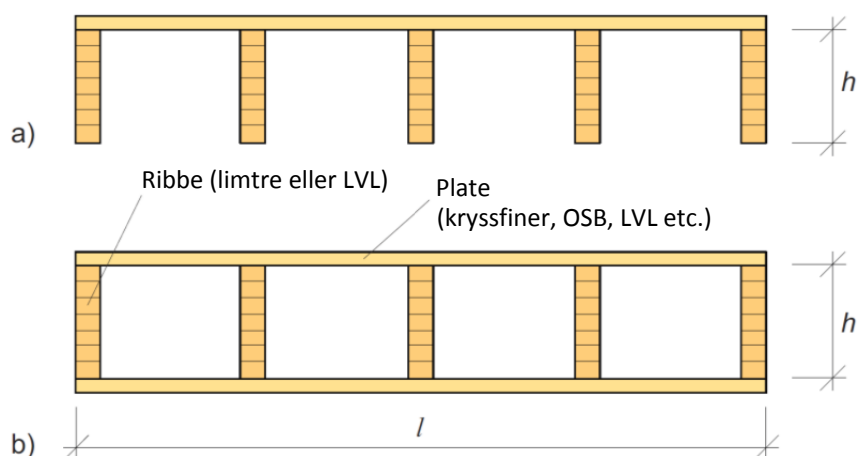
Figur 13-29
"Plate-bærer-virkning" i saltak med stive skiver i takflaten.

Typiske tak-plate-systemer

For å etablere skivevirkning i takflater benyttes vanligvis

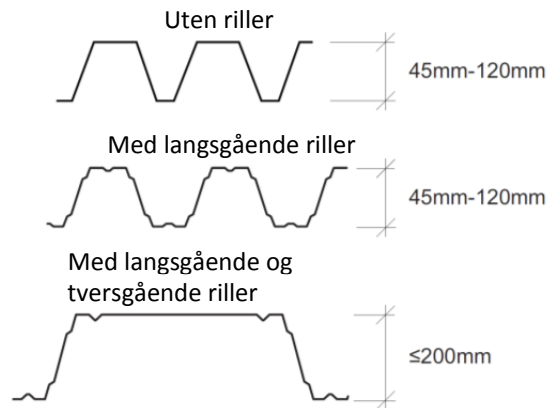
- selvbærende takelementer,
- trebaserte plater eller
- trapesformede tynnplateprofiler av stål.

Trebaserte plater omfatter kryssfiner, OSB ("oriented strand board"), LVL ("laminated veneer lumber") eller CLT ("cross laminated timber"). Siden avstanden mellom primærbjelkene (sperrene) er relativt stor, ofte over 5 meter, må platene forsterkes med ribber, enten på en side, eller, ved store spenn, på begge sider. Typiske dimensjoner for slike system er: høyde $h = 300\text{mm}-800\text{ mm}$, bredde $l = 1800\text{mm}-2500\text{mm}$, spennvidde $s = 5\text{m}-18\text{m}$, se figur 13-30.



Figur 13-30
Typiske tverrsnitt av trebaserte tak-systemer: (a) åpent tverrsnitt, (b) lukket («boks») tverrsnitt.

Trapesformede tynnplateprofiler av stål er ofte brukt i Norge og Sverige til å avstive takflater. Platematerialet er kaldrullede stålplater med tykkelse mellom 0,6 og 1,2 mm. For lastbærende plater varierer profilhøyden mellom 45 mm for korte spennvidder til 200 mm for svært lange spennvidder. Flytespenningen varierer mellom 350 MPa og 500 MPa. For å øke bæreevnen er det ikke uvanlig å utstyre profilene med primært langsgående, men også tversgående «riller» (egentlig små stivere som reduserer lokale knekk lengder), se figur 13-31.



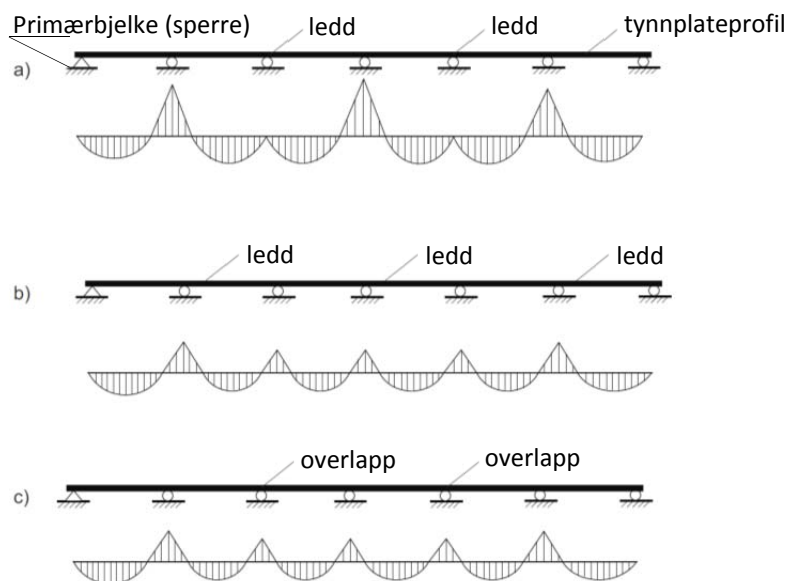
Figur 13-31

Trapesformede tynnplateprofiler - typiske tverrsnitt.

Vanligvis utføres avstivningssystemer med trapesformede tynnplateprofiler slik at de er kontinuerlige over minst to støtter (primærbjelker/sperrer). I lengderetningen kan platene bindes sammen med:

- ledd over en støtte,
- ledd ute i feltet, såkalt "Gerber-system", eller
- de kan overlappe over støttene.

De forskjellige systemene er illustrert i figur 13.32.



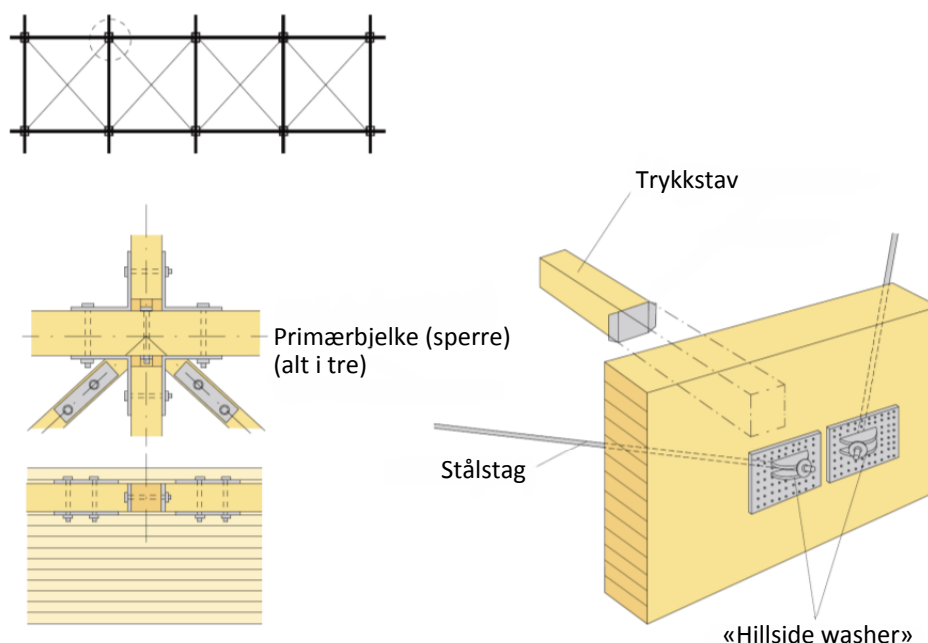
Figur 13-32

Forskjellige systemer med trapesformede tynnplateprofiler sammen med sine respektive momentdiagram for jevnt fordelt last: (a) ledd over støtte; (b) Gerber-system; (c) overlapp over støtte.

Systemer med overlappende profiler over støtter har den fordel at momentkapasiteten doubles hvor momentene er størst. Overlappingen gjøres så lang at den reduserer momentet i hver plate til cirka det halve; dermed blir feltmomentet dimensjonerende. Gerber-systemet utformes slik at felt- og støttemoment blir like store. For å redusere faren for suksessivt brudd om ett felt skulle kollapse, bør systemet utformes slik at annet hvert felt er uten ledd.

Noen detaljer av innfesting av takavstivning

Figur 13-33 illustrerer noen mulige innfestingsdetaljer mellom avstivningskomponentene og primær-bjelken (sperrebjelken).



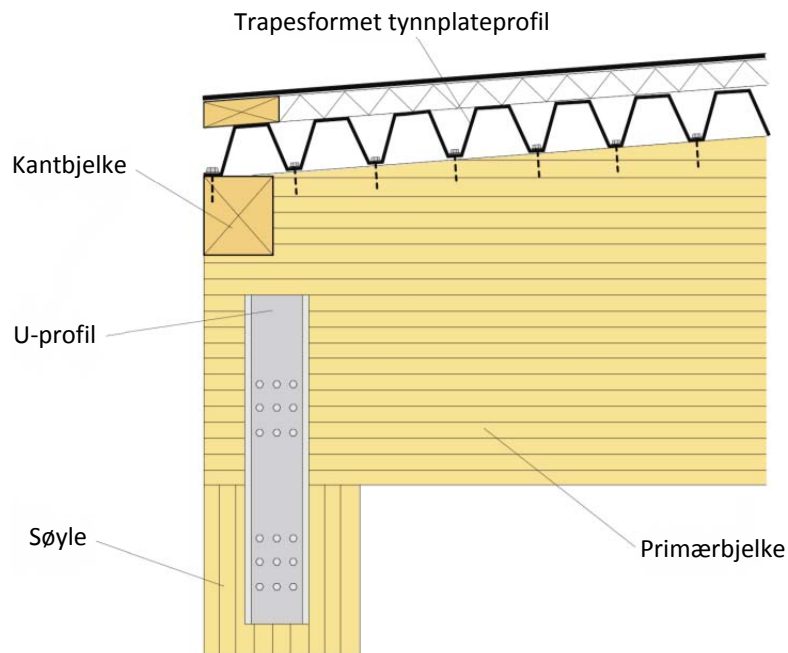
Figur 13-33

Eksempler på forbindelse mellom avstivningskomponentene og primær-bjelken.

Figur 13-34 viser en typisk detalj av forbindelse mellom et trapesformet, korrugert tynnplateprofil og en primær-bjelke i tre.

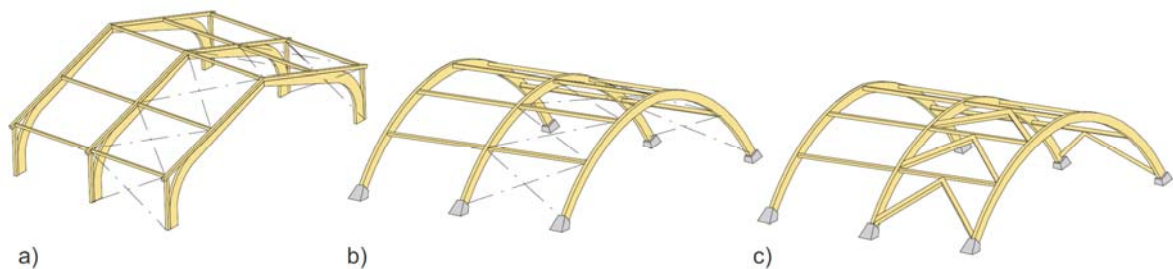
13.3.6 Avstivning av rammer og buer

Rammer og bjelker er i utgangspunktet stabile i sitt eget plan, helt uavhengig av om de er statisk bestemte eller ubestemte. I lengderetningen må de derimot avstives. Prinsippet for stabilisering av rammer og buer ved hjelp av transversal avstivning er vist i figur 13-35. To rammer/buer fungerer som gurter i et fagverk som ofte også benytter åser som vertikaler; de eneste ekstra elementene er diagonalene, ofte som kryssende stålstag (figur 13-35(a) og (b)), men også diagonaler av tre, som kan ta både strekk og trykk kan benyttes (figur 13-35(c)). Forbindelsen mellom de forskjellige komponentene i avstivningsfagverket må dimensjoneres for kreftene i komponentene. Også eventuelle eksentrisiteter, på grunn av at komponenter ikke ligger i samme plan, må det tas hensyn til.



Figur 13-34

Eksempel på forbindelse mellom trapesformet, korrugert tynnplateprofil og primærbjelke.



Figur 13-35

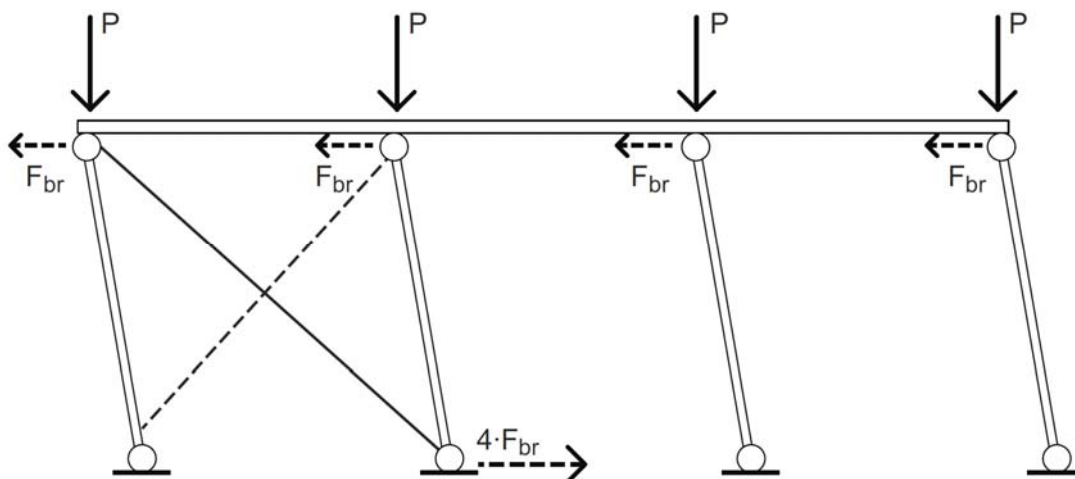
Eksempler på avstivning av rammer og buer, (a) og (b) avstivning med kryssende stålstag, og (c) avstivning med diagonaler av tre.

13.4 Styrke- og stivhetskrav til avstivningssystemer

Primærfunksjonen til avstivningssystemet er å hindre horisontal forskyvning på grunn av ytre horisontal belastning, men ofte har avstivningssystemet også som oppgave å redusere faren for knekning og/eller vipping av søyler og bjelker, ved å redusere effektive knekk- eller vippelengder.

13.4.1 Krav til avstivning av søyler

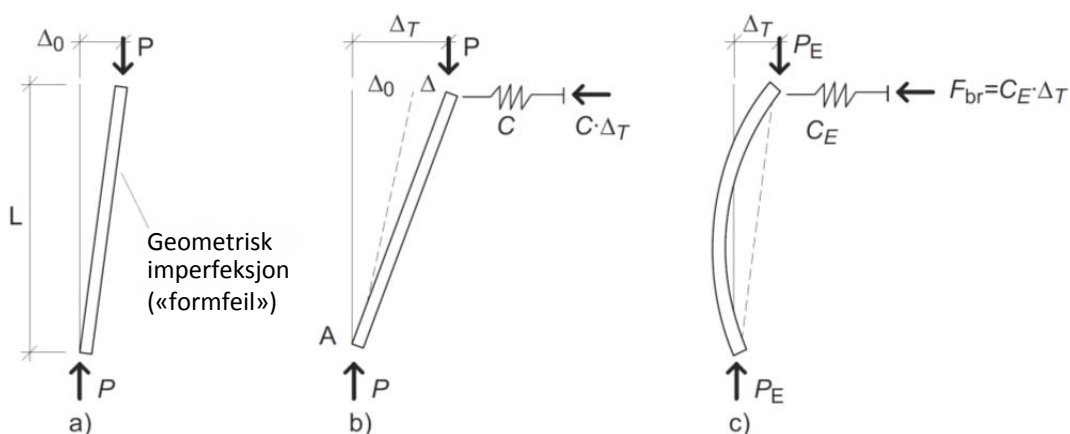
For en avstivet, matematisk helt rett og sentrisk belastet søyle er det ingen krefter i avstivningselementene, selv ved kritisk last, siden det/de avstivede punktene ikke får forskyvninger. Slike trykkomponenter finnes ikke i det virkelige liv, og det vil i praksis alltid bli krefter i avstivningselementene. Et eksempel er vist i figur 13-36, hvor en serie av søyler, som hver bærer en last P , er avstivet av et stabiliserende system (av kryssende stålstag). På grunn av en uunngåelig skjevhet vil det genereres en horisontalkraft F_{br} i toppen på hver søyle. Avstivningssystemet må derfor være sterkt (og stivt) nok til å stå i mot resultanten av disse kreftene. Det bør bemerkes at det er vanlig å anta konservativt at alle søylene heller samme vei.



Figur 13-36

Avstivningskraft generert av skjevstilte søyler.

En enkel dimensjoneringsregel er å anta at kraften det skal avstives for, F_{br} , er tilnærmet 1-2% av trykkraften P . Et så enkelt kriterium, uten spesifiserte krav til stivheten, garanterer ikke et tilfredsstillende avstivningssystem. Er avstivningssystemet for fleksibelt kan horisontalforskyvningen, og dermed avstivningskraften, vokse og bli for stor. Som eksempel betraktes en enkel søyle avstivet av en fjær med stivhet C plassert i toppen, se figur 13-37.



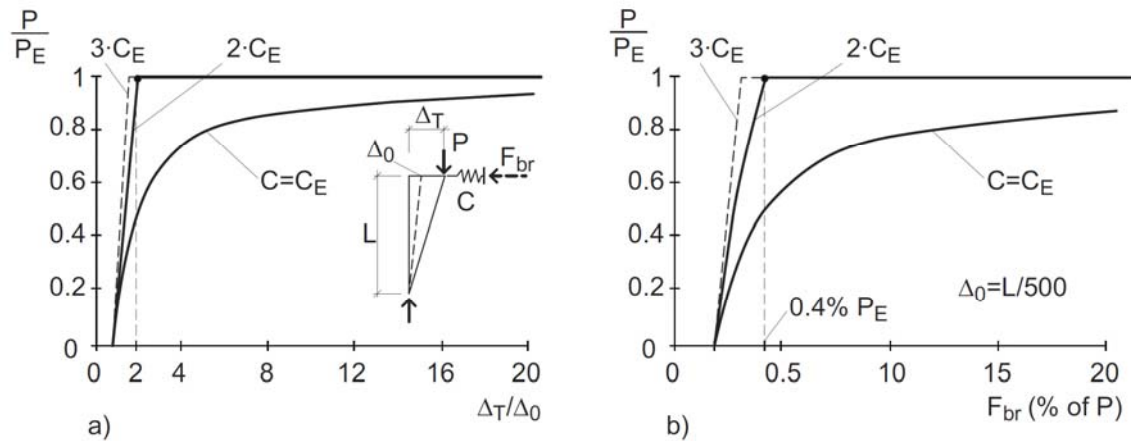
Figur 13-37

Fjæravstivet søyle.

For det idealiserte tilfellet at søylen er helt rett (uten formfeil), krever enkel likevekt av tilfellet i figur 13-37(c), at den "ideelle fjærstivheten" C_E som må til for at søylen skal kunne bære sin Euler-last P_E er:

$$C_E = \frac{P_E}{L} \quad (13-5)$$

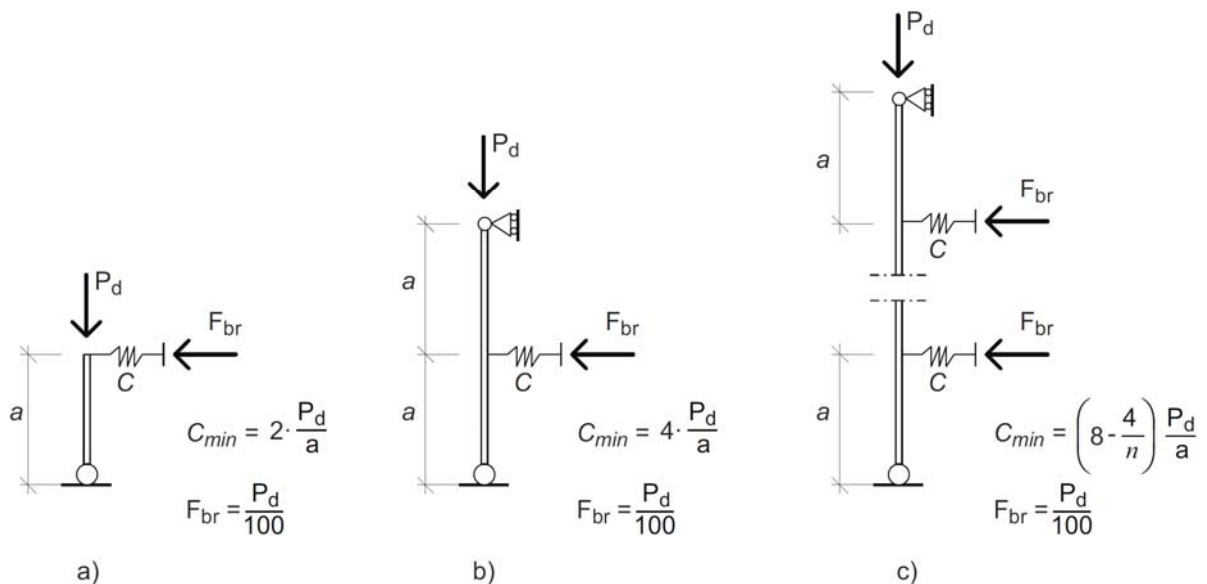
Forholdet mellom P , C and Δ_T , for den skjevstilte søylen, er plottet i figur 13-38(a). Dersom $C = C_E$, nås ikke P_E før forskyvningen er blitt svært stor. Det vil generere en stor avstivningskraft F_{br} , siden $F_{br} = C \cdot \Delta$, og dessuten er en stor horisontal forskyvning uakseptabel. For å kunne utnytte søylen best mulig bør derfor fjærstivheten økes. Ved å doble fjærstivheten, dvs. $C = 2 \cdot C_E$, finner en at $\Delta = 2 \cdot \Delta_0$ når $P = P_E$, som vist i figur 13-38(a). En annen interessant effekt her er at jo større stivheten er i avstivningen, jo mindre er avstivningskraften som oppstår, se figur 13-38(b).



Figur 13-38

Effekten av skjevhet på grunn av formavvik.

Modellen ovenfor, om enn litt mer komplisert, kan også benyttes for å bestemme kritisk last på en søyle som er avstivet med en eller flere fjærer plassert mellom søylens endepunkter; fjærene antas å ha samme stivhet C . For en søyle som har en typisk initial formfeil, med en amplitude på $L/500$ (for en limtresøyle støttet i begge ender, eller en tilsvarende skjevhet for en utkragersøyle), kan det utledes enkle krav til dimensjonerende stivhet for avstivningen, se figur 13-39. Basert på resonnetet ovenfor anbefales det at minste avstivningsstivhet C_{min} er dobbelt så stor som den "ideelle" stivheten C_E . Videre erstattes nå Euler-lasten P_E med den dimensjonerende trykkraft i søylen, P_d . Begrunnelsen for dette er at dimensjonerende trykkraft i praksis alltid vil ligge godt under knekklasten. Det anbefales også at avstivningskraften F_{br} minst bør være 1% av aksialkraften (P_d), selv om figur 13-38(b) viser at F_{br} aldri overstiger 0,4% av aksialkraften dersom $C = 2 \cdot C_E$. Begrunnelsen for å ta litt godt i her er at figur 13-38(b) er basert på en formfeil som, på grunn av vind eller andre horisontale krefter eller "slark" i forbindelser, kan være større enn den antatte $\Delta_0 = L/500$.

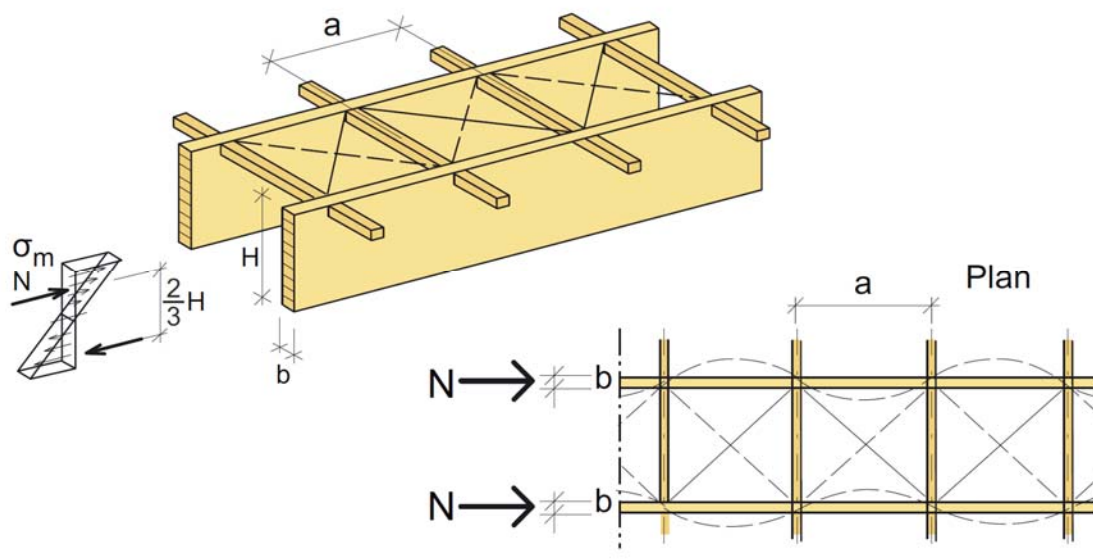


Figur 13-39

Anbefalt minste stivhet for avstivningen og tilhørende avstivningskraft; n er antall avstivede punkter.

13.4.2 Krav til avstivning av bjelker

Bjelker avstives for å hindre sideveis forskyvning samt torsjon (vridning), for å hindre sideveis utkneking og vipping. Et effektivt avstivningssystem bør følgelig hindre sideveis forskyvning av både topp og bunn av bjelken. Sideveis avstivning (åser eller plater festet til oversiden av en fritt opplagt bjelke) og torsjonsavstivning (krysstivere eller skiver mellom nabobjelker) vil effektivt hindre vridning. Kombinert sideveis- og torsjonsavstivning er mer effektivt enn når disse virker hver for seg. For trekonstruksjoner er det imidlertid vanlig praksis å benytte bare sideveis avstivning i feltet (se figur 13-40), supplert med lokale avstivninger for å hindre vridning ved oppleggene av bjelken.



Figur 13-40

Avstivning av et bjelkesystem ved hjelp av et horisontalt fagverk for å hindre sideveis utkneking.

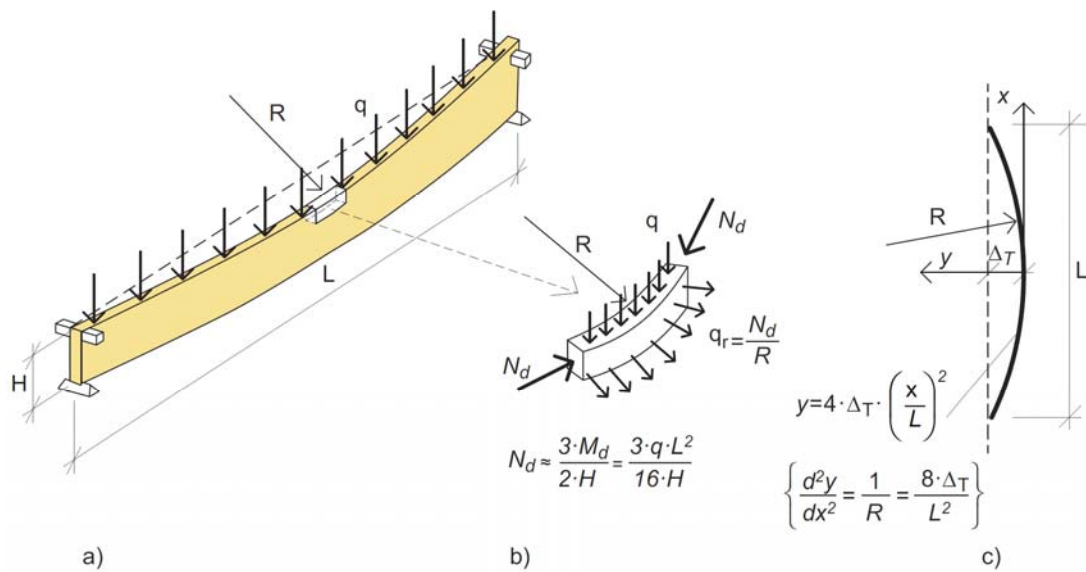
For å hindre sideveis kneking må avstivningssystemet ha tilstrekkelig både stivhet og styrke. Dimensjoneringsmetoden som presenteres her gjelder bare for avstivning plassert nært bjelkens overside. Tverrkraftene som genereres av hver bjelke, og som belaster avstivningssystemet, bestemmes ved følgende forenkende betraktning. Bjelken antas å ha et geometrisk formavvik som vist i figur 13-41(a), dvs. den bøyes ut sideveis som en parabel uten vridning av tverrsnittet. Den delen av bjelken som har trykk betraktes som en trykkstav med en aksialkraft lik $N_d = 1,5 \cdot M_d / H$, hvor M_d er det maksimale bøyemomentet i bjelken og H er tverrsnittshøyden, se figur 13-41(b). På grunn av krumningen vil trykkraften N_d i staven skyve på avstivningssystemet med en fordelt (radiell) kraft q_r .

Med henvisning til figur 13-41 kan størrelsen på tverrkraften beregnes som

$$q_r = \frac{8 \cdot N_d \cdot \Delta_r}{L^2} = \frac{N_d}{L} \cdot 8 \cdot \frac{\Delta_r}{L} \quad (13-6)$$

Et realistisk formavvik for limtre er $\Delta_0 = L/500$. I henhold til Eurokode 5 skal ikke den ekstra sideveis forskyvning Δ som q_r og eventuelle andre horisontale krefter (f.eks. fra vind) fremkaller overstige $L/500$. Det betyr at den tillatte totale horisontale forskyvningen er $\Delta_r = (\Delta_0 + \Delta) = L/250$. Det gir:

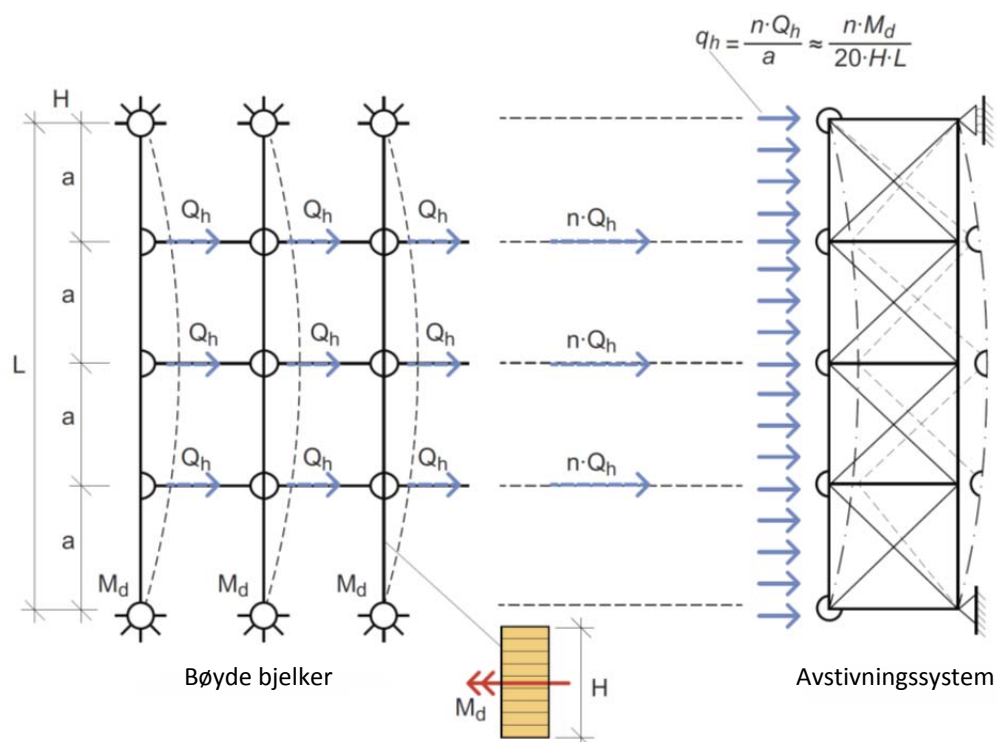
$$q_r = \frac{N_d}{L} \cdot 8 \cdot \frac{1}{250} \approx \frac{1}{30} \cdot \frac{N_d}{L} = \frac{M_d}{20 \cdot L \cdot H} \quad (13-7)$$



Figur 13-41

(a) Belastet bjelke med formavvik, (b) tverrkrefter fra bjelkens trykkdel og (c) antatt form på det geometriske avvik.

Lasten q_h som virker på avstivningssystemet øker med antallet bjelker som skal avstives, og litt konservativt regnes den som summen av lasten fra hver enkelt bjelke, se figur 13-42.



Figur 13-42

Modell for å bestemme lasten på systemet som skal avstive en serie av bjelker.

Eurokode 5 behandler dette problemet på en tilsvarende måte, og angir følgende formel for den destabiliserende tverrlasten:

$$q_h = \frac{n \cdot M_d}{k_{f,3} \cdot H \cdot L} \cdot (1 - k_{crit}) \cdot k_l \quad (13-8)$$

hvor

M_d = dimensjonerende moment i bjelken

H = bjelketverrsnittets høyde

L = bjelkens lengde

n = antall avstivede bjelker

$k_{f,3}$ = modifikasjonsfaktor (EC5: $k_{f,3} = 30-80$)

k_{crit} = reduksjonsfaktor for sideveis knekning/vipping av bjelken (se kapittel 4)

k_l = minst av 1,0 og $\sqrt{15/L}$, hvor L angis i meter.

Det norske nasjonale tillegg (NA) til Eurokode 5 gir følgende verdier for $k_{f,3}$:

$k_{f,3} = 30$ for konstruksjonsvirke

$k_{f,3} = 50$ for limtre

Faktoren $(1 - k_{crit})$ tar hensyn til bjelkens slankhet. Dersom $k_{crit} = 1$ genereres det ikke destabiliserende tverrkrefter (q_h). Dette betyr at den destabiliserende lasten kan neglisjeres, dvs. ($q_h \approx 0$), for bjelker med høyde-bredde forhold H/b mindre enn ca. 6 dersom bjelkens lengde-bredde forhold er mindre enn ca. 20, dvs. $L/b < 20$.

Avstivningssystemet skal være så stivt at største forskyvning på grunn av dimensjonerende last q_h ikke er større enn $L/700$, og ikke større enn $L/500$ for den totale last (som også inkluderer vindlast).

Forbindelsen mellom åser eller takplater til primærbjelken dimensjoneres for en kraft

$$Q_h = \frac{q_h \cdot a}{n} \quad (13-9)$$

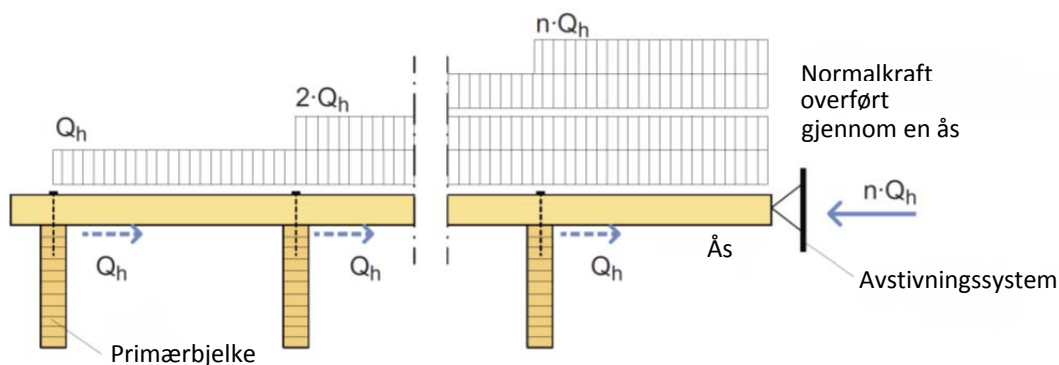
hvor

q_h = total destabiliserende last på avstivningssystemet,

a = avstand mellom åser eller mellom platenes festemidler i bjelkeretningen,

n = antallet tverravstivede bjelker.

En ås som avstiver flere bjelker og dens forbindelse med avstivningssystemet, dimensjoneres for kraften $n \cdot Q_h$, se figur 13-43.



Figur 13-43

Tverrkrefter som overføres fra primærbjellekene til en ås.

13.5 Spesielle forhold

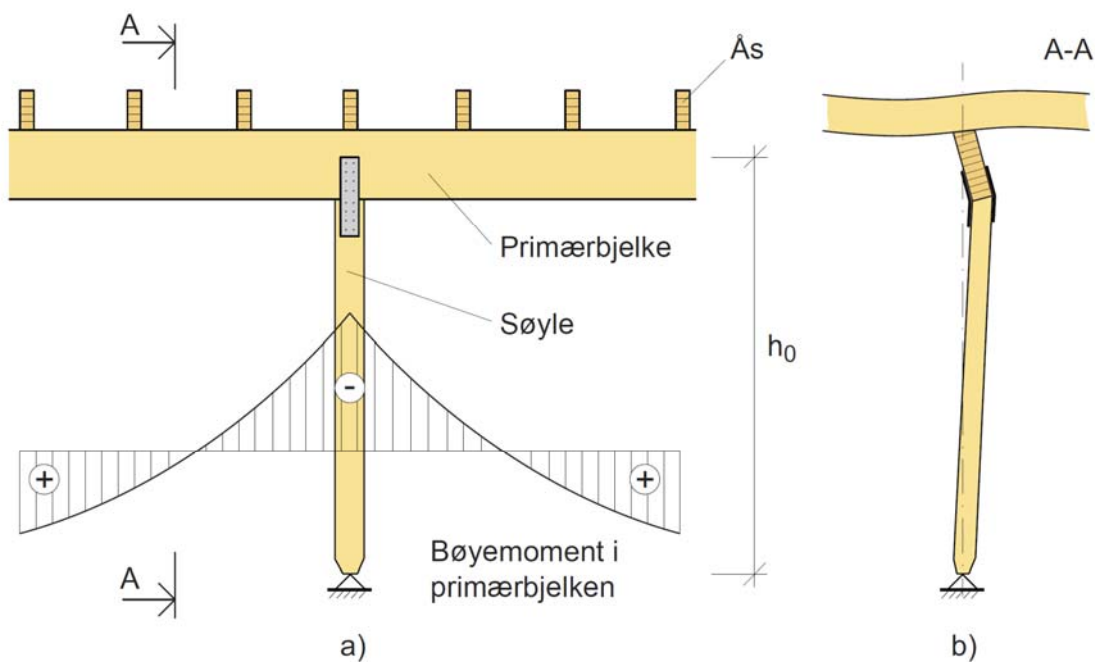
I dette avsnittet diskuteres forhold knyttet til trekomponenter som har trykk på uavstivet side samt krefter som genereres av geometriske forandringer.

13.5.1 Trekomponenter med trykk på uavstivet side

En fritt opplagt bjelke påkjent av tyngdelaster har strekk på undersiden og trykk i overkant, og bjelken støttes sideveis av åser eller plater festet til dens overkant som har trykk. En kontinuerlig bjelke derimot har trykk i underkant over de indre støttene; dette medfører problemer både for en eventuell søyle som understøtter bjelken, og for den antatt uavstivede underkanten til bjelken, se figur 13-44:

Dersom søyletoppen ikke er støttet sideveis kan knekk lengden til søylen, avhengig av forbindelsen mellom søyle og bjelke, øke dramatisk. Er for eksempel søylen leddlagret i bunnen og rimelig fri til å bevege seg sideveis i toppen vil knekk lengden kunne bli så stor at systemet blir ustabil. Også selve bjelken, som mangler sideveis støtte på trykksiden over støtten, står i fare for å vippe.

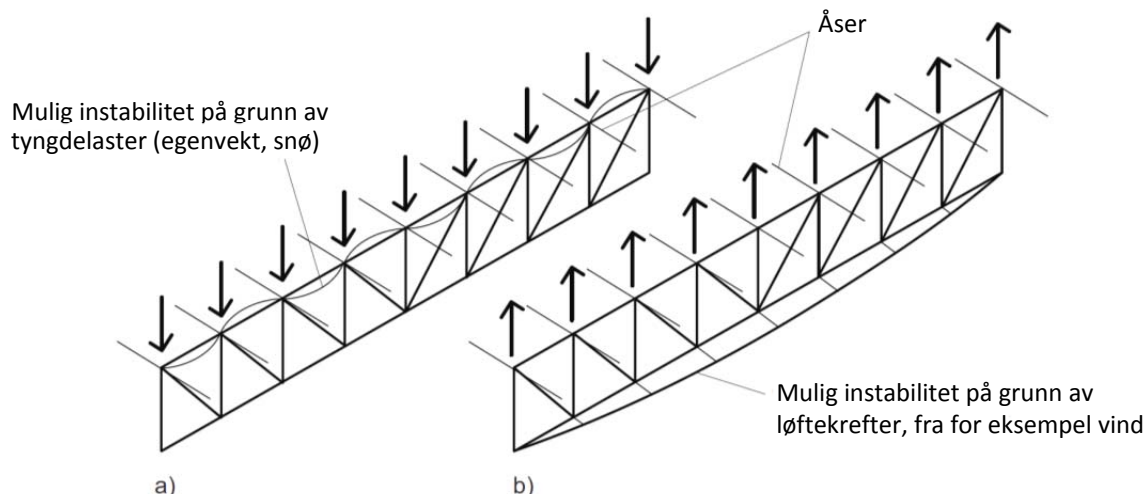
Det finnes flere eksempler på konstruksjonssvikt på grunn av utilstrekkelig sideveis sikring av situasjonen i figur 13-44.



Figur 13-44

(a) Kontinuerlig bjelke understøttet av en søyle i et indre opplegg; (b) mulig instabilitet.

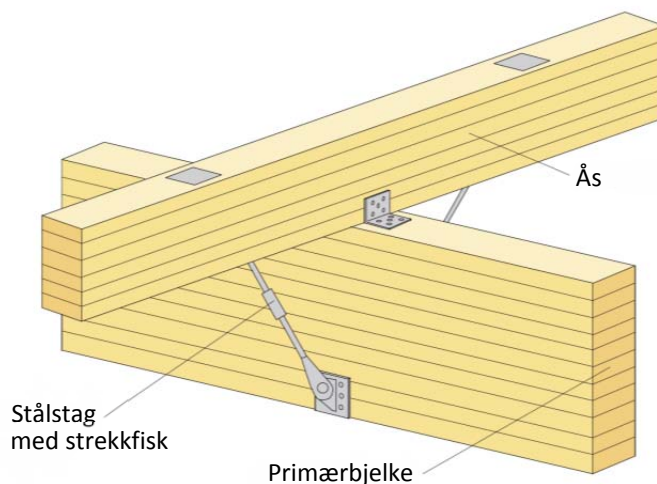
En annen, men lignende situasjon hvor det kan oppstå trykkspenninger i underkanten av en bjelke (eller i undergurten til et fagverk) har en ved lastreversering, f.eks. på grunn av vindsug på et lett tak. Figur 13-45(b) viser et fritt opplagt fagverk som påkjennes av en «løfte-kraft»; undergurten som normalt har strekkspenninger (på grunn av tyngdekrefter) vil i denne situasjonen kunne få trykk og er derfor utsatt for sideveis utknekning.



Figur 13-45

Knekkformer for: (a) tyngdelaster, (b) løftekrefter.

En måte å støtte undersiden av en bjelke eller et fagverk på er å montere skråstilte stag langs bjelken/fagverket i avstander som gir høvelige slankhetsforhold for den trykkpåkjente delen av bjelken eller gurten. Slike stag må selvsagt festes til deler av konstruksjonen som yter tilstrekkelig stivhet til at stagene gir effektiv støtte. Avstivning av undersiden av en bjelke kan for eksempel utføres som vist i figur 13-46, hvor stålstag går mellom bjelkens underkant og en takås.



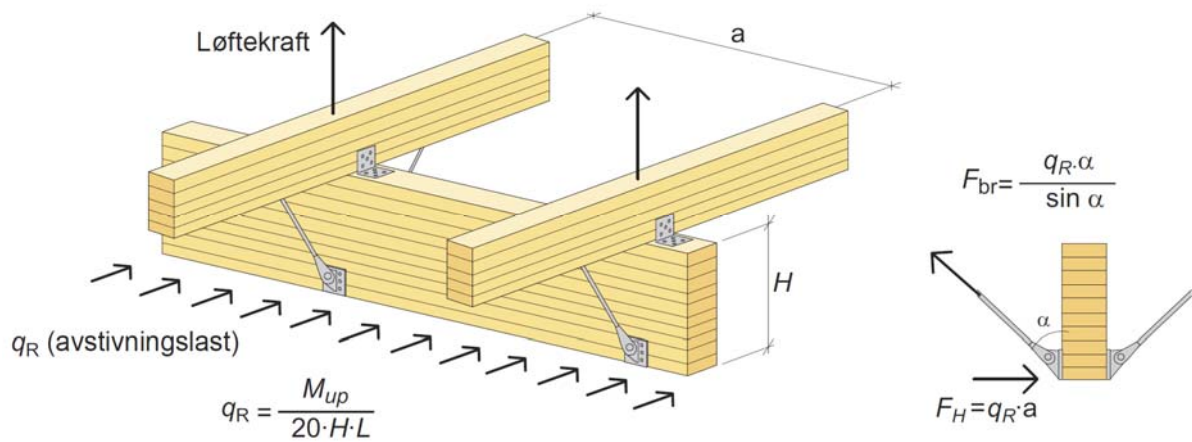
Figur 13-46

Avstivning av undersiden av bjelke ved hjelp av stålstag forankret i takås.

Selve avstivningskomponentene bør fortrinnsvis bare kunne ta strekk. Dette for å unngå mulig vridning av bjelken ved ujevn fordeling av tyngdelaster på taket (f.eks. snø); dersom en har vesentlig mer last i et gitt felt enn i nabofeltet vil deformasjonen av åsen i det mest belastede feltet kunne presse bjelken til side (og dermed vri den) dersom staget kan overføre trykkrefter. I verste fall kan en slik avstivning virke mot sin hensikt.

En fritt opplagt bjelke, med spennvidde L , utsettes for en netto løftekraft. Dette forårsaker et moment som gir trykk i underkant; la maksimal verdi av dette momentet være M_{up} . Den horisontale avstivningslasten (q_R) på grunn av M_{up} og formavviket kan bestemmes av ligning (13-7), og kraften i avstivningsstaget blir dermed, se figur 13-47.

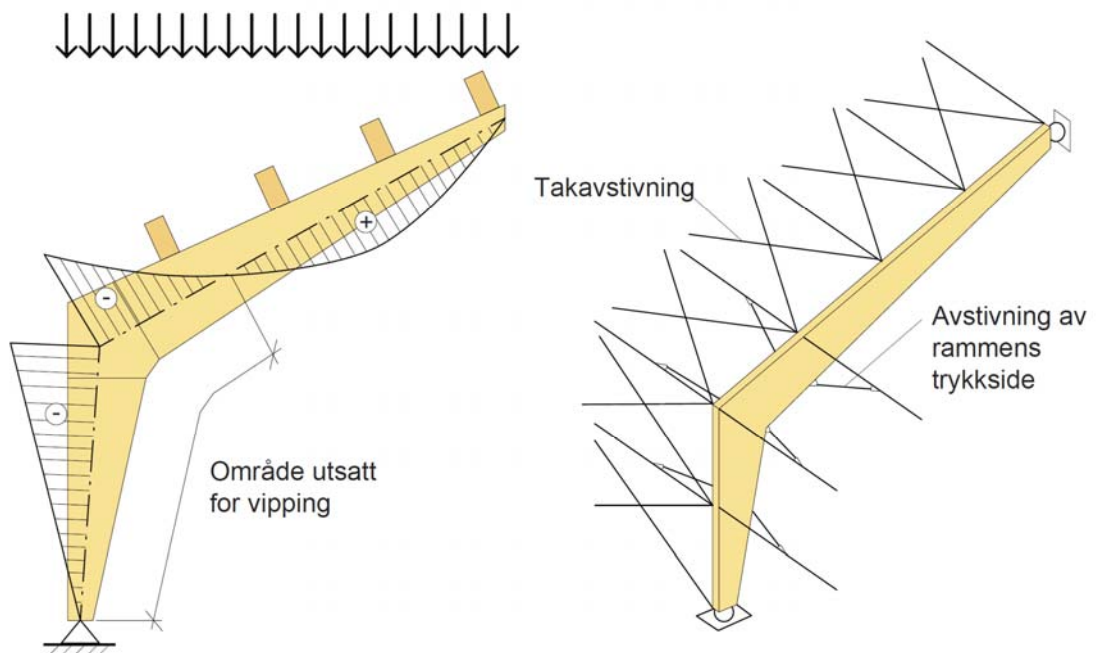
$$F_{br} = \frac{M_{up}}{20 \cdot H \cdot L} \cdot \frac{a}{\sin \alpha} \quad (13-10)$$



Figur 13-47

Modell for estimering av kraft i avstivningsstag.

Avstivningsarrangement som er vist i figur 13-47 kan også måtte brukes for rammer og buer i områder hvor bøyemomentet gir trykk på den siden som i utgangspunktet ikke er avstivet (av f.eks. åser), se figur 13-48.

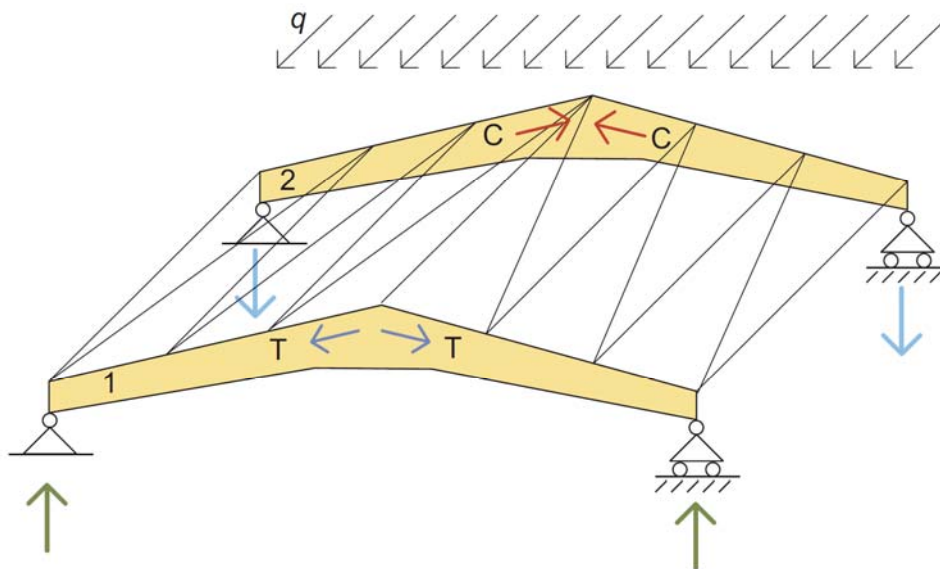


Figur 13-48

Avstivning av tre-ledd ramme.

13.5.2 Krefter generert av geometriske forhold

I praksis ligger avstivningssystemene som oftest i plan som danner en vinkel med horisontalplanet. Dersom primærbæresystemet også er en integrert del av avstivningssystemet kan det oppstå krefter på grunn av konstruksjonens geometri som ikke kan neglisjeres. Et eksempel på dette er antydnet i figur 13-49 som viser et saltak hvor det, på grunn av en horisontal vindlast, vil bli generert ekstra krefter i bjelkene ved mønet; disse kreftene virker oppover på lo-siden og nedover på le-siden.



Figur 13-49

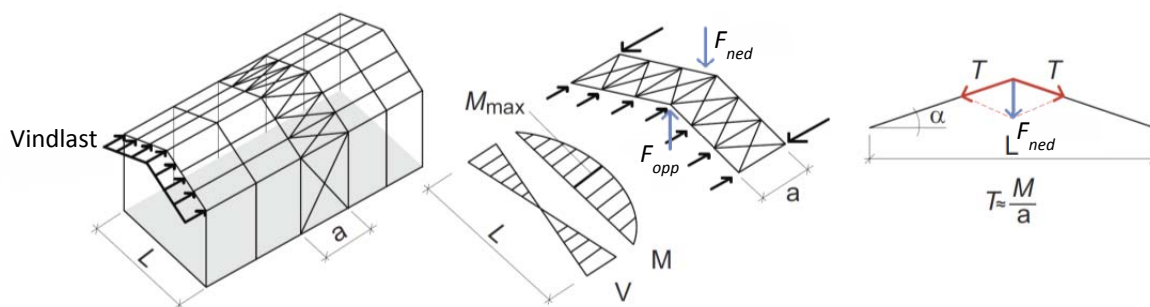
Krefter generert av takflatens form.

Disse kreftene kan være viktige for dimensjoneringen av det primære bæresystemet. Modellen i figur 13-50 gir følgende estimat:

$$F_{opp} = |F_{ned}| \approx 2 \cdot \frac{M}{a} \cdot \sin \alpha \quad (13-11)$$

hvor M er det maksimale bøyemomentet i avstivningsfagverket på grunn av vindlast. Størrelsen på disse kreftene øker selvsagt med økende takhelning.

For mer sammensatte og komplekse konstruksjoner hvor takhelningen er betydelig bør det utføres en numerisk tre-dimensjonal analyse av problemet.



Figur 13-50

Modell for estimering av vertikale mønekrefter på grunn av horisontal belastning.

13.6 Litteratur

Aune, P. (1992): *Trekonstruksjoner*, Tapir, Trondheim.

Ballio, G., Mazzolani, F. M. (1983): *Theory and design of steel structures*, Chapman and Hall

Carling, O. (1992): *Dimensionering av träkonstruksjoner*, AB Svensk Byggtjänst & Träteknik, Stockholm.

Crocetti, R. et al. (2011): *Design of Timber Structures*, Swedish forest industries federation, Stockholm, Sweden.

Eggen, T.E. (2000): Buckling and geometrical nonlinear beam-type analyses of timber structures, PhD avhandling (2000:56), Institutt for konstruksjonsteknikk, NTNU, Trondheim.

Höglund, T. (2012): Stabilisering genom skivverkan, SBI Publication 190

Limtreboka (2002), Moelven Limtre AS.

Porteous, J., Kermani, J. (2007): *Structural Timber Design to Eurocode 5*, Blackwell Science Ltd, Oxford, UK.

Schodek D. L (1992): *Structures*, 2nd edition, Prentice-Hall, New Jersey.

Salmon, C.G., Johnson, J.E., Malhas, F.A. (1996): *Steel Structures - Design and Behavior* (5th Edition), HarperCollins publishers, New York, USA.

Schueller, W. (1983): *Horizontal-Span Building Structures*, John Wiley & Sons, New York

Stalnaker, J.J., Harris, E. C. (1989): *Structural Design in Wood*. Van Nostrand, Reinhold, New York.

Timber engineering, Step 1 and Step 2 (1995), Edited by H.J. Blass et al. Centrum Hout, The Netherlands.

Timoshenko, S., Gere, J. M. (1963): *Theory of Elastic Stability*, 2nd edition. McGraw Hill International Book Company, Singapore.

Yura, J. (1996): Winter's bracing approach revisited. *Engineering Structures*, Vol. 18, No. 10, pp. 821-825, Elsevier Science Ltd, UK

Winter, G. (1958): Lateral bracing of columns and beams. *Proc. ASCE* 1958,84 (ST2), 1561-1-1561-22.



Innslissede stålplater og dybler
(Moelven Limtre AS, 2008)

14

Forbindelser

14.1	Forbindelser og innfesting – en oversikt	243
14.2	Spesielle hensyn	245
14.2.1	Generelt	245
14.2.2	Modelleringsaspekter – systemlinjer, eksentrisiteter og ledd	245
14.2.3	Fuktighet og lastvarighet	246
14.2.4	Splittingsbrudd	247
14.2.5	Brudd i stålplaten	252
14.3	Søylefot	255
14.3.1	Leddlagret søylefot	255
14.3.2	Innspent søylefot	260
14.4	Bjelke-søyle forbindelse	264
14.4.1	Skråstilte skruer	264
14.4.2	Sveiste bjelkesko	265
14.5	Bjelke-til-bjelke forbindelser	266
14.5.1	Toppmontert bjelkesko med utvendige plater	267
14.5.2	Ensidig toppmontert bjelkesko	267
14.5.3	Side-monterte bjelkesko	268
14.6	Søyletopp	269
14.6.1	Utvendig monterte plater	269
14.6.2	Innlimte bolter eller lange gjengestenger	273
14.6.3	Innfelt bjelke	273
14.7	Sammenføyninger	274
14.8	Innfesting av strekkbånd	277
14.9	Fagverksforbindelser	278
14.10	Litteratur	279

14.1 Forbindelser og innfesting – en oversikt

Forbindelsene er ofte trekonstruksjonens svake punkt, og det er ofte disse delene som bestemmer konstruksjonens bæreevne. Dessuten kan en uheldig utformet forbindelse føre til «sprøbrudd», dvs. brudd som inntreffer plutselig, uten noen form for forvarsel (i form av merkbare deformasjoner). Det er derfor ikke bare forbindelsens styrke (kapasitet) som er av interesse, men også dens stivhet, eller

kanskje mer presist, dens fleksibilitet (duktilitet), som er avgjørende for i hvilken grad farlige situasjoner oppstår med eller uten forvarsel.

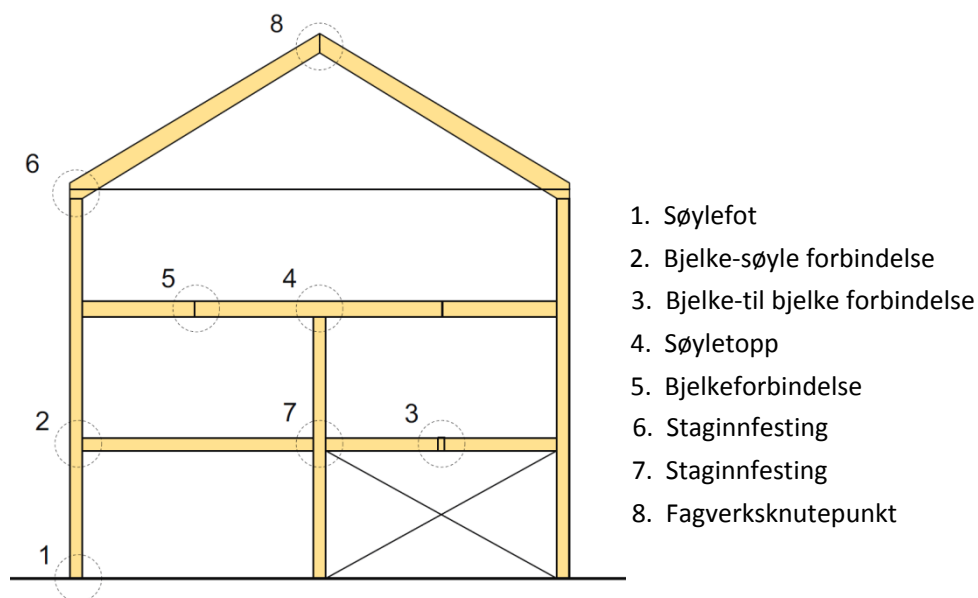
De fleste forbindelser i limtrekonstruksjoner benytter stålplater i kombinasjon med spiker, dybler, bolter eller skruer. Også innlimte bolter (stålstenger) benyttes, både i forbindelser og til forsterkning. Selvborende skruer og gjengestenger er relativt nye forbindelsesmidler som nå er mye brukt, også som forsterkning.

Dimensjonering av trekonstruksjoner involverer en del forhold, som lastvarighet, relativ fuktighet og ortotrope egenskaper (vinkel mellom kraft og fiberretning), som stål og betong i liten eller ingen grad behøver å ta hensyn til. For forbindelsene er det primært de ortotrope materialegenskapene og trevirkets hygroskopiske egenskaper som konstruktøren bør være fortrolig med.

Avsnitt 14.1 gir en kort oversikt over de forskjellige typer av forbindelser som finnes i en trekonstruksjon.

I avsnitt 14.2 diskuteres de spesielle forhold som det må tas hensyn til ved dimensjonering av forbindelser i trekonstruksjoner, samt noen grunnleggende prinsipper for dimensjonering av ståldelene. De forskjellige forbindelsestypene er så behandlet mer detaljert i avsnittene 14.3 til 14.9; her er hensikten å gi en generell forståelse for hvordan kreftene overføres i knutepunktene, supplert med enkle eksempler.

Figur 14-1 viser åtte forskjellige typer av forbindelser og innfestingsdetaljer som normalt er nødvendige i en enkel ramme-type (bjelke-søyle) konstruksjon.



Figur 14-1

Typiske forbindelsestyper i en ramme-type konstruksjon.

Hver av disse typene kan utføres på mange forskjellige måter, og det utvikles stadig nye varianter. I fortsettelsen vil de forskjellige typene av forbindelser bli beskrevet mer detaljert, inklusive en generell beskrivelse av hvilke dimensjoneringsberegninger som må utføres.

Standard, lagerførte plater og andre forskjellige forbindelsesmidler vil normalt gi de mest økonomiske løsningene. For mange limtrekonstruksjoner er imidlertid størrelsen på de krefter som skal overføres så store at det ikke finnes standard løsninger; for disse konstruksjonene må det produseres spesielle løsninger som dermed vil bli vesentlig dyrere enn standardproduktene.

14.2 Spesielle hensyn

14.2.1 Generelt

Siden forbindelsene har så stor betydning for en trekonstruksjons bæreevne er det meget viktig at konstruktøren tenker nøye gjennom hvordan den enkelte forbindelse er ment å fungere rent statisk, dvs. hvordan den skal overføre de krefter/momentener som de statiske beregninger forutsetter at forbindelsen kan håndtere. Og som allerede nevnt, forbindelsen skal ikke bare ha tilfredsstillende styrke, den skal også ha tilfredsstillende stivhet. Ved utforming og dimensjonering av forbindelser i trekonstruksjoner er det dessuten en del spesielle forhold som det må tas hensyn til; disse er sammenfattet nedenfor.

Forbindelsene i trekonstruksjoner er hverken ideelle (momentfrie) ledd eller fullstendig momentstive forbindelser. Mens det er mulig, ved å utføre selve forbindelsen av metall, å komme svært nær en momentfri forbindelse, er det så godt som umulig å lage en fullstendig momentstiv forbindelse i en trekonstruksjon – det vil alltid være en viss bevegelse (rotasjon) i forbindelsen.

Tre er et hygroskopisk materiale som sveller og krymper som følge av endringer i relativ fuktighet. Ved utforming av forbindelser er det derfor meget viktig å ta høyde for at disse bevegelsene kan skje uten at det oppstår store tvangskrefter.

På grunn av trevirkets lave styrke normalt på fiberretningen er det viktig å redusere, så mye som mulig belastning i denne retningen.

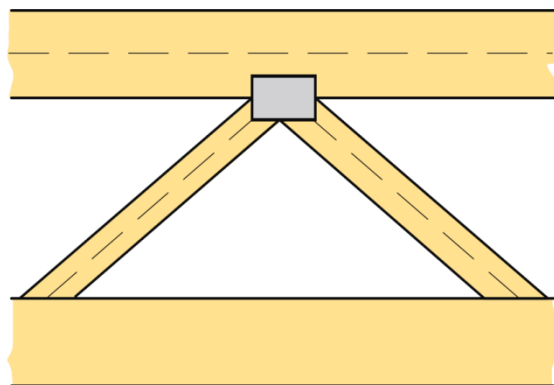
Metalldeleer som benyttes i forbindelser kan, på grunn av korrosjon og lav bæreevne ved høye temperaturer, bli det svake ledd i en forbindelse.

Forbindelsens geometri vil i mange tilfeller påføre trevirket svekkelser ved at skruer, innslissede stålplater og lignende reduserer trekomponentens effektive tverrsnitt. Dette må det tas hensyn til ved dimensjoneringen.

14.2.2 Modelleringsaspekter – systemlinjer, eksentrisiteter og ledd

Trekonstruksjoner dimensjoneres vanligvis på grunnlag av lineære, statiske beregninger utført med plane (2D) ramme- eller fagverkstype modeller; i noen tilfeller er konstruksjonen slik at det kreves en mer komplett, tre-dimensjonal beregningsmodell. Det blir mer og mer vanlig at slike beregninger utføres ved hjelp av programverktøy, og det er viktig at konstruktøren er fortrolig med de verktøy han eller hun har tilgang til, for til syvende og sist er det konstruktøren som er ansvarlig for resultatene, ikke programmet eller den som har levert programmet.

Elementene i beregningsmodellen er endimensjonale og følger normalt systemlinjene i konstruksjonen. Systemlinjene går gjennom arealsenteret til komponentenes tverrsnitt, og det er viktig at beregningsmodellen reflekterer eventuelle eksentrisiteter i forbindelser mellom komponenter, slik at de momenter dette resulterer i blir korrekt bestemt og tatt hensyn til. Et eksempel på en slik forbindelse er vist i figur 14-2.



Figur 14-2

En forbindelse plassert eksentrisk i forhold til systemlinjene (angitt stippet).

Noe av det viktigste og vanskeligste ved etablering av beregningsmodellen er modelleringen av forbindelsene. Skal beregningene utføres manuelt («for hånd») er det nok vanligst å anta momentfrie ledd (gir minst regnearbeid). I mange tilfeller vil det også gi en konservativ modell (med en viss overdimensjonering som resultat), men ikke alltid. Programverktøy gir som regel langt flere muligheter, fra helt bøyingsstiv forbindelse til fullstendig ledd, og en del programmer gir også mulighet for å modellere «delvis stive» («semi-rigid») forbindelser. Det kan for eksempel gjøres ved å starte med et momentfritt ledd som så «forsterkes» ved å sette inn en rotasjonsfjær som yter motstand mot rotasjon i leddet. Men hvilken fjærstivhet skal en benytte? Her er det dessverre ingen enkle svar. Avhengig av typen forbindelse er det mulig å gjøre visse anslag på deformasjoner og dermed stivheter i forbindelsen, men dette er beheftet med betydelig usikkerhet. Det kan være like bra å utføre flere beregninger med forskjellige stivheter, både for å undersøke hvor stor betydning stivheten har på resultatene, og for å komme frem til en stivhet som gir rimelige (sannsynlige) bevegelser i forbindelsen. Selv den beste momentstive forbindelse i en trekonstruksjon vil neppe kunne bli mer enn ca. 90% effektiv. Med dagens kunnskap er det fristende å si at en momentstiv forbindelse i en trekonstruksjon bør modelleres med en rotasjonsstivhet som gir fra 50 til 85% av full momentstivhet.

Uansett hvordan dette løses er det viktig at selve utførelsen av forbindelsen reflekterer de antakelser som er gjort i forbindelse med beregningene. Har man antatt momentfritt ledd bør utførelsen tillate mest mulig fri rotasjon.

14.2.3 Fuktighet og lastvarighet

Tre er et «levende» materiale i den forstand at det sveller og krymper ettersom den relative fuktighet i den omkringliggende luften øker eller avtar. Dette forholdet må det tas hensyn til ved utformingen av forbindelsene i en trekonstruksjon. Forbindelser i store trekonstruksjoner vil som regel involvere metalldele som i motsetning til trevirket ikke reagerer på fuktvariasjoner. Er forbindelsen uheldig utført kan dette føre til betydelige «tvangsspenninger» i trevirket, og virker disse spenningene tvers på fiberretningen er det stor sannsynlighet for sprekkdannelse når trevirket tørker.

Dette tas det egentlig ikke hensyn til i gjeldende dimensjoneringsmetoder. Modifikasjonsfaktorene, k_{def} og k_{mod} , se avsnitt 6.2.2 og 2.3.2, angir lavere fasthet for, og økt krypning i trevirket ved økt fuktinnhold. Eller en kan snu på det og si at fastheten øker når fuktigheten avtar. Faren for oppsprekking som følge av at fuktighetsdrevne bevegelser hindres, må derfor håndteres på andre måter. Å kvantifisere disse spenningene i en virkelig situasjon kan være svært vanskelig, og det er derfor

viktig at den geometriske utforming av, og samvirket mellom, de forskjellige deler i forbindelsen studeres nøye.

For å antyde hva det her er snakk om kan det være på sin plass å se på krymping og svelling av en limtrebjelke. Total utvidelse/sammentrekning er gitt ved:

$$\Delta l = \Delta MC \cdot \alpha \cdot l \quad (14-1)$$

hvor

Δl = dimensjonsendring, i *mm*

ΔMC = forandring i fuktinnhold ("moisture content"), i prosent

α = utvidelseskoeffisient

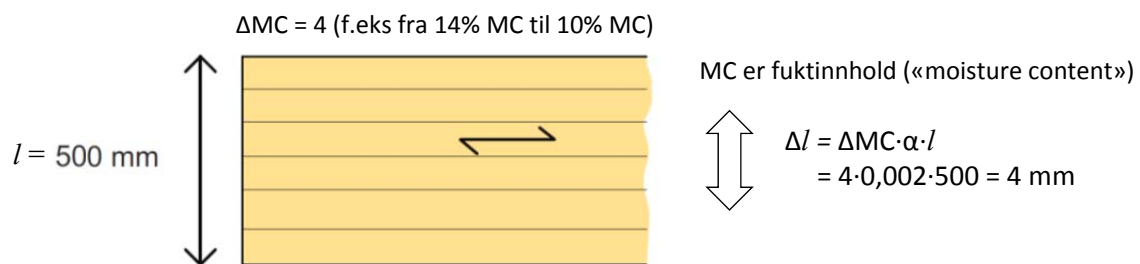
l = opprinnelig lengde, i *mm*.

Typiske verdier for vanlig konstruksjonsvirke er

$\alpha = 0.0001$ langsetter fiberretningen, og

$\alpha = 0.002$ tvers på fiberretningen.

Et typisk eksempel er vist i figur 14-3.



Figur 14-3

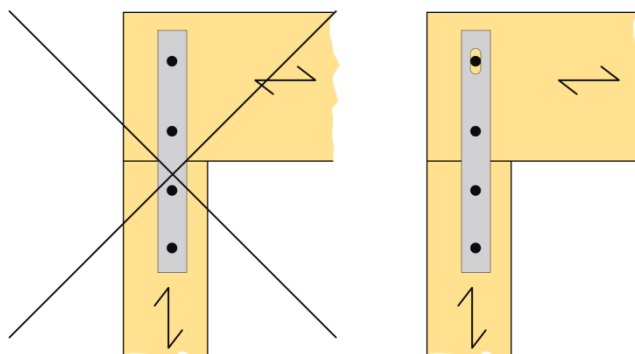
Illustrasjon av hvor mye en limtrebjelke krymper ved tørking (fra et fuktinnhold på 14% til 10%).

De største fuktbevegelsene foregår tvers på fibre (ca. 20 ganger større enn langsetter fibre), og dermed i den retning hvor trevirket har desidert lavest fasthet. En bør derfor alltid søke å unngå forbindelser som begrenser trevirkets mulighet til å bevege seg normalt på fiberretningen. Et eksempel på hvordan en slik forbindelse kan unngås er vist i figur 14-4.

14.2.4 Splittingsbrudd

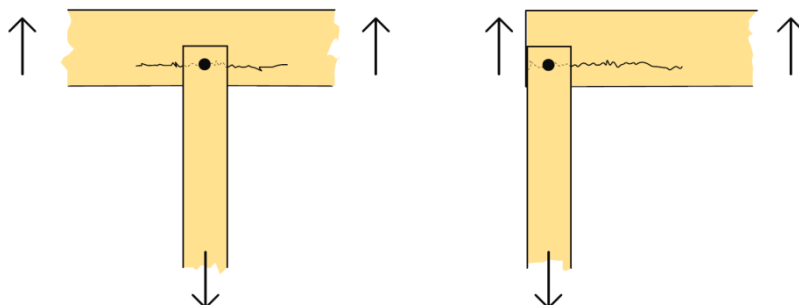
Litt forenklet kan en si at konstruksjonsvirke (gran og furu) har omtrent samme fasthet på strekk og trykk i fiberretningen, mens trykkfastheten tvers på fiberretningene er (litt avhengig av hvordan en måler) fra 5 til 10 ganger så stor som strekkfastheten. En sammenligning av fasthetene i og tvers på fiberretningen viser en faktor på fra 5 til 10 i favør av fiberretningen hva trykkfasthet angår, mens faktoren for strekkfastheten er fra 40 til 60. I tillegg til den lave strekkfastheten tvers på fibre vil også bruddet som oppstår når fastheten overskrides ha karakter som et sprøbrudd, det inntreffer plutselig og uten særlig forvarsel.

Ved utforming og dimensjonering av trekonstruksjoner er det derfor et overordnet mål å redusere strekkspenninger tvers på fiberretningen så mye som mulig, men helt å unngå disse spenningene er ikke mulig. Typiske situasjoner er vist i figur 14-5; i begge tilfeller er det fare for splittingsbrudd som følge av strekkspenningene som oppstår i forbindelsen.



Figur 14-4

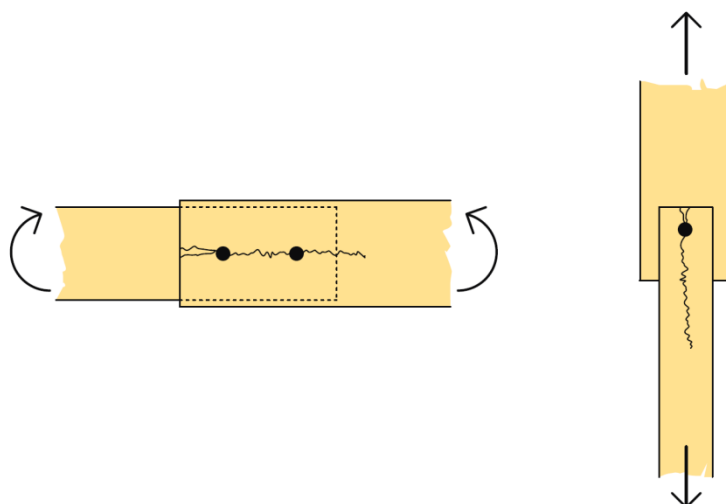
Venstre: En forbindelse hvor stålplaten hindrer bevegelse tvers på fibre. Høyre: Alternativ utførelse som tillater fuktbevegelse tvers på fiberretningen.



Figur 14-5

Strekk tvers på fiberretningen som vil kunne forårsake splitting i trevirket.

Splittingsbrudd, med sprø karakter, kan også inntreffe i forbindelser med en viss momentstivhet, og i rene strekkforbindelser, som vist i figur 14-6. Strekkbruddet i figuren er avhengig av forbinde-rens stivhet i forhold til trekomponentenes tykkelse og endeavstandene i forbindelsen.



Figur 14-6

Venstre: Momentbelastning som forårsaker strekk tvers på fibre. Høyre: Strekk i fiberretningen som også kan gi splittingsbrudd (grunnet uheldig utforming av forbindelsen).

Faren for splittingsbrudd bør alltid undersøkes når en har belastning som danner en vinkel med fiberretningen. I henhold til Eurokode 5, avsnitt 8.1.4, og med referanse til figur 14-7 skal følgende kriterium tilfredsstilles:

$$F_{v,Ed} \leq F_{90,Rd} \quad \text{hvor} \quad F_{v,Ed} = \max \begin{cases} F_{v,Ed,1} \\ F_{v,Ed,2} \end{cases} \quad (14-2)$$

Her er

$F_{v,Ed}$ = dimensjonerende skjærkraft i forbindelsene (størst av $F_{v,Ed,1}$ og $F_{v,Ed,2}$), se figur 14-7.

$F_{90,Rd}$ = dimensjonerende splittingskapasitet, beregnet fra følgende karakteristiske verdi:

$$F_{90,Rk} = 14b \sqrt{\frac{h_e}{\left(1 - \frac{h_e}{h}\right)}} \quad (14-3)$$

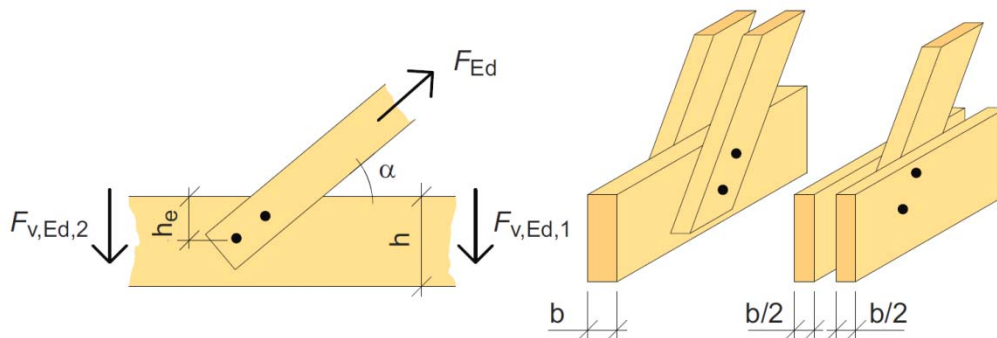
hvor

$F_{90,Rk}$ = karakteristisk splittingskapasitet i N,

h_e = avstand mellom belastet side og forbindeeren som er lengst fra denne siden (mm),

h = trekomponentens høyde (mm),

b = trekomponentens bredde, se figur 14-7, (mm).



Figur 14-7

Splittingsbrudd på grunn av en kraft som danner en vinkel med fiberretningen.

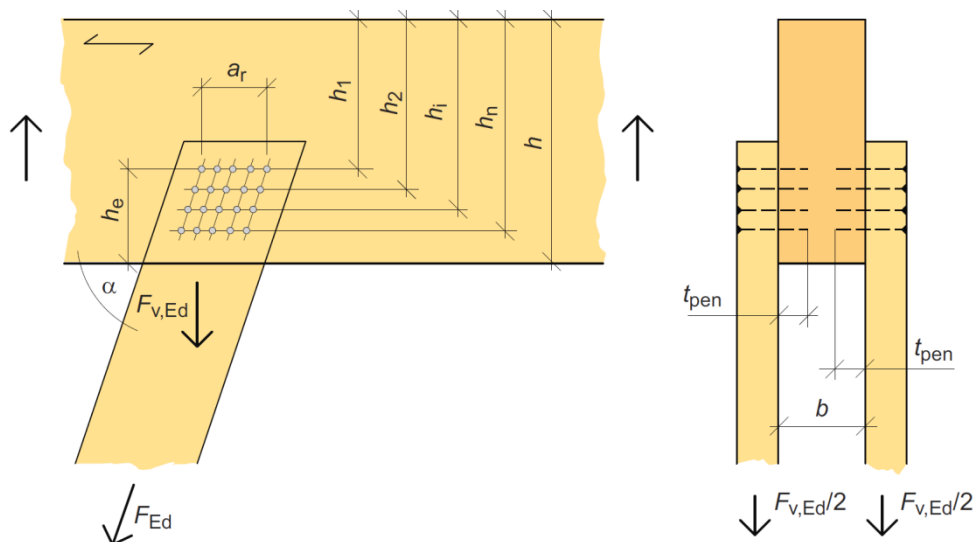
Kontrollen i Eurokode 5 tar ikke hensyn til en situasjon hvor en har flere forbindere i fiberretningen til komponenten som belastes normalt fiberretningen. Det tyske NA angir en alternativ metode som tar hensyn til mer generelle forbindelser, og som metoden til Eurokode 5 (beskrevet ovenfor) ikke dekker spesielt godt. Med henvisning til figur 14-8 er den alternative metoden som følger.

For komponenter med rektangulært tverrsnitt og som er belastet i en retning som danner en vinkel α med fiberretningen (se figur 14-8), kan kontrollen av strekkraften normalt på fiberretningen, $F_{v,Ed} = F_{Ed} \cdot \sin \alpha$, utføres på følgende måte:

(1) For tverrsnitt hvor $h_e/h > 0,7$ (se figur 14-8), er det ikke nødvendig å utføre en splittingskontroll.

(2) For tverrsnitt hvor $h_e/h \leq 0,7$, skal følgende betingelse tilfredsstilles:

$$F_{v,Ed} / F_{90,Rd} \leq 1,0 \quad (14-4)$$



Figur 14-8

Notasjon benyttet ved kontroll mot splittingsbrudd – alternativ metode til Eurokode 5 (tysk NA).

hvor

$$F_{90,Rd} = k_s \cdot k_r \cdot (6,5 + 18 \cdot h_e^2 / h^2) \cdot (t_{ef} \cdot h)^{0,8} \cdot f_{t,90,d} \quad (14-5)$$

Her er

$$k_s = \max \{ 1; 0,7 + 1,4 \cdot a_r / h \} \quad (14-6)$$

og

$$k_r = \frac{n}{\sum_{i=1}^n \left(\frac{h_1}{h_i} \right)^2} \quad (14-7)$$

$F_{v,Ed}$ er dimensjonerende verdi av kraftkomponenten normalt på fiberretningen, i N;

$F_{90,Rd}$ er komponentens dimensjonerende splittingskapasitet, i N;

k_s er en faktor som tar hensyn til avstanden mellom forbindele i en rekke parallelt med fibrele;

k_r er en faktor som tar hensyn til antallet rekke med forbindele; for innlimte bolter er $k_r = h/(h-h_e)$;

h_e er avstanden mellom belastet kant og senteret til forbindele som er lengst fra kanten, i mm, se figur 14-8; for innlimte bolter er h_e den projekserte lengden $l_{ad} \cdot \sin \alpha$;

a_r er avstanden mellom sentrene til de to ytterste forbindele i en rekke av forbindele langs fibrele, se figur 14-8 – denne avstanden bør ikke være større enn $h/2$;

h er komponentens høyde i mm;

t_{ef} er effektiv bredde, i mm, se definisjon nedenfor;

n er antallet rekke med forbindele;

h_i er avstanden mellom betraktet forbindele og ubelastet kant, se figur 14-8.

MERK:

- Dersom $h_e/h < 0,2$ bør denne type forbindelse bare påkjennes av korttidslaster (f.eks. vindsug).

- Dersom $a_r/h > 1,0$ og $F_{v,Ed} > 0,5 \cdot F_{90,Rd}$, bør forbindelsen forsterkes.

(3) For forbindelser av denne typen, hvor den (de) belastede komponent(er), er i midten eller på sidene, se figur 14-8 (til høyre), gjelder følgende:

$t_{ef} = \min\{b; 2 \cdot t_{pen}; 24 \cdot d\}$ for tre-mot-tre eller plate-mot-tre forbindelse med spiker eller skruer;

$t_{ef} = \min\{b; 2 \cdot t_{pen}; 30 \cdot d\}$ for spikret stål-mot-tre forbindelse;

$t_{ef} = \min\{b; 2 \cdot t_{pen}; 12 \cdot d\}$ for forbindelse med dybler eller bolter;

$t_{ef} = \min\{b; 100 \text{ mm}\}$ for forbindelser med splitting, skjærplate eller tannet forbinder;

$t_{ef} = \min\{b; 6 \cdot d\}$ for forbindelser med innlimte bolter.

hvor

b er bredden av belastet komponent, i mm;

d er forbinderens diameter, i mm;

t_{pen} er forbinderens inntrengningsdybde, i mm.

(4) For komponent belastet bare fra en side gjelder:

$t_{ef} = \min\{b; t_{pen}; 12 \cdot d\}$ for tre-mot-tre eller plate-mot-tre forbindelse med spiker eller skruer;

$t_{ef} = \min\{b; t_{pen}; 15 \cdot d\}$ for spikret stål-mot-tre forbindelse;

$t_{ef} = \min\{b; t_{pen}; 6 \cdot d\}$ for forbindelse med dybler eller bolter;

$t_{ef} = \min\{b; 50 \text{ mm}\}$ for forbindelser med splitting, skjærplate eller tannet forbinder;

(5) For komponenter med mer enn en slik forbindelse kan splittingskapasiteten til en av forbindelsene bestemmes i henhold til ligning (14-5) forutsatt at avstanden (mellom ytterpunktene) til naboforbindelsen(e) er minst $2 \cdot h$.

(6) Dersom avstanden mellom (ytterpunktene til) to grupper av forbindere er mindre enn $0,5 \cdot h$, bør forbinderne i disse to gruppene behandles som en gruppe (dvs. som en forbindelse).

(7) Dersom avstanden mellom (ytterpunktene til) to grupper av forbindere er større enn $0,5 \cdot h$, men mindre enn $2 \cdot h$, bør splittingskapasiteten $F_{90,Rd}$ til en gruppe av forbindere, beregnet etter ligning (14-5), multipliseres med reduksjonsfaktoren k_g :

$$k_g = \left[l_g / (4 \cdot h) \right] + 0,5 \quad (14-8)$$

hvor l_g er avstanden mellom (ytterpunktene til) to grupper av forbindere (målt langs fiberretningen).

(8) For komponenter med mer enn to grupper av forbindere som har innbyrdes avstand $l_g \leq 2 \cdot h$, og hvor verdien av den dimensjonerende kraftkomponenten normalt fibre, $F_{v,Ed}$, er større enn halvparten av splittingskapasiteten, $F_{90,Rd}$, redusert med faktoren k_g , bør differansen mellom $F_{v,Ed}$ og $0,5 \cdot F_{90,Rd}$ tas av forsterkning. Dette gjelder også for forbindelser av denne typen som er nærmere en utkragers frie ende enn h , dersom $F_{v,Ed} > 0,5 \cdot F_{90,Rd}$.

Det bør nevnes at splittingsbrudd også kan forekomme i ganske enkle forbindelser dersom forbindelsen er påkjent av en kombinasjon av normalkraft, skjærkraft og moment. For å dimensjonere slike (enkle) forbindelser må man beregne motstandskrefter for hver enkelt forbinder siden kraftretningen i forhold til fiberretningen vil være forskjellig for hver forbinder. I henhold til Eurokode 5, avsnitt 8.5.1, vil hullkantfastheten, som inngår i formlene, variere med vinkelen mellom kraft og fiberretning. Disse fasthetsverdiene tar imidlertid ikke hensyn til splittingsfaren, og det er derfor

uklart hvordan momentpåkjennte forbindelser med flere stavforbindere skal kontrolleres for splittingsbrudd. En mulig tilnærming kan være å anvende uttrykkene ovenfor på hver enkelt forbinder i forbindelsen.

14.2.5 Brudd i stålplaten

Eurokode 5 slår fast at styrken til eventuelle stålplater i forbindelsene må kontrolleres. Slike kontroller må utføres i henhold til Eurokode 3 – Stålkonstruksjoner.

Stålplatene kan feile som følge av strekk, trykk, skjær og bøyning, eller som følge av kombinasjoner av disse typer påkjenninger. Dessuten kan en få brudd som følge av hullkanttrykk. Med de kombinasjoner av platetykkelse og stavdiameter som vanligvis benyttes i forbindelse med trekonstruksjoner er det svært uvanlig at det oppstår brudd i hullkanter; denne bruddtypen vil derfor ikke bli behandlet i det følgende.

Strekkbrudd i stålplaten

Her er det to muligheter for svikt, enten flytning i det fulle tverrsnittet eller «avrivning» (brudd) i nettotverrsnittet (hvor det tas hensyn til hullene for forbinderne). Den minste av disse to kapasitetene representerer platens kapasitet på strekk.

Lastbæringskapasiteten til det fulle tverrsnitt er gitt ved:

$$N_{pl,Rd} = \frac{f_y \cdot A}{\gamma_{M0}} \quad (14-9)$$

Kapasiteten til nettotverrsnittet, $N_{u,Rd}$, er definert ved:

$$N_{u,Rd} = \frac{0,9 \cdot f_u \cdot A_{net}}{\gamma_{M2}} \quad (14-10)$$

Symbolene her er

- f_y = stålets flytespenning,
- f_u = stålets bruddspenning,
- A = stålplatenes fulle tverrsnitt,
- A_{net} = stålplatenes nettotverrsnitt (gjennom en hullrekke),
- $\gamma_{M0} = 1,05$ materialets partialkoeffisient (verdi gitt i norsk NA).
- $\gamma_{M2} = 1,25$ (verdi gitt i norsk NA).

Trykkbrudd i stålplaten

$N_{c,Rd}$ er stålplatenes kapasitet på trykk under forutsetning av at det ikke inntreffer lokal instabilitet; den er gitt ved:

$$N_{c,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \quad (14-11)$$

Symbolene har samme betydning som i ligning (14-9).

Det er ikke nødvendig å ta hensyn til hullene (så lenge disse er fylt av forbinderne). Det er heller ikke nødvendig å kontrollere platen for knekning dersom avstanden mellom forbinderne, a_1 , er mindre enn en følgende verdi:

$$a_1 \leq 9t \cdot \varepsilon = 9t \sqrt{\frac{235}{f_y}} \quad (14-12)$$

Dersom denne betingelsen ikke er oppfylt skal knekking kontrolleres. Platen antas da å fungere som en vanlig (Euler) søyle med knekk lengde lik $0,6 \cdot a_1$.

Bøyebrudd i stålblaten

Platens momentkapasitet dersom hele tverrsnittet kan bli plastisk er:

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{pl} f_y}{\gamma_{M0}} \quad (14-13)$$

hvor

W_{pl} = stålblatens plastiske motstandsmoment, se nedenfor,
 f_y = stålets flytespenning,
 γ_{M0} = 1,05 (materialets partialkoeffisient).

Det plastiske motstandsmomentet er (per definisjon) basert på det resulterende momentet ved flytning i hele tverrsnittet (se figur 14-9):

$$M_{pl} = \int_A \sigma z dA = W_{pl} f_y \quad (14-14)$$

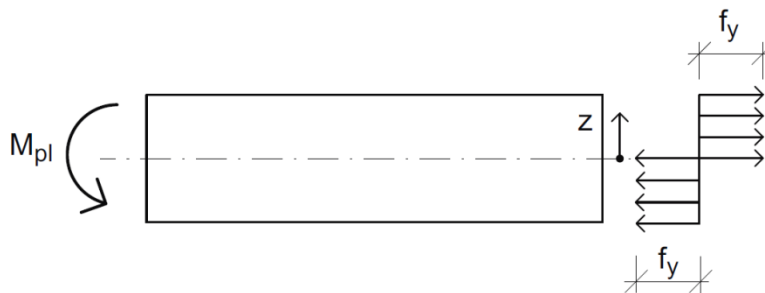
For et rektangulært tverrsnitt er det plastiske momentet som svarer til spenningsfordelingen i figur 14-9:

$$M_{pl} = 2 \cdot f_y b \frac{h}{2} \cdot \frac{h}{4} = \frac{f_y b h^2}{4} \quad (14-15)$$

hvor h er tverrsnittshøyden og b er bredden.

Fra definisjonen (14-14) og ligning (14-15):

$$W_{pl} = \frac{b h^2}{4} \quad (14-16)$$



Figur 14-9

Plastisk motstandsmoment er definert ved bøyemomentet som gir full flytning over tverrsnittet.

Det er ikke nødvendig å ta hensyn til hullene i strekksonen så lenge følgende betingelse er tilfredsstillt:

$$\frac{A_{net} \cdot 0,9 \cdot f_u}{\gamma_{M2}} \geq \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \quad (14-17)$$

Symbolene her er

- f_y = stålets flytespenning,
- f_u = stålets bruddspenning,
- A = arealet til strekksonen,
- A_{net} = netto areal utsatt for strekkspenninger,
- γ_{M0} = 1,05 materialets partialkoeffisient.
- γ_{M2} = 1,25

På trykk er det ikke nødvendig å ta hensyn til hullene så lenge disse er fylt av forbindere.

Skjærbrudd i stålplaten

Dersom en har flytning i hele tverrsnittet er skjærkapasiteten:

$$V_{c,Rd} = V_{pl} = \frac{A_v (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} \quad (14-18)$$

hvor

- f_y = stålets flytespenning,
- A_v = skjærareal,
- γ_{M0} = 1,05 (materialets partialkoeffisient).

Kombinasjon av spenninger

For kombinerte spenningstilstander, med både normal- og skjærspenninger, kan følgende kriterium brukes:

$$\left(\frac{\sigma_{x,Ed}}{f_y / \gamma_{M0}} \right)^2 + \left(\frac{\sigma_{z,Ed}}{f_y / \gamma_{M0}} \right)^2 - \left(\frac{\sigma_{x,Ed}}{f_y / \gamma_{M0}} \right) \left(\frac{\sigma_{z,Ed}}{f_y / \gamma_{M0}} \right) + 3 \left(\frac{\tau_{Ed}}{f_y / \gamma_{M0}} \right) \leq 1 \quad (14-19)$$

hvor

- $\sigma_{x,Ed}$ = dimensjonerende normalspenning i lengderetning,
- $\sigma_{z,Ed}$ = dimensjonerende normalspenning i tverretning,
- τ_{Ed} = dimensjonerende skjærspenning.
- f_y = stålets flytespenning,
- γ_{M0} = 1,05 (materialets partialkoeffisient).

Dette er et forenklet kriterium som ikke tar hensyn til gunstige effekter fra flytning, og det gir derfor resultater til sikker side. Det finnes andre interaksjonsformler som gir mer realistiske estimater, som også kan benyttes for snitt med hull.

14.3 Søylefot

Limtresøyler er enten leddlagret eller momentstivt forbundet med underlaget. Valget av løsning vil ha betydning for ikke bare selve søylen, men også for fundamentet. Selve forbindelsen kan utføres på forskjellige måter, for eksempel ved å støpe inn stålplater i fundamentet, eller ved å sveise platene til eksisterende stålarrangementer som er forankret i underlaget. En tredje løsning er å benytte ankerbolter; både mekaniske (ekspansjon) og kjemiske (limte) ankerbolter kan benyttes. Selve innfestingen i betongen, hva enten det er plater eller bolter, vil ikke bli behandlet her; det forutsettes løst i henhold til Eurokode 2 – Betongkonstruksjoner.

Søyleender som hviler direkte på betongen eller andre hygroskopiske materialer bør utstyres med en eller annen form for fuktspærre, f.eks. oljeherdet hard trefiberplate som spikres eller skrus til undersiden, eventuelt en gummimembran. For utendørs søyler eller søyler i områder som i perioder utsettes for vann, må forbindelsen i søylefoten utformes slik at trevirket er mest mulig beskyttet (eksempelvis løftet noe) og slik at det lett kan tørke ut om det er blitt fuktig.

Den vanligste innfestingen er med utvendige stålplater som spikres, skrus eller boltes til søylefoten. For å unngå direkte kontakt mellom søyle og underlag kan det benyttes standard eller spesiallaget søylesko. Om det av estetiske eller branntekniske grunner er ønskelig å skjule forbindelsen kan en innlimt bolt være et mulig alternativ.

14.3.1 Leddlagret søylefot

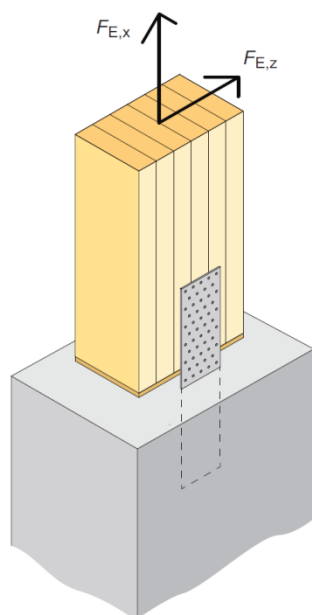
En leddlagret søylefot overfører horisontale og vertikale krefter, men ideelt sett ikke momenter. Det er imidlertid en fordel om innfestingen har tilstrekkelig momentstivhet til å holde søylen stabil under montasjen. Forbindelsen bør utformes slik at den ikke hindrer en liten helning, siden momenter her lett kan føre til splitting.

Utvendig plasserte plane plater

Den enkleste og mest vanlig brukte form for leddlagret søylefot er å feste søylen til to utvendig plasserte, plane stålplater. Stålplatene festes til søylens bredside med spiker, skruer eller bolter, se figur 14-10. Slike forbindelser kan håndtere både små og store horisontale krefter.

Prefabrikerte stålplater med forskjellig hullmønster og tykkelse, og med nødvendig overflatebehandling, kan bestilles fra spesielle produsenter. Prisen er som regel lavest for plater med utstansede hull; tykkelsen til slike plater er begrenset til hull diameteren. Hullene bør ha ca. 1 mm større diameter enn forbinderen.

For denne type forbindelse overføres de vertikale trykkreftene ved direkte kontakt mellom søyle og underlag. De horisontale kreftene, $F_{E,z}$, og mulige vertikale strekkrefter, $F_{E,x}$, overføres via forbinde-derne til stålplatene og videre til underlaget. Platene antas å fungere som fast innspennte utkragere.



Figur 14-10

Skjematisk illustrasjon av søylefot leddlagret til underlaget med innstøpte stålplater. Som forbindere kan brukes spiker, skruer eller bolter.

Følgende mulige bruddformer må kontrolleres:

- Skjærbrudd i søylen ved spikret forbindelse.
- Uttreks- og pluggskjærbrudd (Tillegg A i Eurokode 5).
- Faren for splittingsbrudd.
- Moment, normal- og skjærkraft i stålplaten (både fullt og redusert tverrsnitt).
- Knekning av stålplaten (dersom trykkraften tas av forbindeerne).

Den horisontale kraften og en mulig vertikal strekkraft antas å virke i spikergruppens tyngdepunkt. Resultantkraften er:

$$F_E = \sqrt{F_{E,x}^2 + F_{E,z}^2} \quad (14-20)$$

Spiker med diameter under 8 mm har, ifølge Eurokode 5, en kapasitet som er uavhengig av vinkelen mellom kraft og fiberretning. Kapasiteten per spiker, $F_{v,Rd}$, kan bestemmes i overensstemmelse med standardens punkt 8.3, og derfra finner en det nødvendige antall spiker som

$$n = \frac{F_E}{F_{v,Rd}} \quad (14-21)$$

Når antallet er bestemt må også plasseringen bestemmes. For å unngå å måtte redusere kapasiteten per spiker i en rekke, er det gunstig om spikrene kan plasseres med en innbyrdes avstand på minst $14d$ (se tabell 8.1 i Eurokode 5). Benyttes standard plater er selvsagt avstanden i noen grad diktert av hullplasseringen.

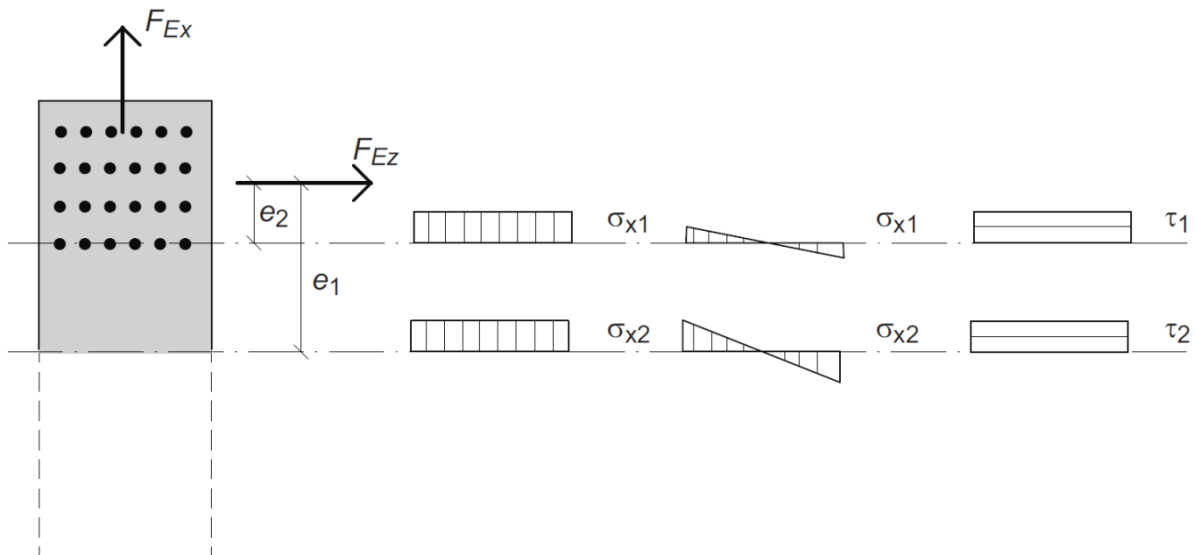
Uttreks- og pluggskjærbrudd kontrolleres i henhold til tillegg A i Eurokode 5. Kontroll mot splittingsbrudd er ikke nødvendig dersom avstanden mellom søylekanten og den forbindeeren som er lengst fra kanten er større enn 0,7 ganger søylens bredde (se avsnitt 14.2.4). I motsatt fall må splitting kontrolleres i henhold til avsnitt 8.1.4 i Eurokode 5.

Stålplaten er påkjent av en vertikal og en horisontal kraft. Dessuten vil den eksentriske plasseringen av horisontalkraften, se figur 14-11, gi et moment i platens innspenningspunkt,

$$M_E = F_{E,z} \cdot e_1 \quad (14-22)$$

og i den mest påkjente rekken av forbindere

$$M_E = F_{E,z} \cdot e_2 \quad (14-23)$$



Figur 14-11

Spenningsfordeling i stålplaten.

Med utgangspunkt i kreftene og momentene som virker i platen kan spenningene bestemmes i forskjellige punkter, og de kombinerte effekter disse kreftene/momentene forårsaker kan kontrolleres i henhold til avsnitt 14.2.5.

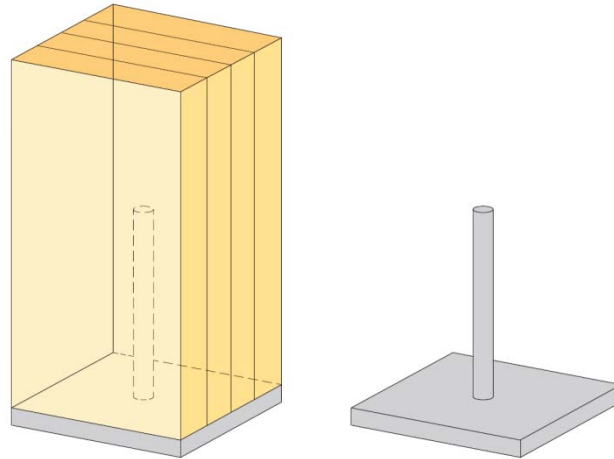
For tynne stålplater kan det bli nødvendig å kontrollere platene for knekning, men om foreskrevne avstander mellom forbindere er tilfredsstillende er slik kontroll ikke nødvendig. Dette betyr at avstanden mellom forbindere og mellom den første rekken av disse og underlaget ikke kan være større enn den minste av $14d$ og 200 mm.

Innfestingen av stålplaten i underlaget (betongen eller andre faste anretninger) må også kontrolleres.

Innlimt bolt

En annen måte å utføre en leddet forbindelse i søylefoten på er ved hjelp av en innlimt bolt, som vist i figur 14-12. En av fordelene med en slik forbindelse er at den er så godt som usynlig, og den er også gunstig fra et brannteknisk synspunkt ved at stålet er godt beskyttet av trevirket. Denne type forbindelse bør imidlertid ikke benyttes dersom det er snakk om dynamisk belastning, og den bør heller ikke brukes i klimaklasse 3. Innlimingen bør foretas under kontrollerte forhold, og den gjøres derfor normalt i fabrikk (i henhold til spesielle kontrollrutiner). Den vanligste varianten av denne forbindelsen består av en innlimt bolt med en påsveist stålplate i enden; platen sveises eller boltes til underlaget.

Denne type forbindelse bør bare benyttes ved små eller moderate laster. Forbindelsen har svært begrenset momentkapasitet, og det betyr at søylen må stabiliseres under montasjen.



Figur 14-12

Søyle leddet ved hjelp av innlimt bolt.

Følgende bruddformer må kontrolleres:

- Brudd i bolten.
- Uttrekking av bolten.
- Skjærbrudd i trevirket (forårsaket av bolten).
- Andre former for brudd i trevirket (splitting).

Gjeldende versjon av Eurokode 5 sier ikke noe om innlimte bolter. Egne dimensjoneringsregler kan imidlertid finnes i tekniske godkjenninger. I Sverige finnes det en slik godkjenning (1396/78, utgitt av SITAC og revidert 2012-05-10) som gjelder gjengestenger. Slike regler omfatter formler for forskjellige lastsituasjoner samt minstekrav til ende- og kantavstander, innlimingslengde etc.

Den nevnte svenske godkjenningen angir følgende formel for aksial uttrekkskapasitet:

$$R_{td} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,6 \cdot f_{bu,k} A_s / 1,25 \\ \pi d_{ekv} l_i f_{ax,k} \frac{\tan \omega}{\omega} k_{mod} \kappa_1 / 1,3 \end{array} \right. \quad (14-24)$$

hvor

$f_{bu,k}$ = gjengestangens karakteristiske bruddfasthet (N/mm²)

A_s = gjengestangens tverrsnittsareal (mm²)

d_{ekv} = gjengestangens ekvivalente diameter (mm) definert som

$$d_{ekv} = \min(1,15 d_{nom}, d_{hole})$$

d_{nom} = gjengestangens nominelle diameter

d_{hole} = hulldiameter (> d_{nom})

l_i = innlimingslengde (mm)

$f_{ax,k}$ = 5,5 N/mm²; karakteristisk skjærfasthet langs limfugen

ω = $\frac{0,016 l_i}{\sqrt{d_{ekv}}}$ (dimensjonsløs sprøhetsfaktor)

k_{mod} = modifikasjonsfaktor for lastvarighet og fuktinnhold (tabell 3.1 i Eurokode 5)

κ_1 = 1,0 for klimaklasse 1 and 0,8 for klimaklasse 2

Minste innlimingslengde bør dessuten være:

$$l_{\min} = \max \begin{cases} 0,5d^2 \\ 10d \end{cases} \quad (14-25)$$

Den første formelen i ligning (14-24) har å gjøre med brudd (flytning) i stangen, med $\gamma_M = 1,2$, mens den andre formelen har å gjøre med utrivning/inntrykkning av stangen, med $\gamma_M = 1,25$. Ved dimensjoneringen av en forbindelse som dette bør en ta sikte på at et eventuelt brudd skyldes flytning i stangen; et uttrekksbrudd vil ha et vesentlig mer sprøtt forløp.

Parameteren $f_{ax,k}$ (N/mm^2) er skjærfastheten ved jevnt fordelt skjærspenning langs stangen (som en har ved små verdier av ω hvor $\tan(\omega)/\omega = 1,0$).

Uttrykkene ovenfor er også gyldige ved trykk. Dersom trykkspenningene i stangen overskrider 300 N/mm^2 bør knekning av stangen kontrolleres.

Som nevnt ovenfor må det også kontrolleres at det ikke oppstår brudd i trevirket, som skjærbrudd, langs sylinderflaten som omgir limfugen, på grunn av aksialkraften i stangen.

For belastning normalt på en innlimt bolt kan dimensjoneringsreglene for dybler i punktene 8.2 og 8.6 i Eurokode 5 benyttes, forutsatt at bolten står normalt på fibrene. Dersom bolten er limt inn parallelt med fibrene settes hullkantfastheten til 10% av den som gjelder for dybler som står normalt på fiberretningen. Faren for splitting må vurderes.

Innslissede plater

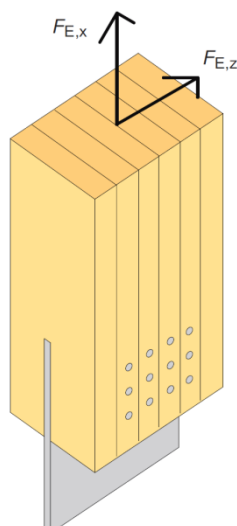
En annen mulig løsning, som også har den fordel at den gir en nærmest usynlig forbindelse, er innslissede stålplater i kombinasjon med dybler. Platene sveises ofte til en bunnplate som boltes til underlaget. Også denne løsningen har visse branntekniske fordeler.

Forbindelsen, som er vist i figur 14-13, har en viss momentkapasitet som kan utnyttes under monstasjen.

Følgende bruddformer bør kontrolleres:

- Skjærbrudd som følge av last tvers på dyblene.
- Uttreks- og pluggskjærbrudd.
- Kontroll av stålplaten, både fullt og netto tverrsnitt, for moment, normalkraft og skjærkraft.

Gruppen av dybler forutsettes å ta den resulterende aksialkraften, hva enten den er strekk eller trykk. Dimensjoneringen av forbindelsen for aksialkraft i søylen utføres etter formelverket som er gitt i avsnitt 8.6 i Eurokode 5, for to skjærplan (antallet skjærplan øker selvsagt med antallet innslissede plater). For dybler med diameter større enn 6 mm må en ta hensyn til vinkelen mellom kraft og fiberretning. Uttreks- og pluggskjærbrudd kontrolleres i henhold til tillegg A i Eurokode 5.



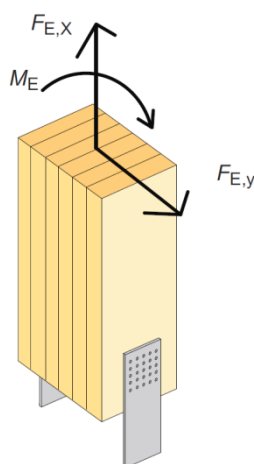
Figur 14-13
Søyle leddet ved hjelp av innslisset stålplate og dybler.

14.3.2 Innspent søylefot

Trevirkets lave styrke tvers på fiberretningen sammen med fuktinnholdets sterke innvirkning på utvidelse og sammentrekning tvers på fibrene, medfører betydelige utfordringer knyttet til momentstive forbindelser i søylefoten. Mulige løsninger er utvendige stålplater som skrues eller boltes til søylen, innlimte bolter, lange gjengestenger eller flere innslissede stålplater som festes til søylen med dybler. For å få størst mulig momentarm, og dermed kunne ta større ytre moment i forbindelsen, er det ønskelig å få stålplatene/stengene lengst mulig fra hverandre. Dette favoriserer utvendige stålplater rent styrkemessig, men en slik løsning har dårligere brannegenskaper.

Utvendige stålplater

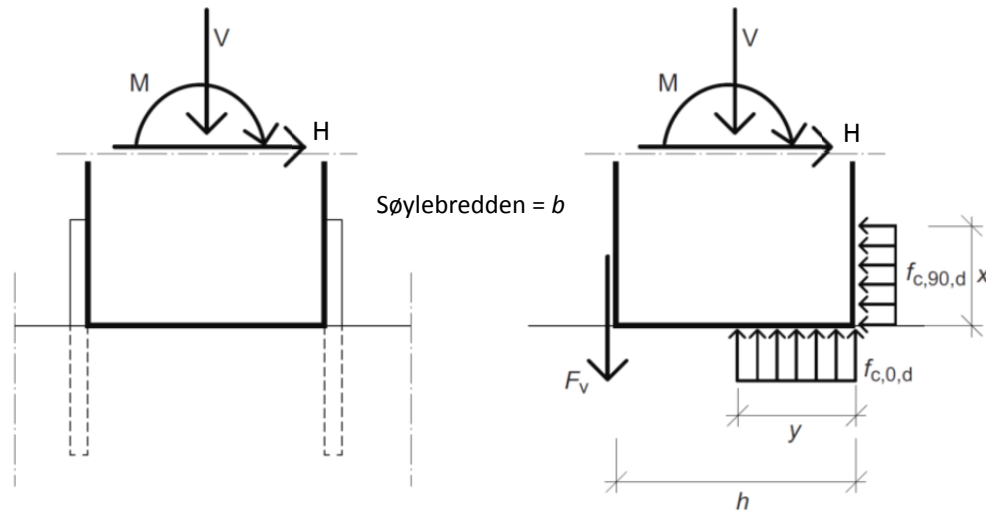
Den mest vanlige løsningen for å kunne ta opp et moment i søylefoten er å feste søylen mellom to stålplater som vist i figur 14-14. Platene festes normalt til søylens smaleste sideflater (for å gi størst momentarm), med spiker eller skruer. Forbindelsen er enkel å produsere/utføre, og kan benyttes for mange lastsituasjoner. Stålplatene kan være støpt fast i et betongunderlag eller sveist til en innstøpt eller på annen måte festet horisontal stålplate.



Figur 14-14
Momentstiv søylefot ved hjelp av utvendige stålplater.

Med henvisning til figurene 14-15 og 14-16 er det nedenfor gitt en kort beskrivelse av en enkel beregningsmodell.

Den vertikale kraften V overføres til underlaget som kontaktrykk dersom den er trykk; som strekk derimot overføres den fra søylen til stålplatene via forbindeerne (spiker eller skruer). Momentet M tas som et kraftpar (strekk i en av stålplatene og anleggstrykk mellom søyle og underlag). Horisontalkraften H overføres ved kontakt mot en av stålplatene.



Figur 14-15

Beregningsmodell for momentstiv søylefot (for vertikal trykkraft).

Følgende bruddformer bør kontrolleres:

- Mulig skjærbrudd som følge av last tvers på forbindeerne.
- Uttreks- og pluggskjærbrudd.
- Normalkraft i stålplate, både fullt og netto tverrsnitt; knekning.
- Kontakt mellom stålplate og søyle, dvs. trykk normalt fibre.
- Kontakt mellom søyle og underlag, dvs. trykk parallelt fibre.

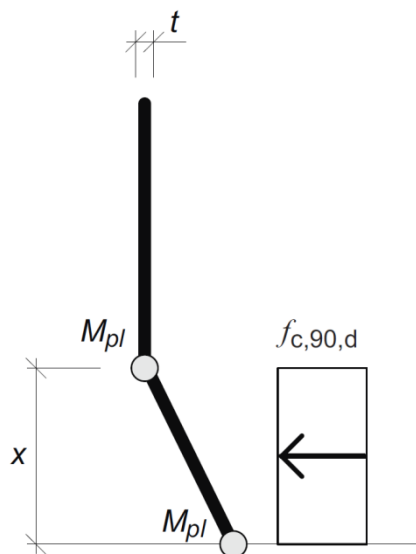
Skjærforbindelsen (tverrbelastet stavforbinder) dimensjoneres i henhold til reglene i avsnitt 8.3 i Eurokode 5, mens uttreks- og pluggskjærbrudd kontrolleres i henhold til tillegg A i Eurokode 5. Stålplatenes kapasitet beregnes som angitt i avsnitt 14.2.5. Plasseringen av forbindeerne, dvs. deres innbyrdes avstander og avstander til kanter, må også kontrolleres. Her bør en spesielt merke seg sammenhengen mellom avstanden mellom forbindeerne i en rekke og deres effektivitet (antall effektive forbindere reduseres med avstanden mellom dem).

Forutsatt et kraftbilde som vist i figur 14-15 er den vertikale strekkraften i stålplaten gitt ved:

$$F_v = f_{c,0,d} \cdot y \cdot b - V \quad (14-26)$$

Momentlikevekt gir avstanden y :

$$y = h \left(1 - \sqrt{\frac{2M + V \cdot h}{f_{c,0,d} \cdot b \cdot h^2}} \right) \quad (14-27)$$



Figur 14-16

Beregningsmodell for en stålplate som bærer en horisontal last ved bøyning.

Det antas at den horisontale kraften overføres til den fast innspennte stålplaten som en jevnt fordelt last. Høyden x (se figur 14-16) kan bestemmes ved en "plastisitetets-betraktning" hvor det antas to flyteledd i platen, se figur 14-16. Det plastiske momentet i platen er gitt ved:

$$M_{pl} = \frac{c \cdot t^2}{4} f_{y,d} \quad (14-28)$$

hvor c er stålplatenes bredde, t dens tykkelse og $f_{y,d}$ er stålets flytespenning. Momentlikevekt gir:

$$2M_{pl} = \frac{c \cdot x^2}{2} f_{c,90,d} \quad (14-29)$$

f_{c90d} er limtreets trykkfasthet tvers på fiberretningen. Dette gir:

$$x = t \sqrt{\frac{f_{y,d}}{f_{c,90,d}}} \quad (14-30)$$

og stålplaten har tilstrekkelig kapasitet dersom

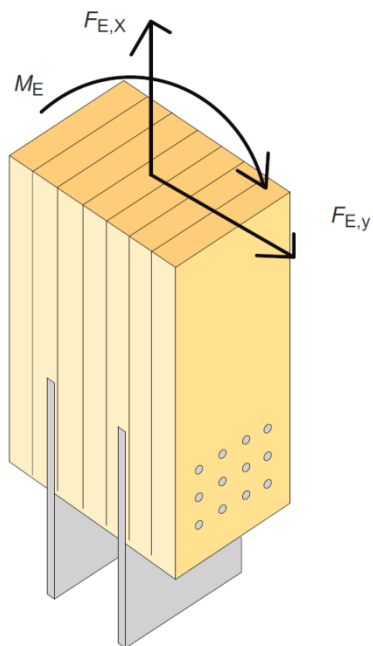
$$F_{E,y} \leq c \cdot x \cdot f_{c,90,d} \quad (14-31)$$

En fullstendig dimensjonering må også kontrollere innfestingen i underlaget, ved å tilfredsstille krav i Eurokode 2 og 3.

Innslissede stålplater

Ved å slisse platene inn i søylen, som vist i figur 14-17, oppnår en å gjøre forbindelsen vesentlig mindre synlig og bedre dens branntekniske egenskaper. Prisen er lavere momentkapasitet ved avstanden mellom platene, og dermed momentarmen, blir mindre.

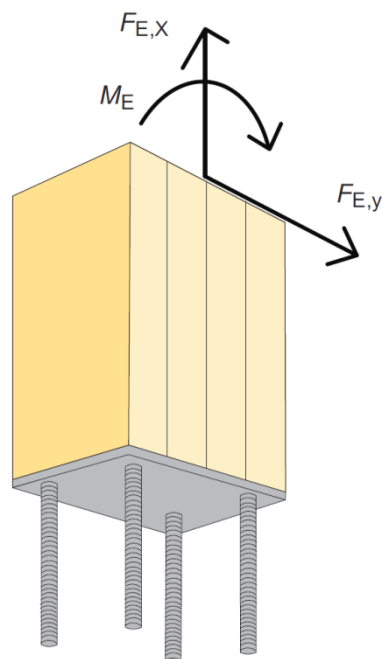
Kontrollene er stort sett de samme som for utvendige stålplater, og beregningsmodellen som er beskrevet ovenfor kan rimelig enkelt tilpasses en løsning med innslissede plater.



Figur 14-17
Momentstiv søylefot ved hjelp av innslossene stålplater.

Innlimte bolter og gjengestenger

Det er tidligere i dette avsnittet vist hvordan en kan benytte en innlimt bolt, eventuelt en gjengestang, for å utføre en leddet forbindelse mellom søyle og underlag. Ved å benytte flere bolter (gjengestenger), som vist i figur 14-18, fås en forbindelse som også kan overføre et moment i søylefoten. Beregningsmodellen for utvendige stålplater kan rimelig enkelt tilpasses forbindelsen i figur 14-8, og kontrollene er stort sett de samme, men tilpasset bolt/gjengestang.



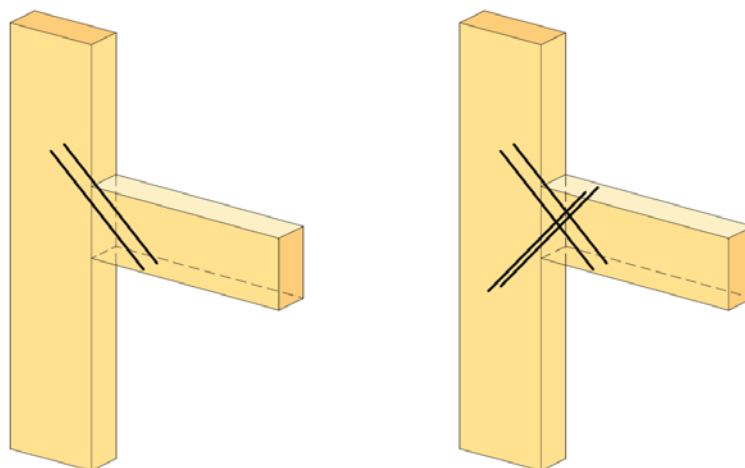
Figur 14-18
Momentstiv søylefot ved hjelp av innlimte bolter/innskrudd gjengestenger.

14.4 Bjelke-søyle forbindelse.

Bjelke-søyle forbindelser utføres ofte som leddede forbindelser som bare overfører vertikale og horisontale krefter (ikke momenter). Det finnes et stort utvalg av løsninger, men vanligst er en eller annen form for stålsko («steel hanger»). Produsenter av slike produkter tilbyr mange varianter, og normalt følger det med dimensjoneringsregler (som tilfredsstiller standardens krav). For store bjelke- og søyledimensjoner, som en ofte finner i limtrekonstruksjoner, finnes det som regel ikke ferdig standardløsninger, og her må konstruktøren ofte selv konstruere ståldelen og få den spesiallaget. For små laster kan den enkle og anvendelige forbindelsen beskrevet i avsnitt 14.4.1 benyttes.

14.4.1 Skråstilte skruer

Lange, selvboende skruer er en relativt ny forbinder som er blitt svært populær og som benyttes i mange sammenhenger. Ved å skru slike skruer inn på skrå i forhold til fiberretningen, kan en utføre enkle forbindelser, som vist i figur 14-19.



Figur 14-19

Bjelke-søyle forbindelse med selvboende skruer.

Ved dimensjonering av denne type forbindelse antas det at skjærkraften og en eventuell strekkraft i bjelken tas av skruene ved en kombinasjon av tverrbelastet stavforbinder («dowel action») og uttrekk. En eventuell trykkraft i bjelken overføres til søylen som kontaktrykk.

Følgende bruddformer må kontrolleres (i henhold til angitte avsnitt i Eurokode 5):

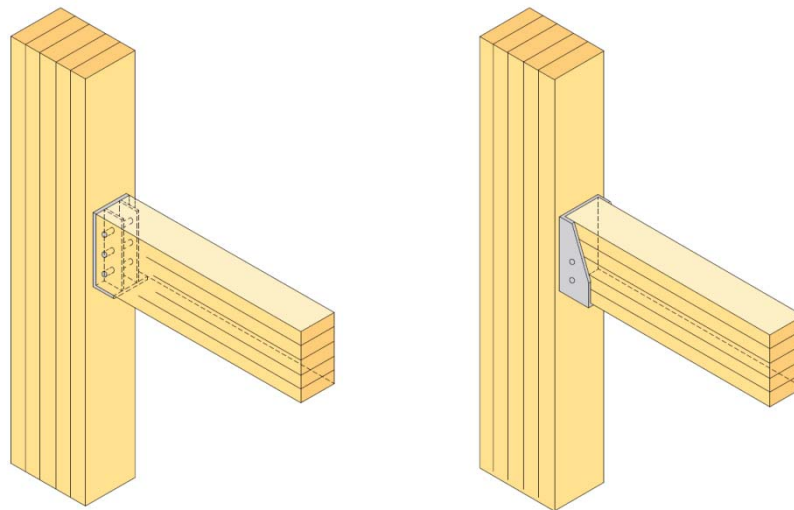
- Skruenes skjærkapasitet (8.2).
- Skruenes uttrekks- og gjennomtrekkingskapasitet (8.7).
- Interaksjon mellom skjær og uttrekk (8.3).
- Skruens strekk- og skjærkapasitet (stålbrudd).
- Interaksjon mellom skjær og strekk (stålbrudd).
- Kontaktrykk mellom bjelkeende og søylekant (6.1.5 og NTI 86).

Kapasiteten til selve skruene bestemmes etter regler i Eurokode 3. Ende- og kantavstander må kontrolleres, med hensyn til både skjær og uttrekk.

Ved å benytte parvise skråstilte skruer, i en X-form (som til høyre i figur 14-19), kan en, for en gitt bredde, få plass til flere skruer. Det kan imidlertid bli vanskelig å tilfredsstille standardens krav til ende-avstanden $a_{1,CG}$ gitt i tabell 8.6 i EN 1995-1-1 ($a_{1,CG} \geq 10d$).

14.4.2 Sveiste bjelkesko

Er det snakk om større krefter som skal overføres kan sveiste bjelkesko være løsningen. Figur 14-20 viser to forskjellige typer av slike sko. Forskjellen ligger først og fremst i synligheten av ståldelene. Som ved søylefoten har dette både estetiske og branntekniske aspekter. Bærevirkningen for de to løsningene er svært lik og foregår via skjærbelastning på stavforbindere, kombinert med kontaktrykk mellom tre, tvers på og langsetter fibrene, og stål.



Figur 14-20
To typer av bjelkesko.

I neste avsnitt er det beskrevet en mulig beregningsmodell for en bjelkesko basert på innslissede stålplater.

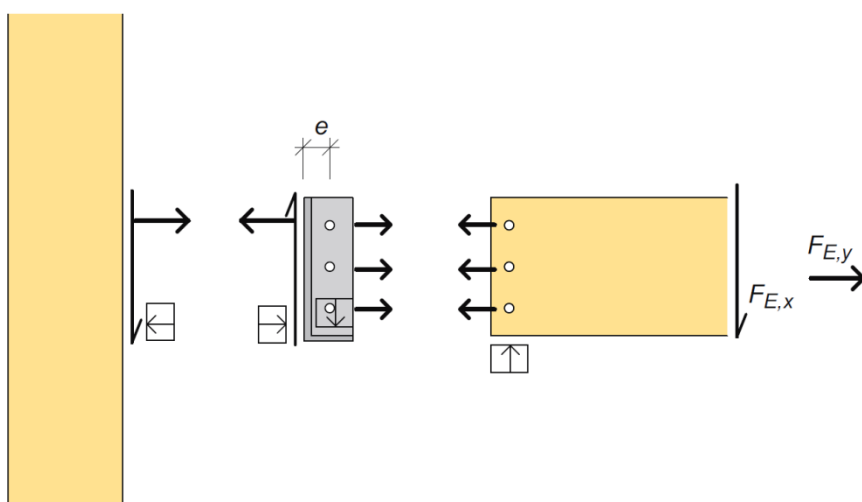
Sveist bjelkesko med plater for innslissing

Figur 14-21 viser en bjelkesko med en eller to vertikale plater som slisses inn i bjelkeenden og som forutsetter at en eventuell strekkraft i bjelken overføres til skoen via dybler gjennom de innslissede platene. Bjelkeskoen er festet til søylen ved hjelp av skruer i bakplaten. Forbindelsen er påkjent av en skjærkraft $F_{E,x}$ og en normalkraft $F_{E,y}$ i bjelken (som kan være strekk eller trykk).

Det antas at skjærkraften tas som kontaktrykk mellom bjelken og bunnplaten i forbindelsen; dette trykket overføres så via sveiser til de innvendige platene og videre via nye sveiser inn til bakplaten. Fra bakplaten overføres kraften til søylen via skjærbelastede skruer. På grunn av eksentrisiteten e (se figur 14-21) vil vertikalkraften forårsake et moment som må tas av et kraftpar mot bakplaten – strekk i de øverste skruene og kontaktrykk i nedre del av bakplaten. En trykkraft i bjelken overføres som kontaktrykk mellom bjelken og bakplaten og videre mellom bakplaten og søylen. En strekkraft i bjelken overføres til de innvendige platene via dyblene og videre via sveisene til bakplaten og derfra til søylen via strekk i skruene. Skruene i bakplaten er dermed påkjent av en kombinasjon av skjær og strekk, og må dimensjoneres for denne kombinasjonen.

Følgende bruddformer må kontrolleres (i henhold til angitte avsnitt i Eurokode 5):

- Kontaktrykk mellom bjelke og bunnplate (6.1.5).
- Dyblenes skjærkapasitet (8.2).
- Uttreks- og pluggskjærbrudd i bjelkeenden (tillegg A).
- Uttrekkskapasiteten til skruene i søylen (8.7).
- Skruenes skjærkapasitet (8.2).
- Interaksjon mellom skjær og uttrekk for skruene (8.3).
- Kontaktrykk mellom bakplate og søyle (6.1.5).
- Splittingsbrudd (8.1.4).
- Platene og sveisene i bjelkeskoen må kontrolleres (Eurokode 3).



Figur 14-21

Bjelke-søyle forbindelse med innslisset bjelkesko; indre krefter er antydnet.

Sveist bjelkesko med utvendige plater

Bjelkeskoen med utvendige plater, se figur 14-20(b), kan beregnes etter samme modell som beskrevet ovenfor. Den eneste forskjellen er at det må benyttes bolter, eventuelt skruer, i stedet for dybler, og dermed blir skjærkontrollene av stavforbinderne ikke helt de samme.

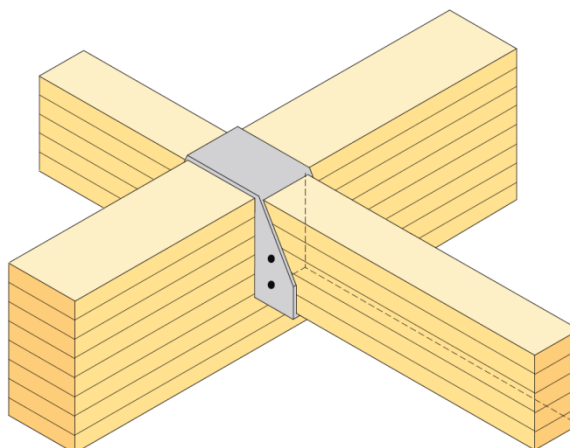
14.5 Bjelke-til-bjelke forbindelser

For små til moderate bjelkedimensjoner finnes det forskjellige typer fabrikkproduserte bjelkesko med anbefalte bruksmåter og dimensjoneringsregler. For store dimensjoner og krefter vil derimot dimensjoneringen av forbindelsene også omfatte utforming/dimensjonering/spesifisering av selve ståldelene, som så vil bli spesiallaget. Ståldelen i forbindelsen, hva enten den er standard- eller spesialprodusert, vil som regel ha form av en bjelkesko som enten festes på siden av primærbjelken eller «henges» over primærbjelken, se figur 14-22. Med tanke på kraftoverføringen er den siste (toppmonterte) bjelkeskoen å foretrekke. Det er mulig å utforme ståldelene i forbindelsen slik at den ikke bare overfører skjær- og normalkrefter, men også moment.

Dersom forbindelsen er ensidig vil den påføre primærbjelken et torsjonsmoment som det må tas hensyn til. Ved sidemontert bjelkesko er faren for splitting av primærbjelken større jo lavere på primærbjelke det øverste festemiddelet (skruen) i skoer er montert.

14.5.1 Toppmontert bjelkesko med utvendige plater

Den største fordel ved toppmontert bjelkesko (figur 14-22) er at vertikalkraften overføres til primærbjelken som kontaktrykk; det muliggjør overføring av relativt store krefter.



Figur 14-22

Toppmontert bjelkesko.

Kraftoverføringen mellom sekundær- og primærbjelke er relativt enkel. Vertikalkraften overføres fra sekundærbjelken til skoens bunnplate og via sideplatene og bakplaten til topplaten hvor den overføres til primærbjelken som kontaktrykk. På grunn av vertikalkraftens eksentrisitet må forbindelsen også overføre et moment, via et kraftpar, hvor trykkraften tas som kontaktrykk i nedre del av skoens bakplate, mens strekkraften tas av topplaten. En trykkraft i sekundærbjelken overføres til primærbjelken som kontaktrykk, via bakplaten, mens en strekkraft i sekundærbjelken overføres til primærbjelken via forbinderne gjennom sideplatene til topplaten (og eventuelt som aksialstrekk i skruer gjennom bakplaten). Dersom lastsituasjonen ikke er symmetrisk kan både vertikalkraften og en eventuell strekkraft i sekundærbjelken påføre primærbjelke et torsjonsmoment som det må tas hensyn til.

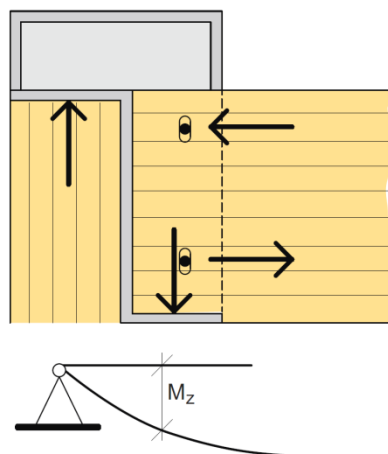
Bruddformer det må kontrolleres for ved denne forbindelsen er:

- Kontaktrykk mellom sekundærbjelke og bjelkeskoens bunnplate.
- Kontaktrykk mellom topplate og primærbjelke.
- Skjær i forbinderne.
- Kontaktrykk mellom bakplate og primærbjelke.
- Platene og sveisene i bjelkeskoen må kontrolleres (dersom spesiallaget sko).

Dessuten må alle ende- og kantavstander kontrolleres.

14.5.2 Ensidig toppmontert bjelkesko.

En mulig løsning for en ensidig, toppmontert bjelkesko er vist i figur 14-23. Denne løsningen er utformet slik at den avstivede endeplaten mot sekundærbjelken kan overføre det (beskjedne) momentet som er til stede i nærheten av det ideelle oppleggspunktet. Takket være sin stivhet kan endeplaten overføre den vertikale oppleggskraften til primærbjelkens senter uten å introdusere vridning (torsjon) i primærbjelken. Dette krever at også topplaten må avstives.



Figur 14-23

Ensidig, toppmontert bjelkesko.

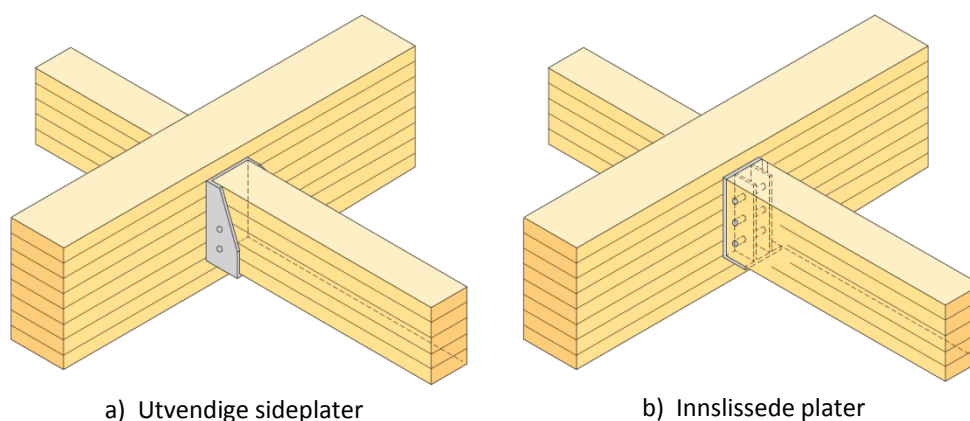
Dersom en ikke kan nøytralisere eksentrisiteten ved en ensidig montert bjelkesko, slik som vist i figur 14-23, må en selvsagt ta hensyn til det torsjonsmoment som en slik forbindelse normalt vil påføre primærbjelken. Uavhengig av dette torsjonsmomentet må selve forbindelsen kontrolleres for:

- Kontakt mellom sekundærbjelke og bjelkeskoens bunnplate.
- Kontakt mellom toppplaten og primærbjelkens overside.
- Skjær i forbindebrakene.
- Platene og sveisene i bjelkeskoen må kontrolleres (Eurokode 3).

Dessuten må alle ende- og kantavstander kontrolleres.

14.5.3 Side-monterte bjelkesko

Det er også mulig å benytte sidemonterte bjelkesko ved å skru den/de til siden(e) av primærbjelken, se figur 14-24. Denne forbindelsen fungerer på samme måte som beskrevet for bjelke-søyle forbindelsen i avsnitt 14.4.2; det er imidlertid en ikke helt uvesentlig forskjell ved at belastningen på primærbjelken er tvers på fiberretningen, mens den var i fiberretningen på søylen. Dette kan føre til splittingsbrudd i primærbjelken (se avsnitt 14.2.4). For å unngå dette anbefales det å montere bjelkeskoen(e) så høyt på primærbjelken som mulig.



a) Utvendige sideplater

b) Innslissede plater

Figur 14-24

Bjelkesko skrudd fast på siden av primærbjelken.

Følgende bruddformer må kontrolleres (i henhold til angitte avsnitt i Eurokode 5):

- Kontakttrykk mellom sekundærbjelke og bunnplate (6.1.5).
- Dyblenes skjærkapasitet (8.2).
- Uttreks- og pluggskjærbrudd i bjelkeenden (tillegg A).
- Uttrekkskapasiteten til skruene i primærbjelken (8.7).
- Skruenes skjærkapasitet (8.2).
- Interaksjon mellom skjær og uttrekk for skruene (8.3).
- Kontakttrykk mellom bakplate og primærbjelke (6.1.5).
- Splittingsbrudd (8.1.4).
- Platene og sveisene i bjelkeskoen må kontrolleres (Eurokode 3).

Dessuten må alle ende- og kantavstander kontrolleres.

14.6 Søyletopp

Forbindelsen mellom en bjelke og toppen på en søyle regnes vanligvis som en leddet forbindelse, og som sådan skal den kun overføre vertikale og horisontale krefter. For å redusere faren for sprekkdannelse er det viktig at forbindelsen utføres slik at komponentene kan rotere mest mulig fritt i forhold til hverandre. Dersom forbindelsen gjelder bjelkens endeopplegg betyr det at de kraftoverførende delene i forbindelsen bør plasseres så nært det innvendige hjørnet som mulig, se figur 14-25.

Forbindelsen kan utføres med kraftoverføring gjennom utvendige spikerplater. Ønskes en skjult forbindelse kan det benyttes innlimte bolter (bare i klimaklasse 1 og 2), gjengestenger eller innslissede stålplater med dybler. En mulighet er også en innfelt forbindelse mellom bjelke og søyle; slike forbindelser benyttes ofte i gavlvegger for å overføre horisontallast fra søylene. I noen tilfeller er det mulig å utføre forbindelsen slik at den i noen grad stabiliserer bjelken (mot vipping), men ofte kan en ikke regne med en slik effekt, og da er det viktig at bjelken blir stabilisert på annen måte.

14.6.1 Utvendig monterte plater

Spikerplater

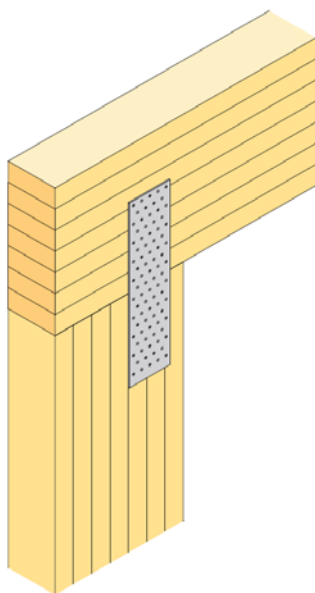
For moderate lastnivå er spikerplater en enkel løsning, se figur 14-25. Fra et økonomisk synspunkt er det ønskelig å benytte plater med utstansede hull; det betyr at platetykkelsen er begrenset til hull diameteren, og hull diameteren er normalt 1 mm større enn diameteren til forbinderen (spiker eller skrue).

Nedenfor presenteres et kort sammendrag av en mulig beregningsmodell.

Den grunnleggende antakelsen er at stålplatene virker som bjelker som er fast innspent i begge ender. Kraftene som skal overføres er en horisontal kraft (H) og en mulig vertikal løftekraft (V). Nedadrettede krefter antas overført via kontakttrykk mellom bjelke og søyle.

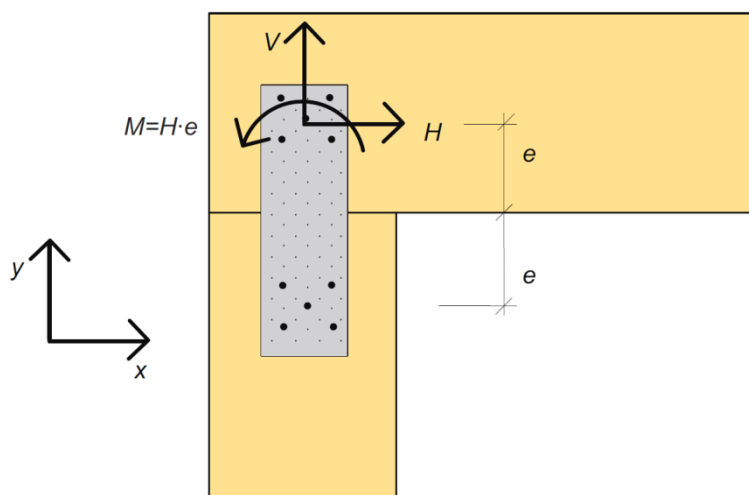
Bruddformer som må kontrolleres er:

- Forbindernes skjærkapasitet.
- Stålplatenes styrke.
- Mulig knekning av stålplatene.
- Kontakttrykk mellom bjelke og søyle.



Figur 14-25

Søyletopp med utvendig plasserte spikerplater.



Figur 14-26

Krefter og momenter som virker på øvre del av forbindelsen (i dens tyngdepunkt).

Kreftene H og V antas å virke i tyngdepunktet til forbindele, se figur 14-26. På grunn av den horisontale kraftens eksentrisitet og antakelsen om at platen er fast innspent oppe og nede, virker det også et moment $H \cdot e$.

Kreftene som virker på en enkelt forbinder er:

$$F_y = \frac{V}{n} + \frac{H \cdot e \cdot r_x}{I_p} \quad (14-32)$$

$$F_x = \frac{H}{n} - \frac{H \cdot e \cdot r_y}{I_p} \quad (14-33)$$

hvor

n = antall forbindere

e = horisontalkraftens eksentrisitet (halve avstanden mellom tyngdepunktene).

r_x, r_y = forbindeens x - og y - avstand fra tyngdepunktet.

I_p = forbindelsens polare treghetsmoment:

$$I_p = \sum_{i=1}^n r_x^2 + r_y^2 \quad (14-34)$$

Resulterende kraft på en enkelt forbinder er

$$F_E = \sqrt{F_x^2 + F_y^2} \quad (14-35)$$

For spiker som ikke har større diameter enn 8 mm behøver en ikke å ta hensyn til vinkelen mellom kraft og fiberretning. Kapasiteten til en enkel forbinder ($F_{v,Rk}$) er gitt i Eurokode 5, i avsnitt 8.3 for spiker, eller i avsnitt 8.7 for skrue. Et første estimat på nødvendig antall forbindere er gitt ved

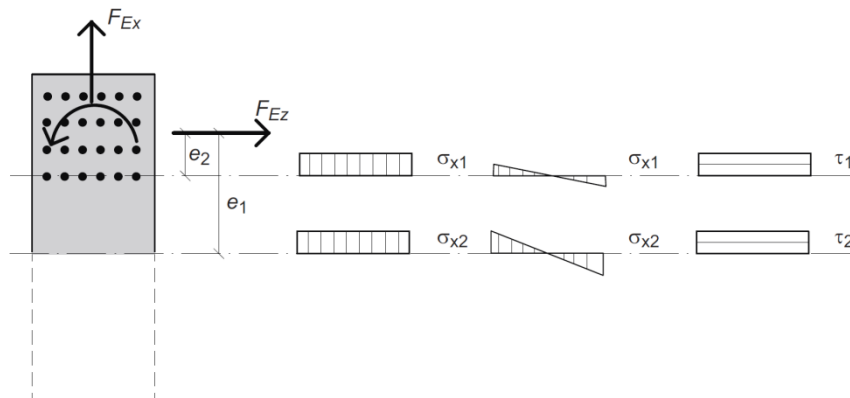
$$n_{prel} = \frac{\sqrt{H^2 + V^2}}{F_{v,Rk}} \quad (14-36)$$

På grunnlag av dette antallet kan en høvelig konfigurasjon (mønster) av forbindere velges. Dette valget må selvsagt tilfredsstille kravene til avstander mellom forbindeene og mellom forbinder og kanter/ender.

En endelig kontroll må utføres for å sikre at den mest påkjente forbinder har tilstrekkelig kapasitet til å overføre kraften F_E beregnet etter (14-35). Om mulig bør avstanden mellom forbindeene i rekker parallelt med fibre velges så store at alle forbindeene er effektive (ingen reduksjon). Uttreks- og pluggskjærbrudd kontrolleres i henhold til tillegg A i Eurokode 5. Det er ikke nødvendig å kontrollere splitting av søyletoppen dersom avstanden fra belastet kant til forbindeeren som er lengst fra belastet kant er lik eller større enn 0,7 ganger søylebredden. I motsatt fall må også splitting kontrolleres, i henhold til avsnitt 8.1.4 i Eurokode 5.

Stålplaten belastes, i forbindelsens tyngdepunkt, ikke bare av en horisontal kraft (F_{Ez}) og en vertikal kraft (F_{Ex}), men også av et eksentrisitetsmomentet $F_{Ez} \cdot e_1$, se figur 14-27. I en avstand e_2 fra tyngdepunktet er momentet gitt ved:

$$M_E = F_{Ez} (e_1 - e_2) \quad (14-37)$$



Figur 14-27

Spenningsfordelinger i stålplaten.

Når kreftene og momentet er kjent kan spenningsfordelingen i forskjellige snitt i platen beregnes. Bidraget fra vertikalkraften er:

$$\sigma_{xi} = \frac{F_{Ex}}{A} \quad (14-38)$$

hvor arealet A er korrigert for eventuelle hull. Største bidrag fra momentet er:

$$\sigma_{xi} = \frac{M_E z}{I} \quad (14-39)$$

hvor z er halve platebredden og I er andre arealmoment av platetverrsnittet (korrigert for eventuelle hull i snittet). Skjærspenningen som må overføres er (når det antas en perfekt plastisk oppførsel):

$$\tau_i = \frac{F_{Ez}}{A} \quad (14-40)$$

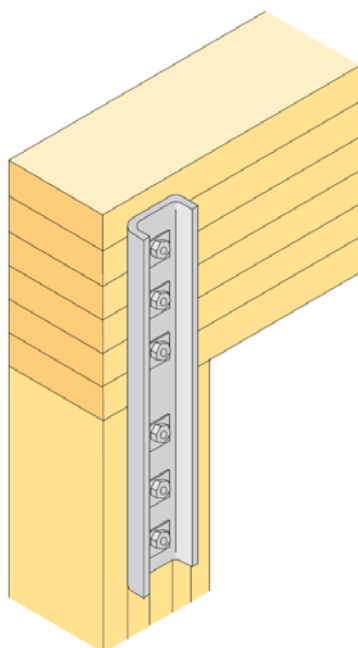
hvor arealet A er korrigert for eventuelle hull.

Den kombinerte effekt av normal- og skjærspenning kontrolleres i henhold til interaksjonsformelen i avsnitt 14.2.5.

For tynne plater kan det være nødvendig å kontrollere for knekning. Dersom kravene til største avstand mellom forbindeerne er tilfredsstillt er imidlertid slik kontroll ikke nødvendig. Kravet er at avstanden mellom hullene ikke overstiger den minste av verdiene $14t$ (hvor t er platetykkelsen) eller 200 mm.

Stålstav med rektangulært eller U-formet tverrsnitt

For større krefter kan det være aktuelt å bytte ut spikerplatene med kraftigere stålstaver som festes med bolter. Slike staver vil normalt ha enten rektangulært eller U-formet tverrsnitt som vist i figur 14-28. En slik forbindelse vil ikke bare kunne overføre større krefter, den vil også kunne ha en avstivende effekt på bjelken, spesielt dersom stavene har U-tverrsnitt. Hullene for boltene bores med 1 mm større diameter enn boltenes diameter.



Figur 14-28

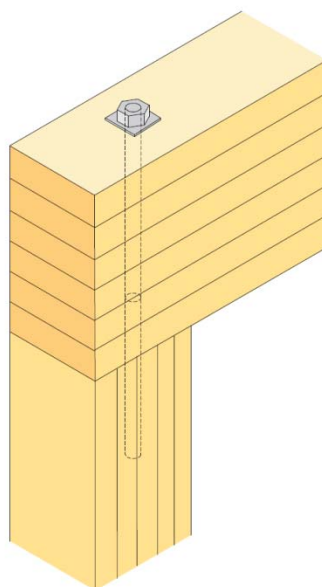
Stålstav med U-tverrsnitt og gjennomgående bolter.

Dimensjoneringsprosedyren for denne type forbindelse er relativt lik den som er beskrevet for spikerplater, men boltediameteren vil normalt overstige 8 mm, og dermed må det tas hensyn til vinkelen mellom kraft og fiberretning.

14.6.2 Innlimte bolter eller lange gjengestenger

Innlimte bolter eller lange gjengestenger muliggjør en skjult forbindelse. Bolten limes fast i søylen, eller gjengestangen skrues inn i søylen, hvorpå bjelken tres over bolten/gjengestangen (gjennom et forboret hull med passe diameter) og festes med underlagsskive og mutter, se figur 14-29. Underlagsskive og mutter kan, om ønskelig, skjules ved nedsenking. Innlimte bolter skal ikke brukes i klimaklasse 3, eller i forbindelser utsatt for dynamiske laster. Selve innlimingen foretas normalt i fabrikk. Av hensyn til fuktinduserte deformasjoner bør denne løsningen ikke brukes for bjelker med høyde over 500 mm. Forbindelsen i figur 14-29 kan ikke overføre horisontale krefter eller momenter; den er kun en forankring mot oppløft.

Med bare en bolt/stang i bredden gir ikke denne løsningen sideveis støtte for bjelken. Sideveis avstiving av bjelken må derfor etableres på annen måte.



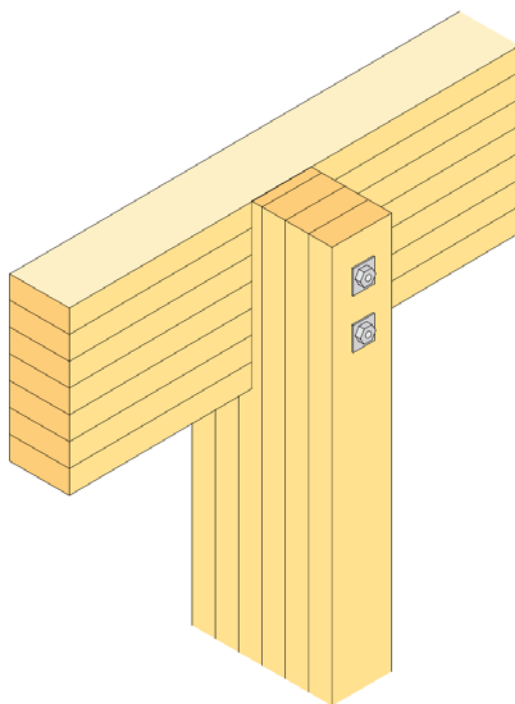
Figur 14-29

Søyletopp med innlimt bolt, eventuelt innskrudd gjengestang.

14.6.3 Innfelt bjelke

Forbindelsen i figur 14-30, hvor bjelken er felt inn i søylen, er ofte brukt i gavlvegger for å forbedre forbindelsens evne til å overføre horisontale krefter. Selve kraftoverføringen foregår som oftest ved hjelp av bolter. Ved små til moderate krefter kan også stålvinkler benyttes.

Boltene vil overføre ikke bare eventuelle vertikale løftekrefter, men også (via aksialt strekk) eventuelle horisontale krefter (fra eksempelvis vindsug) som søker å bevege bjelken vekk fra søylen. Et horisontalt trykk fra bjelken mot søylen tas ved kontaktrykk mellom bjelke og søyle. Likeens vil et vertikalt trykk overføres til søylen ved kontakt mellom bjelke og søyle; dersom trykket mot bjelken blir for stort kan det bli nødvendig å øke kontaktflaten ved hjelp av en stålplate mellom søylen og bjelken. Denne vertikale kraften fra bjelken virker eksentrisk på søylen og påfører derfor søylen et moment som det må tas hensyn til ved dimensjoneringen av søylen.



Figur 14-30

Bjelke innfelt i søyletopp.

14.7 Sammenføyninger

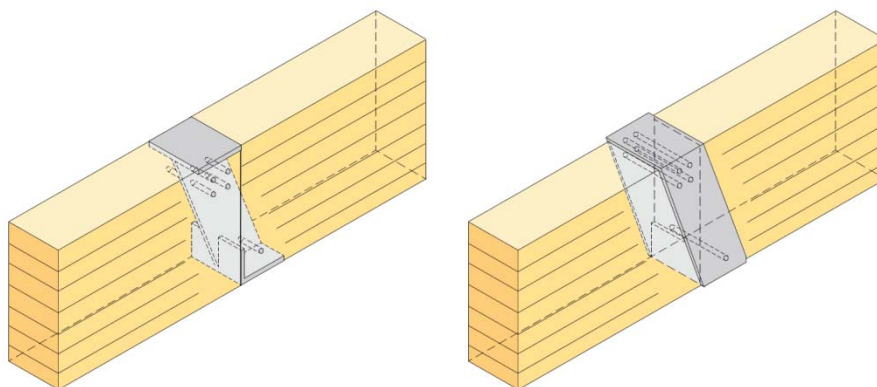
Leddets sammenføyning (skjøt) av bjelker

En leddet bjelkeskjøt må kunne overføre vertikale krefter og i de fleste sammenhenger også horisontale krefter, men en slik skjøt bør ikke overføre momenter. Skjøten må med andre ord utføres slik at den ikke hindrer bjelkeenden å rotere nevneverdig. Dermed vil det ikke oppstå momenter som følge av uønskede deformasjoner av opplegg. Figur 14-31 viser eksempler på denne type, såkalte Gerber-ledd (som er benyttet i åser, se avsnitt 12.2). En annen mulig utførelse er ved bruk av spikerplater, og for små krefter kan også lange selvboende skruer, montert i X-form, være et alternativ.

Dersom store skjærkrefter skal overføres bør det brukes Gerber-ledd. Ståldelene til slike skjøter er tilgjengelige i standardiserte dimensjoner, for små og moderate bjelkestørrelser. For store bjelke-dimensjoner må en nok regne med å spesialbestille ståldelene til skjøten. Denne skjøt-typen er formet for å overføre krefter i kun *en* retning, selv om det er mulig å overføre små krefter også i motsatt retning ved å bruke skruer. For i minst mulig grad å hindre fri rotasjon av bjelkeendene må slike skruer plasseres så nær topp- og bunnplate som mulig.

Dersom skjøten er påkjent av en aksial strekkraft kan ekstra stålbånd sveises til beslaget, enten utvendig (på begge sider) eller for innvendig slissing.

Ved dimensjonering av Gerber-ledd antas det at skjærkraften overføres ved kontaktrykk mellom beslagets topp- og bunnplate og bjelkens over- og underkant; kraften antas å angripe i platens arealsenter. På grunn av kraftens eksentrisitet vil det også bli overført et moment i selve beslaget, et moment som blir balansert av kontaktrykk mellom den vertikale platen og bjelkeenden i bunnen av beslaget og dybelkreftene i øvre del av bjelken.



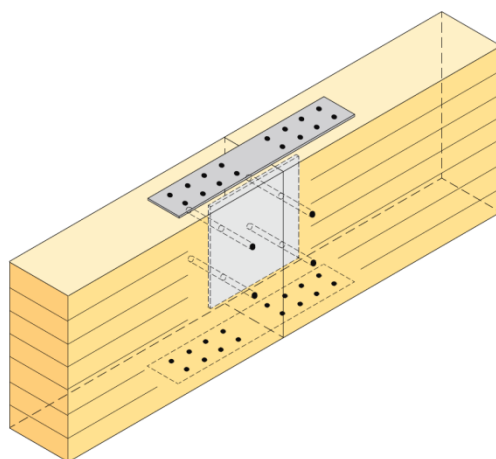
Figur 14-31

To typer Gerberbeslag – ett med innslisset stålplate og ett med utvendige stålplater.

Momentoverførende bjelkeskjøt

Bjelkeskjøten i figur 14-32 kan i prinsippet overføre alle de tre vanlige spenningsresultantene en bjelke kan ha: normalkraft, skjærkraft og bøyemoment. Den innslissede stålplaten sammen med dyblene kan overføre en aksial strekkraft samt skjærkraft, mens aksielt trykk tas ved kontakt mellom bjelkeendene. Bøyemoment i skjøten tas av et kraftpar hvor trykkraften etableres ved kontakt mellom bjelkeendene, mens strekkraften tas av en horisontal spikerplate festet på bjelkens underside, eventuelt også oversiden dersom skjøten skal kunne ta et vilkårlig moment.

Det bør presiseres at en skjøt som dette bare vil kunne ta et beskjedent moment i forhold til bjelketverrsnittets momentkapasitet, og det bør derfor bare benyttes i områder med beskjedne momenter. Som nevnt tidligere er det å bestemme størrelsen på momentet som skal overføres kanskje den viktigste (og vanskeligste) oppgaven. Den statiske beregningen må nemlig utføres for en modell hvor skjøten er hverken momentstiv eller leddet, men befinner seg et sted i mellom.



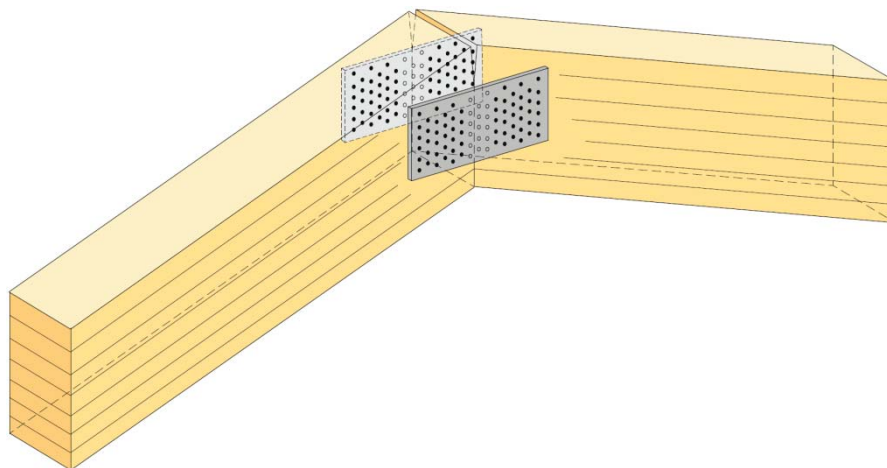
Figur 14-32

Momentoverførende bjelkeskjøt

Leddets møneforbindelse

Denne forbindelsen dimensjoneres vanligvis for å overføre horisontale og vertikale krefter. Det er ikke ønskelig at forbindelsen skal overføre momenter, og det er derfor viktig at forbindelsen ikke hindrer bjelkeendene i å rotere i forhold til hverandre. For å sikre dette kan det være en god ide å skrånkjære øvre del av bjelkene som vist i figur 14-33.

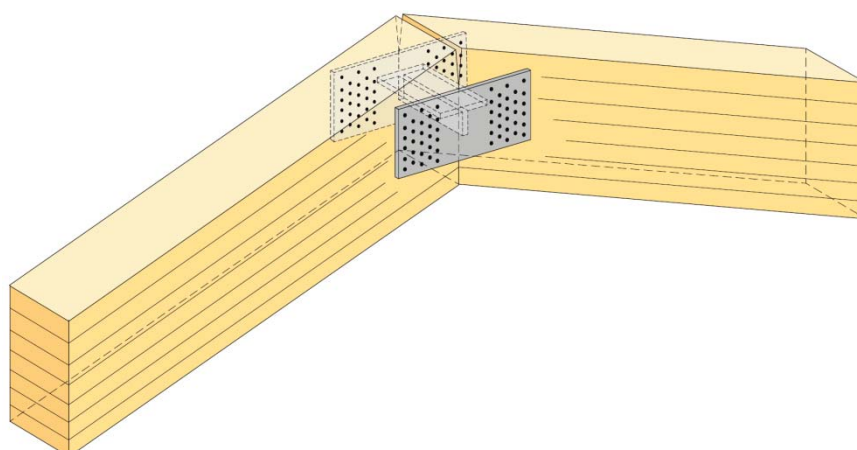
To forskjellige utførelser av en leddet møneforbindelse er vist her. Den første, vist i figur 14-33, benytter utvendige spikerplater til å ta (moderate) skjærkrefter. For større skjærkrefter kan en løsning med en innslisset stålstav med T-tverrsnitt, som vist i figur 14-34, være et godt alternativ. Det anses som god praksis å plassere beslaget så nært den nedre kanten som mulig, da dette vil gi minst motstand mot den relative bjelkeenderotasjonen.



Figur 14-33

Leddets møneforbindelse basert på utvendige spikerplater.

For leddet i figur 14-33 må spikerplatene ta både de vertikale og horisontale kreftene som skal overføres. Spikerplaten betraktes som en bjelke, fast innspenst i begge ender (som beskrevet i avsnitt 14.6.1). Begge kreftene som skal overføres antas å angripe i forbindergruppens tyngdepunkt (se figur 14-26). På grunn av kraftangrepspunktets eksentriske beliggenhet, i forhold til bjelkeenden, introduseres et moment som må tas av forbindergruppen. Dimensjoneringen må kontrollere forbindernes skjærkapasitet, spikerplatens kapasitet (strek, skjær og bøyning) samt muligheten for splitting.



Figur 14-34

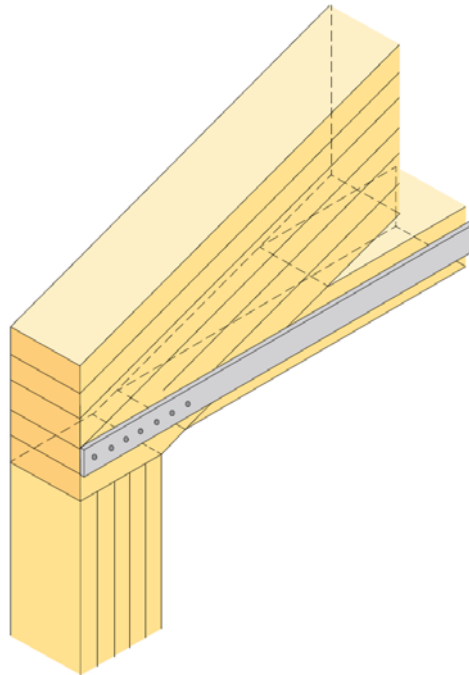
Leddets møneforbindelse forsterket (mot skjærkraft) med innslisset, T-formet stav.

Leddets møneforbindelse er også omtalt i avsnitt 9.4.

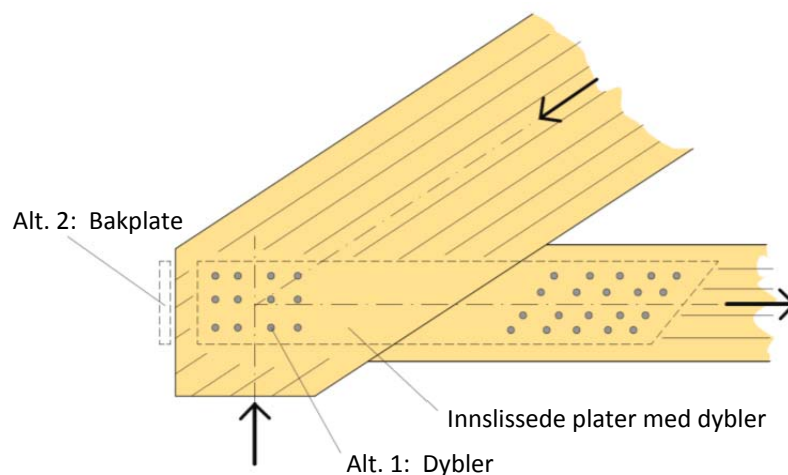
14.8 Innfesting av strekkbånd

Det ligger i navnet at strekkbåndet, uavhengig av hvilket materiale det er av, overfører strekkrefter (og muligens momenter), men *ikke* trykkrefter. Her er det bare strekkrefter som vil bli behandlet. Den vanligste bruken av strekkbånd er i saltakstoler. Med hensyn til strekkbåndets innfesting bør en så langt det er mulig sørge for at strekkraften i båndet går gjennom skjæringspunktet til systemlinjene til søyle og takbjelke.

Strekkbåndet kan også utføres i limtre. Innfestingen skjer da enten med utvendige spikerplater eller flattstål, se figur 14-35, eller med innslissede stålplater, se figur 14-36.



Figur 14-35
Strekkbånd av limtre festet med spikerplate.



Figur 14-36
Strekkbånd av limtre festet med innslisset stålplate(r).

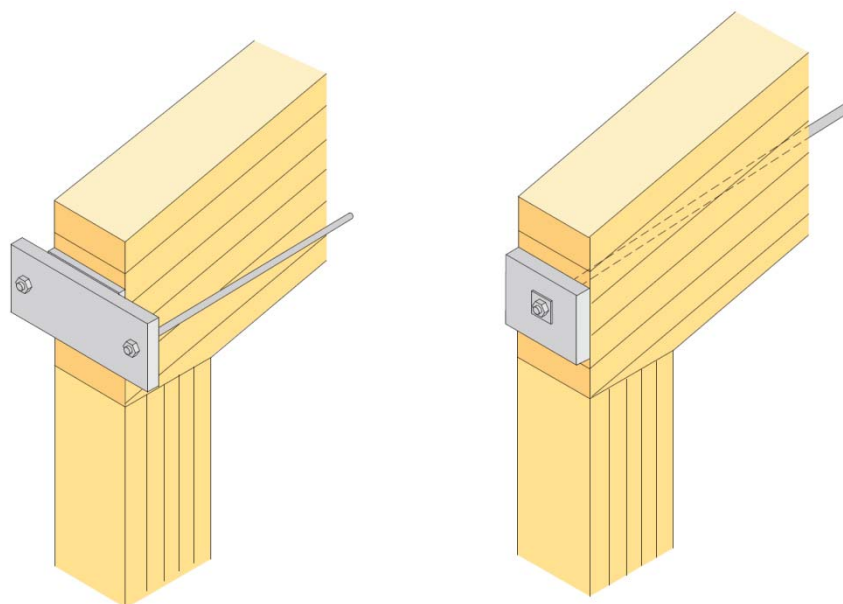
For store strekkrefter benyttes vanligvis strekkbånd av høyfast stål. To vanlige innfestingsmåter er vist i figur 14-37. Den teknisk enkleste måten benytter to stålstag, ett på hver side av takbjelken; hvert stag er festet til en endeplate som overfører strekkraften til takbjelken som kontakttrykk. Løsningen med bare ett stag, som festes til endeplaten etter å ha gått gjennom et hull i takbjelken, benyttes vanligvis for litt mer moderate strekkrefter. Dersom bjelkehøyden er stor og/eller takhelningen er liten, er boringen av slike hull vanskelig.

For alle innfestingsmåtene som er vist her må sideveis avstivning av bjelketverrsnittet ved opplegget sikres på annen måte; ingen av de viste løsningene gir slik støtte.

Dimensjoneringen av innfestingene omfatter følgende kontroller:

Strekkkapasiteten til selve strekkbåndet (inkludert mutter og underlagsskive).

- Strekkkapasiteten til spikerplaten og forbindernes skjærkapasitet.
- Trykk på skrå flate mellom endeplate av stål og bjelkeenden (som danner en vinkel med fiberretningen).



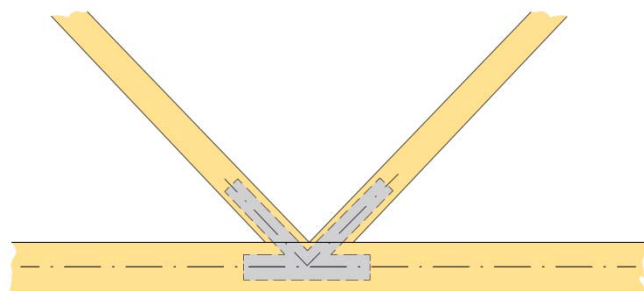
Figur 14-37

Strekkbånd av stål. Venstre: to utvendige stålstag; høyre: ett (innvendig) stag.

Innfesting av strekkbånd er også omtalt i avsnitt 9.4.

14.9 Fagverksforbindelser

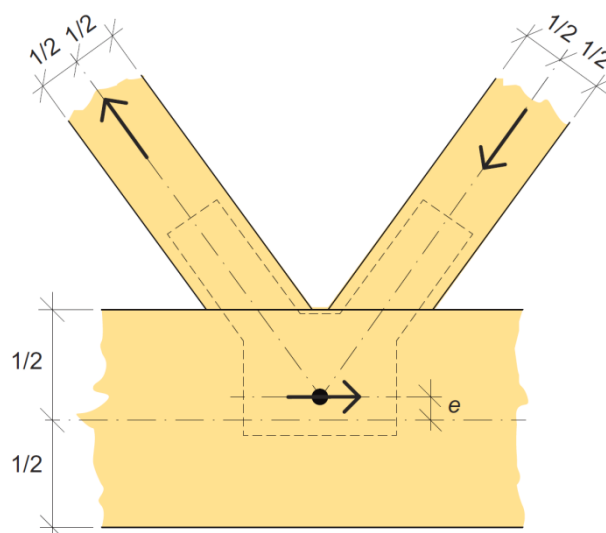
Så godt som alle forbindelser i fagverk utføres med bruk av stålasker, som utvendige plater eller innlissede stålplater, i kombinasjon med bolter, dybler, skruer eller spiker. Et typisk eksempel er vist i figur 14-38. Under helt spesielle forhold kan det forekomme limte forbindelser. Ved utformingen av forbindelser i limtrefagverk er det spesielt to forhold en bør være oppmerksom på, 1) å unngå eksentrisiteter (ved å sørge for at systemlinjene skjærer hverandre i samme punkt) og 2) sørge for at forbindelsen får så liten utstrekning som mulig.



Figur 14-38

Fagverksforbindelse med innslissede stålplater og dybler.

Men ingen regel uten unntak. Det kan i noen spesielle tilfeller faktisk være gunstig å utforme forbindelsen med moderat eksentrisitet, se figur 14-39. Fordelen er knyttet til at det kan brukes mindre plater og dermed grunnere slisser (som fører til mindre reduksjon av limtretversnittet). Det er imidlertid viktig at selve platene og dybelgruppene utformes uten eksentrisitet. Det er spesielt ved store fagverk med betydelig strekk i undergurten at dette kan være gunstig. Eksentrisiteten vil påføre gurten et moment som kan enten øke eller redusere påkjenningen i gurten. Beregningene vil vise hva som er mest gunstig i et gitt tilfelle. Uansett bør selve forbindelsen (platene og dybelkonfigurasjonen) utføres uten eksentrisitet, slik som i figur 14-39.



Figur 14-39

Eksentrisitet i fagverksforbindelse.

Forbindelser i fagverk bør i utgangspunktet utformes som momentfrie ledd. I praksis er imidlertid det ikke mulig; alle forbindelser vil ha en viss momentstivhet, og det kan være nødvendig å ta hensyn til dette. Dimensjoneringen av stav-forbindelser utføres i henhold til Eurokode 5, avsnitt 8.2. Den enkelte forbinders kapasitet kontrolleres i henhold til avsnittene 8.3, 8.5, 8.6 eller 8.7, alt etter hvilken type forbinder som brukes.

Forbindelser i fagverk er også omtalt i avsnitt 8.5.

14.10 Litteratur

Limtreboka (2002), Moelven Limtre AS.

Kilde: Fire safety in timber buildings, www.sp.se/FSITB



15

Limtre og brann

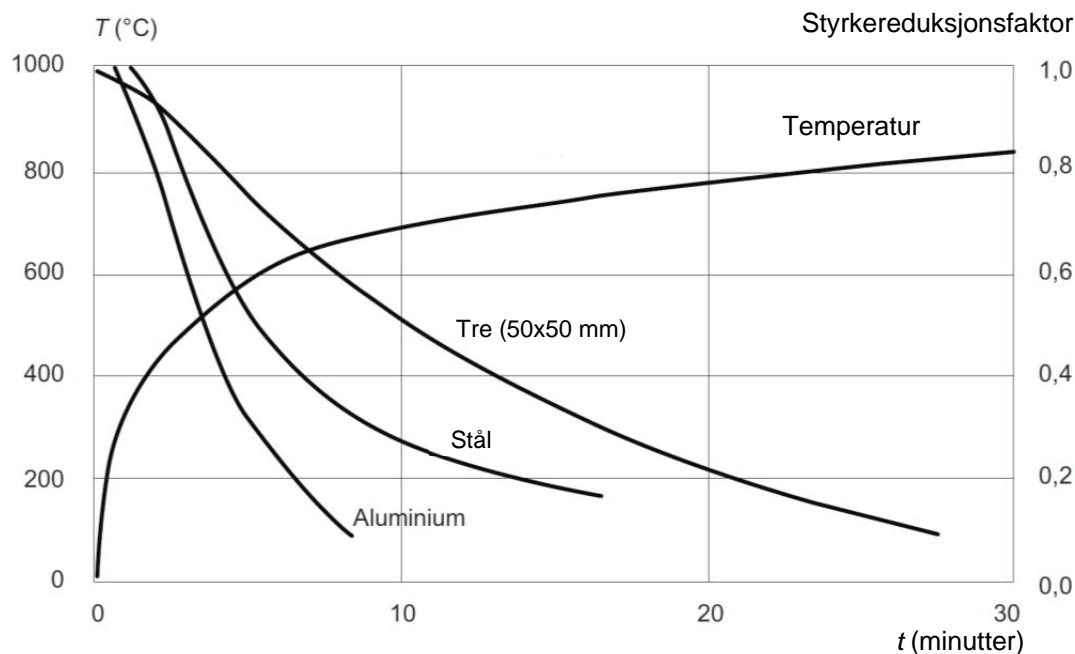
15.1	Tre – brennbarhet, forbrenning og aspekter ved termisk nedbryting.....	281
15.1.1	Innledning.....	282
15.1.2	Aspekter ved termisk nedbryting.....	283
15.1.3	Temperatur-induserte endringer av treets egenskaper.....	284
15.2	Brannteknisk dimensjonering.....	285
15.3	Beregning av brannmotstand etter Eurokode 5.....	287
15.4	Forbindelsers brannmotstand.....	290
15.5	Branntbeskyttelse av trekonstruksjoner.....	293
15.5.1	Beskyttelse av enkeltkomponenter.....	293
15.5.2	Beskyttelse av forbindelser.....	295
15.6	Dimensjonering av limtre.....	298
15.7	Litteratur.....	300

15.1 Tre – brennbarhet, forbrenning og aspekter ved termisk nedbryting

Hvorfor velge et brennbart materiale, som tre og limtre, til konstruksjonselementer som må sikre et gitt nivå av brannmotstand?

Figur 15-1 viser hvordan styrken (fastheten) til noen bygningsmaterialer utvikler seg over tid når de utsettes for en «standard» brann. Parameteren er målt for fysisk definerte elementer. For stål og aluminium har ikke prøvestykkenes størrelse og form nevneverdig innflytelse på resultatene. Dessuten kan en for disse materialene med brukbar nøyaktighet forutsette at temperaturen, uansett tidspunkt, er rimelig konstant over hele volumet, og litt lavere enn temperaturen utenfor prøvestykket. Det synes derfor rimelig å anta at alle deres materialegenskaper varierer tilsvarende. I tre derimot er det, innenfor det forkullede laget, ingen signifikant temperaturøkning, og det må derfor kunne antas at materialegenskapene der er lite påvirket av temperaturen utenfor (dvs. av brannen).

Tre synes altså å utvise et mye gunstigere forløp, men det som er observert her er ikke den temperaturinduserte utviklingen av materialegenskapene som sådan, men utviklingen av hvordan et prøvestykke med et gitt (her 50 mm x 50 mm) tverrsnitt klarer seg. Fordelen ved å benytte tre ligger ikke i hvordan dets mekaniske egenskaper varierer med temperaturen, men i den langsomme, og i noen grad, forutsigbare termiske utviklingen i treet.



Figur 15-1

Utviklingen av de mekaniske egenskapene til noen bygningsmaterialer når de utsettes for en standard brann.

15.1.1 Innledning

Tre er, som et organisk materiale av vegetabilsk opprinnelse, brennbar og det kan derfor bli fullstendig ødelagt under en brann, og således miste alle fysiske og mekaniske egenskaper når det utsettes for varmpåkjenning av tilstrekkelig intensitet og varighet. Dette er en direkte konsekvens av trets kjemiske sammensetning; tre består av ca. 50% karbon.

Forbrenning av tre foregår ved en termisk nedbrytning av trematerialets forskjellige bestanddeler. Dette er en kompleks prosess som genererer mer enn 200 stoffer, men siden trevirket for det meste består av cellulose, hemi-cellulose (polysakkarider med molekylvekt som er lavere enn for cellulose) og lignin, er det klart at forbrenning av tre avhenger av pyrolysen («forkokingen») av disse substansene.

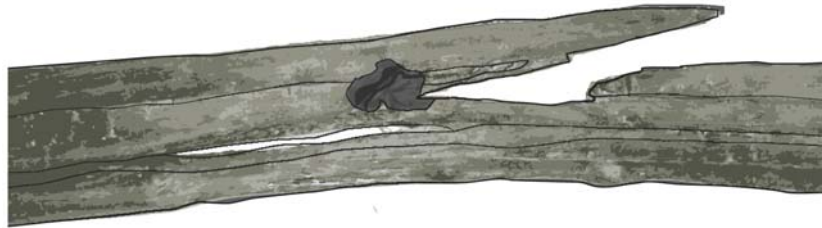
Det bør imidlertid understrekes at oppførselen til en trekonstruksjon under en brann ikke kan forklares bare ut fra den kjemiske sammensetning. Uregelmessigheter i materialet spiller en vesentlig rolle, spesielt under selve kollapsen. To limtrebjelker av gran, av samme kvalitet, med samme belastning og eksponert for en standardisert brann i henhold til ISO 834, kan ha markant forskjellig brannmotstandstid. Den første, som ikke feiler før testen avbrytes ved at den største foreskrevne nedbøyning oppnås, er vist i figur 15-2, mens den andre, som er vist i figur 15-3, kolliderer for en vesentlig mindre brannbelastning.



Figur 15-2

Limtrebjelke uten spesielle uregelmessigheter etter en brann.

Denne forskjellen skyldes åpenbart kvisten i den tredje lamellen hos bjelken i figur 15-3. Kvisten har ingen merkbar effekt på bjelkens oppførsel under normale forhold, men den blir en stor defekt under en brann ved at den forårsaker nedbrytning av de ytre lamellene.



Figur 15-3

Limtrebjelke med en stor kvist i tredje lamell etter en brann.

Pyrolyseaksjonene forbraker energi, men de produserer stoffer som, i det varme miljøet som har generert dem, enten oksyderes under frigiving av energi eller brytes videre ned til hovedbestanddelene som tre kan produsere: kullos og hydrogen. Konsekvensen av dette er at fra et punkt (en temperatur) er forbrenningen selvdreven.

Forkullingsstrukturen påvirkes mest av cellulosen som brytes ned ved litt lavere temperatur enn ligninet.

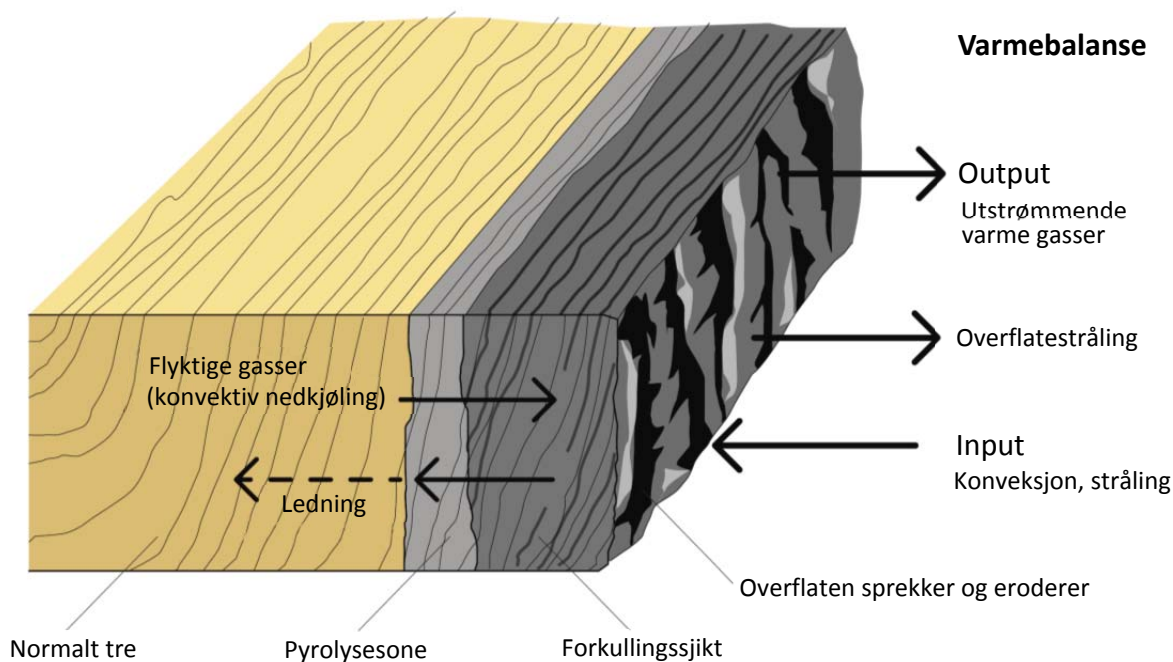
15.1.2 Aspekter ved termisk nedbryting

I tabell 15-1 er det vist skjematisk rekkefølgen av de involverte fenomenene og hvordan de avhenger av temperaturen. Eurokode 5 definerer også et «ingen vei tilbake» punkt, hvor standarden plasserer den teoretiske forkullingslinjen på 300° isothermen i trevolumet.

Tabell 15-1: Rekkefølgen av forbrenningsfenomenene.

Temperatur	Fenomen
20 °C	Prøvestykkets temperatur før antenning
100 °C	Tap av vann
120 °C	Nedbrytingen begynner (ligninet plastiseres)
170 °C	Pyrolysen begynner
Over 170 °C	Pyrolyseprodukter forbrenner

Forbrenningen (termisk nedbrytning) av tre foregår fra den eksponerte ytre flate og innover i tremassen med en bestemt hastighet, se figur 15-4. Denne hastigheten er, for de samme ytre betingelser, først og fremst avhengig av treslag, mens det er temperatur, varmetilførsel og ventilasjon som betyr mest av de ytre betingelsene. Av materialegenskapene er det først og fremst fuktinnholdet og eventuelle behandlinger materialet har gjennomgått som har betydning. Dybden av ødelagt materiale i en brann er tilnærmet proporsjonalt med eksponert tid, eller mer nøyaktig, med varigheten av forkullingsprosessen. Et annet viktig punkt er at temperaturen i «normalt tre» (figur 15-4) er under 100 °C, unntatt for et tynt lag (10-20 mm) innenfor pyrolysesonen.



Figur 15-4

Fenomener involvert i forkullingsprosessen (modifisert etter Dinwoodie, 1981).

15.1.3 Temperatur-induserte endringer av treets egenskaper

Tre leder varme dårlig. Under en brann overføres en betydelig mengde varme ved massetransport, via diffusjon av varme gasser. Dette bekreftes av en betydelig forskjell i forkullingshastighet hos treslag med nesten samme densitet (f.eks. bøk og eik), men som har signifikant forskjellig gjennomtrengelighet (permeabilitet) for gass og damp.

Når disse gassene beveger seg innover stiger temperaturen inntil treet brytes ned og forkullingen begynner, men i den forkullede sonen dempes temperaturøkningen i det glødende kullsjiktet.

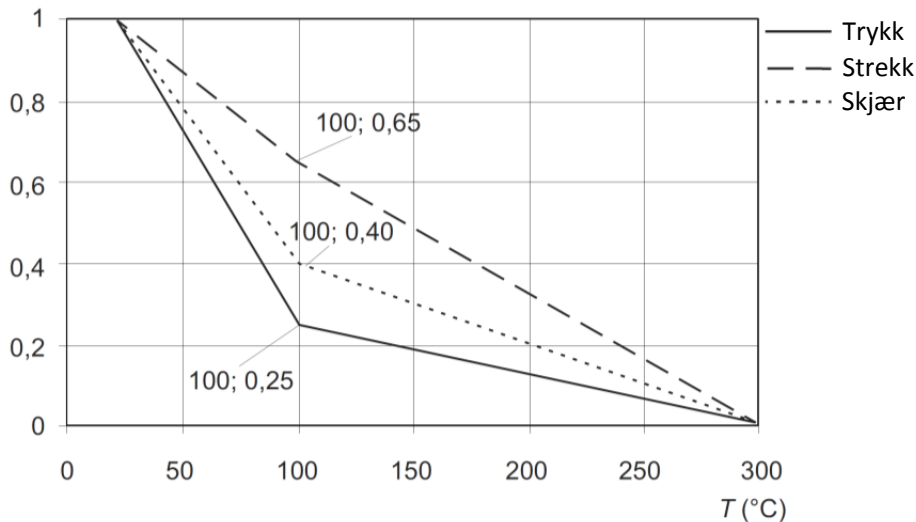
Forkullingshastigheten antas vanligvis å være et mål på treets evne til å motstå brannbelastningen.

Like innenfor det forkullede sjiktet er temperaturen i treet (nesten) uforandret, og de «gode» egenskapene til tre ved brann skyldes:

- at trevirket har nesten uforandrede mekaniske egenskaper opp til temperaturer på 110 °C-115 °C;
- den isolerende evnen til det forkullede sjiktet.

Like innenfor det forkullede laget er det et tynt lag hvor temperaturen er høy nok til å redusere treets egenskaper, men ikke høy nok til å starte forkullingen. Dimensjoneringsmetodene tar hensyn til dette fenomenet, som inntreffer ved ca. 120 C, på litt forskjellige måter.

Eurokode 5 (EN 1995-1-2) foreslår reduksjonsfaktorene vist i figur 15-5 for noen mekaniske egenskaper. Disse er vesentlig mer konservative enn de man finner i den vitenskapelige litteraturen. Dette avspeiler imidlertid forskjellen mellom feilfritt virke og vanlig konstruksjonsvirke; virkningen av virkesfeil får større betydning når temperaturen stiger.



Figur 15-5

Reduksjonsfaktorer, for fastheter parallelt fibrene i konstruksjonsvirke (gran og furu) som funksjon av temperatur og spenningstype, i henhold til EN 1995-1-2 (Tillegg B, Avanserte beregningsmetoder).

15.2 Brannteknisk dimensjonering

Ved dimensjonering av en konstruksjon med hensyn til dens oppførsel i en brann må en ta utgangspunkt i:

- kravene til å motstå brannpåkjenningen, og
- metoden(e) som er tilgjengelige for å påvise at konstruksjonen virkelig er i stand til å oppfylle de nevnte kravene.

Det er spesielt det siste punktet som blir behandlet her.

En "brannresistent" trekonstruksjon kan prosjekteres ved å benytte tilpassede "ytre løsninger", som beskyttende kledning og maling. Ved slike løsninger vil tverrsnittet til en «beskyttet» limtrebjelke fremstå som uskadd og det vil, noe avhengig av materialet i og tykkelsen av beskyttelsen, ha marginalt redusert lastbærende kapasitet. En ubeskyttet bjelke derimot vil, dersom den utsettes for den samme brannen, ende opp med et betydelig redusert tverrsnitt og dermed en vesentlig lavere lastbærende kapasitet som må kontrolleres i en bruddgrenseverifikasjon.

Bygningstekniske fremskritt og nyere eksperimentelle data har ført til fremgangsmåter og tekniske løsninger som konstruktøren er mer direkte involvert i.

For en trekonstruksjon utsatt for brann er det av interesse å analysere deler av konstruksjonen, og for hver del verifisere at følgende betingelse er tilfredsstillt¹:

$$A_{d,fi}(t) \leq R_{d,fi}(t) \quad (15-1)$$

hvor $A_{d,fi}$ er dimensjonerende verdi av brannens lastpåvirkning, mens $R_{d,fi}$ er tilsvarende, dimensjonerende motstand, og t brannens varighet.

Virkingen av lastene som virker direkte på konstruksjonen beregnes for en lastkombinasjon som motsvarer en såkalt usedvanlig dimensjoneringsssituasjon (ulykkessituasjon); denne kan skrives som (jfr. kapittel 2 og 6):

¹ Det bør nevnes at EN 1995-1-2 benytter symbolet E_d for "dimensjonerende virkning av laster", og ikke symbolet A_d som er benyttet i dette kapitlet. Dette er gjort for å unngå forvirring vedrørende symbolet E_d som i denne boken definerer en bestemt elastisitetsmodul.

$$1,0 \cdot G_k + 1,0 \cdot P_k(t) + 1,0 \cdot \psi_{1,1} \cdot Q_{k1} + 1,0 \cdot \sum \psi_{2,i} \cdot Q_{ki} \quad (15-2)$$

hvor:

G_k karakteristisk verdi for en permanent påvirkning;

$P_k(t)$ karakteristisk verdi av forspenningslast (vanligvis variabel ved brannpåkjenning);

$Q_{k,1}$ karakteristisk verdi av den dominerende variable påvirkning;

$Q_{k,i}$ karakteristisk verdi av andre variable påvirkninger;

$\psi_{1,1}$ kombinasjonsfaktor for ofte forekommende verdi for den dominerende variable påvirkning;

$\psi_{2,i}$ generisk kombinasjonsfaktor for andre variable påvirkninger.

I det norske nasjonale tillegget til EN 1990 (dvs. NA-NS EN 1990) anbefales det å benytte $\psi_{1,1} Q_{k,1}$ bare når den dominerende lasten er *vind*; for alle andre dominerende laster (også snø) benyttes $\psi_{2,1} Q_{k,1}$.

Verdiene for kombinasjonsfaktorene ψ er gitt som funksjoner av de forskjellige brukskategorier spesifisert for ulike områder i bygninger (EN 1991-1-1); de varierer vanligvis mellom 0 og 0,7. Forsiktighet må utvises i tilfeller hvor en må forvente makslast under en eventuell brann (f.eks. biblioteker, arkiver og lagerbygg).

Dersom forholdene under en brann ikke endrer seg kan en forenklet metode benyttes for å beregne $A_{d,fi}$. Med utgangspunkt i den fundamentale lastkombinasjon A_d for dimensjonering ved normal temperatur, kan verdien $A_{d,fi}$ beregnes av følgende ligning:

$$A_{d,fi} = \eta_{fi} \cdot A_d \quad (15-3)$$

Faktoren η_{fi} avhenger av de forskjellige partialfaktorene, γ_G og γ_Q , som anvendes for de karakteristiske permanente og variable laster, så vel som kombinasjonsfaktoren ψ_{fi} for ofte forekommende verdier av variable laster under brann, gitt av enten $\psi_{1,1}$ eller $\psi_{2,1}$ (EN 1991-1-2); den kan uttrykkes som:

$$\eta_{fi} = \frac{G_k + \psi_{fi} \cdot Q_{k,1}}{\gamma_G \cdot G_k + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1}} \quad (15-4)$$

hvor:

γ_G er partialfaktoren for permanente påvirkninger;

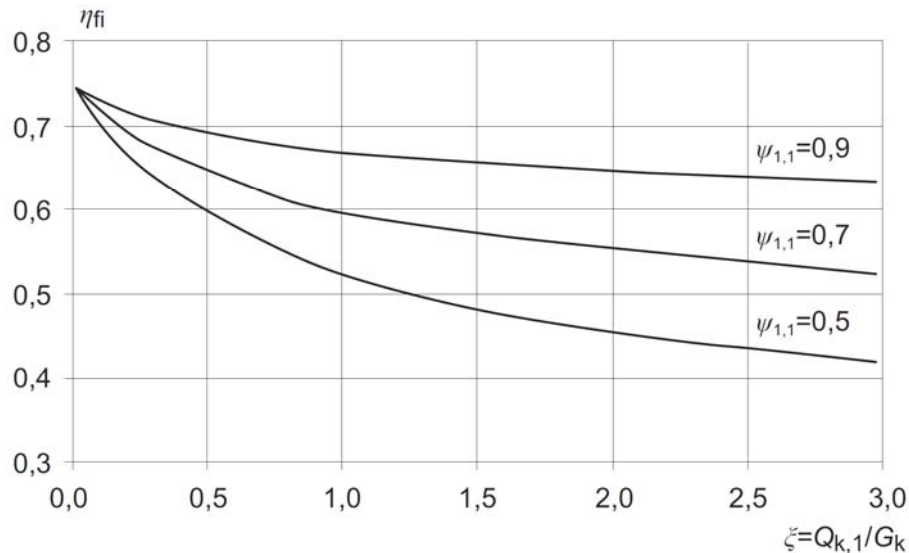
$\gamma_{Q,1}$ er partialfaktoren for dominerende variabel påvirkning.

Ligning (15-4) kan også skrives som:

$$\eta_{fi} = \frac{1 + \psi_{fi} \cdot \xi}{\gamma_G + \gamma_{Q,1} \cdot \xi} \quad (15-5)$$

η_{fi} er følgelig en funksjon av forholdet $\xi = Q_{k,1}/G_k$.

Figur 15-6 viser faktoren η_{fi} som funksjon av forholdet ξ for forskjellige verdier av kombinasjonsfaktoren $\psi_{1,1}$, forutsatt at $\gamma_G=1,35$ og $\gamma_{Q,1}=1,5$. Verdiene 0,9, 0,7 og 0,5 gjelder for henholdsvis kategori E (lagerarealer), C/D (møte- og forretningsarealer) og A/B (bosteds- og kontorarealer). Høye verdier av forholdet ξ kjennetegner ofte «lette» konstruksjoner, som trekonstruksjoner.



Figur 15-6

η_{fi} som funksjon av forholdet ζ mellom permanent og variabel påvirkning.

15.3 Beregning av brannmotstand etter Eurokode 5.

Den termiske nedbrytningen av tre som er beskrevet ovenfor berettiger en standardisert tilnærming som, selv om den representerer en betydelig forenkling, angir en tilfredsstillende prosedyre for dimensjonering og verifikasjon. Følgende terminologi benyttes:

- *forkullingsdybde*: overgangsområdet mellom forkullingssjiktet og resttverrsnittet;
- *resttverrsnitt*: opprinnelig tverrsnitt minus arealet av det forkullede sjiktet;
- *effektivt tverrsnitt*: resttverrsnittet minus arealet av det sjiktet innenfor forkullingssjiktet som antas å ha sterkt reduserte fasthets- og stivhetsegenskaper.

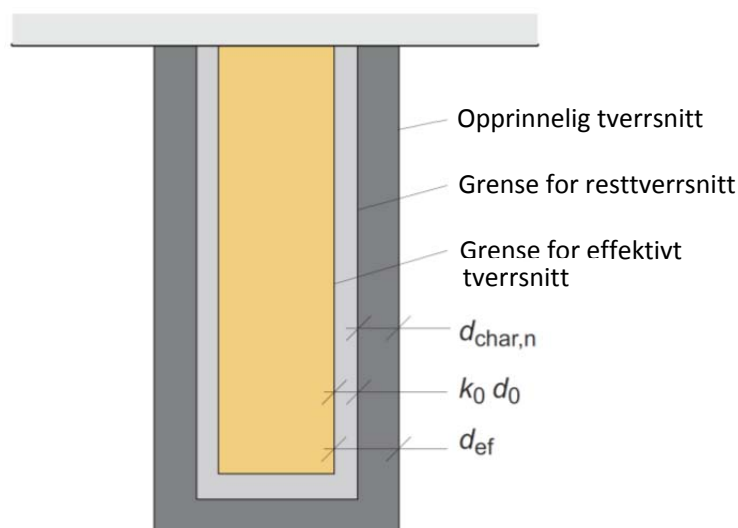
I Eurokode 5 (EN 1995-1-2), angis det tre forskjellige beregningsmetoder:

- *metoden med effektivt tverrsnitt*;
- *metoden med reduserte egenskaper* (reduisert fasthet og stivhet);
- *avanserte beregningsmetoder* basert på forkullingsmodeller, temperaturprofiler og tverrsnittets fuktgradienter sammen med fasthets- og stivhetsegenskapenes variasjon med temperatur og fuktighet.

Her vil bare den første metoden, som er både enkel og rimelig konsistent med den fysiske utvikling av fenomenet, bli behandlet. Det er mye som tyder på at metoden med reduserte egenskaper er på vei ut av standarden.

Eurokodene presenterer også ulike grader av forenklinger:

- *global beregning av konstruksjonen som helhet* der betingelsen $A_{d,fi} \leq R_{d,fi}$ verifiseres; når påkjenningene ikke øker under brannforløpet, som vanligvis er tilfelle, kan verdien $\eta_{fi} = 0,6$ antas, unntatt for variable laster i kategori E (lagerarealer) hvor den anbefalte verdi er $\eta_{fi} = 0,7$;
- *beregning av deler av konstruksjonen*, med en tilnærmet evaluering av interaksjonen mellom konstruksjonens forskjellige deler;
- *beregning av enkeltelementer*, hvor normale driftsbetingelser legges til grunn som begynnelsesbetingelser.



Figur 15-7
Resttverrsnitt og effektivt tverrsnitt (i henhold til EN 1995-1-2).

I metoden med *effektivt tverrsnitt*, beregnes det effektive tverrsnittet ved å trekke et *effektivt forkullingslag* fra det opprinnelige tverrsnittet; tykkelsen av det effektive forkullingslaget, den såkalte nominelle forkullingsdybden d_{ef} (figur 15-7), er gitt ved:

$$d_{ef} = d_{char,n} + k_0 \cdot d_0 \quad (15-6)$$

hvor:

$d_{char,n}$ "virkelig" forkullingsdybde, $d_{char,n} = \beta_n \cdot t$, hvor β_n er den virkelige *forkullingshastighet*, som tar hensyn til den (negative) innvirkning av oppsprekking og avrunding av hjørner, se tabell 15-2;

k_0 koeffisient mellom 0 og 1 (blir definert senere);

d_0 7 mm, største forskjell mellom dimensjonene til resttverrsnittet og det effektive tverrsnittet.

Dersom en tar hensyn til *hjørneavrundingen*, på grunn av samtidig forkulling fra to sider (se figur 15-8), kan en benytte forkullingshastigheten β_0 . I en en-dimensjonal brannsituasjon (som f.eks. en limtrebjelke) kan forkullingsdybden beregnes ved hjelp av forkullingshastigheten β_0 som er svært nær resultatene fra (endimensjonale) fysiske tester (figur 15-8):

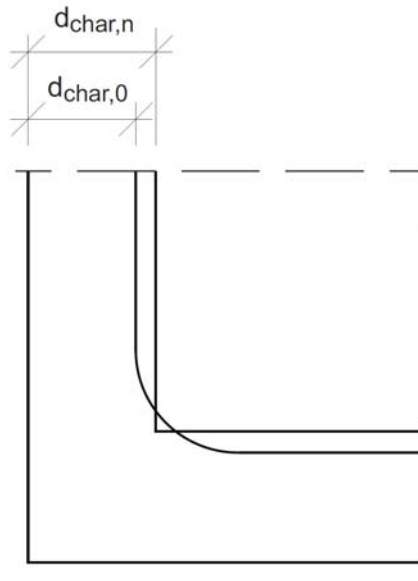
$$d_{char,0} = \beta_0 \cdot t \quad (15-7)$$

Avrundingsradien skal antas å være lik forkullingsdybden $d_{char,0}$. Dette er tillatt så lenge den minste tverrsnittsdimensjonen er større enn b_{min} gitt ved:

$$b_{min} = \begin{cases} 2 \cdot d_{char,0} + 80 & \text{dersom } d_{char,0} \geq 13 \text{ mm} \\ 8,15 \cdot d_{char,0} & \text{dersom } d_{char,0} < 13 \text{ mm} \end{cases} \quad (15-8)$$

Dersom minste tverrsnittsdimensjon er mindre enn b_{min} skal β_n verdiene benyttes.

Koeffisienten k_0 antas å variere lineært fra 0 til 1 for brannforløp fra 0 til 20 minutter, og for brannpåkjenning som er lengre enn 20 minutter er den konstant og lik 1. Dersom trekomponenten er beskyttet regnes tiden fra der $k_0=1$ som den laveste av følgende to tidspunkter: tidspunktet da forkulling av den beskyttede komponenten begynner eller tidspunktet når beskyttelsen kolliderer.



Figur 15-8

Tverrsnittsreduksjon på grunn av hjørnet (EN 1995-1-2).

Følgende ligninger gjelder for tverrsnittets dimensjonerende fastheter og stivhet samt for forbindelsens bæreevne:

$$f_{d,fi} = k_{mod,fi} \cdot \frac{f_k \cdot k_{fi}}{\gamma_{M,fi}} \quad (15-9)$$

$$S_{d,fi} = k_{mod,fi} \cdot \frac{S_{05} \cdot k_{fi}}{\gamma_{M,fi}} \quad (15-10)$$

$$R_{d,fi} = \eta \frac{R_k \cdot k_{fi}}{\gamma_{M,fi}} \quad (15-11)$$

hvor f_k er karakteristisk (5 % fraktilen av) fasthet, S_{05} er karakteristisk (5 % fraktilen av) stivhet (E eller G), og R_k er karakteristisk bæreevne til en forbindelse, alle ved normal temperatur.

Ved beregningene benyttes følgende koeffisienter:

k_{fi} modifierer 5% fraktilen til 20% fraktilen; forskjellige verdier må benyttes for konstruksjonsvirke (1,25), limtre og trebaserte plater (1,15), tre mot tre forbindelser (1,15) og tre mot stål forbindelser (1,05);

$\gamma_{M,fi}$ partialfaktor ved brann (1,0);

$k_{mod,fi}$ modifieringsfaktor som for brann erstatter faktoren k_{mod} som benyttes ved normal temperatur; for denne metoden settes $k_{mod,fi} = 1,0$;

η en reduksjonsfaktor som avhenger av tiden t for brannpåvirkningen – den forklares mer detaljert senere.

Tabell 15-2: Verdier for faktorene β_0 og β_n for tre og trebaserte materialer (EN 1995-1-2).

Material	β_0 (mm/min)	β_n (mm/min)
a) Bartre og bøk		
Limtre med karakteristisk densitet $\geq 290 \text{ kg/m}^3$	0,65	0,70
Massivt tre med karakteristisk densitet $\geq 290 \text{ kg/m}^3$	0,65	0,80
b) Løvtre (minus bøk)		
Massivt tre eller limtre med karakteristisk densitet $\geq 290 \text{ kg/m}^3$	0,65	0,70
Massivt tre eller limtre med karakteristisk densitet $\geq 450 \text{ kg/m}^3$	0,50	0,55
c) LVL		
med karakteristisk densitet $\geq 480 \text{ kg/m}^3$	0,65	0,70
d) Trebaserte plater		
Trekledning	0,90*	–
Kryssfiner	1,00*	–
Andre trebaserte plater	0,90*	–

* Disse verdiene gjelder for plater med karakteristisk densitet på 450 kg/m^3 og en tykkelse på 20 mm. EN 1995-1-2 har metoder for å beregne verdier for andre densiteter og tykkelser.

Forkullingshastigheten for limtre er lavere enn for konstruksjonsvirke av samme treslag. En åpenbar grunn til dette er at limtreet er mer homogent. *Produksjon av limtre med termoplastiske lim er vanligvis ikke tillatt*, men det kreves likevel forsiktighet ettersom noen varmeherdende limtyper når sin glassovergangstemperatur, eller nedbrytes termo-kjemisk, og således mister sin limeffekt og/eller sin skjærfasthet, ved temperaturer rundt $150 \text{ }^\circ\text{C} - 160 \text{ }^\circ\text{C}$.

I en limtrebjelke vil nedbryting av limfugen nær overflaten under forkullingslaget kunne forårsake:

- en økning av skjærspenningene i en sone som må antas å bidra til både styrken og stivheten til bjelken;
- konsekvensen av dette vil kunne bli en oppsprekking i limfugen som blottlegger denne for brannen og således driver prosessen videre; dette kan så danne «hull» som sannsynligvis er grunnen til at forskere har observert økt forkullingshastighet i områder med størst skjærspenning i limtrebjelker påkjent av en «standard» brann.

15.4 Forbindelsers brannmotstand

Det blir stadig mer vanlig med mekaniske forbindelser (som benytter stålkomponenter) i trekonstruksjoner. Disse forbindelsene er helt avgjørende for konstruksjonenes statiske oppførsel, og det er derfor av stor betydning å kunne si noe om deres oppførsel under en brann, og å kunne beregne deres brannmotstand.

Metallet i forbindelser og/eller i deler av en konstruksjon er, med hensyn til brann, ofte det svake ledd i konstruksjonen. Faktisk vil metallet i en forbindelse kunne lede varmen inn i tre-massen, og alle metallkomponenter kan gjennomgå varmeinduserte deformasjoner som ikke er forenlige med konstruksjonens stabilitet.

Eurokoden forutsetter at såkalte *ubeskyttede forbindelser* oppfyller kravene til *brannmotstandsklasse* R 15 eller R 20 (tabell 15-3).

Ønsker en å oppnå en lengre brannmotstandstid, oppstår det ytterligere krav som må vurderes nøye ved dimensjoneringen. De viktigste er tykkelsen til trekomponentene som skal knyttes sammen og forbindernes (spiker, skruer, dybler) avstand fra kanter og ender. Dette må sikre tilstrekkelig bæreevne også ved den foreskrevne motstandstid t_{req} .

Tabell 15-3: Brannmotstand for ubeskyttet forbindelse med sidestykke av tre (EN 1995-1-2).

Tre-mot-tre forbindelser	$t_{d,fi}$ (min)	Forutsetter
Spiker	15	$d \geq 2,8$ mm
Skruer	15	$d \geq 3,5$ mm
Bolter	15	$t_1 \geq 45$ mm
Dybler	20	$t_1 \geq 45$ mm
Tømmerforbindere (i henhold til EN 912)	15	$t_1 \geq 45$ mm

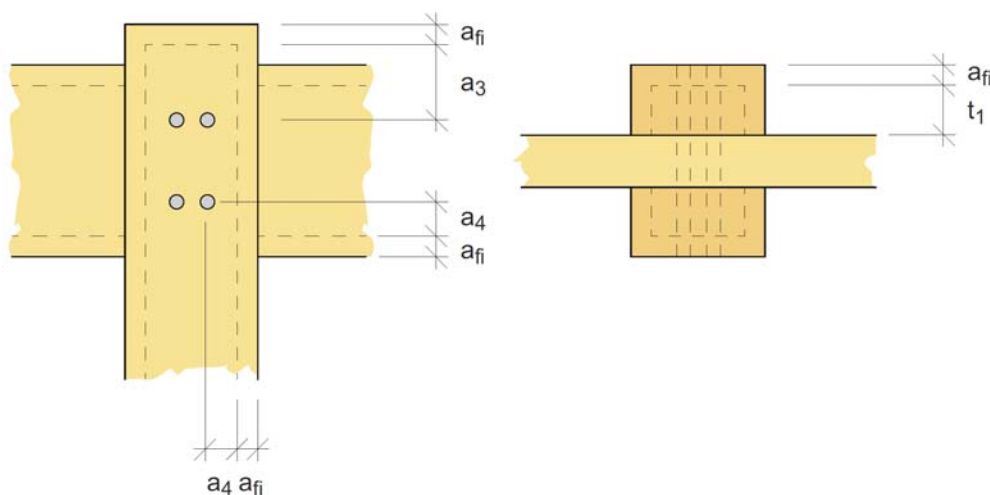
t_1 sidestykkets tykkelse

d forbinderens diameter

Dersom nødvendig brannmotstandstid er mindre enn 30 minutter ($t_{req} \leq 30$ min) tillates visse forenklinger ved dimensjonering av ubeskyttede forbindelser med spiker, dybler og skruer som ikke stikker utenfor treoverflaten. Under disse forutsetninger er det tilstrekkelig å øke tykkelsen og bredden av sidestykkene av tre samt å øke kantavstanden til hver forbinder med størrelsen (figur 15-9):

$$a_{fi} = \beta_n \cdot k_{flux} \cdot (t_{req} - t_{d,fi}) \quad (15-12)$$

hvor koeffisienten k_{flux} tar hensyn til at forbinderen øker varmetransporten; den antas vanligvis å være 1,5. Videre antas, i henhold til tabell 15-2, at $\beta_n = 0,70$ mm/min for limtre.



Figur 15-9

Forenklete krav til forbindelser som benytter dybler, spiker eller skruer som ikke stikker utenfor treoverflaten, for brannmotstandstid $t_{req} \leq 30$ minutter (fra EN 1995-1-2).

Det finnes også en metode som beregner brannmotstandstiden for en skjærbelastet forbindelse som funksjon av en redusert lastbærende kapasitet. Forbindelsens dimensjonerende motstand $R_{v,k,fi}$ kan bestemmes på grunnlag av skjærkapasiteten $R_{v,k}$, bestemt for normale forhold i henhold til EN 1995-1-1, ved følgende sammenheng:

$$R_{v,k,fi} = \eta \cdot R_{v,k} \quad (15-13)$$

hvor $\eta = e^{-k \cdot t_{d,fi}}$; faktoren k avhenger av typen forbinder som angitt i tabell 15-4.

Dermed kan brannmotstandstiden for en *ubeskyttet skjærforbindelse* bestemmes av uttrykket:

$$t_{d,fi} = -\frac{1}{k} \ln \left(\frac{\eta_{fi} \cdot \gamma_{M,fi}}{\gamma_M \cdot k_{fi}} \right) \quad (15-14)$$

hvor γ_M er partialfaktoren for forbindelsen under normale forhold, $\gamma_{M,fi}$ er partialfaktoren for forbindelsen i en brannsituasjon, og koeffisienten η_{fi} er definert i ligning (15-5).

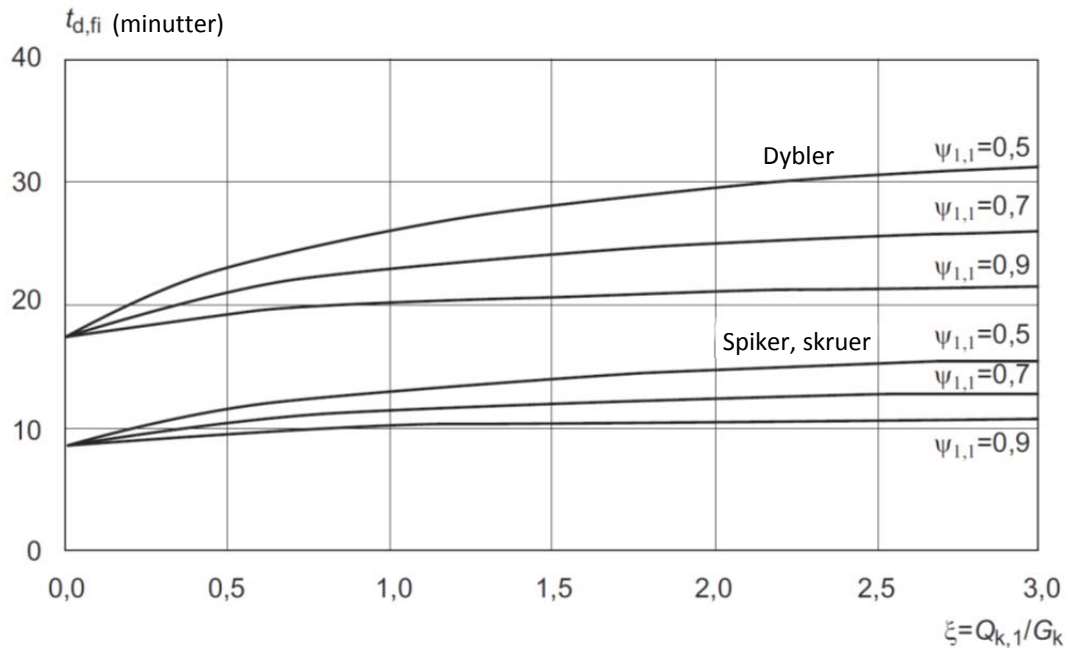
Tabell 15-4: Parameteren k i ligning (15-14) - EN 1995-1-2.

Forbindelse med	k	Lengste brannmotstandstid (min) som k gjelder for i en ubeskyttet forbindelse
Spiker og skruer	0,080	20
Bolter, tre mot tre ($d \geq 12$ mm)	0,065	30
Bolter, stål mot tre ($d \geq 12$ mm)	0,085	30
Dybler, tre mot tre* ($d \geq 12$ mm)	0,040	40
Dybler, stål mot tre* ($d \geq 12$ mm)	0,085	30
Andre forbindere (etter EN 912)	0,065	30

* Verdiene for dybler forutsetter at det for hver fjerde dybel finnes en bolt. Dersom dyblene stikker mer enn 5 mm utenfor treoverflaten skal k -verdiene for bolter brukes.

Det følger av tabell 15-4 at *en ubeskyttet forbindelse nesten aldri har en brannmotstandstid som er lengre enn 30 minutter*. I figur 15-10 er vist brannmotstandstiden for ubeskyttede skjærforbindelser basert på ligning (15-14) og k -verdiene i tabell 15-4, forutsatt $\gamma_M = 1,3$ og $k_{fi} = 1,15$. Som funksjoner av ξ viser plottene i figuren at ubeskyttede forbindelser bare unntaksvis tilfredsstiller kravene til R 30.

Konklusjonen av dette må bli at for å tilfredsstille kravene til brannmotstandsklassene R 45 eller R 60, må konstruktøren på et så tidlig stadium i dimensjoneringsprosessen som mulig vurdere å beskytte forbindelsene eller søke å utforme «skjulte» forbindelser.



Figur 15-10

Brannmotstand for ubeskyttede skjærforbindelser som funksjon av ξ .

15.5 Brannbeskyttelse av trekonstruksjoner

15.5.1 Beskyttelse av enkeltkomponenter

De vanligste måtene å behandle trekonstruksjoner på for å beskytte dem mot brann er:

- passiv beskyttelse, som vanligvis innebærer en kompakt kledning med et ikke brennbart materiale, hvis eneste hensikt er å skjerme (isolere) treet fra varmpåkjeningen;
- behandlinger som direkte påvirker trematerialets forbrenningsprosess og som innebærer at brannbeskyttende kjemikalier, som hindrer eller forsinker antennelse, tilsettes trevirket eller påføres overflatene.

Beskyttelsesmidler som tilsettes trematerialet inneholder vanligvis kjemikalier som kan:

- hemme oksidering ved at de nøytraliserer frie radikaler (atomgrupper) som ellers lett vil reagere med oksygen (f.eks. H-, OH- etc.), eller ved å frigjøre ikke-reaktive radikaler, som halogensammensetninger (hovedsakelig brom baserte);
- utvikle ikke-brennbare gasser som vil fortynde de gasser som produseres ved den termiske nedbrytingen av trevirket, og således hindre dem i å antenne. Eksempler er ammoniumfosfater som, over visse temperaturer brytes ned til reaktive gasser, som ammoniakk, som endrer sammensetningen av luft-branngass blandingen, og derved hindrer flammespredningen.

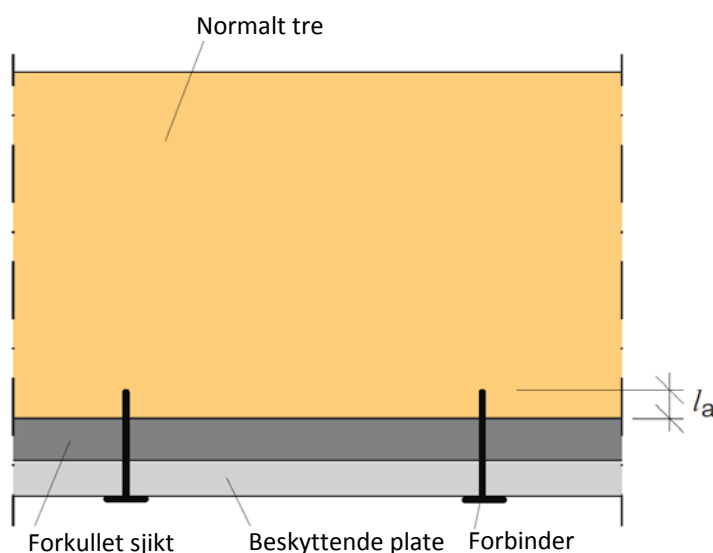
Som overflatebehandling kan en *enten* bruke ikke-svellende sammensetninger, hvis komponenter produserer ikke-brennbare gasser når de utsettes for varme eller radikaler som hindrer oksideringsprosessen i gassfasen og dermed slukker flammene, *eller* en kan bruke svellende systemer. Sistnevnte består vesentlig av et bindemiddel, som danner yttersjiktet som dekker kjemikalene og binder dem til treet overflate. Varmepåvirkningen bryter disse kjemikalene ned til et ikke-brennbart restprodukt, vann og sammensetninger som varmen forandrer til ikke-brennbare gasser. Disse gassene endrer ikke bare sammensetningen av luft-branngass blandingen slik at de forhindrer spredning av flammene, de gjør også sitt til at det faste restproduktet ekspanderer. Disse stoffene bygger på

denne måten et «skum» som herder til et lett, eller avhengig av den kjemiske sammensetning, til et hardt sjikt med dårlig varmeledning og som derfor fungerer som et isolasjonsmateriale.

Passiv beskyttelse med isolerende plater krever, ikke bare korrekt dimensjonering, men også *nøyaktig montering* for å unngå at feilaktig eller løs innfesting reduserer effekten av beskyttelsen.

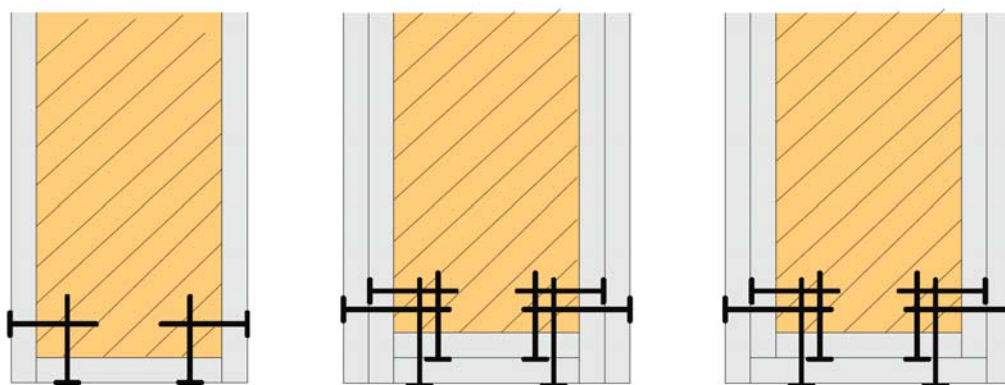
Når det benyttes trebaserte plater eller gips-plater (enten type A eller H i henhold til EN 520) er det tilstrekkelig å følge produktveiledningen. Benyttes kalsiumsilikat-plater (type F i henhold til EN 520) kan konstruksjonsdelens eller forbindelsens brannmotstand økes betraktelig. En slik plate skal festes slik at forbinderens inntrengningslengde i restvernsnittet, l_a , er minst 10 mm, se figur 15-11.

En generell regel er at en enkel plate med tykkelse h_p som benyttes i en flerlags beskyttelseskonstruksjon skal festes i konstruksjonsdelen av tre i henhold til minstekravet nevnt ovenfor, *ikke* i de andre platene, se figurene 15-11 og 15-12. Festemidlene må plasseres med minimum 60 mm innbyrdes avstand, men ikke mer enn den minste av 200 mm eller $17h_p$; festemiddelets avstand fra nærmeste kant skal ikke være mindre enn den minste av 15 mm eller $1,5h_p$, og ikke større enn $3h_p$.



Figur 15-11

Innfesting av beskyttelsesplate på tre – spesifisert inntrengningslengde l_a (EN 1995-1-2).



Figur 15-12

Eksempler på innfesting av flerlags beskyttelsessystemer (EN 1995-1-2).

15.5.2 Beskyttelse av forbindelser

Hva brannmotstand angår er, som allerede påpekt, forbindelsene de svake punktene i en trekonstruksjon. Uten presise beregninger eller eksperimentelle data må en gå ut fra at forbindelsenes brannmotstand er som for ubeskyttede forbindelser, det vil si lavere enn 30 minutter, jfr. avsnitt 15.4. Dimensjoneringen av forbindelsene som funksjon av nødvendig brannmotstand, og dermed også dimensjoneringen av forbindelsenes beskyttelse, er derfor særdeles viktige oppgaver.

Når forbindelser er beskyttet med trebaserte plater eller gips-plater (type A eller H i henhold til EN 520) er den nødvendige forsinkelsen t_{ch} av begynnende forkulling gitt ved:

$$t_{ch} \geq t_{req} - 0,5 t_{d,fi} \quad (15-15)$$

hvor t_{req} er forbindelsens nødvendige motstandstid, mens $t_{d,fi}$ motstandstiden til den ubeskyttede forbindelsen.

Dersom beskyttelsen består av type F (EN 520) gipsplater er den nødvendige forsinkelsen av begynnende forkulling betydelig redusert:

$$t_{ch} \geq t_{req} - 1,2 t_{d,fi} \quad (15-16)$$

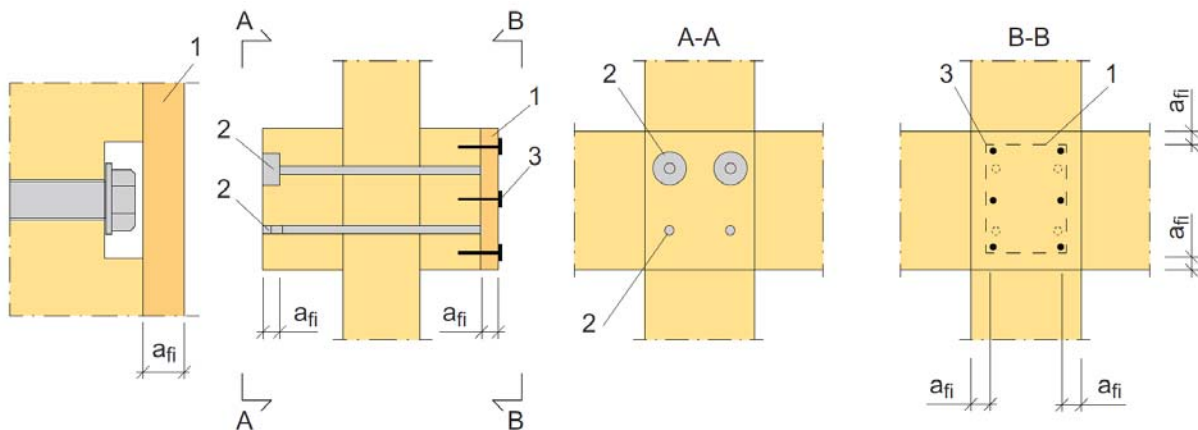
Beskyttelsen må åpenbart være intakt inntil treet begynner å forkulle, dvs. inntil t_{ch} for type A og H plater, eller inntil tiden t_{req} for gipsplater av type F. Beskyttelselementene og måten de er festet på må derfor tilfredstille visse minimumskrav, se figur 15-13.

Beskyttelse av bolt og mutter må ha en tykkelse som er minst lik a_{fi} (ligning (15-12)). Festemidlenes avstand til kantene må ikke være mindre enn a_{fi} , deres innbyrdes avstand ikke større enn 100 mm langs kantene og ikke større enn 300 mm for indre forbindere. Inntrengningsdybden til skruer og spiker skal ikke være mindre enn 6 ganger diameteren (for A og H type plater), for F type gipsplater skal inntrengningen i ikke-brent (naturlig tre) være minst 10 mm etter tiden t_{req} .

For indre (innslossene) stålplater som er minst 2 mm tykke og ikke har deler som stikker utenfor treoverflaten (figur 15-14a), angir tabell 15-5 minste platebredde.

Tabell 15-5: Bredden av stålplater med ubeskyttede kanter

	Krav	b_{min} (mm)
Ubeskyttede kanter (generelt)	R 30	200
	R 60	280
Ubeskyttede kanter (på 1 eller 2 sider)	R 30	120
	R 60	280



Figur 15-13

Beskyttelse av bolter og dybler: 1) detalj av beskyttelse med plate; 2) innlimte treplugger; 3) innfesting av plater (modifisert fra EN 1995-1-2).

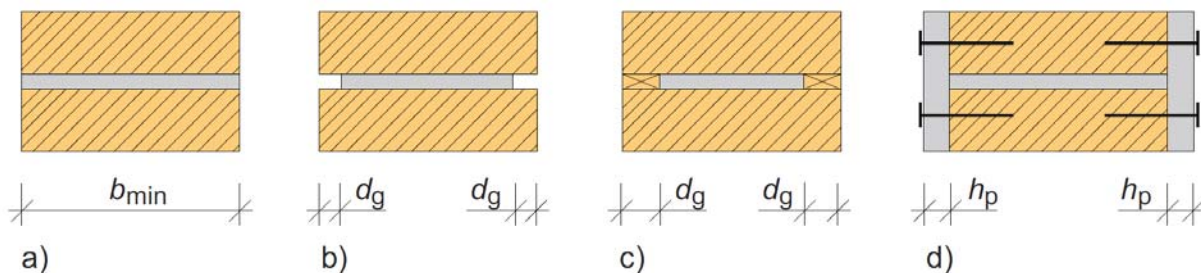
Stålplater som er smalere enn trekomponenten(e) kan antas å være beskyttet, og de er derfor unndratt minimumsstørrelsene gitt i tabell 15-5 dersom:

- d_g i figur 15-14b er større enn 20 mm (for R 30) eller 60 mm (for R 60) for stålplater med tykkelse ≤ 3 mm og ubeskyttede kanter;
- stålplatens kanter er beskyttet med "plugg" eller plater som vist i figurene 15-14c og d og hvor d_g eller h_p er større eller lik 10 mm (for R 30) eller 30 mm (for R 60).

Det kan enkelt påvises at beskyttelse i form av *ytre stålplater* (som skal dimensjoneres i henhold til Eurokode 3) har svært dårlig brannmotstand, vanligvis mindre enn 20-30 minutter; dette til tross for at den siden som er i kontakt med trevirket kan anses som beskyttet. Det er derfor bedre å benytte tre eller trebaserte plater i stedet for stålplater. Stålplater kan vurderes dersom de dekkes fullstendig (både sider og kanter) av konstruksjonsdeler som har en minste størrelse a_{fi} gitt ved

$$a_{fi} = \beta_n \cdot k_{flux} \cdot (t_{req} - 5) \quad (15-17)$$

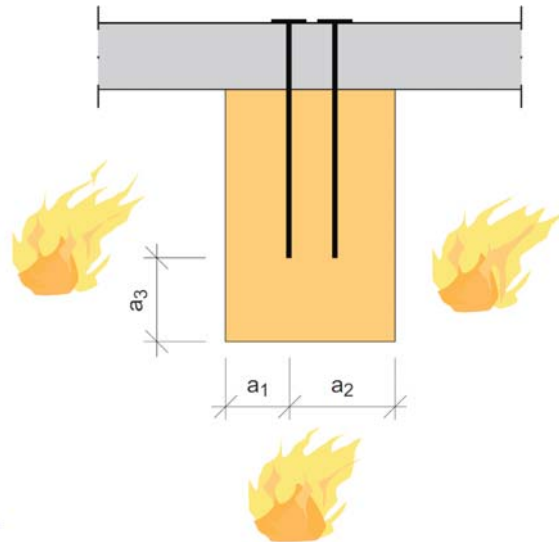
Denne ligningen er analog med ligning (15-12) dersom stålplatens brannmotstand $t_{d,fi}$ er 5 minutter.



Figur 15-14

Kantbeskyttelse av stålplater omgitt av tre: a) ubeskyttet plate; b) plate beskyttet av gap; c) plate beskyttet av innlimte platestriper; d) plate beskyttet av utvendige plater (EN 1995-1-2).

Hva med brannmotstanden til de aksialbelastede skruene i figur 15-15 (tatt fra EN 1995-1-2)? Dersom $a_2 \geq a_1 + 40$; $a_3 \geq a_1 + 20$; $a_1 \geq \beta \cdot t_{fi,d} + 28$ (hvor a_1 , a_2 , a_3 er i mm og hvor β vanligvis antas å være 1 mm/minutt), kan parameteren η i ligning (15-11) antas å være 1,0 og treets beskyttelse av skruene anses å være tilstrekkelig.



Figur 15-15

Forbindelse med aksielt belastede skruer (EN 1995-1-2).

For å beskytte mekaniske forbindelser i trekonstruksjoner er det derfor viktig å tilstrebe god brannmotstand i trekomponentene.

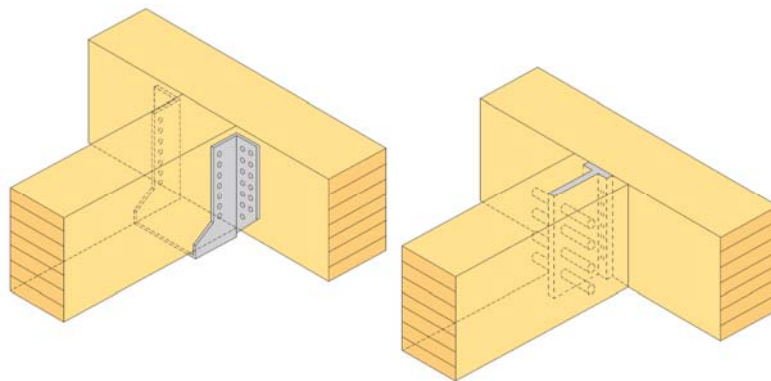
Med hensyn til forbindelser mellom primær- og sekundærbjelker (figur 15-16) finnes det på markedet forskjellige typer bjelkesko som kan monteres enten «utvendig» eller, i brannteknisk forstand vesentlig bedre, «innvendig», jfr. kapittel 14.



(a)



(b)



(c)

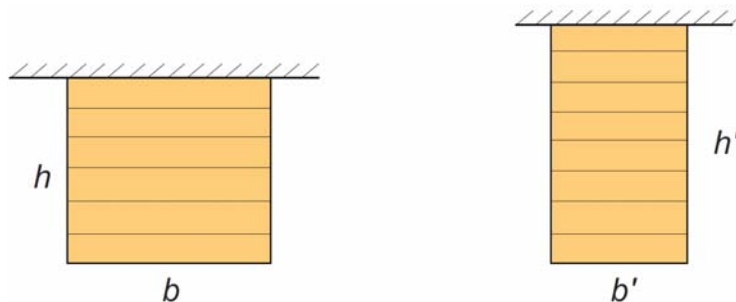
Figur 15-16

(a) Ubeskyttede forbindelser mellom primær- og sekundærbjelke, og (b) beskyttet ved hjelp av kalsiumsilikat plater; (c) mulig alternativ til en eksponert forbindelse mellom primær- og sekundærbjelke.

15.6 Dimensjonering av limtre

Kapitlet avsluttes med noen synspunkter knyttet til dimensjonering av bjelker og søyler av limtre.

Bredde/høyde forholdet til en limtrebjelkes tverrsnitt bør vurderes nøye. Figur 15-17 viser tverrsnittene til to limtrebjelker eksponert for brann på tre sider; begge bjelkene har i utgangspunktet samme motstandsmoment og er derfor i stand til å motstå samme moment under normale betingelser. Tverrsnittene blir heretter referert til som «bredt» og «smalt».

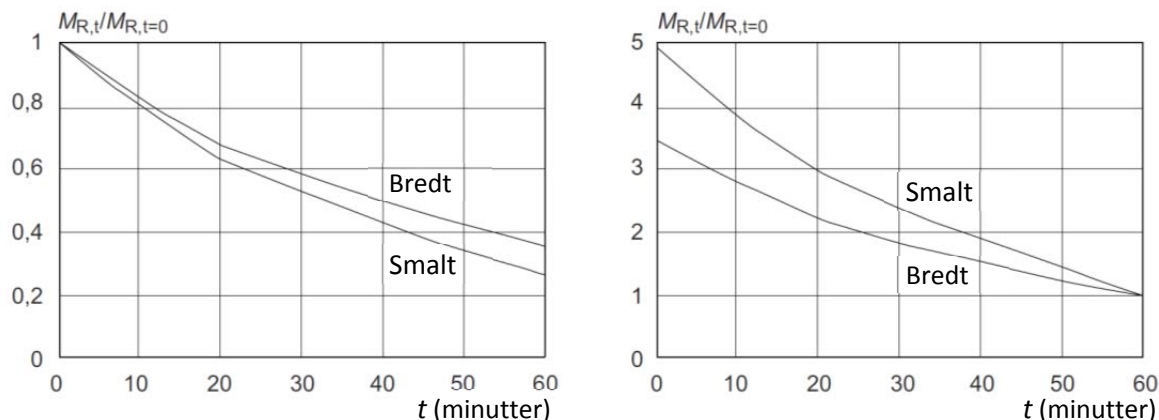


Figur 15-17

«Bredt» og «smalt» limtreværtsnitt.

Kurvene i figur 15-18 viser hvordan bæreevnen (målt med hensyn på momentkapasiteten) for de to tverrsnittene utvikler seg under samme brannforløp.

Kurvene i den venstre figuren viser at det brede tverrsnittet mister bæreevne noe langsommere enn det smale tverrsnittet; i eksemplet er det brede tverrsnittet 220 mm x 240 mm, mens det smale tverrsnittet er 160 mm x 280 mm, og kurvene viser resultatene etter beregninger basert på metoden med effektivt tverrsnitt (med en korreksjon på ca. 1% for å gi begge tverrsnittene samme initiale momentkapasitet).



Figur 15-18

Reduksjon i momentkapasitet for «bredt» og «smalt» limtreværtsnitt påkjent av samme brann.

Om en nå snur litt på problemstillingen og forlanger at det kreves en bestemt bæreevne etter en gitt tid t , så blir bildet annerledes. Kurvene til høyre i figur 15-18 tar utgangspunkt i at begge tverrsnittene skal ha samme (gitte) bæreevne etter 60 min, og de viser at det smale tverrsnittet har bedre bæreevne hele tiden frem til tiden $t (=60 \text{ min})$. Det må imidlertid presiseres at mens tverrsnittene til venstre i figuren har samme momentkapasitet ved $t = 0$, så viser kurvene til høyre at det smale tverrsnittet har vesentlig bedre momentkapasitet ved $t = 0$ enn det brede. Kurvene til høyre er basert på at det brede tverrsnittet er 200 mm x 200 mm, mens det smale er 140 mm x 280 mm. Det

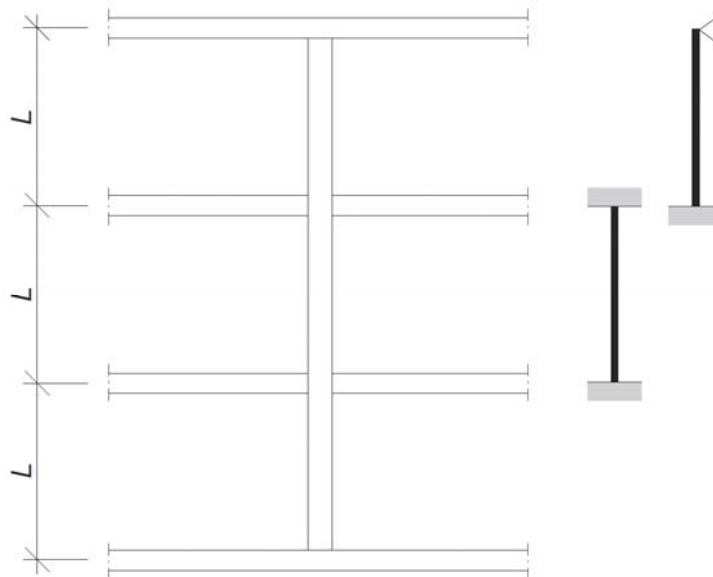
hører med til historien at mens de to tverrsnittene til høyre i figur 15-18 representerer omtrent samme materialbruk, så bruker det brede tverrsnittet til venstre ca. 18% mer materiale enn det smale.

Det er også særdeles viktig å vurdere knekningsfaren til trykkbelastede limtresøyler som ved brannpåkjenning som regel vil være eksponert på alle fire sidene.

For en limtresøyle som er kontinuerlig over flere etasjer (forskjellige brannkammer) og som er del av en uforskyvelig ramme, kan en anta gunstigere randbetingelser enn for dimensjonering under normale temperaturer. I mellomliggende etasjer kan søylen antas å være fast innspent i begge ender, mens den i toppetasjen kan antas fast innspent i bunnen (figur 15-19); søylelengden L antas som vist i figur 15-19.

Kontroll av søylestabilitet i en brannsituasjon er avgjørende viktig, også om søylen i utgangspunktet har liten slankhet og kravet til brannmotstand er moderat.

I figur 15-20 er det vist brannmotstanden til tre søyler av limtre GL24h som alle har kvadratiske tverrsnitt, med henholdsvis 160, 200 og 240 mm lange sidekanter, og samme høyde $l_0 = 3000$ mm. De tilsvarende slankhetsforholdene λ_y er således 65, 52 og 43. For hver søyle er det antatt tre verdier for faktoren η_{fi} i ligning (15-5), henholdsvis 0,5, 0,6 og 0,7. Det bør nevnes at $\eta_{fi} = 0,6$ er den anbefalte verdien i EN 1995-1-2, unntatt for variable laster i kategori E (lagerarealer) hvor anbefalt verdi er $\eta_{fi} = 0,7$.

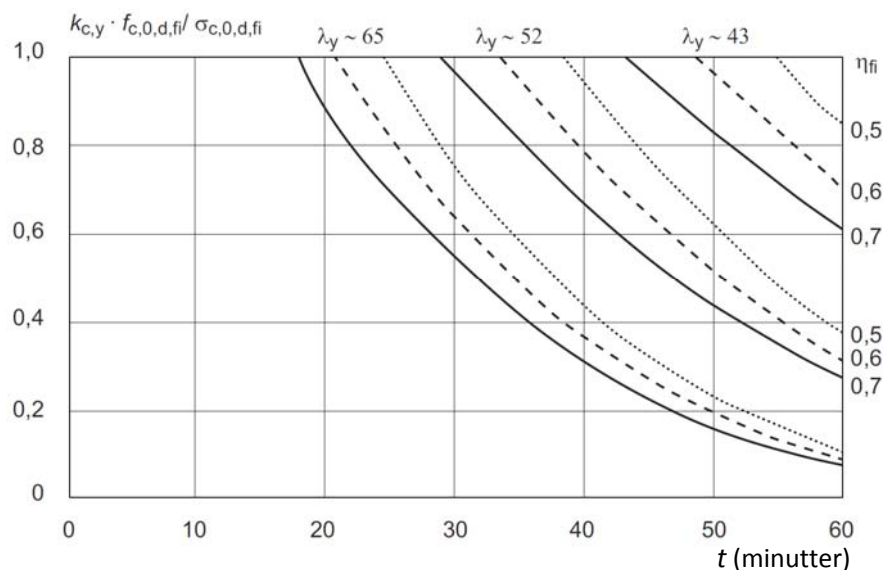


Figur 15-19

Basis for knekk lengder av kontinuerlige søyler i en brannsituasjon (EN 1995-1-2).

For hver kombinasjon av slankhetsforholdet λ_y og reduksjonsfaktoren η_{fi} angir absisserverdien, svarende til punktet med ordinat lik 1,0, brannmotstandstiden i minutter.

Figur 15-20 viser at bare søyler med slankhetsforhold mindre enn 50 og $\eta_{fi} \leq 0,6$ tilfredsstillere kravene til R30, mens de samme søylene kan tilfredsstillere kravene til R60 bare dersom det opprinnelige spenningsnivået (under normale forhold) reduseres. For eksempel må ikke en søyle som i utgangspunktet har $\lambda_y \cong 43$ og med en antatt reduksjonsfaktor $\eta_{fi} = 0,7$, belastes med mer enn 60% av opprinnelig lastkapasitet for å tilfredsstillere R60.



Figur 15-20

Brannmotstand til limtresøyler med forskjellige slankhetsforhold.

Reduksjonen av det effektive tverrsnittet under en brann fører også til raskt voksende slankhet, og det er derfor viktig å være nøye med branndimensjonering av limtresøyler, spesielt for $R > 30$.

15.7 Litteratur

Baker D.S., Bullard G.E. (1976): *Fire Performance of Timber*, TRADA, Timber Research and Development Association, Stocking Lane, Hughenden Valley, High Wycombe, Buckinghamshire (UK) 2.nd edition.

Dinwoodie J.M. (1981): *Timber, its nature and behaviour*, E & FN SPON, Londra.

Fire safety in timber buildings. Technical guideline for Europe (2010), SP Report 2010:19, ISBN 978-91-86319-60-1, SP Trätekt Technical Research Institute of Sweden, Stockholm Sweden.

Frangi A., Fontana M. (2003): Charring rates and temperature profiles of wood sections, *Fire and Materials*, Vol. n. 27, pp. 91–102.

Frangi A., Fontana M., Mischler A. (2004): Shear behaviour of bond lines in glued lami-nated timber beams at high temperatures, *Wood Science and Technology*, Vol. 38, pp. 119 – 126.

Kollmann F. P. (1982): *Technologie des Holzes und der Holzwerkstoffe*, Erster Band, 2. Aufl. (Reprint), Erstaufgabe 1951, Springer Verlag.

Moore G.L. (1984): The effect of temperature cycling on the strength of wood, *Jo. Inst. Wood Scie.*, Vol. 9 (6), pp. 264, 267.

Piazza M., Cont S., Zanon P. (1997): Some remarks on the design of timber composite structures exposed to fire, *Proceedings International Conference 'Composite construction – Conventional and Innovative'*, Innsbruck, Austria, IABSE, Zurich, pp. 409 – 414.



Leonardobrua, Ås (Moelven Limtre AS, 2006)



Momentstiv forbindelse (Vestlandske Limtre Industrier AS, 2010)



Klokketårn, Brunvin gravlund (Sørflaminering AS, 2010)

16

Utforming av limtredetaljer

16.1	Innledning	303
16.2	Detaljutforming for effektiv kraftoverføring	304
16.2.1	Store konsentrerte laster opphengt i bjelke.....	304
16.2.2	Bjelke-søyle forbindelse	304
16.2.3	Opplegg av skråstilt eller krum bjelke	305
16.2.4	Eksentrisitet ved fagverksknutepunkt.....	305
16.2.5	Fagverksknutepunkter med lange stålplater	306
16.2.6	Forbindelse mellom bjelker på forskjellig nivå.....	307
16.3	Detaljutforminger som tillater dimensjonsendringer	308
16.3.1	Rammehjørne	308
16.3.3	Bjelkeskjøt.....	309
16.3.4	Bjelke-til-bjelke forbindelse	309
16.4	Detaljutforming med hensyn på råte	310
16.4.1	Tresøyle mot betongunderlag	310
16.4.2	Bordkledning på lastbærende limtrekomponenter	311
16.4.3	Sammendrag.....	312
16.5	Litteratur.....	312

16.1 Innledning

I tidligere kapitler er det diskutert forskjellige typer av lokal svikt og endog kollaps som har forekommet i utførte limtrekonstruksjoner; årsakene har vært:

- uheldig plassering og/eller feil størrelse av hull i limtrekomponenter (kapittel 5),
- for store innsnitt i limtrebjelker (kapittel 5),
- krumme bjelker og boomerangbjelker med for liten krumningsradius og/eller for stor takhelning (kapittel 7),
- omvendte saltaksbjelker, dvs. bjelker med skråskjæring på strekksiden (kapittel 7),
- utilstrekkelig avstivning (kapittel 13).

I dette kapitlet vil det bli sett nærmere på utformingen av kritiske detaljer i limtrekonstruksjoner som ikke har vært behandlet i tidligere kapitler. Godt utførte detaljer er viktige for konstruktiv oppførsel og bestandighet av alle trekonstruksjoner, men de er spesielt viktige i limtrekonstruksjoner, hvor dimensjonene ofte er store og spennene lange.

De grunnleggende dimensjoneringsprinsippene for trekonstruksjoner kan, grovt sett, deles inn i følgende tre kategorier:

- effektiv kraftoverføring som unngår (eller i hvert fall reduserer) strekkspenninger tvers på fiberretningen;
- tillate dimensjonsendringer på grunn av variasjoner i fuktinnhold uten at det oppstår strekk tvers på fiberretningen;
- hindre nedbryting (råte) av trevirket.

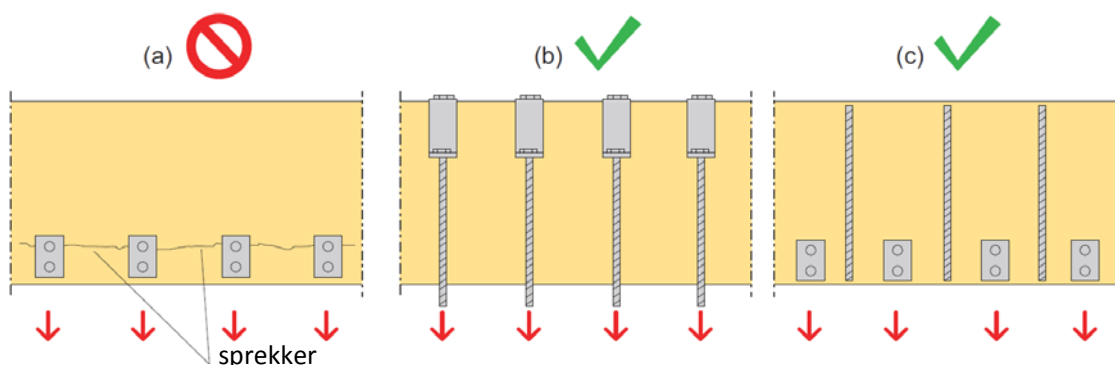
På de følgende sider er det vist figurer som illustrerer forskjellige, men typiske detaljer i limtrekonstruksjoner. Eksempelene viser ofte forekommende feilaktige/uheldige løsninger sammen med bedre/gode løsninger. Mulige konsekvenser av de dårlige løsningene er også angitt.

16.2 Detaljutforming for effektiv kraftoverføring

Trekonstruksjoner bør utformes slik at kraftoverføringen mellom komponentene foregår på en klar og entydig måte, uten mulighet for tvetydige kraftveier. Dessuten er det særdeles viktig å velge detaljer som i minst mulig grad genererer strekkspenninger på tvers av fiberretningen når konstruksjonen belastes.

16.2.1 Store konsentrerte laster opphengt i bjelke

Når store konsentrerte laster, som oppvarmings- og luftkondisjoneringsapparater, kranbaner eller sekundærbjelker, henges opp i en bjelkes underkant, påføres bjelken strekkspenninger normalt på fiberretningen som kan føre til oppsplitting som vist i figur 16-1(a). Figurene 16-1(b) og (c) viser to mulige måter å redusere splittingsfaren på.

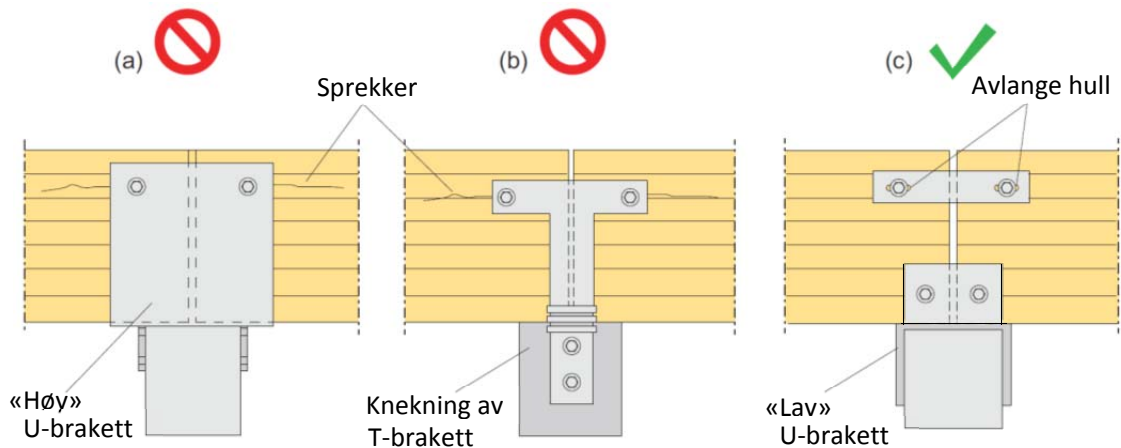


Figur 16-1

Bjelker påkjent av store konsentrerte laster; (a) Laster opphengt nær bjelkens underkant vil lett føre til splittingsbrudd; (b) lastoverføring ved anleggstrykk i overkant; (c) forsterkning ved hjelp av innlimte bolter eller innskrudd gjengestenger.

16.2.2 Bjelke-søyle forbindelse

Når to fritt opplagte bjelker har et felles oppleggspunkt, som typisk vil kunne være en søyle (av vilkårlig materiale), benyttes ofte U- eller T-braketter av stål som bindeledd mellom bjelker og søyle, se figur 16-2(a) og (b). Dersom forbindeleddene er plassert for langt fra kontaktflaten mellom bjelkene og søylen vil de kunne hindre bjelkene i å rotere (som følge av nedbøyning under belastning); dette vil kunne føre til oppsprekking. Med denne plasseringen av forbindelsen vil også den vertikale opplagerkraften kunne bli overført fra anleggstrykk mellom bjelke og søyle til skjærbelastning på forbindeleddene, igjen med fare for oppsprekking. Dessuten vil det kunne føre til knekking av stålbraketten om denne er for slank, se figur 16-2(b). Figur 16-2(c) viser en løsning som fjerner/reduserer faren for splitting.

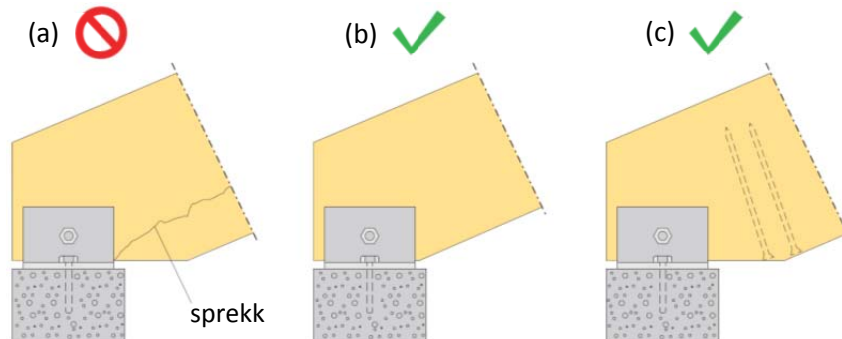


Figur 16-2

Bjelke-søyle forbindelser; (a) forbindelse med høy U-brakett; (b) forbindelse med T-brakett; (c) forbindelse med lav U-brakett og langsgående plater med avlange hull.

16.2.3 Opplegg av skråstilt eller krum bjelke

Opplegg av en skråstilt eller krum bjelke bør alltid utformes slik at *hele* det horisontale sagsnittet er i kontakt med den underliggende søylen eller veggen. Om så ikke er tilfellet vil induuerte strekkspenninger tvers på fibre, i kombinasjon med skjærspenninger, lett kunne føre til splitting som vist i figur 16-3(a); tilsvarende problem er beskrevet i kapittel 5. Figurene 16-3(b) og (c) viser to måter på hvordan slik splitting kan unngås.

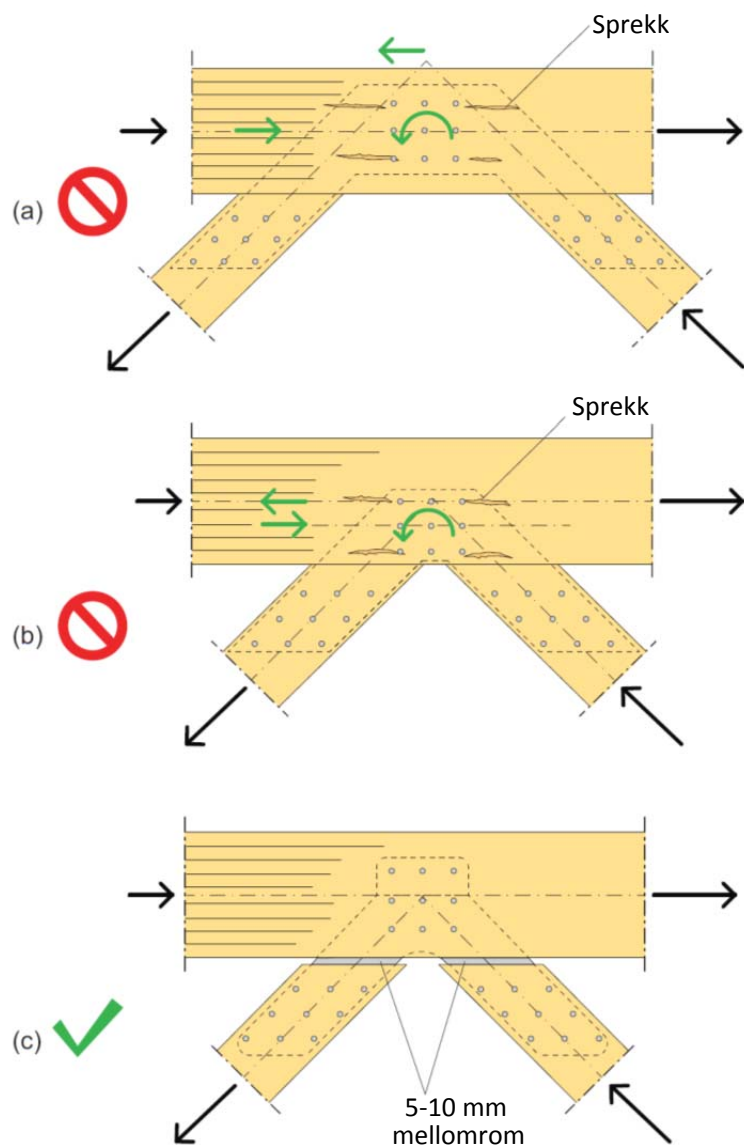


Figur 16-3

Opplegg av skrå eller krum bjelke; (a) det horisontale sagsnittet er lengre enn oppleggsflaten; (b) det horisontale sagsnittet dekker nøyaktig oppleggsflaten; (c) forsterkning med innlimte bolter eller skruer (gjengestenger).

16.2.4 Eksentrisitet ved fagverksknutepunkt

Eksentrisiteter i knutepunktene bør, av hensyn til faren for splitting, normalt unngås. Eksentrisiteter gir opphav til momenter som i sin tur genererer strekkspenninger normalt på fiberretningen. Eksentrisiteter oppstår enten ved at systemlinjene ikke skjærer hverandre i samme punkt (figur 16-4(a)) eller ved at rotasjonssenteret til en forbindegruppe (i gurten) ikke faller sammen med et felles skjæringspunkt for alle systemlinjene (figur 16-4(b)). Vanligvis er det mulig å utforme forbindelsen slik at eksentrisitetsmomenter unngås, se figur 16-4(c).

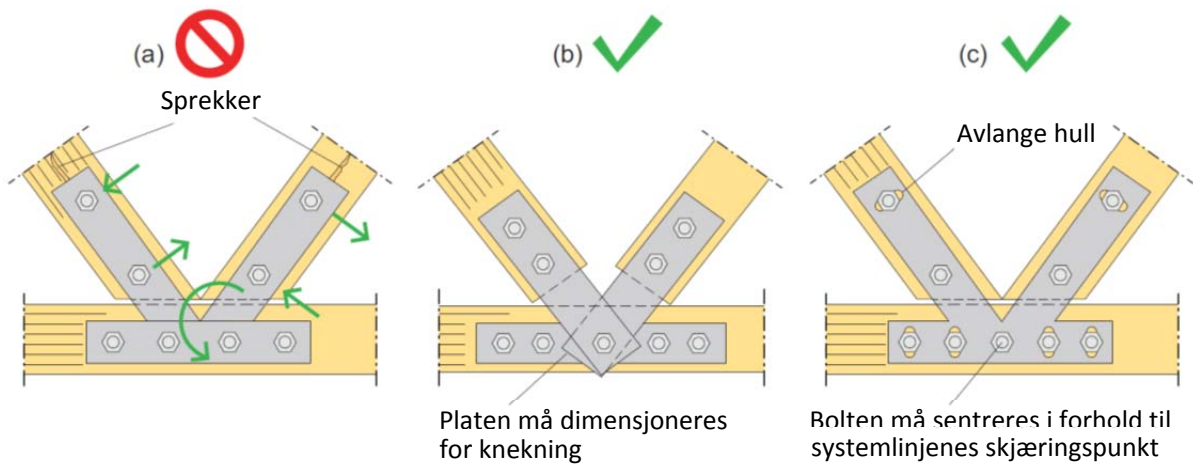


Figur 16-4

Fagverksknutepunkt med innlissede stålplater og dyblere; (a) eksentrisitet forårsaket av at rotasjonssenteret til dyblene i gurten er lokalisert under skjæringspunktet til stavenes systemlinjer; (b) eksentrisitet forårsaket av at rotasjonssenteret til dyblene i gurten er lokalisert under skjæringspunktet til stavenes systemlinjer (som her faller sammen med gurtens systemlinje); (c) knutepunkt uten eksentrisitet.

16.2.5 Fagverksknutepunkter med lange stålplater

Ved belastning vil stavene i et fagverksknutepunkt rotere i forhold til hverandre. Rotasjonsstive knuteplater, spesielt lange sådanne, vil hindre slik rotasjon, som i sin tur setter opp momenter som kan forårsake splitting i diagonalene, se figur 16-5(a). Risikoen for splitting kan reduseres noe ved å redusere avstanden mellom boltene i diagonalene. Figurene 16-5(b) og (c) viser to andre utførelser som vil tillate en viss rotasjon og som derfor fjerner faren for splitting.

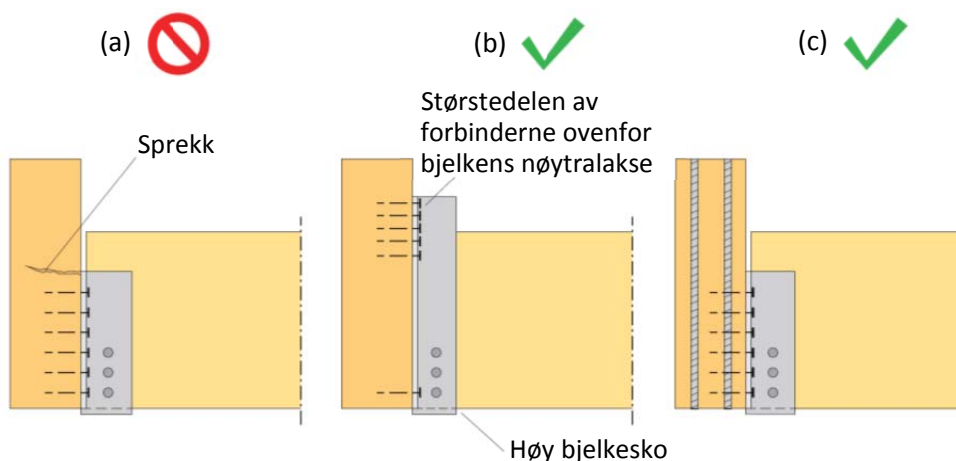


Figur 16-5

Fagverksknutepunkter med utenpåliggende stålplater og bolter; (a) bøyningsstive knuteplater hindrer diagonalene i å rotere under last; (b) knutepunkt med separate plater som er leddet i skjæringspunktet til komponentenes systemlinjer; (c) knutepunkt med avlange hull som tillater en viss rotasjon.

16.2.6 Forbindelse mellom bjelker på forskjellig nivå

Noen ganger ønsker en å feste sekundærbjelker til primærbjelken slik at de har sine overkanter på forskjellig nivå. Ved å påføre primærbjelken last fra sekundærbjelken via forbindere som er plassert i nedre del av primærbjelken kan lede til tverrstrekkbrudd (splitting) i primærbjelken, se figur 16-6(a). Ved å plassere flesteparten av forbinderne ovenfor nøytralaksen, som vist i figur 16-6(b) (hvor det er benyttet en litt «for stor» bjelkesko), eller ved å «henge» bjelkeskoen over primærbjelken, vil redusere/fjerne faren for splitting av primærbjelken. Et annet alternativ er å forsterke løsningen i figur 16-6(a) ved hjelp av selvborende skruer, gjengestenger eller innlimte bolter, som vist i figur 16-6(c). Merk at dersom en har sekundærbjelker montert bare på den ene siden av primærbjelken, som er tilfellet for alle løsningene i figur 16-6, vil det oppstå torsjon i primærbjelken, og dette må det tas hensyn til under dimensjoneringen.



Figur 16-6

Sekundærbjelke festet til primærbjelke; (a) innføring av last via forbindere i nedre del av primærbjelken kan føre til splittingsbrudd; (b) bruk av «for store» bjelkesko gjør det mulig å plassere flesteparten av forbinderne høyt oppe på primærbjelken; (c) forsterkning ved bruk av selvborende skruer/gjengestenger/innlimte bolter.

16.3 Detaljutforminger som tillater dimensjonsendringer

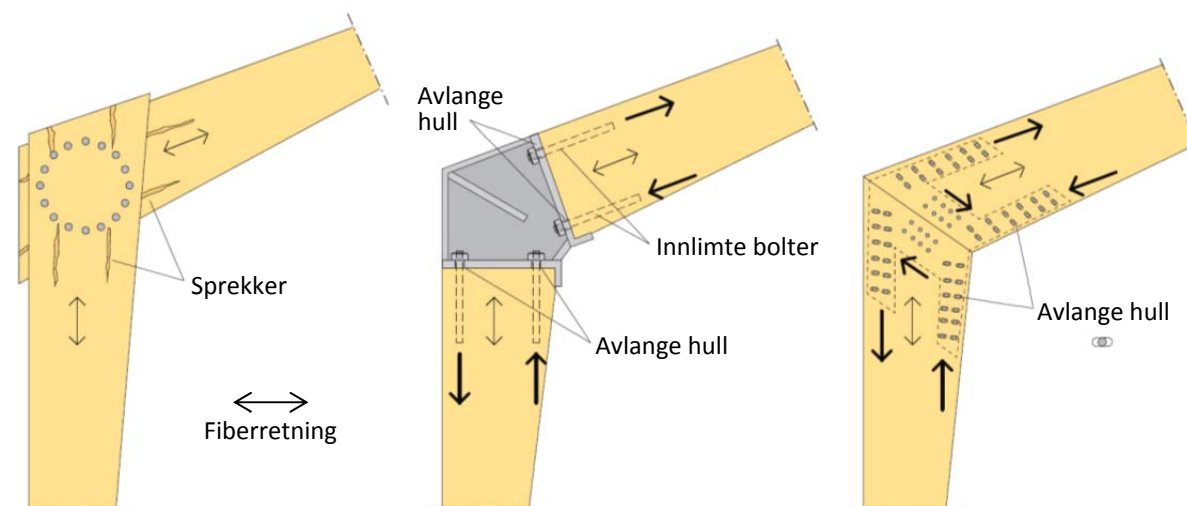
Ved utforming av forbindelser i limtrekonstruksjoner er det, som forklart i kapittel 14, viktig å ta hensyn til fuktindusert svelling og krymping i treet, for å unngå å generere uønskede spenninger på tvers av fibrene. Dimensjonsendringene langs etter fibrene, på grunn av endringer i fuktinnholdet, kan en som regel se helt bort fra; normalt på fibrene kan disse endringene derimot bli betydelige, spesielt dersom det er snakk om store tverrsnittshøyder.

16.3.1 Rammehjørne

Figur 16-7(a) viser et rammehjørne hvor søylen består av to like limtrekomponenter, en på hver side av takbjelken, som består av bare en limtrekomponent. Selve forbindelsen, som er delvis momentstiv, består av en serie dybler plassert på en sirkel.

Fuktinnholdet i limtreet vil normalt minke i tiden etter montasjen, forutsatt innendørs forhold, og dette vil føre til krymping (normalt fiberretningen) i både søyle og bjelke. Dyblene vil imidlertid hindre en slik sammentrekning, med oppsprekking, som vist i figur 16-7(a), som resultat. En slik oppsprekking i hjørnet vil ha negativ innvirkning, ikke bare på momentkapasiteten, men også på komponentenes skjærstyrke.

En måte å unngå oppsprekking på i denne type konstruksjoner er å fingerskjøte et eget "hjørneelement" (mellomstykke) til både søylen og bjelken, som beskrevet i avsnitt 10.6.2. Sprekking kan også unngås ved å forbinde søylen og bjelken ved hjelp av en spesiallaget stålbrakett som festes til limtrekomponentene ved hjelp av innlimte bolter eller innskrudd gjengestenger, se figur 16.7(b). Et slikt hjørne vil også ha relativt god momentstivhet. En annen mulighet er innslissede stålplater og dybler, som vist i figur 16-7(c). For å unngå tørkesprekker med en slik løsning må det benyttes avlange hull for de fleste dyblene, med redusert rotasjonsstivhet som konsekvens.

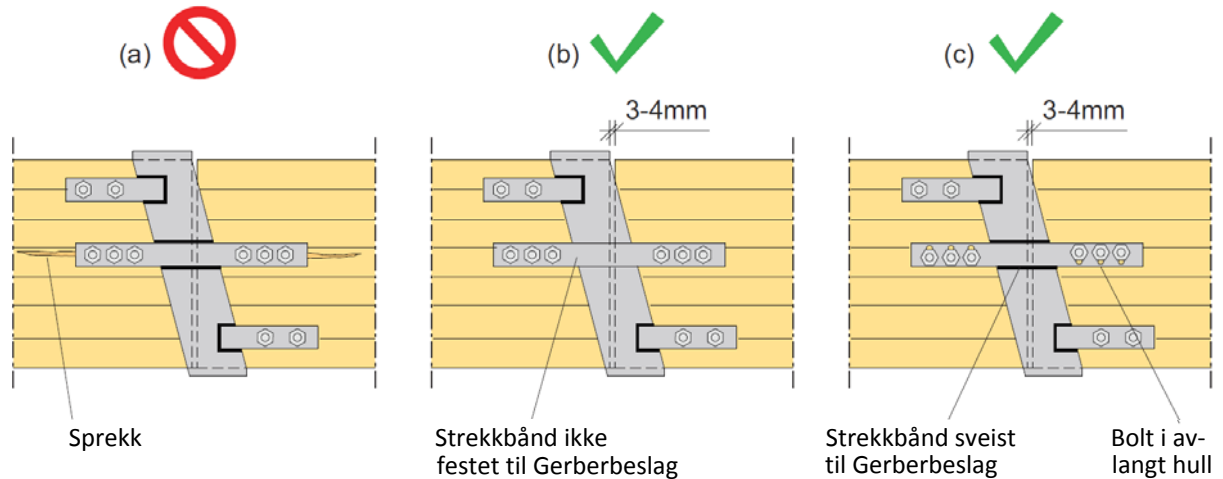


Figur 16-7

Rammehjørner; (a) forbindelse med dybler gjennom bjelken (en enkel bjelke) og søylen (to parallelle limtrekomponenter, en på hver side av bjelken); (b) rammehjørne bestående av en sveist stålbrakett som festes til bjelke og søyle med innlimte bolter (eller innskrudd gjengestenger); (c) innslissede stålplater og dybler (de fleste i avlange hull).

16.3.3 Bjelkeskjøt

Et Gerberbeslag med påsveist strekkbånd, som vist i figur 16-8(a), kan, når treverket krymper, føre til at det oppstår strekk tvers på fiberretningen og dermed oppsprekking og mulig splitting. Dersom forbindelsen må kunne ta strekk, kan det benyttes et separat stålbånd (platestripe) som ikke festes til Gerberbeslaget, som vist i figur 16-8(b). Alternativt kan løsningen i figur 16-8(a) benyttes, men med avlange hull for boltene i båndet, slik som vist i figur 16-8(c).

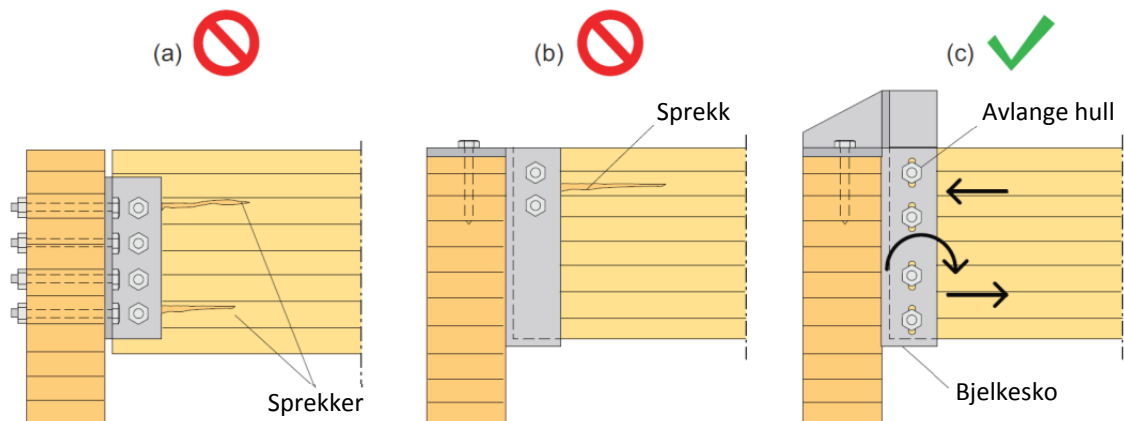


Figur 16-8

Gerberbeslag med strekkbånd; (a) påsveist strekkbånd kan forårsake tverrestrekk ved at krymping hindres; (b) eget ("løst") strekkbånd; (c) påsveist strekkbånd med avlange hull.

16.3.4 Bjelke-til-bjelke forbindelse

Bjelke-til-bjelke forbindelser kan utformes på mange forskjellige måter. De fleste benytter en eller annen form for bjelkesko eller vinkelbeslag. Beslag med mange forbindere i høyden kan føre til tørkesprekker i den innhengte bjelken, som vist i figur 16-9(a). Når treverket tørker ut vil det krympe, men dette hindres av forbindeerne og det oppstår strekkspenninger på tvers.



Figur 16-9

Bjelke-til-bjelke forbindelser; (a) vinkelbeslag med mange bolter; (b) opphengt bjelkesko med forbindere plassert i toppen av sekundærbjelken; (c) forsterket bjelkesko med avlange hull.

En opphengt bjelkesko som overfører vertikalkraften til primærbjelken via flatetrykk på toppen, kan også gi tørkesprekker i sekundærbjelken dersom denne er festet til beslaget med forbindere nær toppen, som vist i figur 16-9(b). På grunn av krympingen vil bjelken løftes av bunnplaten, og vertikalkraftene må overføres via forbindeerne som dermed vil belaste en fri kant som er svært nær forbindeerne.

Figur 16-9(c) viser en forbindelse med en forsterket bjelkesko hvor sekundærbjelken er festet til beslaget med bolter gjennom avlange hull som ikke hindrer vertikal bevegelse. Denne forbindelsen kan også enkelt ta vare på eksentrisitetsmomentet som oppstår ved at vertikalkraften ikke overføres til primærbjelken langs dennes vertikalakse. Forbindeerne må selvsagt dimensjoneres for dette momentet.

16.4 Detaljutforming med hensyn på råte

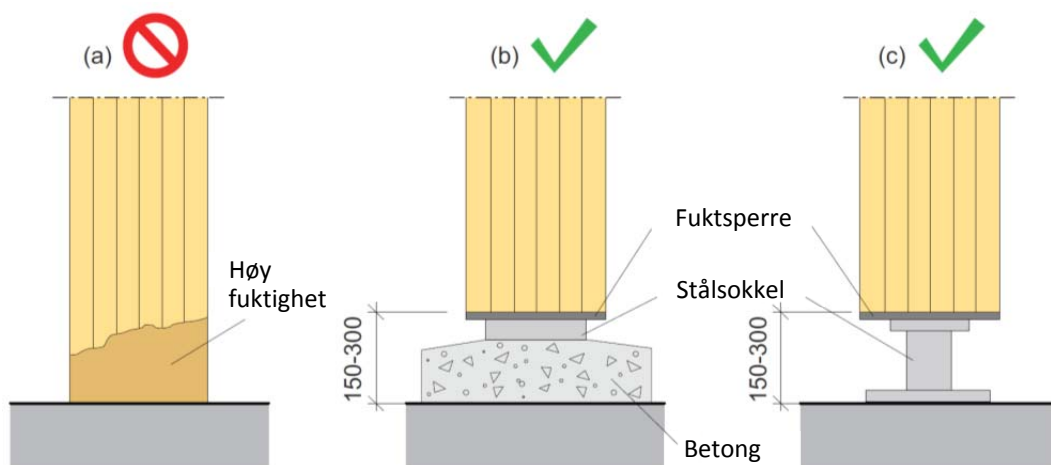
Som diskutert i kapittel 1 er det viktig å utforme alle trekonstruksjoner slik at trevirket, og spesielt trevirket i alle lastbærende komponenter beskyttes så godt som mulig mot direkte nedfukting. Et fuktinnhold på mer enn ca. 20% gir grobunn for organismer som bryter ned trevirket og forårsaker råte.

Den beste måten å unngå råte på er å holde trevirket så tørt som mulig, men nesten like viktig som å holde vannet ute er det å sørge for god utlufting slik at trevirket fort kan tørke ut etter nedfukting.

Diskusjonen i dette avsnittet vil ikke vurdere kjemisk beskyttelse; kun konstruktiv beskyttelse vil bli omtalt, og stort sett bare for utendørs konstruksjoner, som bruer, master, tårn etc., hvor risikoen for høyt fuktinnhold er vesentlig større enn for innendørs konstruksjoner.

16.4.1 Tresøyle mot betongunderlag

Direkte kontakt mellom tre og betong bør unngås, da betongen som oftest vil være fuktig i kortere eller lengre perioder. Trevirket vil suge til seg fuktighet fra betongen, og den nære kontakten med betongen vil også hindre at trevirket tørker ut selv om betongen i perioder er relativt tørr, se figur 16-10(a). Mulige løsninger for å unngå fuktproblemer i en tresøyles opplegg mot betong – spesielt i utendørs situasjoner – er å skille trevirket fra betongen ved å sørge for at endeveden i bunn av søylen er 150 til 300 mm fra grunnnivå, se figurene 16-10(b) og (c).



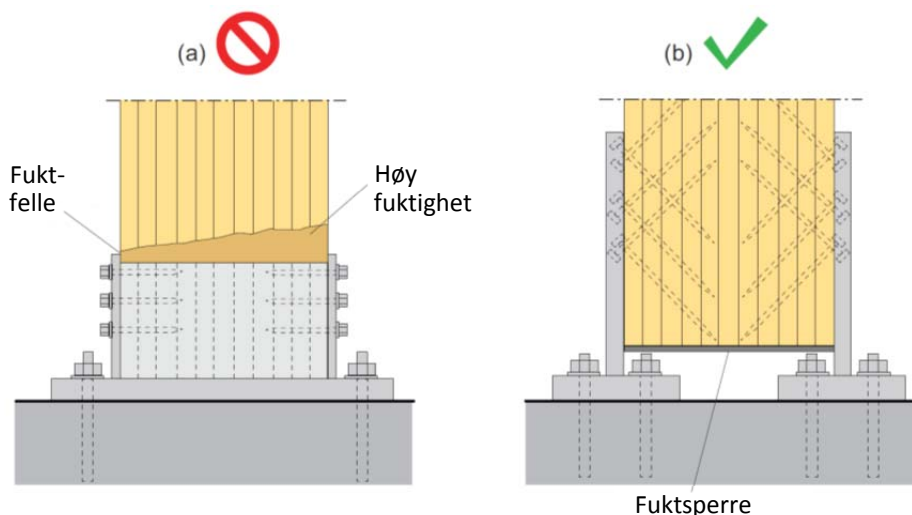
Figur 16-10

Søylefot; (a) tresøyle i direkte kontakt med betongen; (b) tresøyle på en "sokkel" av betong og stål; (c) tresøyle på en "sokkel" av bare stål.

For konstruksjoner i klimaklasse 1 (dvs. at det midlere fuktinnhold i de fleste bartreslag sjelden overstiger 12%), er det som oftest tilstrekkelig å plassere en fuktsperre mellom søylen og underlaget for å hindre kapillær oppsuging av fuktighet.

Vannansamlinger i forbindelser må unngås. Figur 16-11(a) viser en metallsko brukt som endeforbindelse i søyler, rammer og buer. Den fungerer som en oppsamlingssone for vann/fuktighet, og bør derfor ikke brukes.

En forbedret detalj er vist i figur 16-11(b), hvor en stålbrakett holder søylefoten i god avstand fra betongen. Selvborende skruer som danner 45 grader med fibrene forbinder braketten til søylen, og en fuktsperre er festet til søylens endeplate.



Figur 16-11

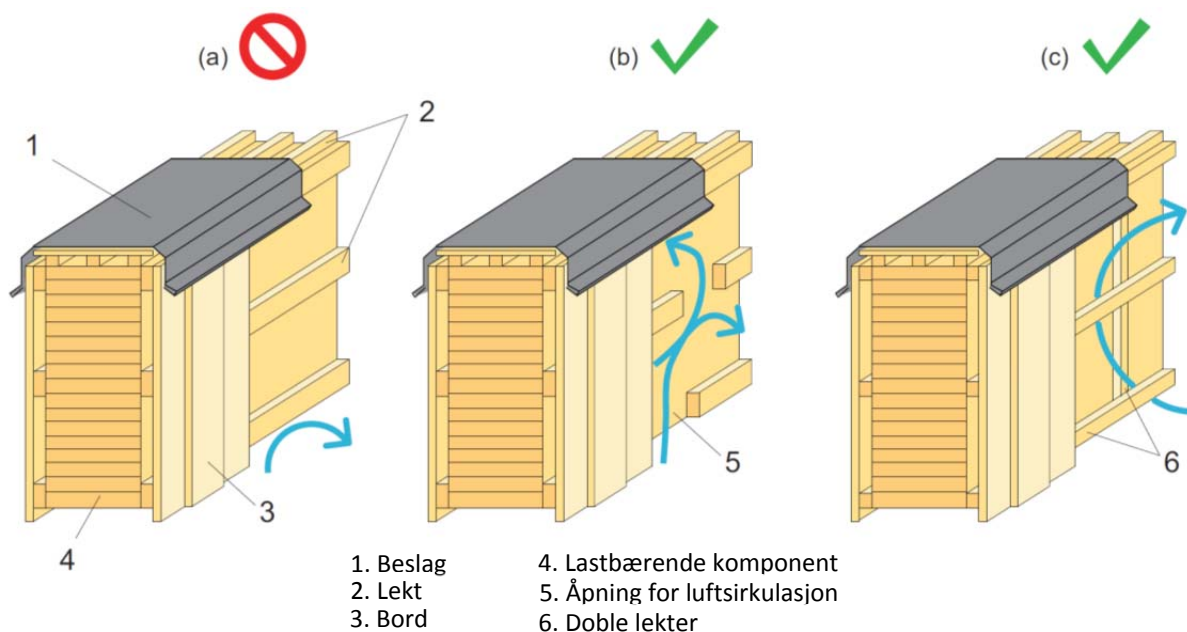
Brakett ved opplegg av en limtrekomponent (søyle, ramme eller bue); (a) vann/fuktansamling i metallskoen; (b) brakett med skråstilte, selvboende skruer og fuktsperre på endeveden – treet er løftet opp fra underlaget for å sikre god ventilasjon.

16.4.2 Bordkledning på lastbærende limtrekomponenter

Utsatte limtrekomponenter beskyttes ofte med en kledning av bord med tykkelse mindre enn 25 mm og bredde mindre enn 150 mm. For å unngå store deformasjon av bordene bør ikke forholdet mellom bredde og tykkelse overstige 8. Bordene kan monteres horisontalt eller vertikalt, men uansett retning er det viktig å sørge for god ventilasjon mellom bordene og komponenten de beskytter.

Bordene festes normalt til lekter som på sin side er festet til limtrekomponenten, se figur 16-12. Et arrangement av lekter som vist i figur 16-12(a) tillater ikke mye luftsirkulasjon bak bordkledningen. Arrangementet i figur 16-12(b) er noe bedre, men den beste løsningen er vist i figur 16-12(c), hvor det er benyttet to lag med (kryssende) lekter.

Toppen av en bjelke eller bue som er eksponert for det ytre miljø utstyres ofte med et "tak" i form av et beslag med god lufting under (se figur 16-12). Også endeveden bør alltid beskyttes godt, f.eks. med et utlektet metallbeslag; av hensyn til oversikten er dette ikke vist i figur 16-12.



Figur 16-12

Beskyttelse av lastbærende komponent; (a) med langsgående kontinuerlige lekter – ikke god luftsirkulasjon; (b) med langsgående lekter med åpninger – bedre luftsirkulasjon; c) med dobbelt lag av kryssende lekter – best luftsirkulasjon. (Av hensyn til oversikten er ikke beskyttelsen av endeveden vist).

16.4.3 Sammendrag

Illustrasjonene i dette kapitlet er tatt med for å vise noen viktige og ofte forekommende detaljer i limtrekonstruksjoner - både uheldige og gode løsninger er vist. De valgte eksemplene demonstrerer følgende viktige forhold:

1. Tillat dimensjonsendringer som må forventes på grunn av varierende fuktinnhold.
2. Unngå detaljer som innfører strekkspenninger normalt fibre i en komponent.
3. Unngå fuktansamling i forbindelser.
4. Sørg for god ventilasjon rundt limtrekomponenter.
5. Ikke plasser limtre i direkte kontakt med murverk, betong eller andre porøse materialer som leder/holder på fuktighet.
6. Unngå eksentrisiteter i forbindelser.
7. Beskytt endeved.

16.5 Litteratur

Glulam connection details, Technical note (2007), APA – the engineering wood association, Tacoma, Washington.

Guide de bonnes pratiques pour la construction commerciale en gros bois d'oeuvre ou d'ingénierie (2011), cecobois, Centre d'expertise sur la construction commercial en bois, Quebec, Canada.

Limtreboka (2002), Moelven Limtre AS.

Som sine forgjengere er også denne utgaven av LIMTREBOKA ment å være et praktisk hjelpemiddel ved prosjektering av limtrekonstruksjoner.

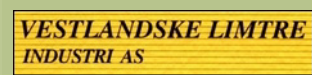
Boken omhandler sertifisert limtre, fra produksjon til anvendelse i de fleste aktuelle konstruksjonsformer. Det gis utførlige råd og anvisninger for utforming og dimensjonering av bjelker, søyler, buer, fagverk og rammer etter gjeldende standarder, dvs. Eurokodene, i både brudd- og bruksgrensetilstand.

Viktige tema som avstivning og brann er utførlig behandlet; det samme gjelder forbindelser, trekonstruksjoners akilleshæl. Beskyttelse og bestandighet er også omtalt.

Boken er en bearbeidet oversettelse av en engelsk utgave utarbeidet på oppdrag fra limtreprodusentene i Finnland, Norge og Sverige, under ledelse av professor Roberto Crocetti ved Lunds Tekniska Högskola i Sverige. Prosjektet omfattet også en rekke utførte beregningseksempler. I Norge er denne delen valgt utgitt digitalt i sin opprinnelige form, dvs. på engelsk. En pdf-versjon av "eksempelhåndboken" kan lastes ned fra:

<http://www.limtreforeningen.no>

Utgiver av LIMTREBOKA i Norge er Norske Limtreprodusenters Forening.



ISBN 978-82-7129-324-6

