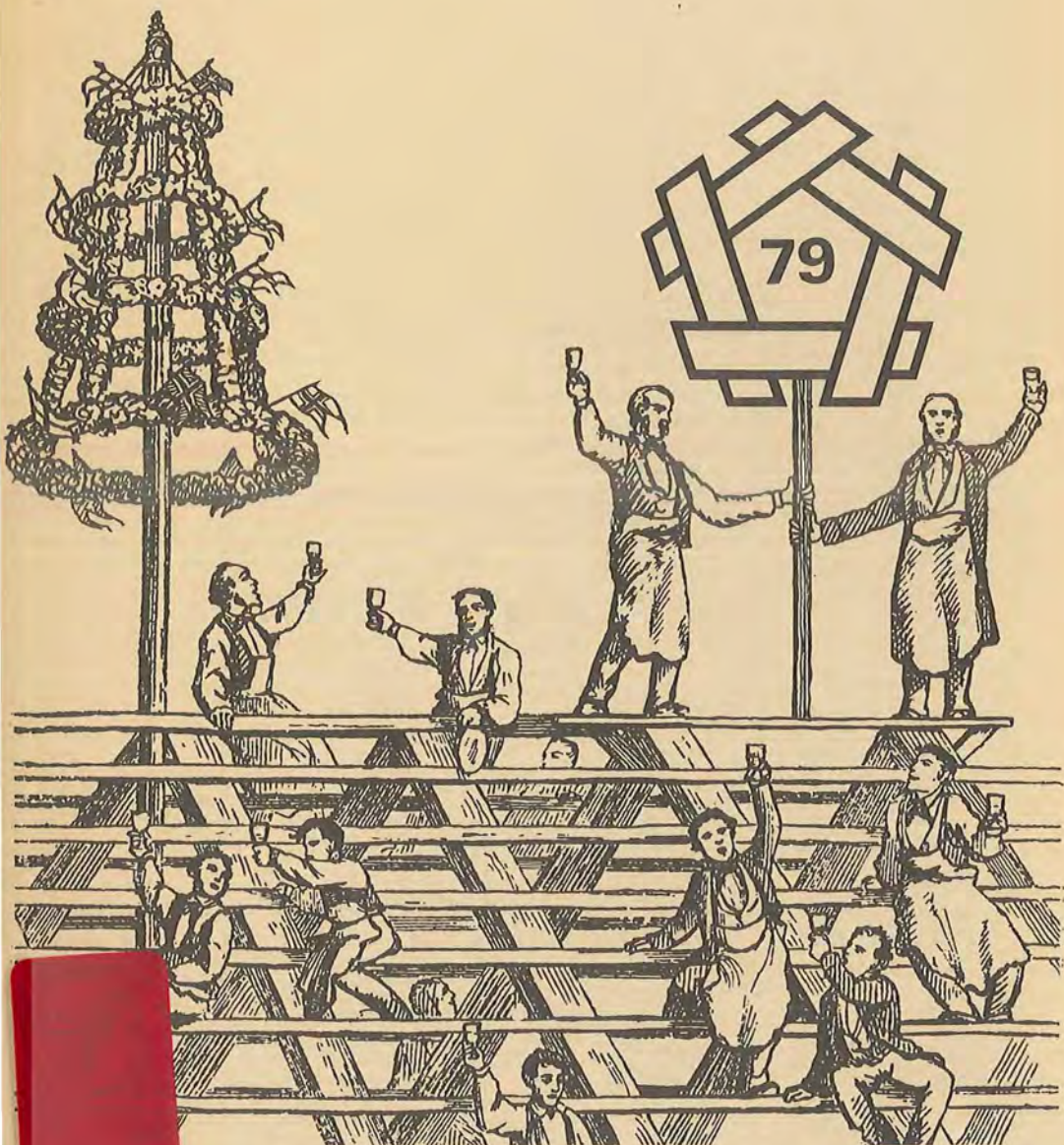


581- publ.

# NORDISK TRÆSYMPOSIUM 1979

Markante bygværker · Træ og brand · Ny viden om træmaterialer  
Træbeskyttelse · Historiske trækonstruktioner og restaurering  
Renovering af nyere huse · Styrke og stivhed · Lavenergihuse



S BYGGEFORSKNINGSINSTITUT 1979

# NORDISK TRÆSYMPOSIUM 1979

Markante bygværker    Træ og brand    Ny viden om træmaterialer  
Træbeskyttelse    Historiske trækonstruktioner og restaurering  
Renovering af nyere huse    Styrke og stivhed    Lavenergihuse

STATENS BYGGEFORSKNINGSINSTITUT

ek.1  
14 JAN. 1980

00995.P

57 bidrag fra symposium afholdt på Aalborg Universitetscenter,  
28.-30.5.79. Udgivet af Statens Byggeforskningsinstitut 1979.



ISBN: 87-563-0348-3.

Pris: Kr. 192,40 inkl. 20,25 pct moms.

Oplag: 700.

Tryk: Bjørvig Offset, Hvidovre.

Kongressekretær: Kirsten Aakjær.

Statens Byggeforskningsinstitut

Postboks 119, 2970 Hørsholm.

Telefon 02-86 55 33.

Statens Byggeforskningsinstituts publikationer findes i følgende serier: Anvisninger, Rapporter, Landbrugsbyggeri, Byplanlægning, Pjecer, Ydeevnebeskrivelser, Særtryk og Nomogrammer. Salg sker gennem boghandelen eller direkte fra SBI. Instituttets årsberetning og publikationsliste er gratis og kan rekvireres fra SBI.

Instituttets publikationer kan også fås ved at tegne et abonnement. Dét sikrer samtidig løbende orientering om alle nye udgivelser. Der kan vælges mellem fire abonnementer omfattende forskellige af de udgivne serier. Information om abonnementernes omfang og vilkår fås hos SBI.

## MARKANTE BYGVÆRKER

Motel Marine i Ekenäs . . . . .	11
<i>Eric Adlercreutz</i>	
Bebyggelsen ved Rudolf Steinerseminariet i Järna . . . . .	17
<i>Erik Asmussen</i>	
Svømmehal i Greve . . . . .	29
<i>Knud Erik Hansen</i>	
Boligeksperimentet Tinggården I, Herfølge . . . . .	39
<i>Jens Th. Arnfred</i>	
Kalisalthall av limträ i Ventspils, USSR . . . . .	51
<i>Jouko Kouhi</i>	
Håsta By i Hudiksvall - gruppbebyggelse med traditionella anknøytninger . . . . .	65
<i>Erik Lindholm</i>	

## TRÆ OG BRAND

Tre og brann - oversiktsinnlegg . . . . .	85
<i>Vette Hylland</i>	
Overfladematerialers brandtekniske egenskaber - en eksperimentel undersøgelse, . . . . .	91
<i>Torben Jakobsen</i>	
Træmaterialers overfladebrandtekniske egenskaber - prøvning . . . . .	105
<i>Dan Bluhme</i>	
Indbrænding og temperaturforhold i træ under brand. . . . .	113
<i>Sven Hadvig</i>	
Limmede trækonstruktioners bærførmåge i samband vid brand . . . . .	123
<i>Bertil Fredlund</i>	
Brandteknisk dimensionering af bærende trækonstruktioner . . . . .	145
<i>Bent-Erik Carlsen</i>	
Brandforsøg med belastede limtræbjælker. . . . .	153
<i>Frits Bolonius Olesen</i>	
Ståldeler i limtrekonstruksjoner, beskyttelsesmetoder . . . . .	159
<i>N. Ø. Rimstad</i>	
Brandmotstånd hos infästningsdetaljer i limträkonstruktioner . . . . .	165
<i>Kai Ödeen, Barbro Ahlén</i>	
Trækonstruktionssamlingers brandmodstandsevne . . . . .	179
<i>N. J. Hviid</i>	
Træs indflydelse på brandforløb og skadeomfang . . . . .	187
<i>Erik Pedersen</i>	

## NY VIDEN OM TRÆMATERIALER

Styrkeundersøgelse af konstruktionstræ . . . . .	195
<i>Borg Madsen</i>	
Belastningstiden og fugtighedens betydning for konstruktionsvirkets styrke og stivhet . . . . .	205
<i>N. I. Bovim</i>	
Vandindholdets betydning for konstruktionstræs styrke- og elasticitetsegenskaber. . . . .	221
<i>Preben Hoffmeyer</i>	

## NY VIDEN OM TRÆMATERIALER (fortsat)

Erfarenheter av maskinell hållfasthetsstyrning . . . . .	235
<i>Jan Brundin</i>	
Fastlæggelse af karakteristiske værdier for konstruktionstræ . . . . .	241
<i>Peter Nielsen</i>	

## TRÆBESKYTTELSE

Ytbehandling av trä - mål och medel . . . . .	251
<i>Bengt Lindberg</i>	
Renovering af facader . . . . .	259
<i>Knud Prebensen</i>	
Korrosion af metaller i kontakt med imprægneret træ . . . . .	271
<i>Merethe Pagh</i>	
Konstruktivt och kemiskt träskydd . . . . .	279
<i>Jan Söderlind</i>	

## HISTORISKE TRÆKONSTRUKTIONER OG RESTAURERING

Om historiske trækonstruktioner og restaurering . . . . .	283
<i>Erik Reitzel</i>	
Restaurering av Nordens eldste trekonstruksjoner - stavkirkerne . . . . .	293
<i>Lars Roede</i>	
Takstolar på Skokloster Slott . . . . .	301
<i>Ove Hidemark</i>	
Restaurering af tagværker i Københavns Domkirke . . . . .	311
<i>Torben B. Lund</i>	
Restaurering af bindingsværk . . . . .	319
<i>Niels-Holger Larsen</i>	
Styrkedata for 100-årige trækonstruktioner . . . . .	329
<i>Bent-Erik Carlsen</i>	
Eksempler på historiske demonterbare trækonstruktioner . . . . .	337
<i>Søren Koch</i>	

## RENOVERING AF NYERE HUSE

Renovering av träfasader; arkitektoniska och miljömässiga problem . . . . .	347
<i>Erik Nordin</i>	
Rehabilitering av norske trehus . . . . .	357
<i>Lars Roede</i>	
Ett saneringsprojekt för ett trähuskvarter i Kuopio . . . . .	365
<i>Antti-Pekka Miittinen</i>	
BPS-renoveringsdetaljer/vinduer . . . . .	381
<i>Jens Martin Eiberg</i>	
Skader på og renovering af tage . . . . .	385
<i>Knud Prebensen</i>	

## STYRKE OG STIVHED

Träbjälkelag under dynamisk last - laboratorieforsök . . . . .	395
<i>Bo Edlund, Sven Ohlsson</i>	
Stabilitetsberegning efter INSTA/NKB's forslag til Nordisk Trænorm . . . . .	407
<i>H. J. Larsen</i>	
Brudbetingelser for træ . . . . .	417
<i>A. Rathkjen</i>	
Utmattningsbelastade limtrækonstruktioner . . . . .	425
<i>Ulf Arne Gårhammar</i>	
Håltagning i limtræbalkar - forslag till två olika dimensioneringsmetoder . . . . .	437
<i>Bengt Johannesson</i>	
Huller i forskydningspåvirkede limtræbjælker . . . . .	449
<i>H. Riberholt</i>	
Stora kraftledningsstolpar av limträ . . . . .	453
<i>Seth Isaksson</i>	
Bjælker med åbne, stumpe kropstød . . . . .	467
<i>F. Toft Hansen</i>	
Bjælkar av sammanlimmade fanér . . . . .	473
<i>Kurt Tenning</i>	
Gitterkonstruktioner - oversigt over beregningsmetoder . . . . .	479
<i>H. Riberholt</i>	
Stabilitetsundersøgelser for positivt krummede skivesvøb . . . . .	501
<i>Ture Wester</i>	
Gitterskalkonstruktioner i træ . . . . .	511
<i>Ole Vanggaard</i>	
Skalkonstruktioner med firkantede træelementer . . . . .	519
<i>Ole Vanggaard</i>	

## LAVENERGIHUSE

Sandwichelement med varmeisolering av uretancellplast . . . . .	529
<i>Lars-Erik Larsson</i>	
Mineraluldbaseerde sandwichelementer - styrke og stivhed . . . . .	541
<i>Lauritz Rasmussen</i>	
Mineraluldbaseerde sandwichelementer - fugttekniske egenskaber . . . . .	547
<i>Asta Nicolajsen</i>	
Mineraluldbaseerde sandwichelementer - byggeteknik . . . . .	573
<i>Tommy Bunch-Nielsen</i>	
Variationer i energiåtgång för nyproducerade småhus . . . . .	583
<i>Christer Harrysson</i>	
14 energisnåla småhus i Umeå - »Villa 80-projektet» . . . . .	599
<i>Jan-Åke Jonsson</i>	



NT 79

I en tid, hvor byggeriet overvældes af en endeløs strøm af nye materialer med nye og hidtil ukendte virkemåder - og ofte lige så ukendte bivirkninger - er det godt, at nogen støt og stædigt beskæftiger sig med at mestre de oprindelige, ganske få byggematerialer bedre. Efter flere tusinde års brug er der stadig nye muligheder for at bygge med træ, stadig nye måder at styre og beherske træ på, stadig nye løsninger på nye varianter af de problemer, der følger med at bygge med træ. På denne baggrund må det kræve stor dristighed - eller stor uvidenhed, det er måske det samme - at introducere et nyt byggemateriale i dag. Men der er dristige folk i byggeriet.

Nordiske Træsymposier er et af midlerne til den fortsatte kultivering af et af byggeriets grundlæggende materialer. Træ kan bære - og det kan brænde, træ kan holde i 200 år - og det kan rådne på 2 år, træ kan bruges rigtigt eller forkert. Det handler dette træsymposiums 57 bidrag om.

## Komiteer

## Nordisk symposiekomité

Nordisk Træsymposium støttes af byggeforskningen og træoplysningen i de nordiske lande gennem en Nordisk symposiekomité, der har følgende sammensætning:

## FINLAND

*Forstmästare Tarmo Vilppula*  
Puuinformaatio r.y.

*Professor Pauli Jumppanen*  
Statens Tekniska Forskningscentral

## NORGE

*Direktør John Bøhn*  
Treopplysningsrådet

*Professor Hans Granum*  
Norges Tekniske Høgskole

## SVERIGE

*Arkitekt SAR Jan Hagstedt*  
Träinformation AB

*Docent Bo Edlund*  
Chalmers Tekniska Högskola

## DANMARK

*Dir., arkitekt m.a.a. Philip Arctander*  
(formand) Statens Byggeforskningsinstitut

*Ingeniørdocent H. J. Larsen*  
Aalborg Universitetscenter

*Dir., arkitekt m.a.a. M. Walther Petersson*  
Træbranchens Oplysningsråd

## Dansk organisationskomité

*Civilingeniør Mogens Folmer Andersen*  
Formand for F.R.I.

*Lektor, civilingeniør Preben Hoffmeyer*  
Danmarks tekniske Højskole

*Civilingeniør Marius Johansen*  
Statens Byggeforskningsinstitut

*Direktør Kaj Nielsen*  
A/S Limtræ Lilleheden

*Professor Mogens Peter Nielsen*  
Danmarks tekniske Højskole

*Lektor, civiling. Frits Bolonius Olesen*  
Aalborg Universitetscenter

*Ingeniør, tømrermester B. Pihl-Mortensen*  
E. Pihl Mortensen A/S

*Ingeniørdocent Ervin Poulsen*  
Danmarks Ingeniørakademi

*Civilingeniør Erik Reitzel*  
Danmarks tekniske Højskole








*Lektor, civiling. Erik Hilmer Riberholt*  
Danmarks tekniske Højskole

Endvidere:  
*Ingeniørdocent H. J. Larsen* (formand)  
Aalborg Universitetscenter

*Dir., arkitekt m.a.a. M. Walther Petersson*,  
(generalsekretær)  
Træbranchens Oplysningsråd

*Lektor, civiling. Lars Pilegaard Hansen*  
(sekretær)  
Aalborg Universitetscenter

## P R O G R A M . O V E R S I G T

MANDAG den 28. MAJ	TIRSDAG den 29. MAJ	ONSDAG den 30. MAJ
8.00 Sekretariatet åbent	8.00 Sekretariatet åbent	8.00 Sekretariatet åbent
		8.30 Styrke og stivhed 
10.00 Træ og fest - flag & fløjte Velkomst Festforelæsning ved civiling. M. Folmer Andersen Tale og oplysninger	9.00 Ny viden om træmaterialer	11.00 Øl- og vandepause
11.30 Øl- og vandepause	10.30 Øl- og vandepause	11.30 Lavenergihuse
12.00 Finske og svenske markante bygværker	11.00 Træbeskyttelse	13.00 (A)rejsegilde 
12.30 Lunch	12.00 Norske og danske markante bygværker	13.30 Historiske trækonstruktioner og restaurering 
13.30 Træ og brand	12.30 Lunch	14.30 På falderebet - flag & fløjte
15.00 Kaffe, øl- og vandepause	13.30 Historiske trækonstruktioner og restaurering	Afslutningsforelæsning: Moderne trækonstruktioner - træets rige muligheder, ved professor J. Natterer, Lausanne
15.30 Træ og brand, fortsat	15.00 Kaffe-, øl- og vandepause	Sammenfatning af symposiet
16.30 Norske og danske markante bygværker	15.30 Renovering af nyere huse	Træblæsere afblæser symposiet 
17.00 Pause	16.30 Finske og svenske markante bygværker	På gensyn i Sverige 1982
	17.00 Pause 	
18.30 På Nordjyllands Kunst- museum Sandwiches & drinks Underholdning og rundgang Foredrag om Alvar Alto's arbejder, ved museumsdirektør, mag. art. Lars Rostrup Bøyesen Ledsagere kan købe adgangs- billet	19.15 På Aalborg Universitetscenter Dansk Ingeniørforening »gi'r en bit brød« Urban-bryggeriet, Aalborg gi'r et krus øl og Symposiet klarer en »klar« Dans med damer, idet også eventuelle ledsagere indbydes	



---

---

Motel Marine i Ekenäs

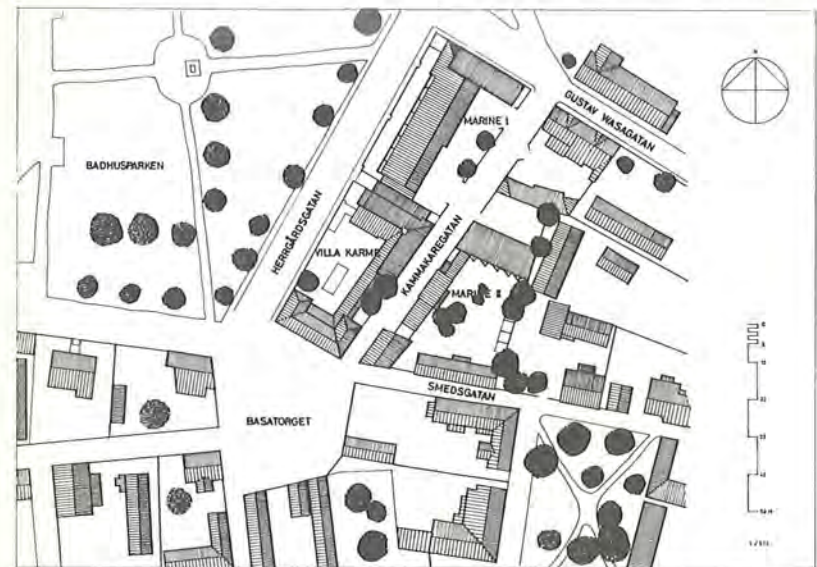
---

---

Arkitekter SAFA Eric Adlercreutz och Nils-Hinrik Aschan  
A-Konsult, arkitektbyrå, Bulevarden 13 A 3, 00120 Helsingfors  
12

Ekenäs är en stad med ca 8000 invånare, belägen 90 km väster om Helsingfors vid kusten. Staden är känd för sin gamla stadsdel som består av träbyggnader från 1700- och 1800-talet byggda på en stadsstruktur med ett medeltida mönster.

Detta projekt, som är beläget vid Gamla stans periferi, är det tredje skedet i en utbyggnad verkställd av samma byggherre på ett begränsat område. Första skedet utgjordes av en privatvillan, det andra av motellets första del och det projekt som här närmare skall presenteras är en utvidgning av motellet.



Figur 1. Situationsplan.

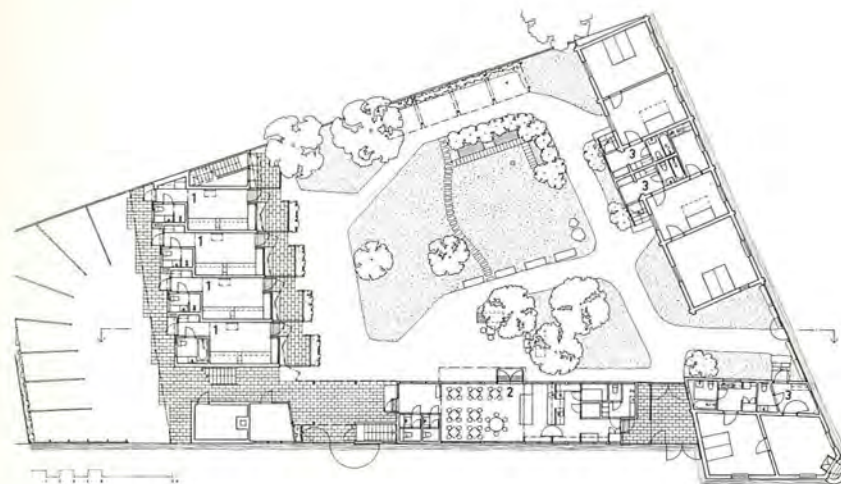
På tomten, som inköpts för utvidgningen fanns 4 byggnader av vilka de mot Smedsgatan utgjorde värdefulla inslag i stadsbilden och därför borde bevaras. Beslutet att rusta upp byggnaderna trots deras synnerligen bristfälliga skick var också en logisk följd av den allmänna målsättningen: d.v.s. att tillvarata och bygga vidare på de miljökväligheter som Gamla stan representerade.



Figur 2. De gamla byggnaderna före reparationerna sedda från Basatorget.

#### Nybyggnaderna

För nybyggnadernas placering var utgångspunkten det traditionella mönstret; en gruppering av flera separata byggnader kring en skyddad trädgård. Beträffande utformningen har strävan varit att - trots ett modernt formspråk - följa vissa spelregler: lutande mörka tak, trämaterial, omgivningens skala i volymer och detaljer. Gästrummen är placerade i en tvåvånings loftgångsbyggnad orienterad mot söder och Gamla stan. Mot Kammakaregatan förlades en smal byggnad med café i bottenvåningen och vaktmästarbostad ovanpå.



Figur 3. Plan av bottenvåningen.  
1. Gästrum 2. Café 3. Gästsvit.



Figur 4. Motelllets fasad mot Kammakaregatan.



Bottenvåningens gästrum har egen terrass medan i 2.våningen burspråk och generösare rumshöjd ger kompensation för avsaknad av markkontakt.



Figur 5. Gästrumsbyggnadens sydfasad.

För att garantera god ljudisolering gjordes bärande mellanväggar av tegel och 2.våningens golvbjälklag i betong med flytande platta. Loftgången bärs upp av stålkonsoleer. I övrigt är byggnaderna i trä med fasader i oljemålad hyvlad panel av varierande profil. I detaljering har man gett möjlighet för kvarlevande hantverkarskicklighet att komma till sin rätt.

#### De renoverade byggnaderna

Båda byggnaderna är från 1700-talet med en fasadutformning från 1800-talet. Hörnbyggnader, som ursprungligen varit en strandbod har under årens lopp tjänat en mängd olika funktioner bl.a. som bageri och butik. Av de illa medfarna byggnaderna har man i huvudsak kunnat spara endast stockstommen.



Figur 6. Del av stockstomme.

Den längre byggnadens fasad återställdes i sitt ursprungliga 1700-talets skick varvid man använt en del av den ursprungliga panelen som bevarats på gårdssidan.



Figur 7. Motellet sett från Smedsgatan. Till vänster gavel med ursprunglig panel.



I bägge byggnaderna har inretts 2-rums gästsviter varvid man försökt göra så litet våld på existerande rumsindelning som möjligt.

Tyngdpunkten i den arkitektoniska problematiken har legat i behandlingen av gårdsrummet, i samspel mellan nytt och gammalt. Härvid har för nybyggnadens del inte eftersträvat en anonym "neutral" arkitektur utan man kan tvärtom säga att de uppvisar ett rikare formspråk än de gamla byggnaderna. För balansens skull har därför de gamla byggnaderna målats i kraftigare färger med anknytning till den epok fasadbeklädnaderna representerar.

## Bebyggelsen ved Rudolf Steinerseminariet i Jäma

Arkitekt Erik Asmussen Pl 1654 150 20 Järna Sverige



### Rudolf Steinerseminariet

Seminariet er nordisk og ligger ca. 60 km syd for Stockholm ikke langt fra hovedvej E4. Her startede det i 1964 med 8-10 elever i nogle gamle bygninger. Man uddanner først og fremmest lærere til de såkaldte Waldorfskoler. Her i Norden har man nu mellem 20 og 30 sådanne skoler, men der opstår stadig nye. Foruden læreruddannelsen har man flere andre undervisningsgrene eller linjer: En biodynamisk-linje, en lægepedagogisk-linje, en eurythmi-linje samt en kunstlinje.

### Landskabet

Rudolf Steinerseminariet ligger på Järnaslätten i et landbrugsområde. Området er delt i en østre og en vestre del, som ligger på hver side af Hörningsholmsvejen. På den østre del har man et parklandskab med nær kontakt til og med vid udsigt over Järnafjärden. På den anden side af vejen, mod vest, udstrækker sig Järnaslätten, som oprindeligt er en gammel havbund. Karakteristisk for dette ellers næsten flade landskab er nogle mindre bjergformationer, bevoksede med små løvtræer og enebuske. Disse bjergformationer har alle samme længderetning, gående nord-syd.

Se situationsplanen på artikels sidste side.

### Byggevirksohmheden

Udbygningen af Seminariet sker etapevis i takt med elevtallets tilvækst. Man har nu omkring 180 elever og regner med maksimalt at kunne tage imod noget over 200. En stor del af eleverne bor ikke på Seminariet. Det som er bygget i dag dækker således ikke hele lokalebehovet; der mangler både boliger og en del institutionslokaler. I grove træk har man allerede på et meget tidligt stadium prøvet at forestille sig hvilke lokalebehov, som kunne blive aktuelle i fremtiden. Denne forestilling har i den sidste tid klaret betydeligt, så man nu har et mere færdigt billede af helheden.



### Forudsætninger for projekteringen

Når man som arkitekt skal disponere et grundareal uden rigtigt at vide noget om byggeprogrammets omfang, er hvert skridt, hvert nyt hus, man bygger, af afgørende betydning og tvinger på en måde udviklingen i en bestemt retning, både hvad angår beliggenhed og udførelse. På den anden side er det meget stimulerende, når man som jeg, har kunnet være med til at fastlægge byggeprogrammet i samarbejde med seminariets kollegium, hvis positive indstilling og forståelse for arkitekturen som en impulserende kraft i kulturlivet har været en stor hjælp.

Det var fra seminariets og min side en selvklar forudsætning, at man skulle tilpasse bebyggelsen til landskabet, ikke i den mening at husene skulle gæmmes in i buskene, snarere at de med sine volumer skulle fremhæve landskabets karakteristiske struktur. Ligeså havde man et ønske om, at de enkelte huse skulle udformes organisk i en helhed og ikke bare være en addition af forskellige bygninger. Vanskeligheden lå da i, at man endnu ikke havde noget fast program, og deri, at man først i en senere etape skulle få behov for den mest dominerende bygning, en stor sal med scene og tilskuerum, en bygning som rent arkitektonisk ville påvirke de øvrige bygninger (denne sal er endnu på programstadiet).

### Nogle sammenholdende regler

For at bebyggelsen organisk skulle kunne blive noget helt, har man, inden man begyndte projekteringen, stillet nogle regler op, som skulle kunne tilpasses, også om andre arkitekter kom til. Man har sagt sig, at husenes størrelse og placeringer skal afvejes i landskabet, at ligesom vi vil tilknytte husene til landskabet, så vil vi også på sin vis tilknytte dem til den lokale bebyggelse, som dog ligger i god afstand. Derfor har vi, som det her er almindeligt, bestemt os for et vægmateriale af træ eller sten. Valgte man sten, skulle væggene være pudsede eller træbeklædte. Til tagmateriale har vi valgt blik. Det er ikke noget som ellers forekommer på egnen, men med dette materiale er det muligt at arbejde med plastiske tagformer. Bliktag er i øvrigt almindelige i Sverige.

### Eksteriörfarven

I farvevalget har vi også taget en egen farve og ikke den traditionelle "falu rödfärg" som alle landbrugsbygninger har. Og netop af den grund at vore huse ikke er landbrugsbygninger, har vi valgt en anden farve. Falu rödfärg er jo næsten okkuperet og

stempler en bygning til at tilhøre landbruget, hvis den har denne røde farve. Men for at få en forbindelse til egnens huse, en dialog, har vi valgt en farve med tilsvarende måtningsgrad. Vore huse er holdt i blå farvetoner, varierende mellem koldt og varmt blåt. Et hus nærmer sig grønblåt, et andet tenderer mod violet. Landbrugsbygningernes traditionelle rød-brune farve nærmer sig jordfarverne, hvorimod vi med vor blå skala tilnærmer himlens skiftende blå toner. Hele husvolumen er blå, både vægge og tag. Dette i forbindelse med bygningernes mange brudte flader bevirker, at himmellyset reflekteres under døgn- og årsrytmen hele tiden med nye indfaldsvinkler, skiftevis synes det ene eller andet hus tungt, let, mørkt, lyst eller delvis udraderet, når himlens farver og husets blå nuanser tidvis falder sammen.

### Husenes placering og noget om volumerne

En idé, som fødtes ud fra landskabets struktur og som passede godt til byggeprogrammet, gav anledning til et motiv, som også blev til en slags regel. Man fandt det naturligt, at indordne bygningerne i landskabet tæt indtil sådanne små bjergformationer, som ovenfor beskrevet, og at give husene samme hovedretning som disse, altså længderetning nord-syd. På denne måde kunne husene få støtte i landskabet. Videre kom man på at landskabets egenart yderligere skulle kunne fremhæves, om man på samme måde, som der forekommer små ophøjede partier i naturen, lod dele af den langstrakte husvolumen rejse sig noget over den øvrige huskrop. Bygningens indhold skulle således kunne synliggøres. Man havde nemlig i programmet ønsket, at alle huse skulle kombineres med boliger på en eller anden måde, så at ingen huse lå hen helt ubeboede. Det blev således et motiv at lade det almene, den del af et hus, som tilhørte selve Seminariet, træde frem af volumen og rejse sig over boligdelen. Dette motiv træder klart frem i de i dag byggede huse og hjælper til at gøre indholdet læsbart.

### Kommentarer til de i dag byggede huse

#### Tallevana

Det første hus byggedes 1968 og var et elevhjem som fik navnet Tallevana. Det var en bygning i to etager med omkring 20 elevrum og to små lærerboliger samt et undervisningsrum. I Tallevana, som ligger på østsiden af Hörningsholmsvejen er de idéer og regler som ovenfor omtalt søgt anvendt. Undervisningsrummet med sin store rumshøjde, markerer sig ved at stikke noget op over huskroppen i øvrigt.

### Biblioteket og eurytmihuset

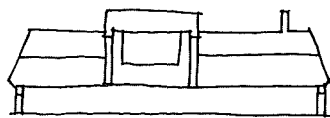
I 1972 byggedes samtidigt biblioteket og eurytmihuset, begge huse indeholder desuden medarbejderboliger, som ligger i stueetagen. Disse to huse ligger på det vestre område, altså på modsat side af vejen, og begge huse ligger ligesom Tallevana med længderetningen nord-syd og trykker sig ind til hvert sit bjergparti. Biblioteksbygningen består af en midtdele, som går i højden; det er selve biblioteket. Fra denne midtdele udgår i hver sin retning to lave fløje med medarbejderboliger. I eurytmihuset er forholdet omvendt, her har man to høje volumer yderst og i midten en lav boligfløj. Den ene af de to volumer udgøres af en eurytmisal med underliggende omklædningsrum. Den anden høje del har i stueetagen et atelier som hører til boligen, og i overetagen et maleratelier for seminaristerne.

### Almandinen

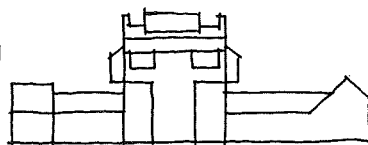
Det fjerde hus byggedes 1973. Det er et hus, som foruden en medarbejderbolig og nogle elevrum i stueetagen indeholder en musiksal, som ligger i overetagen.

### Anapesten og Terrakotten

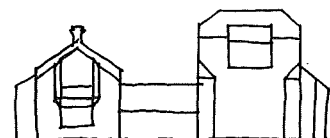
Efter Almandinen opførtes to mindre elevhjem 1975-77, her bor ialt 26 elever. Begge husene ligger på østsiden af vejen tæt indtil og parallelt med elevhjemmet Tallevana. Disse to huse er ret ens både i plan og facader, kun tagene er noget forskellige. Anapesten er udelukkende et elevhjem, hvorimod Terrakotten er kombineret med en medarbejderbolig. Begge husene



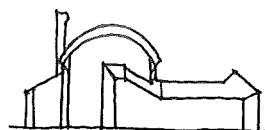
Tallevana



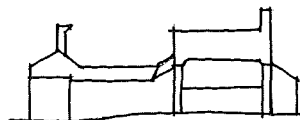
Biblioteket



Eurytmihuset



Almandinen

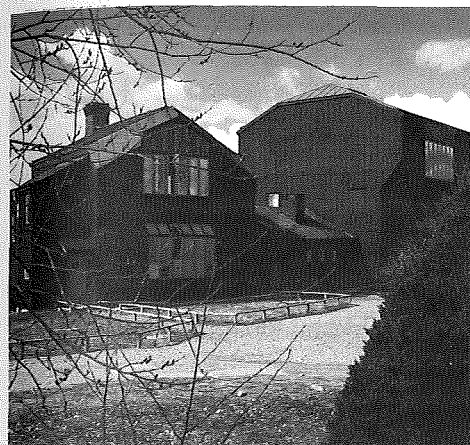


Anapesten



Terrakotten

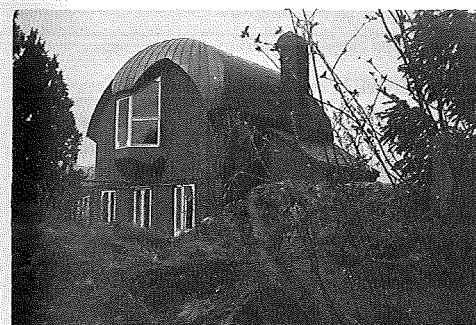
Nogle eksteriørbilleder fra Rudolf Steinerseminariets nye huse:



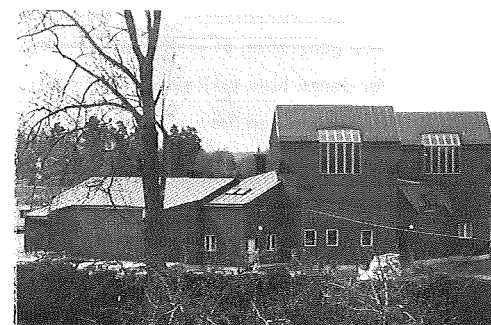
Biblioteksbygningen



Eurytmihuset



Almandinen med musiksalen i overetagen



Robyggehuset, et atriumhus med mange aktiviteter



har en kort toetages del samt en noget længere enetages fløj.

### Robygge

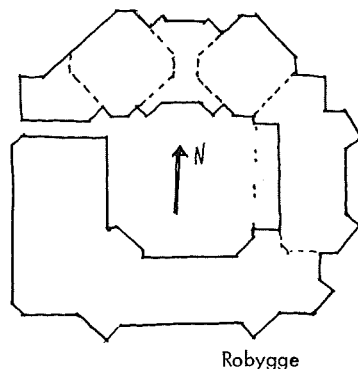
Det senest byggede hus, Robygge, er endnu ikke helt færdigt. Det ligger på det vestre område tæt indtil vejen. Det er et en og toetages atriumhus med blandede funktioner. Det består af fire sammenbyggede fløje. De to enetages fløje mod syd respektivt vest indeholder en stor fælles spisesal med tilhørende køkkenafdeling. Fløjen mod øst optages helt af en udtillingsal som går gennem begge etager. Her sælges bøger, kunsthåndværk og andre produkter, som har tilknytning til seminariets virksomhed. Den fjerde fløj, nordfløjen, har nedtil nogle kontorsrum og omklædningsrum. Omklædningsrummene hører til to eurytmisale, som ligger i denne fløjs overetage. Disse eurytmisale markerer sig i eksteriøret som et par tvillingetårne, som med sine østvendte ateliérvinduer søger kontakt med seminarieområdet på den anden side af vejen.

### Funktionalismen

Min generation af arkitekter, som er opvokset med funktionalismen og i begejstring for denne blev arkitekter, har haft svært ved at se, hvordan disse idéer har ført arkitekturen bort fra sine store mål. I funktionalismen ville man forene form og indhold. Man betragtede dog indholdet eller funktionen rent praktisk. Et hus tenderede da til at blive en maskine, en sammenstilling af teknologiske detaljer, hvis form mest bestemtes af produktionsmetoden. Betragter man den egentlige funktion i et hus, det liv som skal udfolde sig mellem brugerne, bliver opgaven udover at opfylde de rent praktiske behov at skabe et miljø med en inspirerende atmosfære. Hele husets udformning må udgå fra dette. Huset bliver på en måde aktivt, det stimulerer brugeren. Huset skal tilpasses mennesket og ikke omvendt, som det nu ofte er tilfældet.

### Aktiv form

Hvad jeg mener med aktiv form fremgår måske bedst ved at tage eurytmisalens udformning som eksempel. Hvad bevægelseskunsten, eurytmi, går ud på er umuligt her fuldstændigt at uddybe. Noget må man dog vide for, ud fra funktionen at kunne forstå, hvordan eurytmihusets form er opstået. Eurytmi, som den udøves i undervisningen, foregår mest i mindre grupper, hvor man følgende forskellige koreografiske lov-



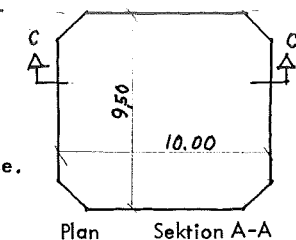
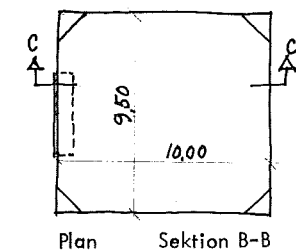
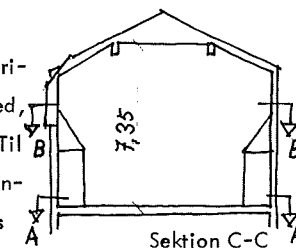
bundenheder bevæger sig i rummet, idet man ofte tager udgangspunkt i kredsformen.

Eurytmisalens grundplan er relativt kvadratisk, men med kraftigt afskårne hjørner, altså med tendens til cirkelform. At planformen samtidigt nærmer sig et kvadrat, har at gøre med, at man i eurytmien klart må kunne orientere sig i rummet og vide, hvad som er foran, bagved, til højre og til venstre, medens man er i bevægelse. Til hjælp for denne orientering behøver man en klar og enkel rumsform. Ateliérvinduet er højtsiddende og delvis et tagvindue. Man har således ingen udsigt, det ville virke distraherende, når man skal koncentrere sig om indre oplevelser. Rumsvolumen, som dannes af gulv vægge og loft, er også udformet i relation til funktionen, eurytmi. De begrænsede 8 vertikale vægflader samler rummet nedtil i en fast form, dog kun til den halve højde, herefter overgår den 8-kantede rumsform i et kvadrat, idet de afskårne hjørner rettes ud. Man får altså en volume som er større oppe end nede. Loftafslutningen får karakter af hvalvning. Hensigten med denne lyftende rumform, som udvider sig oppe, og ligeså den store rumhøjde, er at rummet skal virke aktivt, så eurytmisten oplever en stor frihed til bevægelse. Særlig armbevægelserne er meget væsentlige i eurytmi.

### Noget om formsproget

I det foregående er allerede sagt en del om sammenholdende regler for volumenerne, facadematerialer, husenes placering, farverne og de enkelte huses formudtryk i forbindelse med indholdet. Men for at en helhed skal kunne opstå, er det nødvendigt med noget overgribende i arkitektorens formsprog.

Dette formsprog eller den lovbundenhed, som man har prøvet tilnærme ved bebyggelsen for Seminariet, benævnes goetheanisme. Det er et relativt nyt dynamisk element i arkitekturen. Navnet goetheanisme kan henføres til Goethe og hans metamorfosestudier. Rudolf Steiner var den første som udviklede denne organiske arkitektur. Hans to Goetheanumbygninger i Dornach i Schweiz blev bygget i dette formsprog. Den



første bygning, som brændte ned nytårsnat 1922-23, var af træ, det senere, som blev indviet 1928, er af betong. Siden da har mange arkitekter rundt i verden på individuelle måder arbejdet med de samme idéer.

Den store internationale arkitekturudstilling, som i øjeblikket vandrer rundt i Europa, og som også kommer til Skandinavien, giver et godt billede af både Rudolf Steiners og hans efterfølgeres bygningsværker. Karakteristisk for goetheanismen er, at den kan udtrykkes så helt forskelligt.

#### Noget om goetheanismens idé

Man tilstræber, at arkitekturen skal være organisk i den forstand, at de enkelte bygninger og bygningsdele med sine former skal indordne sig i en helhed (i helheden er også naturen medregnet). Hele formsproget stræber på en måde efter at udtrykke en forbindelse mellem det himmelske og det jordiske, mellem det åndelige og det materielle. Man har den organiske natur som forbillede, idet man søger at følge de samme former som i naturen, hvor den ene form udvikles af den anden. Former gentager sig, men forvandles hele tiden efter den situation og plads, de befinder sig på. Mellem helt polære formligheder kan en proces af formforvandlinger udspille sig, hvorved ensidigheder i formudtrykket kan bringes i harmoni.

Med sådanne ideal kan arkitektur egentlig udformes på uendelig mange måder.

#### Goetheanismen på vej?

Det er blevet nævnt i afsnittet om formsproget, at goetheanismen er relativt ny. Det er dog 50-60 år siden, det første Goetheanum blev bygget, men det er egentlig først nu, meget af det, som Rudolf Steiner gav impulser til, begynder at trænge ind i kulturlivet. F.eks. biodynamisk landbrug, waldorfpædagogik, antroposofisk medicin og lægekunst. Det samme gælder på kunstområder som eurytmi, maleri og arkitektur.

Når man nu med husene i Järna forsøger at trænge ind i de goetheanistiske idéer, er det også kun i sin allerførste begyndelse. Det er altså ikke muligt her direkte fra hus til hus at pege på formforvandlinger og metamorfoser. I store træk kan bare beskrives nogle eksempler på formelementer, formligheder og polariteter, som dukker op, når man studerer området. Selv at opleve noget af dette kræver dog både aktivitet og åbenhed.

I eurytmihusets to høje volumer, har den store volume tendens til konveksitet, den udvider sig opåder. Den anden store volume har en konkav tendens opåder.

Sammenligner man eurytmihusets høje volume, som udgøres af eurytmisalene, med

bibliotekets høje volume, så ser man, at de er af næsten samme størrelse og at begge udvider sig opåder. Eurytmisalene har dog kun vindue på østsiden, det er noget fremskudt og delvis et tagvindue. Biblioteket udvider sig opåder ved højsiddende karnapper og har vinduer mod alle verdenshjørner, tagvinduet er tilbagetrækket.

Rytmen er omvendt når man sammenligner eurytmihusets to høje volumer og den mellemtiliggende lave fløj med biblioteket, som har én høj volume midt imellem to lave fløje.

Et fælles træk ved eurytmihuset, biblioteket og Almandinen er de udenpåliggende trappehuse. Almandinen har ligesom biblioteket et højsiddende karnapmotiv, men i forvandet udformning.

Alle huse har en organisk overgang mellem væg og tag. Tagene afslutter huskroppen med brudte flader, som tenderer til kuppelformer. Almandinens tag har ingen brudte flader, her træder kuppelformen klart frem. Almandinen har sin beliggenhed i et terræn med karakteristiske halvrunde bjergformationer; det kuppelformede tag snakker med disse bjergformer.

Robygges formsprog tilnærmer sig eurytmihusets. I de diagonalstillede tårnelementer, som også indeholder eurytmisale, er næsten ingen formforandring sket. Overfor de to diagonalstillede tårnelementer, på modsat side af gårdsrummet, har man i sydfløjen to diagonalstillede karnaplignende elementer, som bryder sig noget ud af huskroppen. Med sine opadvendte tagflader koresponderer disse karnapelementer med de to tårne tværs over gården, som en slags rudiment eller tilløb til tårndannelser. Lignende karnapelementer har man på østfløjen, her peger tagfladerne nedad som modvægt til de sydvendte karnapper.

Mange af disse arkitektoniske elementer ser man knapt nok samtidigt, men når man smager på arkitektur, går man altid med erindringer om, hvad man har passeret, når man fortsætter til næste oplevelse.

#### Noget om konstruktioner

Trækonstruktionerne til Seminariets huse er som regel udført på traditionel måde, med bærende væg af vertikale stolper og tagkonstruktioner med almindelige spærfag. Over store rum uden mellemvæg såsom biblioteket, eurytmisalene og musiksalen bæres tagkonstruktionen af limtræsbjælker. De indvendige lofter i disse rum følger for det meste tagfaldet, så man aner noget af eksteriøret, når man befinder sig i rummet. Noget specielt er vægkonstruktionen til eurytmisalene i eurytmihuset. Salene er ca. 9 x 10 m og ca 7,5 m høj. Væggene er således udsat for stort vindtryk. For



at modstå dette, er stolpekonstruktionen ført ned udenpå underetagens ydervægge, som er af betong. Forøvrigt virker det udenpåliggende trappehus og musiknichen som en slags stråbepille.

#### Malemetoder

En interessant maleteknik er gennem årene blevet udarbejdet ved Rudolf Steinerseminariet. Det er kunstneren Arne Klingborg, som har taget en laseringsteknik op, som man arbejdede med allerede ved Goetheanum på Rudolf Steiners tid. Senere har Fritz Fuchs, som har udført alt laseringsarbejdet ved seminariets nye huse, udviklet denne teknik. Gennem mange år har han eksperimenteret og fundet metoder til en behandling af byggematerialer, som tillader materialestrukturen at lyse igennem samtidig med, at man koloristisk kan udtrykke og belive arkitekturen. Det er specielt træoverflader, man er nået langt med. Man arbejder meget med plante farver og organiske bindemidler. Pigmenter som ægte indigo, kraprod og gutti er velegnede. Bindemidler kan være ægtempera, kasein og bivoks for interiører. For øvrigt anvendes mest ægte mineralfarver. Det meste malerarbejde i dag udføres ellers mest med syntetiske og giftige materialer, og man maler med helt dækkende farver, som gør at byggematerialet bliver anonymt. Ved laseringsteknikken, hvor farven er transparent, får man en let og luftig karakter samtidig med at man kan have ganske kraftige farvetoner, de kommer aldrig til at virke så påtrængende eller døde som dækfarver.

#### Lidt om Seminariets udbygningsplaner

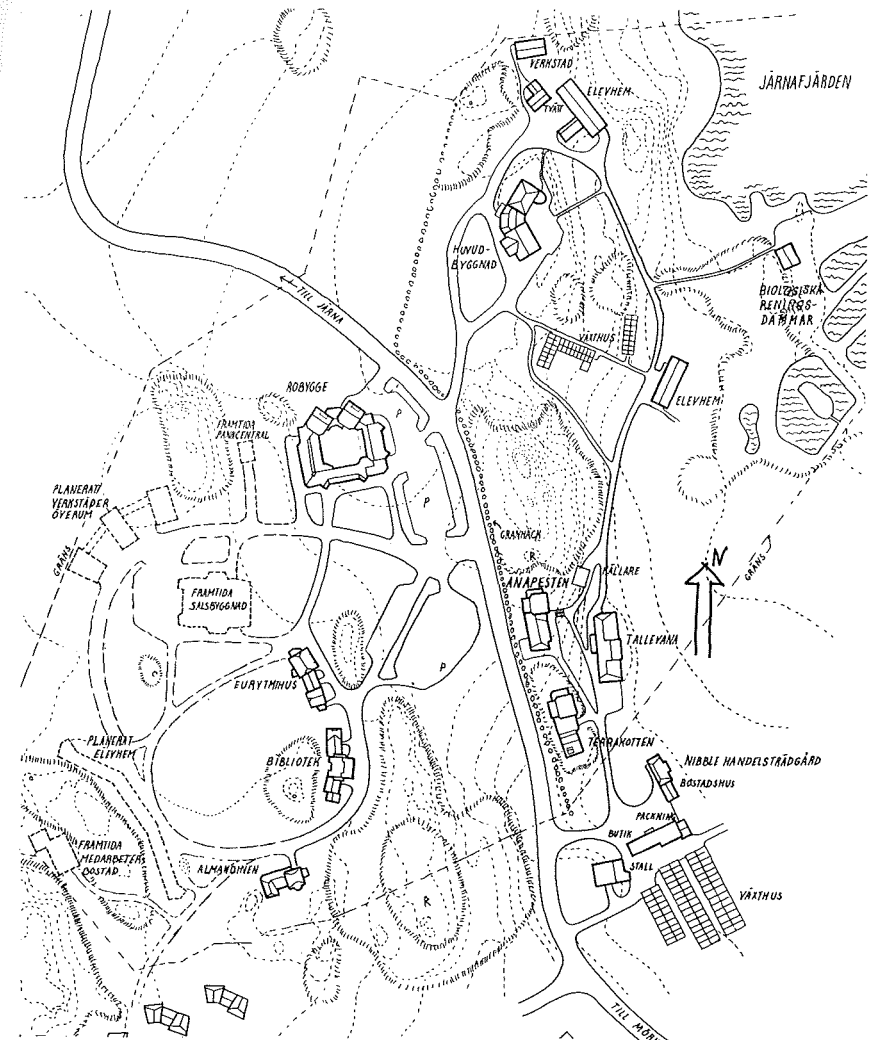
Til afslutning vil jeg kort omtale, hvad man har for byggeplaner fremover på Rudolf Steinerseminariet.

For at Seminariet skal få de nødvendige lokaler for det begrænsede elevantal, som man har bestemt sig for, ud fra hvad byggeområdet kan belastes med uden at miste sin karakter, mangler man endnu et elevhjem og nogle medarbejderboliger, samt først og fremmest en sal med scene og tilskuerpladser for dramatik, eurytmi, musik m.m. For at kunne leve sig ind i de mange funktionelle krav, man stiller til en sal af den type, Seminariet har behov for, er vi i et kontinuerligt gruppearbejde gået i gang med ud fra forskellige aspekter at belyse alle de problemer, som hører sammen med udformningen. De ca. 35 personer, som er med i dette arbejde, vil senere på deres respektive områder komme til at være aktive benyttere af scenen, eller de har allerede stor erfaring med scenekunst.

Til denne salsbygning må yderligere findes en del værksteder og øverum til forberedelse af opførelser på scenen. Et stort behov er desuden et laboratorium eller lignende,

hvor man kan forske og arbejde videnskabeligt med farvefænomener i forbindelse med Goethes farvelære.

Husene for disse udbygningskrav er antydnet på situationsplanen. Man ser, hvordan salsbygningen er placeret og orienteret med sin længderetning øst-vest med scenen liggende mod øst. Denne suveræne orientering er en udjævning af noget af den ensidighed, som de andre huse opviser, ved at de i stor udstrækning er underordnet landskabets geografiske orientering.



---

Svømmehal i Greve

---

Civilingeniør Knud Erik Hansen, t+f consult a/s  
3650 Ølstykke, Danmark

I 1977 afsluttede Greve kommune opførelsen af en svømmehal, hvis udformning og indretning i flere henseender er bemærkelsesværdig. Hallen rummer et 50 x 21 m svømmebassin, vipper og springtårne (indtil 10 m), bade- og omklædningsrum, 2 tilskuertribuner, cafeteria, køkken og diverse lokaler. Alle disse faciliteter indeholdes i eet stort, søjlefrit rum med længde x bredde = 73,2 x 48,8 m. Taget over dette rum bæres af en trækonstruktion, hvis udformning, statik og montage beskrives i det følgende.



Figur 1. Greve svømmehal, tagflade mod syd.



Alment om taget

Bygningens ydre form fremgår af fig. 1. Det ses, at taget har form som en skæv pyramidestub, understøttet på søjler i facadelinierne ca. 3 m over gulv. Pyramidestubben har fornedens sidelinierne 73,2 48,8 m og foroven 12,2 x 8,1 m, højden er ca. 20 m over gulv. De hertil svarende taghældninger er for de 3 flader  $39^\circ$  og for den fjerde flade  $22^\circ$ .

Tagfladerne er opbygget af paptækte tagkassetter, båret af et system af store limtræbjælker. Foroven afsluttes med "lyren", der er forsynet med ovenlys. På tagets sydvendte flade er der monteret en solfanger.

Konstruktion og statik

Princippet for tagets bærende hovedkonstruktion fremgår af fig. 2, 3 og 4, som viser plan af samt længdesnit og tværsnit i konstruktion, der indeholder følgende hovedelementer, alle i lamineret limtræ:

Spær

Grater

Lyrebjælker

Spærerne har på de tre  $39^\circ$ -flader dimensionen 1267 x 190 mm og på  $22^\circ$ -fladen dimensioner fra 1511 x 190 mm til 1511 x 335 mm.

Største spærlængde er 42,0 m. og ved længder fra 22 m og opefter er spærerne udformet som dobbeltspær.

Spærerne har indbyrdes afstand 6,1 m og er alle fornedet understøttet på toppen af facadernes jernbetonsøjler. Foroven samles spærerne dels med graterne, dels med lyrebjælkerne.

Graterne har dimensioner 2300 x 260 mm og 2500 x 260 mm og største længde 46,4 m. De udgår fornedet fra toppen af bygningens hjørnesøjler og slutter foroven ved lyrens hjørner.

Lyrebjælkerne omfatter dels lyrens sider med dimension 3300 x 260 mm og største længde 12,2 m, dels lyrens tværbjælker med dimension 700 x 260 mm og længde 7,8 m.

Spær, grater og lyrebjælker udgør en rumlig stabil, mange gange statisk ubestemt bjælke-gitterkonstruktion.

Der er ved beregningen forudsat charnierer i samtlige spær- og gratender samt i lyretværbjælkeender og lyrehjørner, medens grater og lyresider går kontinuert gennem knudepunkterne som stive bjælker.

Opdeles belastningen som en direkte linielast på de enkelte elementer samt en ækvivalentlast bestående af enkeltkræfter i knudepunkterne, ses linielasten at give simpel bøjning i alle elementer, medens ækvivalentlasten i alle elementer giver normalkræfter og desuden bøjning i de kontinu-

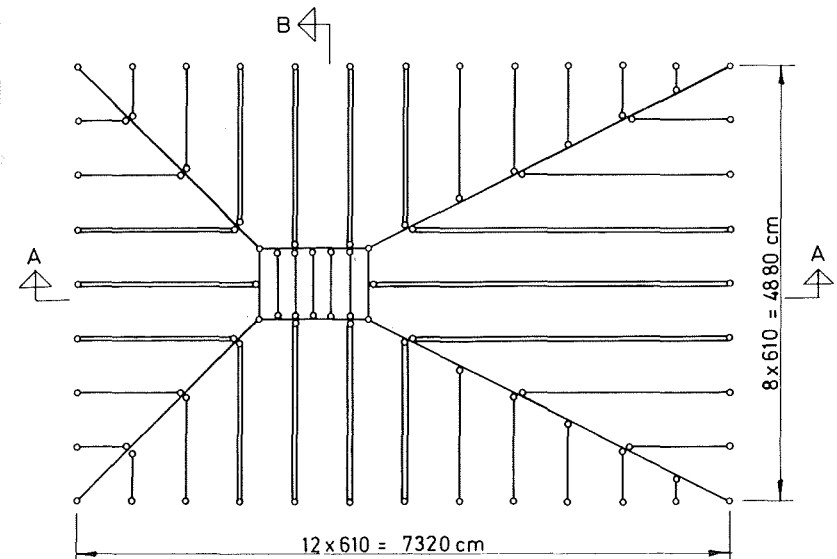
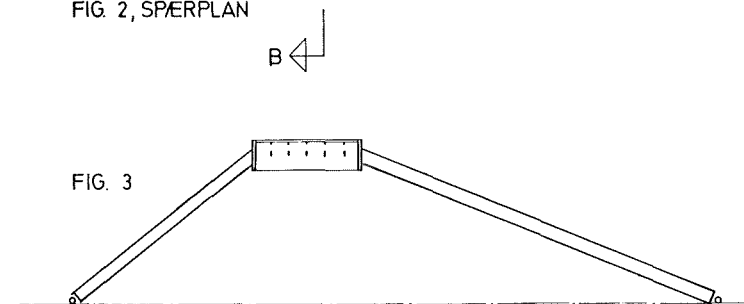
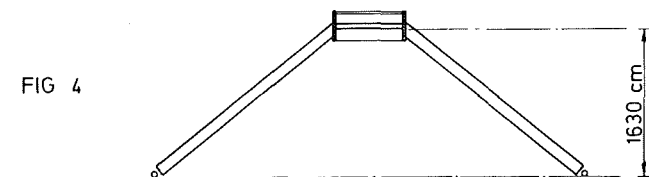


FIG. 2, SPÆRPLAN



LÆNGDESNI, SNIT A - A



TVÆRSNI, SNIT B - B

erte grater og lyresider. De resulterende påvirkninger i de enkelte elementer fås som summen af påvirkningerne fra henholdsvis liniefast og ækvivalentlast.

Taglasten udgøres af egenvægt, vægt af solfanger samt sne- og vindlast. Lasten overføres af tagkassetter og ovenlyskonstruktion til det bærende hovedsystem, der er gennemregnet for diverse lastkombinationer. Samtlige spær- og gratreaktioner optages af facadeliniernes jernbetonsøjler.

Snitkræfter hidrørende fra den overfor nævnte ækvivalentlast er EDB-beregne, medens linielastens snitkræfter er håndberegne. Beregningerne viser, at der foruden momentpåvirkning i spær og lyrebjælker normalt optræder tryk, medens de to lange grater altid får træk og de to korte grater enten træk eller tryk. Største regningsmæssige tryk i spær andrager 138 t og største træk i grat 303 t.

De enkelte elementer dimensioneres herefter for kombineret normalkraft og bøjning, idet trykpåvirkede elementer for udbøjning i lodret plan selv skal klare stabiliteten. Sidestabiliteten opnås derved, at elementenderne ved særlig beslagudformning er hindret mod vridning, samt at elementoversiderne ved fastgørelse til den af tagkassetterne dannede tagskive er hindret mod udbøjning.

Systemets deformationer er små. EDB-beregningen viser, at knudepunktsflytningerne hidrørende fra ækvivalentlasten (totallast) har størrelsen 2-3 cm. Spærnedbøjninger hidrørende fra snelast andrager max.  $\frac{1}{480}$  af spændvidden.

#### Samlinger og beslag

Limtræelementerne samles med stålbeslag. De store trædimensioner og de store snitkræfter nødvendiggør tilsvarende store beslagdimensioner. Samtlige bjælkeendebeslag er udformet som svejste gaffelbeslag med sider af 10 mm stålplade og endeplader i 25-40 mm tykkelse. På grat- og lyresider anbringes tilsvarende 10 mm stålplader, til hvilke spærønderne samles. I jernbetonfacadesøjlernes toppe er anbragt svejste lejebeslag med indtil 60 mm godstykkelse for spær og grater.

Samlinger mellem beslag og træ udføres overalt som sømsamlinger, idet der anvendes BMF-kamsøm 40/75, anbragt pr. 40 mm i rækker med 40 mm afstand. De i beslagene indgående 10 mm sømplader har størrelser indtil 2000 x 1450 mm og fastsømmes med indtil 1800 søm.

Samlinger mellem beslag indbyrdes er overalt boltesamlinger.

Til beslagene er anvendt stålqualiteter St. 42-2 og St. 52-3. Der er til det samlede beslagantal medgået ca. 70 t stål og ca. 240.000 søm.

Fig. 5, 6, 7 og 8 viser forskellige beslagudformninger.

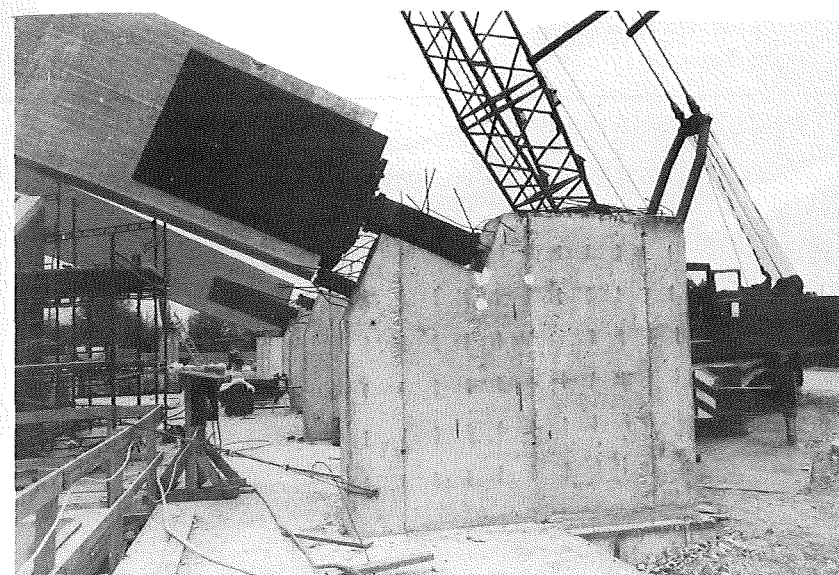


Fig. 5 Beslag ved spærfod



Fig. 6 Detail af spærfodsbeslag





Fig. 7 Beslag ved gratfod



Fig. 8 Samling mellem grat og spær

### Montage

Beslagmontage og tagrejsning er foregået på følgende måde :

På byggepladsen har samtlige limtræbjælker været opstillet retvendt på jorden, hvorefter beslagplaceringen er opmærket. Beslagene opløses i korrekt stilling og fastsømmes til bjælkerne.

Under lyren er opstillet et montagetårn, opbygget af svært rørstillads. Stilladset afsluttes foroven med 4 systemer af vederlagsbjælker- og plader på hvilke 4 stk. donkrafte placeres efter indmåling og nivellement. Lyrebjælkerne sammenboltes på jorden til den færdige lyrekonstruktion og forsynes i undersiden med midlertidige bærebslag, der passer til donkraftenes bæreflader. Lyren hejses herefter med kran op som en samlet enhed og anbringes på donkraftene.

Næste montage omfatter de to korte grater, der ophejses og foroven fastboltes til lyrehjørner og forneden til hjørnesøjlernes forankringsbeslag. Så følger de til de to korte grater hørende spær, efter hvis montage grater + spær udgør stive og delvis selv bærende konstruktioner.

På tilsvarende måde monteres de lange grater med tilhørende spær, og endelig til slut monteres de spær, der støder op mod lyresiderne.

Det bemærkes, at de i jernbetonsøjletoppene anbragte lejebeslag er således udformede, at de kan forskydes +/- 4 cm i spærringen ud fra den teoretisk korrekte stilling. Der kan her optages de toleranceunøjagtigheder, der hidrører fra afvigelser fra korrekte bjækelængder, fra beslagmontage og fra lyreopstilling.

Når samtlige limtræelementer er monteret, foretages opretning ved donkrafte mellem søjlernes jernbetonflader og spærender samt ved drejning på møtrikker, der indgår i lejebeslagenes konstruktion. Lejebeslagene understoppes, og tagkonstruktionens vederlag er herefter funktionsdygtige.

Spærene afsvæertes midlertidigt af vandrette stænger, der udgår fra de stive spær- gratsamlinger. Disse stænger fjernes efterhånden som tagkassettemontagen skrider frem, og selve tagfladen derved overtager rollen som sideafstivede konstruktion.

Når vederlag og midlertidig afsværtning er etableret, sænkes montagetårnets 4 donkrafte, hvorefter konstruktionen er selv bærende. Donkraftens bibeholdes dog umiddelbart under lyrens bærebslag, dels for at reducere trykket i spærene, indtil fuld sideafstivning opnås ved den fremskridende kassettemontage, dels for at kontrollere sætninger. Først efter den færdige kassettemontage fjernes montagetårnet.

Det bemærkes, at tagkassetterne er fuldt færdige elementer med loftbeklædning, dampmembran, isolering og tagpap. Montagen foretages med kraner

opstillet uden for bygningen og påbegyndes ved tagfod. Der monteres lige-  
ligt på de 4 tagflader, og alt samlingsarbejde foretages fra tagets yder-  
side, således at stillads inde i bygningen undgås. Fig. 9, 10, 11 og 12  
viser forskellige situationer fra montagen.

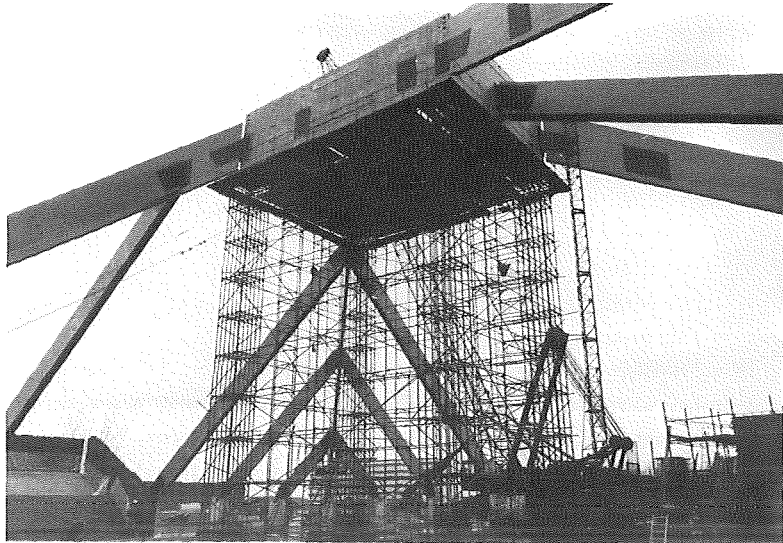


Fig. 9 Montagetårn. Lyre og grater er monteret, spærmontage foregår

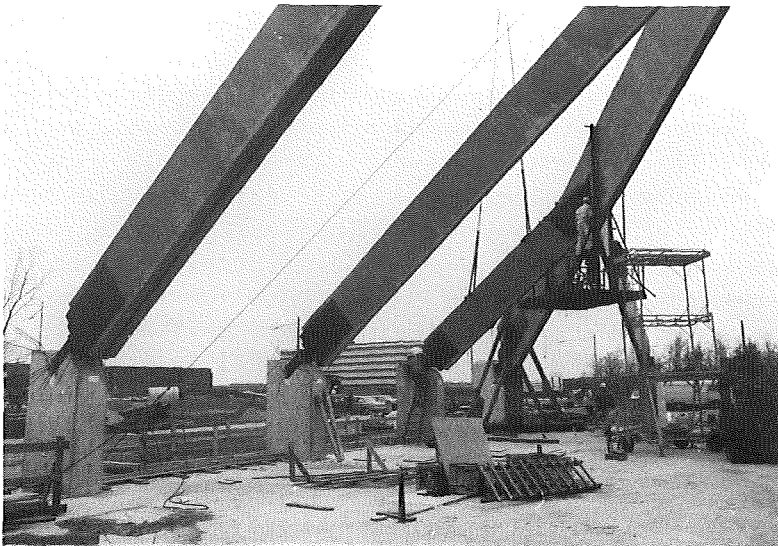


Fig. 10 Spær fastnes til grat



Fig. 11 Samtlige tagbjælker er monteret

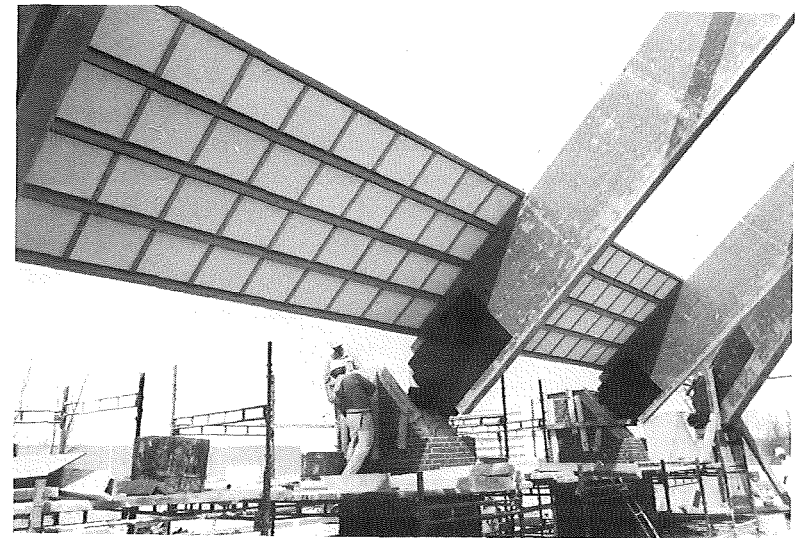


Fig. 12 Montage af tagkassetter

Produktion og transport

Samtlige limtræelementer er produceret på limtræfabrikken OY LAIVATEOL - LISUUS AB i Åbo, Finland.

Elementerne er fra fabrik udført fuldt tildannede, længde- og smigskåret og med foreskrevne pilhøjder.

Elementerne er i plastemballage med skib fragtet fra Åbo til Køge havn, hvorfra den videre transport til byggepladsen i Greve er foregået med bil.

Der har ved transport og montage været anvendt 70 t bæltekran og 100 t autokran. Største elementvægt har andraget ca. 20 t.

Byggeriets data

Rebygget areal :	3650 m <sup>2</sup>
Byggherre :	Greve kommune
Totalrådgiver og entreprenør :	Brdr. Teichert A/S, 3650 Ølstykke
Arkitekt :	P. Hougaard Nielsen & C.J. Mørgaard Pedersen, 2100 Kbh. Ø
Ingeniør :	t + f consult a/s, 3650 Ølstykke

-----  
 Boligeksperimentet Tinggården I, Herfølge.  
 -----

ark. Jens Th. Arnfred,  
 Tegnestuen Vandkunsten, Kompagnistræde 39, 1208 Kbh.K. Danmark.

Tinggaarden i Herfølge er det første direkte resultat af SBI's "aktionsforsknings"-fremstød omkring den tætte, lave boligform, hvis forhistorie går tilbage til slutningen af tresserne.

Projektets udgangspunkt blev det omfattende idé-kompleks, der blev formuleret i forbindelse med idé-konkurrencen "tæt-lav"-en boligform". Karakteristisk for SBI-gruppens arbejde var, at den tætte, lave boligform ikke blot blev betragtet som et bolig- og planlægningsteknisk begreb. Den blev gjort til samlebegreb for kritikken af den tendentielle udvikling, ikke blot indenfor boligsektoren, men også indenfor de relaterede sektorer.

I projektgruppens program defineredes gruppens hensigt således som etablering af en experimental praxis, hvis endemål skulle være et "totalexperiment" omfattende "kollektive, alternative samfund, der skulle kunne afkaste retningslinier for omstrukturering af større dele af samfundet!

Strategien var at etablere en række experimentsituationer, hvor forskellige, klart definerede og koordinerede delmål kunne afprøves for til sidst at bane vejen for "totalexperimentet". Køge-projektet indgik i denne sammenhæng som det første spæde forsøg med begrænset experimentelt indhold. Projektet var fra første færd primært defineret som et socialt experiment, hvor beboernes deltagelse i planlægningen og afprøvning af en række organisatoriske modeller stod først på ranglisten.

Karakteristisk for projektgruppens og senere beboergruppens indledende øvelser var, at man optimistisk forestillede sig



det muligt at etablere den undtagelsestilstand, som en experimentsituation er. Mindre optimistiske hoveder hævdede, at man på forhånd kunne afskrive muligheden for eksperimenter indenfor en sektor, hvori der er bundet så anseelige økonomiske interesser som tilfældet er med boligsektoren.

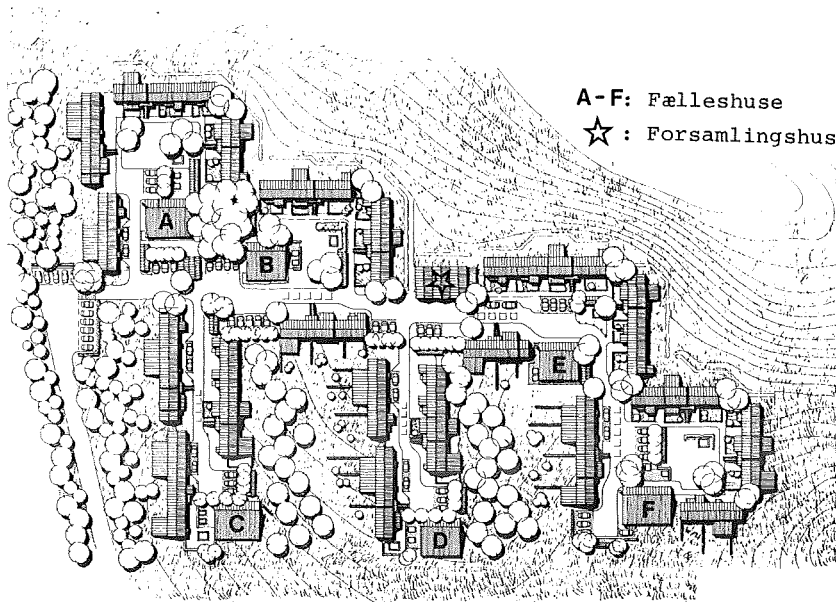


Fig. 1. Tinggården er en tæt bebyggelse. Til gengæld er der opnået et stort sammenhængende friareal der nord og øst for bebyggelsen, skyder sig ind til Herfølge by.

Fig. 1. viser bebyggelsens 1. etape med 79 boliger opdelt i 6 familiegrupper A-F. Hver familiegruppe består af 12 - 15 familier med hver sit fælleshus. Hver bolig bidrager med ca. 8 m<sup>2</sup> til fælleshuset.

Fælles for hele bebyggelsen findes et forsamlingshus med 6 m til loftet og plads til 400 mennesker.

Frem for store samlede parkeringsanlæg og streng trafikdifferentiering, er trafikken søgt decentraliseret i mange små parkeringsenheder. Al trafik inden for bebyggelsen foregår på fodgængernes betingelser.

Beplantningens hovedtræk er en let lund af spredte fyrretræer, som forløber diagonalt gennem bebyggelsen. Derudover findes frugttræer ved fælleshusene og blomstrende buske og slyngplanter langs husfacaderne.

### Økonomiske-teknologiske forudsætninger.

Imidlertid syntes det på det tidspunkt klart, at en omfattende kvalitativ og kvantitativ revurdering af boligbyggeriet var nødvendig. De "lige-glade" tressere var karakteriseret af en omstrukturering af boligbyggeriet i retning af kapitalintensive produktionsformer baseret på kapacitetsmangel og højkonjunktur. De traditionelle byggemetoder var fortrængt af semi-industrielle produktionsformer - dels i form af betonelement-montage systemer i etagebyggeriet, dels i form af et typeret enfamilieshusbyggeri.

Netop i slutningen af 60'erne opstod en ny situation, idet det kapacitetspres - som i sig selv er en forudsætning for en udvikling mod kapitalintensive produktionsformer - aftog i takt med konjunkturomslaget. Da der som følge af manglende styring af investeringerne i produktionsapparatet var sket en overinvestering, specielt i tressernes første halvdel, var boligsektoren - i endnu højere grad end andre sektorer - godt på ved ud i en aldeles klassisk krise. Det er derfor ingen tilfældighed, at SBI netop på dette tidspunkt tog fat på den vel mest omfattende revurdering af boligbyggeriets mål og midler siden tredivernes funktionalistiske offensiver.

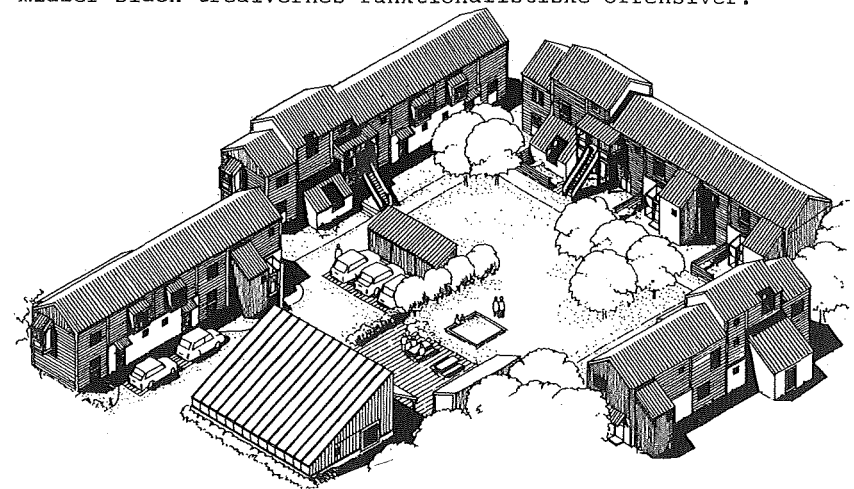


Fig. 2. Isometri af familiegruppe til 14 familier. Der er udlagt 10% af det samlede boliareal til fælleshuset og de enkelte boliger bidrager til betaling af fællesarealet i forhold til boligens størrelse. Fælleshusets bygningsprofil er bestemt af solfang på taget.

### Ideologiske forudsætninger.

Men afgørende var det også, at det rationelle byggeris manglende miljøkvaliteter kunne afløses af menigmand efterhånden som projekterne skød sig frem i landskabet.

Tressernes byggeoffensiv efterlod et kølvand der gav god næring til en voksende bevidsthed rettet mod det miljøfattige boligbyggeri, bestemt af kranspor og præget af holdningsløs profitbestemt boligbyggeri.

Samtidig rettede kritikken sig i mod centraliserings- og umyndiggørelsestendenserne på mange niveauer og blev et led i den stadig bredere bevægelse som satte velunderbyggede spørgsmålstejn ved kapitalismens vækstbetingelser:

I protest mod umyndiggørelsen krævedes basisdemokratiske organisationsformer og beboerstyring.

I protest mod totalplanlægningen krævedes mulighed for selv- og medbyggeri.

I protest mod klassesdelingen krævedes skellet mellem ejer- og lejerboligerne opløst.

I protest mod isolationen krævedes fællesskabet indført i boligbyggeriet.

I protest mod monotonien krævedes oplevelsesrigdom og variation.

I protest mod det fastlåste og statiske krævedes flexibilitet og udvidelighed.

I protest mod adskillelse af bolig- og arbejdssted krævedes integration af bymæssige funktioner.

De kløgtigste af boligsektorens administratorer spidsede ører, og problemer med de sociale, kommunale budgetter i de kommuner, der beredvilligt tog imod de store sociale byggerier, sendte følsomme signaler helt op til de øverste skriveborde. Meget velvilje og stor forståelse var reaktionen.

Tinggården blev til projekt under disse vibrationer. I de senere faser, efterhånden som ideologierne skulle omsættes, i realiteter og lavkonjunkturer stabiliseredes, blev grebet strammet og den økonomiske nødvendighed satte sig igennem overfor de ideologiske hensigtserklæringer.

For Køge-projektet konkret har dette betydet, at de aspekter af projektet, som eksplicit var defineret som sociale eksperimenter, blev reduceret eller fjernet helt.

Den basisdemokratiske organisationsform - som var baseret på andelstanken - måtte forlades. Det lykkedes ikke at etablere en eksperimentsituation, som fritog kommunen for deres normale, økonomiske ansvar i form af garantiforpligtelser m.m. hvorfor kommunen naturligt insisterede på den økonomiske styring, som ligger i en selvejende selskabs vedtægt.

Eje-leje kombinationen og udvidelsestanden måtte opgives p. gr. af finansieringsproblemer, idet det heller ikke her var muligt at etablere særordninger, bl.a. krævedes en ændring af realkreditloven.

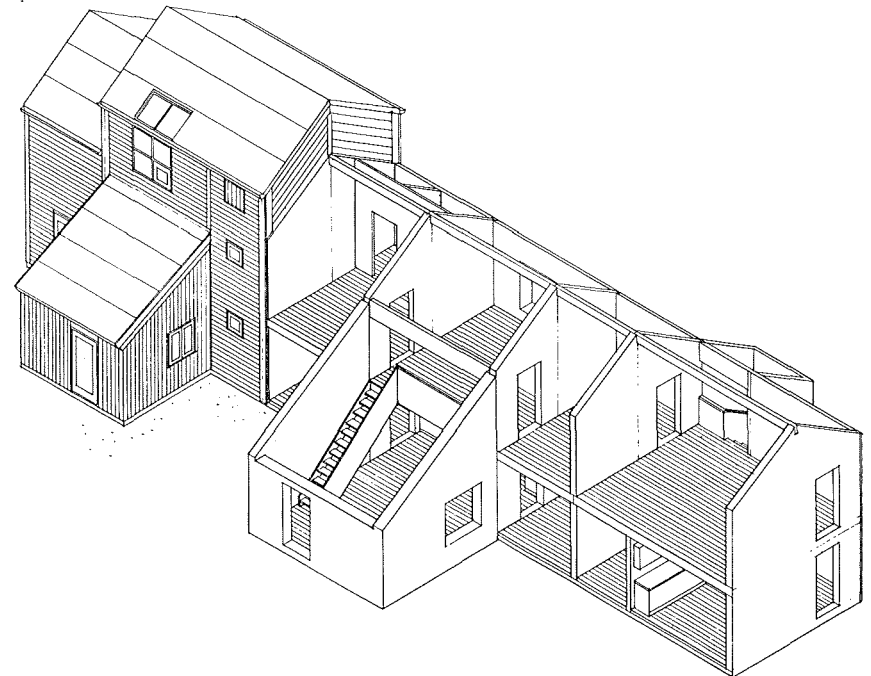


Fig 3. Boligerne i Tinggården er lidt mindre end normalt, fordi hver bolig bidrager til fællesarealet. Til gengæld er boligerne udformet således, at der til trods for de begrænsede boligstørrelser opnås en variation i brugbarhed og rummelige virkninger som går ud over, hvad mere traditionelle boligtyper kan tilbyde.

Mellem basisboligerne findes tillægsrum-fag, som muliggør en flexibel lejlighedsopbygning. Således kan boligstørrelsen variere fra 2 til 5 rum.

Selv- og medbyggeriet blev opretholdt som en mulighed et langt stykke hen ad vejen, men blev til sidst opgivet p.gr.af skattepligt for den indtjente økonomiske gevinst - en urimelig forskelsbehandling i forhold til ejebyggeriet og endnu et eksempel på, at det er det økonomiske niveau, som i sidste ende sætter sig igennem overfor ideologisk formulerede brugerkrav.

#### Projektets endelige indhold.

Projektet fremstod herefter som et konglomerat af bygnings- og bebyggelsesmæssige problemstillinger og af sociale problemstillinger i det omfang, disse kunne defineres implicit i tekniske og administrative termer.



Fig 4. Den smalle huskrop med tilbygninger, karnapper, væksthuse, altaner og tagspring sikrer stor variation i facaden. Husenes facader domineres af lette præfabrikerede trækonstruktioner. Farverne er svenskrød og sort. Basisboligerne markerer sig i facaden som mur. Alt murværk er vandskuret med sæk og er ens behandlet udvendigt som indvendigt. Alle snedkerpartier er behandlet med farveløs. På taget ligger grå, ubehandlet eternite.

#### Fællesskabet.

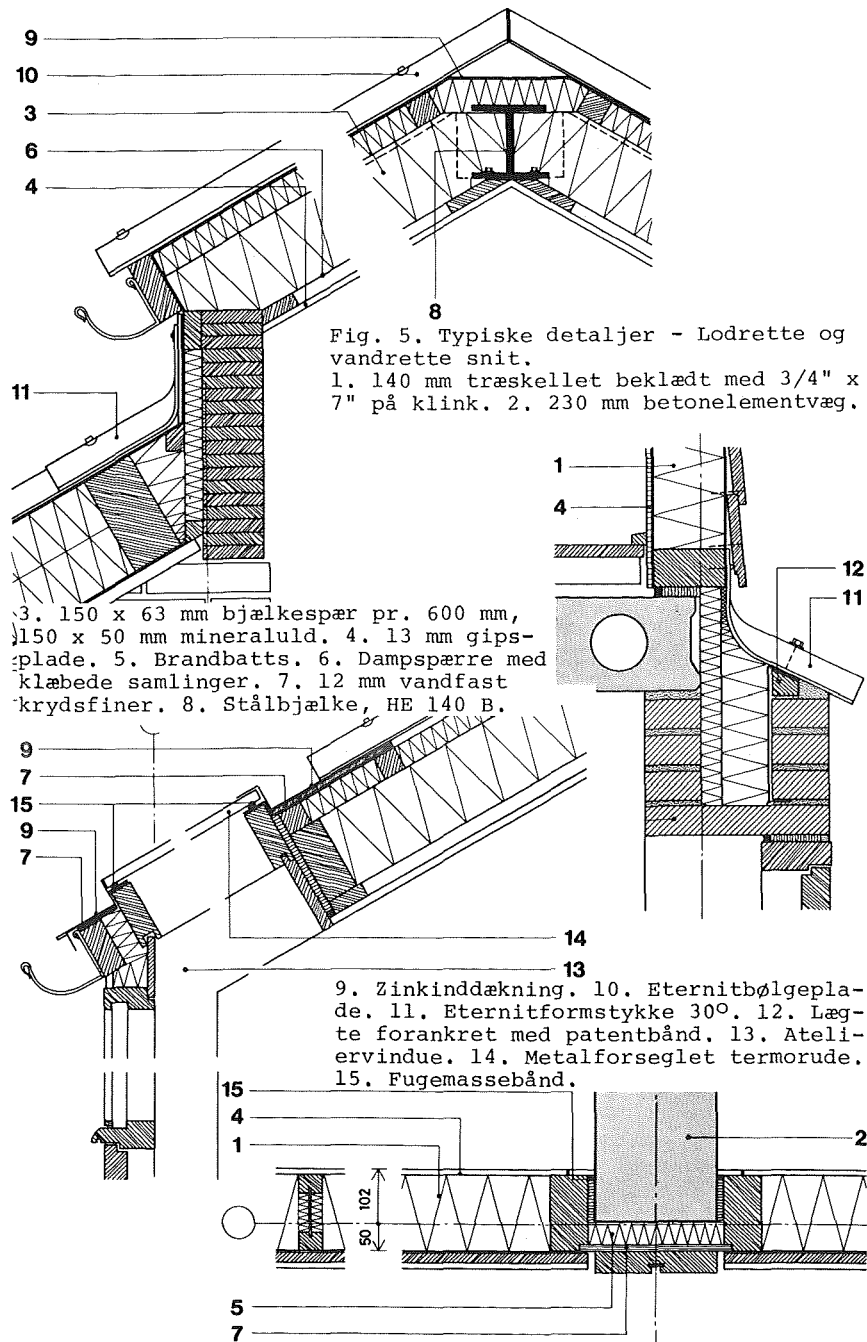
Et hovedpunkt, som opretholdtes, var fællesskabsgraden: Den tætte boligform giver specielle muligheder for udvidede fællesanlæg. Heri ligger dels muligheden for gennem de fysiske rammer at initiere en åbnere familiestruktur, dels at tilføje boligområderne et bredere funktionelt spektrum (idet fællesbygningerne ganske vist primært er defineret som boligsupplerende, men også - og specielt på længere sigt - kan rumme andre funktioner end de rent boligorienterede).

Et vigtigt aspekt af den fællesskabsorienterede boligform har været, at fællesskabsgraden får indflydelse på udformningen af de private boliger. I og med at de mere arealkrævende aktiviteter er henlagt til fællesarealerne, har den traditionelle opholdsstue mistet sin funktion, og basisboligerne, som er grundstammen i alle boligerne, indeholder derfor kun opholdsmulighed i kombination med alrum, køkken og soverum.

Et andet hovedpunkt var flexibilitet og foranderlighed: Udvideligheden måtte skrinlægges - i hvert fald i denne fase, og vi må erkende, at den flexibilitet, som er indbygget i boligerne, har sine begrænsninger i og med, at vi af økonomiske årsager måtte ændre det konstruktive princip fra rammekonstruktioner i stål til betontværæge. Ikke desto mindre er der etableret flexibilitet i boligstørrelse og fællesskabsgrad, som dels giver en vis tilpasningsevne på længere sigt, dels giver beboerne mulighed for utraditionelle boligudformninger - det har gennem førstegangsudlejningen vist sig, at beboerne faktisk udnytter flexibilitetsmulighederne på måder vi ikke selv havde forestillet os.

Et programpunkt, som kun var løseligt anslået af projektgruppen, men som til gengæld blev ført kraftigt frem af beboergruppen, var de alternative energiformer. Princippet med zoning af boligens rum med lette konstruktioner i opholdsrummene er udviklet efter en inspirerende konsulentkontakt med Hans Fris-Mathiesen. Solfangeren, som desværre kun blev realiseret på et enkelt fælleshus, er finansieret af teknologirådet som del af handelsministeriets forsøgsrække med alternativ energi. At bygningerne er isoleret efter de nye, forøgede isoleringskrav skal blot nævnes for fuldstændighedens skyld.





### Arkitektoniske/tekniske indhold.

Sidst, men ikke mindst, har vi for os selv defineret et program af teknisk og arkitektonisk art: I husenes design har vi forsøgt at udvikle en kombinationsform mellem industrielle og traditionelle produktionsformer. Ved at kombinere et rationelt produceret råhus i betonelementer med en traditionelt udført uvendig aptering (trækonstruktioner og murværk) har vi søgt at forene de traditionelle metoders muligheder for individuel formgivning og varieret ydre udtryk med de rationelle metoders økonomiske fordele. Sammenstillingen er kompliceret og har voldt mange problemer i form af overlappende entrepriser, men der kunne måske her være en farbar vej for udnyttelsen af den repetitive produktions uomtvistelige fordele, uden at dette nødvendigvis resulterer i den konformitet og uniformitet, som vi har lært at betragte som byggeindustri- aliseringens nødvendige konsekvens.

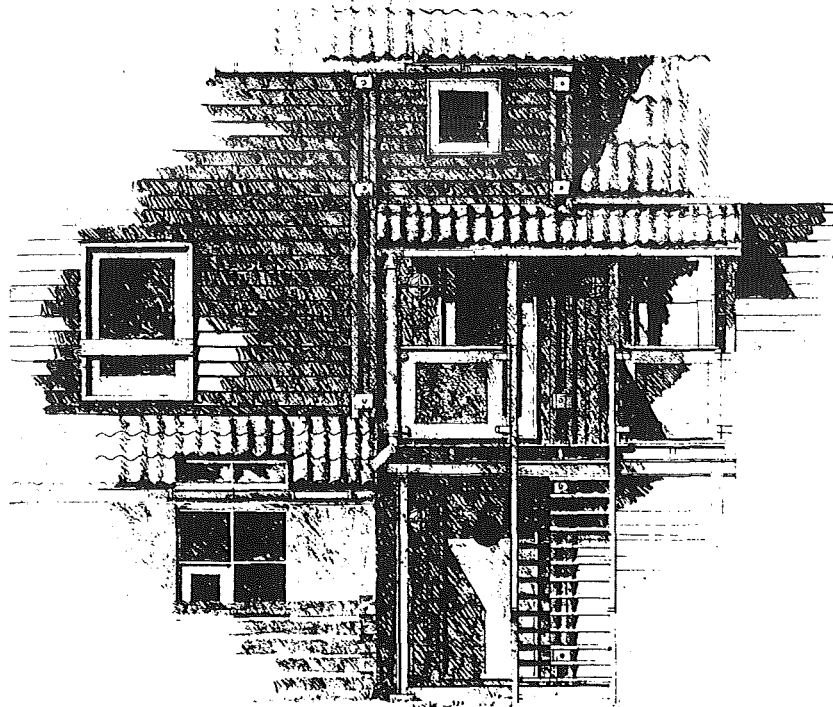


Fig. 6. Facadeudsnit. Ubehandlet eternite, malet træ og sæksekuret mur.

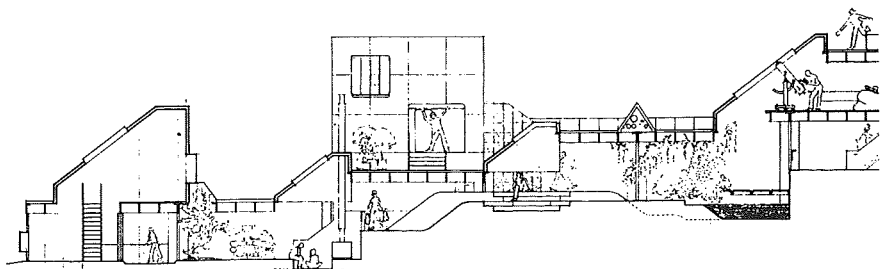


Fig. 7. Snit i bolig-organisme. Fra idékonkurrence 1971.

### Foreløbige erfaringer.

Som det fremgår af dette projektprogram, er vægten igennem realiseringsforløbet blevet forskudt fra det sociale eksperimentindhold til et mere teknisk/fysisk indhold. Onde tunger kunne hævde, at det sociale/politiske indhold er skåret væk og kun "designet" bibeholdt; at de mange anstrengelser har været forgæves.

Heroverfor står, dels at det i sig selv er nyttigt at få defineret, hvor grænserne i dagens Danmark ligger, dels at der i en række af de tekniske/fysiske forhold, som er indeholdt i det realiserede projekt, ligger "indbyggede" sociale og politiske problemstillinger. En fysisk struktur kan selvsagt ikke i sig selv determinere en social struktur, men vi tør håbe, at der med Tinggården er etableret et første grundlag for at vurdere, om de rette fysiske rammer kan initiere sociale processer.

Med Christiania, Frøstrup og Krejbjerg i erindring rejser sig derfor dette spørgsmål: Har et samfund som Danmark anno 78 ikke både brug for og råd til eksperimenter? Tinggården er - vil vi hævde med god samvittighed - udtryk for den yderste grænse for, hvad der idag kan gennemføres gennem eksperimenter iværksat "fra oven".

Det kan ikke være rigtigt, at de egentligt grænseoverskridende eksperimenter skal iværksættes "nedefra" af udsatte grupper, som selv må bære risiko og konsekvenser. Vi skal have råd til at eksperimenter - både for sjov og for alvor. På lidt længere sigt har vi ikke råd til at lade være!

Forhistorien, kronologisk.

- 1969 En forskningsgruppe under statens byggeforskningsinstitut formulerer en målsætning for det fremtidige boligbyggeri, bl. a. gående ud på, at "boliger og byer skal kunne administreres af de mennesker, der bor i dem". Beslutninger i forbindelse med programmering, projektering, daglig drift og omformning skal i videst muligt omfang tages af beboerne selv.
- Maj 1971 SBI udskriver i idékonkurrence om tæt, lavt boligbyggeri, hvori efterlyses ikke huse eller bebyggelsesplaner, men forslag til bebyggelses- og byggesystemer, som ikke binder, men åbner mulighed for mange mulige udformninger. Det var ikke et hus, men et "nodesæt" med generelle anvendelsesmuligheder, som blev efterlyst.
- Juni 1972 Konkurrenceresultatet foreligger i rapportform, hvori peges på nødvendigheden af en eksperimentel realisering. Med henblik på etablering af en række koordinerede eksperimenter afholdes en konference med deltagelse af byggeriets parter, centraladministration, finansieringsinstitutioner og eksperiment-interessererede kommuner. Efter konferencen besluttet det at koncentrere indsatsen på tre af de ni deltagende kommuner: Køge, Esbjerg og Aalborg.
- Okt. 1972 Gennem en boligaktion i Køge præsenterer projektgruppen idé-komplekset omkring tæt-lav i en folkelig form. Formålet er at invitere kommende beboere til deltagelse i planlægningen. Målgruppen er defineret som "de svagere stillede samfundsgrupper" og endemålet som "udvikling af kollektive, alternative samfund, som kan afkaste retningslinier for omstrukturering af større dele af samfundet". Et væsentligt delmål er integrering af brugerne i planlægning og drift, hvilket forudsætter, at de traditionelle beslutningstagere afgiver kompetence.
- Sep. 1973 Efter næsten ét års studiekredsarbejder danner den "stædige" del af beboergruppen en boligforening, baseret på basisdemokratiske vedtægter.
- Okt. 1973 Boligforeningen fremlægger skitse til rammeplan for eksperimentområdet. Herfølge byenhed foreslås opdelt i mindre enheder omkranset af grønne kiler. Oplæggets hovedtræk indgår i dispositionsplanen.
- Dec. 1973 Boligforeningen fremlægger skitse til organisationsform og byggeprogram baseret på blanding mellem ejere og lejere og basisdemokratisk or-

ganisationsform.

Byggeprogrammets hovedpunkter iøvrigt er:

Udvidet fællesskab, selv- og medbyggeri, udvidelige boliger og beboerstyring i planlægning og drift.

- Nov. 1974 Kommunen siger fra overfor andelsboligformen, og Landsbyggefonden melder fra overfor midlertidig finansiering af udvidelser med rentesikring.
- Dec. 1974 Boligforeningen splittes på organisationsspørgsmålet: De eje-interesserede udvander.
- Jan. 1975 Revideret byggeprogram: Indbygget fleksibilitet erstatter udvidelighed og projektet defineres som rent lejebyggeri.
- Maj 1975 Kommunen godkender boligselskabet tæt-lav Herfølge's vedtægter baseret på selvejende boligselskab med to beboerrepræsentanter og udvidede beføjelser til afdelingsbestyrelsen.
- Okt. 1975 Skitseprojekt godkendes af boligforeningen med kritik af gruppestørrelser og henstilling om indarbejdning af alternativ energi.
- Marts 1976 Skitseprojektet godkendes af selskabsbestyrelsen.
- Aug. 1976 Detailprojekt med omfattende energiforanstaltninger til prissætning hos LN, som er tilknyttet som samarbejdende hovedentreprenør.
- April 1977 Projektet fremsendes til ministeriet efter reduktion af energiforanstaltninger p.gr. af økonomi.
- Juni 1977 Ministeriet for skatter og afgifter oplyser, at reduktion af indskud ved selv- og medbyggeri vil blive beskattet, hvorefter punktet opgives.
- Aug. 1977 Underentrepriselicitation og sidste sparerunde.
- Nov. 1977 Byggestart.
- Dec. 1977 Tilsagn fra Handelsministeriet om bevilling til solvarmeanlæg.
- Nov. 1978 Første indflytning.
- Marts 1979 Aflevering.

-----  
Kalisalthall av limträ i Ventspils, USSR  
-----

Dipl.ing. Jouko Kouhi, Ing.byrå Erkki Juva Ab, Itätuulentie 1, 02100 Esbo 10, Finland

## 0 Inledning

Av Finland har exporterats limträhallen till hamnområdet i Ventspils. Ventspils ligger i Latvien i Sovjetunionen.

Beställaren var ministeriet för Kemisk Industri i Sovjetunionen. Köparen export-import företaget V/O Exportles.

Ansvar för leveransen och tillverkningen av byggnadskomponenterna hade Rauma-Repola Ab's husbyggnadsfabrik i Kauhajoki.

Monteringen av hallen görs av ett sovjetiskt företag under finsk ledning och övervakning.

Ing.byrå Erkki Juva Ab har konstruerat hallen och bär ansvaret för arbetsledningen och överbevakningen på byggplatsen.

## 1 Generellt om hallens konstruktioner

Tvårsnittet och huvudmått av hallen ses i fig. 1. Hallens längd är 250 m



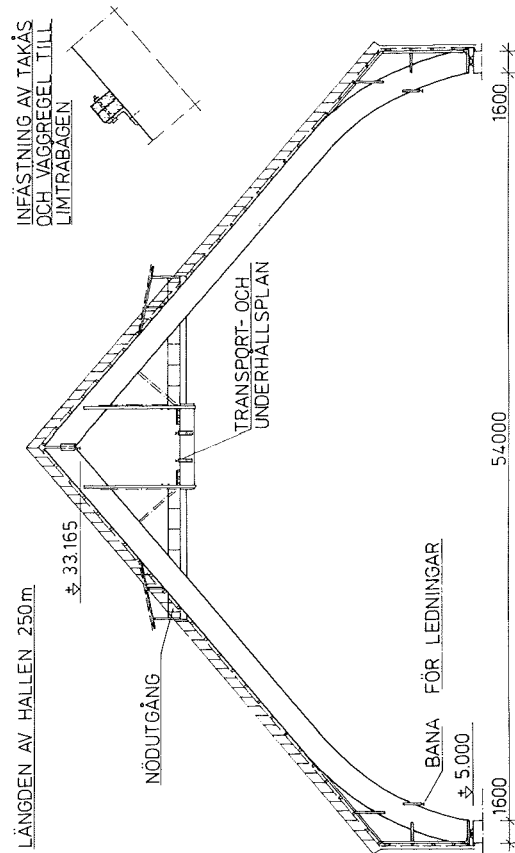


Fig. 1. Tvärsnittet av hallen

Hallen används för lagring av kalisalt i hamnen. Hallens gavlar är försedda med öppningar för transportbandet. Ungefär 7 m under hallens högsta punkt hänger i hallens längdriktning transportplanet på vilket kippvagnen och transportbandet rör sig. Planet fungerar samtidigt som undershållsplan. Från underhållsplanet leder en nödutgång till hallens båda sidor. På motsvarande ställen på taket löper trappor till marken.

Under treledsbågens topp finns det telferbanan för underhålls- och reparationsarbeten. Kippvagnens driftkabel löper i hallens längdriktning på undre flänsen av IPE-profilen, som hänger i limträbågen över transportplanet.

Inne i hallen, i dess längdriktning, rör sig ungefär en 50 m bred kran. Kranens driftkabel och ledningar löper i hallens längdriktning på undre flänsen av IPE-profilen, som hänger i limträbågen på båda sidor av hallen.

Hallen består tillsammans av 46 treledsbågar, vars centrumavstånd är 5600 mm. Mellan 7 bågar är centrumavståndet 4500 mm. Bågarna stödes med hjälp av stålfötter i 1600 mm breda betongblock på nivån + 5.000. Bågarna är sammankopplade i toppen med spontförbandet av stål.

Limträvindpelarna i gaveln är fastgjorda i betongmuren på nivån +8.600 med hjälp av stålfötter. Infästningen av vindpelarna till bågarna i pelartoppen sker också med speciella ståldelar.

Hallens förstävning i längdriktningen har arrangerats så, att fyra bågar i hallens båda ändar har sammanfogats till varandra med vindfackverk bestående av förspända ståldiagonaler. Fackverket ligger ca 300 mm under bågens övre kant. Fackverkets diagonaler fästs till bågar med stålförankringar. Vid hallens långa sidor har diagonaler fästs i grundblocken med stålförankring.

Korrosionsförhållandena i kalisalthallen är mycket svåra. Limträ är i dessa förhållanden mycket lämpligt material för de bärande konstruktionerna. Alla ståldelar har rostskyddsbehandling med en rätt så tjock ytbeläggning. Ståldelarnas rostskydds metod består av varmförzinkning 100 µm + epoxyfärg 100 µm.

## 2 Tidtabell över konstruktion och leverans

Tidtabellen i detta project har varit rätt så hård. Avtalet undertecknades i slutet av juni 1978. Därefter påbörjades planeringen och tillverkningsarbetet påbörjades i augusti. Enligt avtalet skulle byggnadskomponenter vara i Ventspils hamn i början av 1979.

Arbetet har delats på så sätt, att man i Sovjetunionen har planerat och gjort betonggrunden. Alla byggnadskomponenter ovanför grunder har levererats av Finland, utom takskvivorna, som består av den sovjetiska träskivorna. Kranar och transportmaskiner för kalisalt hörde inte till den finska leveransen.

Den finska leveransdelen består av alla limträkonstruktioner. Alla hål för bultförband och för andra infästningar samt hål för dymlingar har gjorts i fabriken, så att det finns inget behov för borrhning på byggplatsen. Trävirke (takås, väggregler osv.) har sågats till bestämda, färdiga mått.

Leveransen består av ca 60 olika ståldelar såsom ställeder i bågens båda ändar, infästningar för telferbanans, kippvagnens och kranens kabel och ledningar, infästningar för takås och väggregler osv.

Grundbultarna har levererats i september 1978.

Monteringen med finska arbetsledning och övervakning påbörjades i mars 1979.

## 3 Konstruktioner

Hallen har konstruerats med måttkrav och belastningar, som har fått av beställaren. En stor del av bågens belastning består av kippvagnen och transportbandet. På grund av de stora tvärkrafterna, som uppstår härav i bågens övre del, är bågens tvärsnitt konstant för hela bågens längd. Undantaget belastningarna baserar sig konstruktionsberäkningarna och kvaliteten av limträ på finska tränormer och praxis. Konstruktionshandlingarna innehåller normala konstruktions- och tillverkningsriktningar samt monterings- och lagringplan. Vid lagringen måste man försäkra sig om, att alla komponenter ligger på sina rätta platser på byggplatsen, därför att flytt- och transportmöjligheterna av massiva byggdelar på den trånga byggplatsen är mycket begränsade.

Då det är fråga om en omfattande byggnad, där det finns många upprepade detaljer, lönar det sig för att optimera dessa detaljer och offra tid och pengar för konstruering.

På detta sätt är det möjligt att få stora besparingar beträffande material och monteringsarbeten. Uppfattningen av upprepade detaljer får man ur tabell 1.

Tabell 1

konstruktionen	antalet av detaljer
övre leden mellan bågar	47 gånger
undre leden mellan bågen och betonggrunden	94 "
infästningar av takås och väggregler till bågen	2914 "
infästningar av väggregler till vindpelarna i gaveln	450 "
infästningar på transportplanet mellan tvärgående och längsgående balkar	188 "

Optimeringsmuligheter i detta projekt var i viss mån begränsade, därför att man inte kunde undersöka, vilket centrumavstånd mellan bågar skulle vara det gynnsammaste. Skälet var, att största delen av grunden var färdig innan den egentliga konstrueringen påbörjade. Bågens form kunde man optimera i viss mån.

Bågens (hållfasthetsklass L 30 D) tvärsnitt är  $1802 \times 275 \text{ mm}^2$  för bågens hela längd, krumradiet i bågens undre del är 18 m och bågens tyngd är ca 12 ton.

Spontförbandet mellan bågen och betongblocken ses i fig. 2.

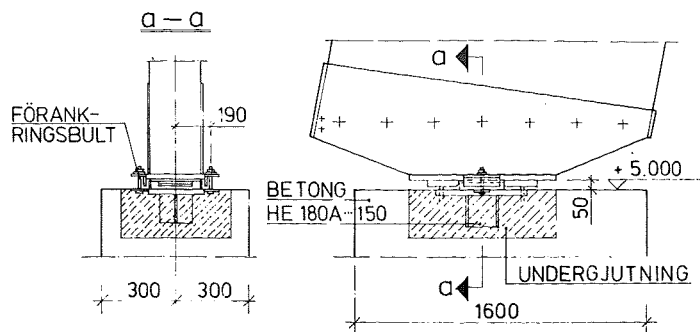


Fig. 2. Spontförbandet mellan bågen och betongblocken.

Omkring bågen är stålfoten, som med spontförbandet har fästs på grundstålplåten, som vidare har ingjutits i betongen med grundbultar. Horisontalkrafter upptas i grundstålplåten med tryckspänningar på sponten. Bågens förskjutningar i hallens längdriktning hindras med stålplåtar i spontförbandets båda sidor. För att säkra bågens läge i vertikalriktning under montageskedet, har bågens stålfot fästs med bultar i betongen och i grundstålplåten.

Bågarna har sammankopplats till varandra i toppen med stålfoten, som ses i fig. 3.

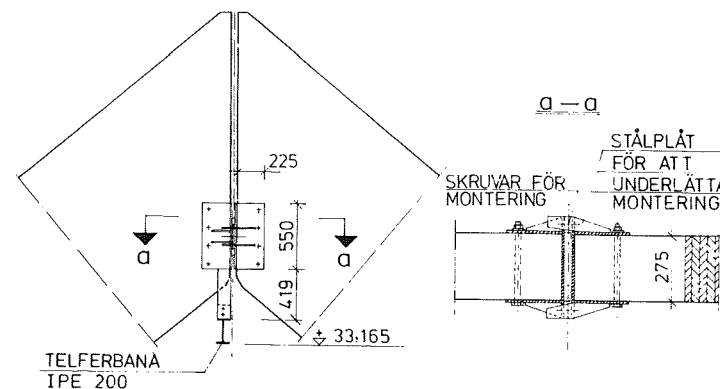


Fig. 3. Ställeden i toppen



Horisontala tryckkrafter upptas med hjälp av tryckspänningar mellan bågarna. Vertikala krafter upptas med stålledens plåtar och med bultförbandet mellan foten och bågen. På båda sidor om stålfoten finns det sneda stålbitar för att underlätta passning under monteringen. Stålfötterna i båda bågarna har sammankopplats till varandra med horisontala bultar på bågens båda sidor.

I varje toppled hänger telferbanan. För att hindra sprickbildning i limträdet, har spontförbandet placerats på bågens undre sida.

Transport- och underhållsplanets konstruktioner ses i fig. 4.

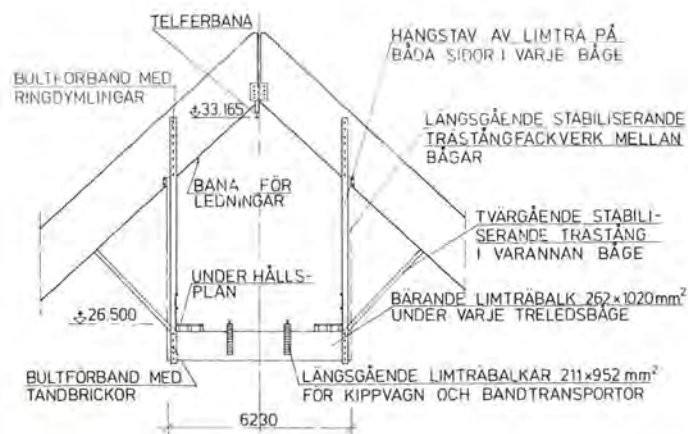


Fig. 4. Tvärsnitt av transport- och underhållsplanet

Transport- och underhållsplanets bärande tvärgående balkar ( $262 \times 1020 \times 6230 \text{ mm}^3$ ) hänger i bågarna med hjälp av hängstavar av limträ. Mellan dessa tvärgående balkar ligger två längsgående balkar ( $211 \times 952 \times 5325$ ) mellan bågarna.

Längsgående balkarnas centrumavstånd är 1900 mm. På dessa längsgående balkar ligger banan för kippvagnen och transportbandet.

Förbandet mellan tvärbalken och hängstaven har gjorts med bultar och tandbrickor. Förbandet mellan hängstavarna och huvudbågarna har gjorts med bultar och rundformiga dymlingar.

Transport- och underhållsplanet har stabiliserats i sidled till varje båge på båda sidor av planet med tvärstavar. I hallens längdriktning har transport- och underhållsplanet i femtedelspunkter stabiliserats till bågarna med längsgående fackverk på båda sidor av planet. Förband mellan stabiliserande tvärstavar och huvudbågar har gjorts med små vinkelstångsbitar och däckskruvar. På båda sidor av kippvagnsbanan finns gångar för underhåll.

Förbandet mellan tvär- och längsbalkar ses i fig. 5.

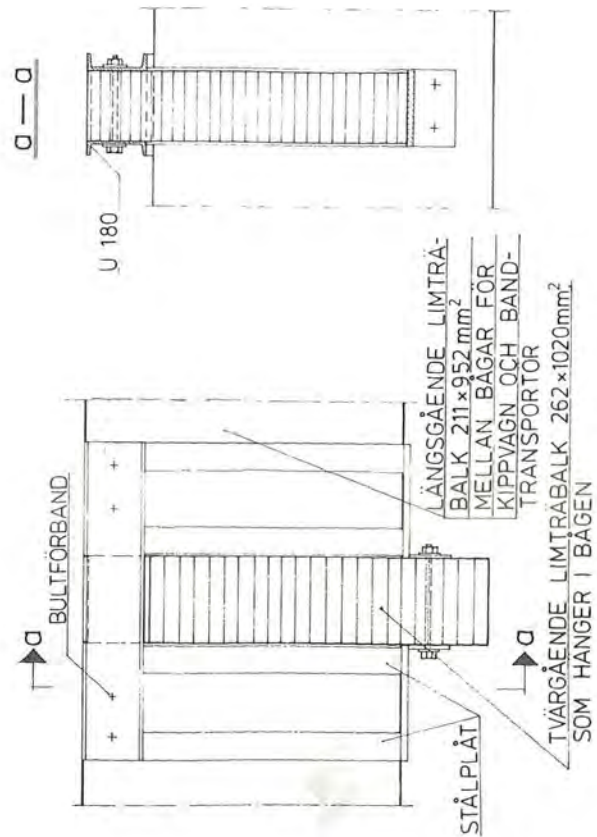


Fig. 5. Förbandet mellan tvär- och längsbalkar på transportbron.

Stålfoten sättes först på tvärbalken och bultas i balken. Därefter sättes längdbalken på hål i stålfoten och foten bultas till längdbalken.

#### 4 Transporten av byggnadsdelar till Ventspils

Transporten av komponenterna skedde sjövägen strax efter julen 1978. Tiden för transporten var inte den bästa på grund av den mycket stränga vintern och dåliga förhållanden på Östersjön.

Då detta föredrag har skrivits, har monteringen belagligtvis ännu inte påbörjats och det finns inga foton därom.

I det följande ses några bilder från avlastningen i Ventspils.

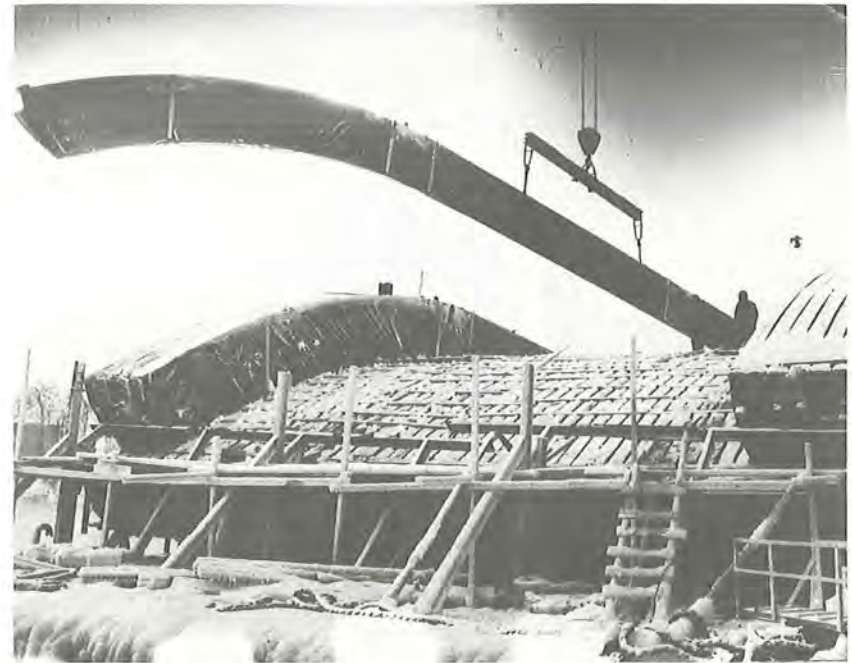


Fig. 6. Bågen lyftas av prämen



Fig. 7. Bågar lagras för transport till byggnadsplatsen

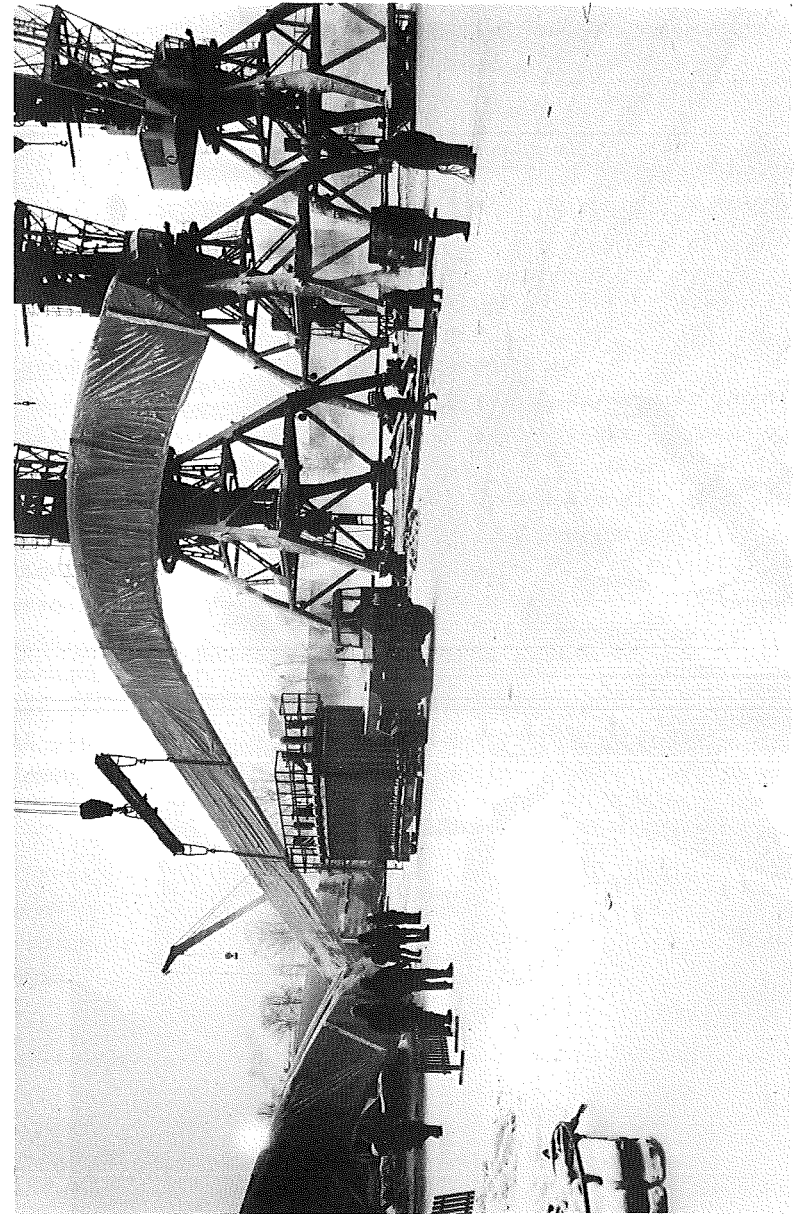


Fig. 8. Bågen av lager sättes på transportfordon



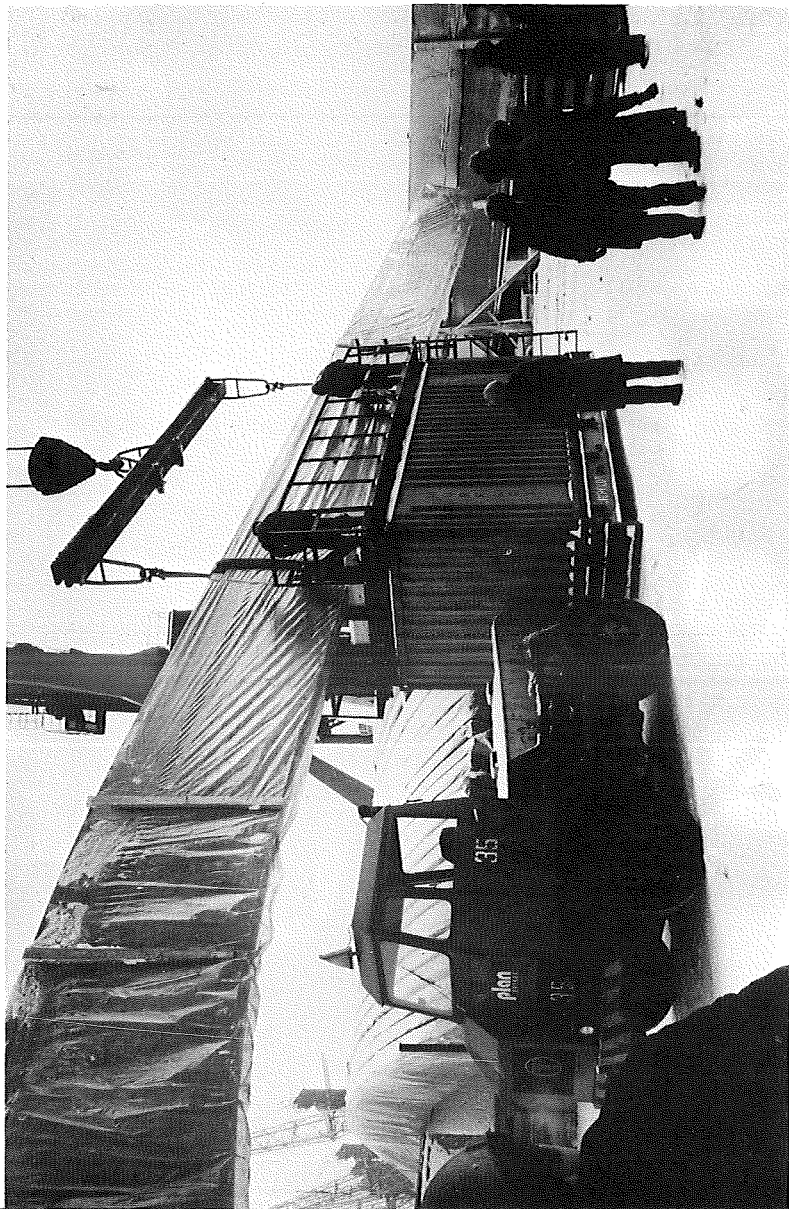


Fig. 9. Transporten till byggnadsplatsen kan börja (sträckan är ca 100 m)

-----  
Håsta By i Hudiksvall -

- gruppbebyggelse med traditionella anknötningar

-----  
Arkitekt SAR Erik Lindholm

Erik Lindholm Arkitektkontor, Tingsvägen 11, 141 45 Huddinge,  
Sverige.

#### Landskapets och stadens byggnadstradition

Den äldre folkliga byggnadstraditionen i Norden går långt tillbaka i tiden. Den särart, som kännetecknar byggnadsskicketets historia i Sverige fick en omfattande utbredning särskilt i mellansverige och i norr. Allmänt traditionellt byggande upphörde dock för 100 år sen. Ett tidevarv influerat av funktionalismen och sociala strömningar innebar en brytning med traditionerna. Det är därför intressant att inför Nordiska träsymposiet få presentera en nybebyggelse, som givits vissa anknötningar till en ort och ett landskaps äldre traditioner, där den folkliga kulturen och dess byggnadsarv fortfarande är så påtaglig. Det sker med tacksamhet riktad till Hudiksvalls kommunala ledning vars intresse möjliggjort tillblivelsen av Håsta nya by.

1700-tals  
bostäder invid  
Hudiksvalls  
kyrka.



Hudiksvall är norra Sveriges äldsta stad, grundad 1582. Den tillkom i strävan att centralisera landskapet Hälsinglands handel. Staden fick ett fint läge vid kusten och invid landförbindelsen den s.k. Nordanstig samt den färdväg, som ledde mot det inre av landskapet och vidare mot Norge. Det stora uppsvinget kom under senare delen av 1800-talet med trävaruhandelns och trävaruindustrins genombrott. Fram till dess präglades staden efter det livsmönster som rådde i äldre tid. Det var handelns, hantverkets och fiskarnas yrkesfolk och dess societeter, som utvecklade sin stads bebyggelse. Ännu in i nyare tid låg bondgårdarna nära stadsgränsen och staden gick oförmedlat över i landsbygd. Här låg också Håsta gamla by.

Landsbygden kännetecknas genom sin resliga allmogebebyggelse; staden genom sin täta lågbebyggelse. Det är en svensk småstad man möter med en utvecklad klassistisk och yngre panelarkitektur. Här finns också den väl bevarade trähusstadsdelen Fiskarstaden byggd enligt en rutnätsplan, med låga boningshus i trä längs gatorna och med en inre bebyggelse av bodar och uthus bildande små gårdar och gårdstun. De förnämligare husen från nyklassicismens glansperiod är en motsvarighet till omgivande landsbygdens bondgårdar.

En beskrivning om tillkomsten av Håsta nya bebyggelse och om dess anknytning till tidigare byggnadstraditioner må här föregås av en orientering om den folkliga byggnadstraditionen. Det

Åkre by i  
Forsa nära  
Hudiksvall.  
Foto  
Hilding  
Mickelsson



blir då också lättare att söka förklara de karaktärsdrag, som åsyftas.

#### En aning av gångna sekel

Söker man sig 70 - 80 år tillbaks i tiden finner man hur arkitekten Carl Westman "ville få tag på

det svenska kynnet, på det som utgör det väsentliga och karaktäristiska"... "med vår natur", säger Westman,

"med vår allmogestil, vare

sig den ger sig till känna i vävnader eller rödmålade stugor, med våra herrgårdar, gamla putspalats och köpmanshus... borde vi kunna göra svensk konst med nutidens prägel och med aning av gångna sekel". Ragnar Östberg kunde inför venjanstugorna i Dalarna utbrista att de var "hobundna med trakten, aldrig ditsatta av någon främmande hand, utan växta vid nejden precis som granen eller skogsdungarna". Och författaren Karl Erik Forslund skrev om sitt hus Storgården i Dalarna (1900): "Se på stora byggnaden, hur den växer upp ur jorden ... Av barrskogens stammar äro väggarna sammansatta; med rödfärg äro de målade - med jordens blod kan man säga, ty rödfärgen är jord av järn, och järn finns i bärgens ådror liksom i växter-

En gårdsinteriör i Fiskarstaden. Den lilla gården, brokvisten och portgång ut mot gatan.

Teckning av Sören Thurell



Hudiksvalls östra stadsdel Fiskarstaden. Husen byggda av timmer fick genom påverkan av nyrenässansen på 1870-talet fasaderna klädda med fassspåntade paneler.



nas och djurens. ...  
Och taket - är icke dess kontur densamma som de omgivande bärgens våglinje". Hos Forslund är en dylik iakttagelse grundad på en livstro om alltings enhet och inbördes lagenliga samband.



Fiskebodarna vid Möljen i Hudiksvall. På medeltida sätt vänder de sina resliga gavlar mot stadens centrum.

Parstugan -  
århundraden tillbaka  
Parstugan är den byggnads- och bostadsform, som senmedeltiden och vasatiden odlat och varaktigt inympat i den folkliga byggnadstraditionen i Sveriges landskap. I Skåne spelar sättugnsstugans bostadstyp motsvarande roll.

Parstugan består av två ungefär lika stora rum, s t u g o r, som ligger i par kring ett förstuguparti. Innanför förstugan är ofta en liten kammare. Den ena eller båda stugorna kunna sedan vara försedda med framkammare, d.v.s. två smärre rum vid bortre gaveln. Huset är sålunda en länga ofta om 12 - 15 meter och med en bredd som ena stugan ofta 5 - 6 meter. Förstugan är på mitten av huset men då huset har framkammare ligger förstugan förskjutet i husets längd. Det symmetriska är annars utmärkande för parstugan.

Allt tyder på att parstugegrupperingen redan under 1500-talet var en ledande modeform, som sträckte sig in under 1600-

Fiskarstaden.  
Panelarkitekturen i Hudiksvall erhöll en skicklig utformning. Snickarna gav timmerhusen en vacker utsmäckning med arkitektoniska värden.

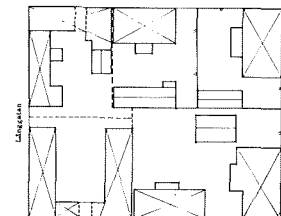


och 1700-talen och nådde sin kulmen under första delen av 1800-talet. Det bör här också nämnas den andra och enklare bostadsformen nämligen enkelstugan, som hade ett stort rum, s t u g a n, och ett mindre förstuparti. Det är en bostad, som under 1700-talet var mycket allmän och var socialt sett en blygsammare hustyp för småbönder och arbetare medan de bättre situerade begagnade parstugor. Dessa hus får en närmast konstant utformning som också avspeglar rådande kulturförhållanden. Det är enkelstuga, parstuga, knuttimring, skiftesverk och korsvirke som ger uttryck för detta förhållande. Andra länder och folk har sina motsvarigheter. Det är intressant att se hur senmedeltiden och den tidigare renässansens ridarborgar på kontinenten skänkte oss parstugans husform. Genom timringstekniken skapades de vackra tvåvåningsbyggda timmerhusen - svensk timmergotik, särskilt utvecklade i norra Sverige och speciellt i Hälsingland, där husen kunde bli ytterligare en våning högre. Dessa ranka parstugor utgöra något av de allra bästa i vår folkliga byggnadstradition och något av det mest utvecklingsdugliga.

Det vi i dag upplever av det äldre byggnadsskicket är dess okonstlade form, som samtidigt är fylld av vacker harmoni. Det gäller fasadernas form och proportioner, fönster och dess samspel med fasaden, materialet, takformer och dess beläggning. Därför blir det genast så fult i såväl



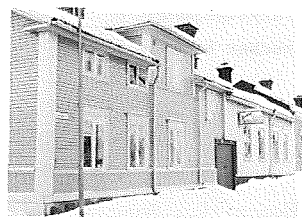
Fiskarstadens ofta återkommande portgångar är både funktionella och vackra.



Kvarteret Sköten i Fiskarstan. Kartan visar boningsbyggnader, portar, gårds- och plank.



Plank eller portar sluter gaturummet.



Porten betjänar ofta 2 eller 3 fastigheter.



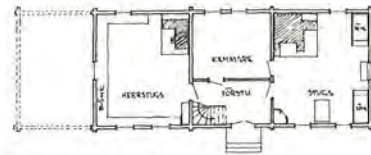
landsbygdsmiljö som i stadsbild när oförsiktiga förändringar vidtages.

De forskningar som utförts om det svenska kulturarvet blev uppmärksammat under byggnadsvårdsåret. Det bör besinnas i all debatt om bostadsplanering allt det som ligger förborgat i dessa forskningar till en outtömlig rikedom.

Parstugan bjuder en inre gotik. Det typiska för gäststugan är att den ligger tvärs genom längan med fönster ut mot landskapet i bägge fasaderna och i gaveln. Parstugan, allmogens bostad, var lätt att anpassa till stadens mönster med gator i rutnät. Planlösningen möjliggjorde utsikt mot både gata och gård samtidigt. I mönstret för allmogens byggnadsskick kan man se hur gårdarna ligga tätt slutna i byns form eller i den nordsvenska fyrbyggda gårdstypen med portlidret eller portgången, som leder in till gårdstunet. Laga skiftet slog visserligen sönder många fina bybildningar, men ännu kan man uppleva den genuina byn, som inte vederfors denna procedur. I stadens mönster återigen kan man se hus med körport, som förbinder gata och gård.

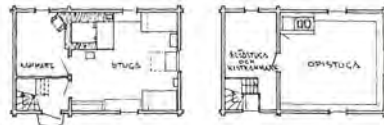
Till parstugornas historia hör också arvet från vasatiden bl.a. förstugukvistar. De eljest konventionella formerna fick

Gård i Hälsingland. Parstugeformen med vacker brokvist.



Parstugans plan.

Enligt en uppmätning i Hälsingland.



Enkelstugans 2 planer.

Enligt en uppmätning i Södermanland.

i brokvisten en tillgång, som kom att bli föremål för särskild formgivning, varierande i olika landskap. Rent konstnärliga uttryck med sockentraditioner är en ofta förekommande åtbörd, skön att skåda.

#### Stad i trä

Med hjälp av Sten Rentzhogs forskningar får man en utförlig bild av den svenska trästadens tillkomst och arkitektoniska uttryck genom tiderna. Man finner att det är särskilt Hudiksvall, som fortfarande kan visa fram dess särart och skönhet. En kort resumé är nödvändig. Man måste ha tid för sådana studier. Hudiksvall är staden, som växt upp flera gånger. Kyrkan byggdes 1672 och var praktiskt taget det enda ryssen skonade vid härjningarna 1721. Och stadens fäder fick gå till återuppbyggnad ännu flera gånger och gjorde det med en ständig förnyelse och uppövad byggnadsskicklighet. Efter en förhärjande brand 1792 byggdes den vackra stadsdelen i östra delen av staden. Den västra fick likaså ersättas efter liknande händelser 1878-79. Återuppbyggandet gav förutsätt-



Karlsgården i Järvsö, Hälsingland. Ett fint byggnadsarv från 1600-talet.

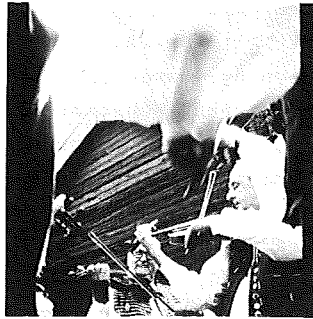
Foto Hilding Mickelsson

Bondgård från Hälsingland. Nu på Skansen i Stockholm. Teckning av Gotthard Gustavsson. Efter "Ett Decennium". En sådan bondgård ger ännu i dag bilden av vasatidens herresäte med dess ranka två våningar parstugor och sirliga förstugukvistar. Ur Erik Lundbergs "Svensk bostad".



ningar till nyare plansammanhang och ett iakttagande av en uppövad insikt om byggandets innersta väsen. Under 1800-talet hade staden en folkmängd som en medelstor svensk stad, ca 4.000 invånare.

Hudiksvall är de intima gatornas stad. Stadsmönstret karaktäriseras av gårdsbildningar med huvudbyggnaden i gatulinjen. Denna stilutveckling, som ägde rum årtionde efter årtionde visar att sinnet för proportioner var levande hos befolkningen. Under magistratens trygga och visa ledning skapades en enhetlig bebyggelse i gårdarnas typ, storlek, material och fasadbehandling. Gatorna lades rätvinkligt och husen uppfördes i en och två våningar. Luckorna mellan husen fylldes av plank, som målades lika husen med rödfärg eller ljusare oljefärger. De äldre husen uppförda på 1790-talet och tidigare hade den typiska parstugan med olika planavledda varianter och utökningar. Det var långsmala längor ofta med körport igenom. Denna körport att jämföra med bondgårdarnas portlider återkom på 1800-talet i Fiskarstan, där ofta två, stundom tre hus betjänades av en liknande körport, naturligtvis för den tiden nödvändig eftersom gårdsbyggnaderna inrymde viktiga utrymmen för hantverk, djur och förråd. Men det är fortfarande ett fint inslag i gatubilden och öppnar sambandet mellan gård och gata även



Folkmusik - byggnadstraditioner.



De högresta ranka husen tål ett utsatt läge tack vare en fin formgivning.



Smalheten - rankheten, adelsmärket åt hela bebyggelsen.

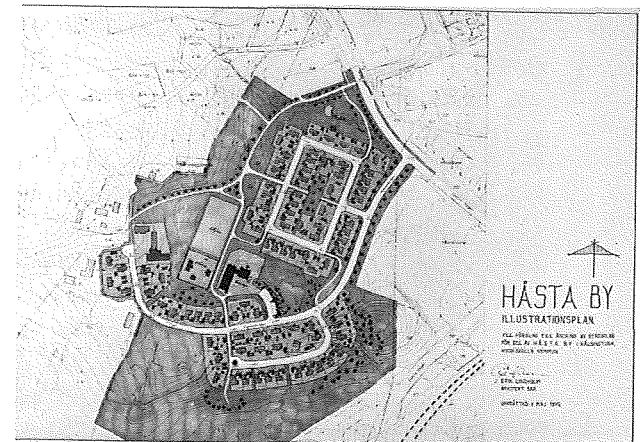


Perspektiv för Håsta nya by i Hudiksvall. Teckning Lisa Bauer.

för nutida människor. Här möter man gårdarnas växlande storlek beroende av dåtida ägares näringsfång. De timrade husens fasader försågs med varianter av stående paneler som slätpanel, lockpanel eller locklistpanel. På 1870-talet kom nyrenässansens påverkan och de timrade husen kläddes med liggande fas-spåntade bräder och smyckades av maskingjorda eller schablon-sågade detaljer.

Intresset för att hela staden skulle ge ett vackert och välvårdat intryck var stort. Ingenting fick ge intryck av planlös tillkomst. Panelarkitekturen skapades till stor del av lokala

Illustrationsplanen visar hur stadsplanen för Håsta By grupperar bebyggelsen i både stadsmässigt kvarter och i byvägens mönster. Gatorna har samtrafik.







Håsta nya by invid den gamla byvägen. Teckning Lisa Bauer.

hantverkare och under inflytande av lokal byggnadstradition. Rentzhog konstaterar att just genom brytningen mellan denna lokala tradition och den ledande stilutvecklingen möjliggjordes självständiga lösningar, som ger många panelhus deras framstående karaktär. Är det inte som en utmaning till vår tid:

Även med små ekonomiska resurser kunde husen ges en utsmyckning med rik arkitektonisk utformning. Tänk om det funnes pantvärden i nutida statliga låneformer för sådana kvaliteter!



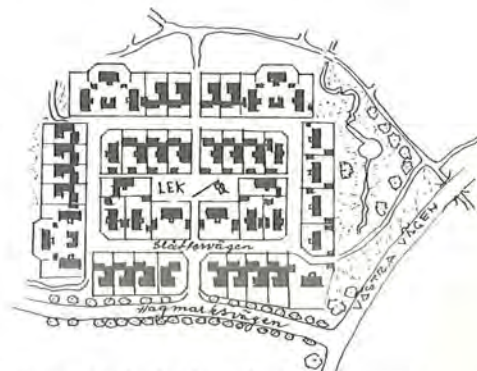
Gamla vårdträd inmättes. Vägbyggnad, ledningar och hus rättades efter träden.

### I angeläget ärende

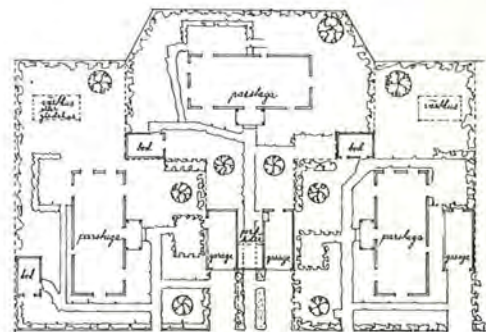
Ett landskaps kulturtraditioner avspeglar de värden människorna funnit väsentliga och därför överlever yttre förändringar. Här verkar också hembygdsvårdens organisationer. Landsantikvarie Ingemar Svensson har på ett omfattande sätt beskrivit och dokumenterat dessa traditioners livskraft och kvalitet. Det är ur detta jag funnit grunden för arkitektonisk gestaltning. Folkmusiken, konsthantverket, bildkonsten och hemslöjden följer den folkliga kulturtraditionen. Människors intresse för kultursammanhanget är en väsentlig grund att stå på. Andra må använda ord som nostalgi och pastisch. Men där funktionalismens raka språk varit utgångsläget har resultaten ofta blivit främmande uttryck för människor och miljö. Det har gått ett tidevarv emellan det att arkitekterna Ivar Tengbom och John Åkerlund gav uttryck för "förståelsen för våra halft förgätna traditioner i byggandets



Husgruppering med anknytning till allmogens gårdsmönster.



Det mer stadsmässiga mönstret inrymmer även landsbygdens gårdsmönster.



Planskissen visar husgruppering och fastighetsgränser för ovan visade gårdsmönster.



Stugsund, Söderhamn. Husen utformades med en anknytning till landskapets traditioner och föregick planeringen av Håsta By.



konst", och arkitekten Sture Balgårds studie i boken Nya hus i gammal stad, där han beskriver anpassningskraven vid vården av bebyggelsemiljöer. Allt för mycket har gått tillspillo i gamla fina miljöer och allt för mycket blir fult i en konstlad statusjakt i form och val av byggnadsmaterial. Det nu så aktuella behovet av tekniska lösningar i energikrisens spår måste också uppmärksammas så att denna teknik underordnas miljöbegrepp i ett kulturellt sammanhang. Ej att förglömma att i traditionsbyggandet låg invävt generationers erfarenheter av vindskyddade och solriktade lägen i byggandet. Man levde i nära förbund med natur och klimat.

Denna inför nordiskt forum oväntade presentation innebär också efterhandsmässiga funderingar. Ifråga om Håsta By kan man väl komma till insikten att gestaltningen "inte nådde ända fram" till vad den borde ha blivit. Tiden kanske inte var mogen och rädslan för lånetaket och andra svårigheter i den nutida byggprocessen är ju alltid det allt överskuggande under en planläggning och projekteringstid. Det är svårt att fånga det avgörande, det verkligt väsentliga. Det må gälla såväl Håsta By som denna beskrivning.

Var det möjligt att återknyta till gamla traditioner på ett avgörande sätt? Förgäves sökte jag stöd i aktuella facktidsskrifter och litteratur. Några förebilder kunde jag inte finna. Jag hade då slutfört en grupp på 25 hus i Stugsund inom Söder-

Håsta By. Till husen hör portlider som leder in till en inre gård för varje hus. Gården bildas av hus, bod och garage.



hamns kommun där jag sökte återknyta hus och gruppering till äldre traditioner och visste att boendemiljön där blev omtyckt.

#### Håsta nya by

Gamla Håsta byområde utgör tätorten Hudiksvalls yttre begränsning mot trafikleder i söder. Det var ett uttalat önskemål av kommunens stadsarkitekt och den kommunala ledningen att den nya bebyggelsen skulle gestaltas med bykaraktär och ges anknytning till landskapets och tätortens äldre byggnadstraditioner. Kommunens uppdrag innebar en förprojektering innan objektet skulle gå ut på anbudsräkning för byggnadsentreprenad. Uppdragets form och innebörd innebar goda möjligheter till samarbete mellan arkitekt och alla berörda förvaltningar inom kommunen. Det förelåg en stadsplan av konventionell typ. I samband med utformning av husen och dess gruppering kom ett helt nytt stadsplanemönster att träda fram. Ett ledmotiv fanns i områdets naturkaraktär och den gamla byns bebyggelse. Den 200-åriga lantmäterikartan med årtalet 1776 gav den historiska återklngen för 1976 års nya planering. I den stunden låg byvägen lika som förr kantad av vackra björkar. Genom hagmarken gick fortfarande den kvillrande Håstabäcken oberörd av senare tids angränsande stadsutbyggnad. Här bland tegar, barrträdsbevuxna kullar och hasselnår erinrade fornminnen om ännu äldre tider. Här förväntades att en folklig byggnadstradition skulle återkomma efter ett nära hundraårigt avbrott.



Håsta gamla  
bylandskap in-  
bjöd till en  
öppnare gårds-  
bildning.



Lika enkelt och självklart som man upplever traditionernas formspråk borde alltså den nya byn gestaltas. Med parstugans utvecklingsbara hustyp och grupperingsmässiga möjligheter sökte jag mig fram till ett stadsplanemässigt maner, som med hänsyn till naturmiljöns förutsättningar gav ett rutmönster i en del av området och i övrigt enligt den gamla byvägens möjligheter till husgrupperingar. Ur traditionerna togs det som var funktionellt möjligt. Planlösningar utvecklades till nutida komfort och byggteknik. Dåtidens bruk av häst och vagn blev nutidens bilburenhet inarbetad i mönstret för både byggandet och boendet. De enkla exteriöra huvuddragen, som samtidigt är så karaktärsfullt i alla årstider, återgavs i stående lockpanel, målade med gammaldags Falu rödfärg och vita knutar och listverk. Brokvisten fick i vissa sammanhang samma betydelse som förr och utformades med egen bykaraktär. Det är inte hela det traditionella begrepps innehållet som är väsentligt i första hand. I det gotiska byggnadsarvet ligger så mycket, som vi i dag inte kan återkomma till. Nu lades icke bilade stockvarv till uppbyggnad. Prefabricerade storblock gav en snabb och rationell produktion med krav på vindtäthet och god värmeisolering. Det ursprungliga sambandet och det tidlösa är däremot väsentligt. Här har samspelet mellan husen och gårdarna den stora betydelsen.

Håsta By an-  
gränsar till  
den förtätade  
stadsutbyggnaden.



#### Det utvecklingsbara

Det nya i mönstret för stadsplanens uppbyggnad synes ligga i parstugans möjligheter till varierad gårdsutformning i en förtätad låghusbebyggelse. I byar och stadsmönster kan förebilder återfinnas. Det kan utgöras av byars gårdsbildningar med portlider, det kan vara stadskvarterets mot gatan medeltidsmässigt gavelställda hus, där porten i planket hade portlidrets funktion. Det kan vara allmogens öppna gårdstun med flankerande gårdsbyggnader, det kan vara den helt slutna inre gården omgiven av byggnader, bodar och portlider eller allmogens 4 byggda gård, som här fått en ny funktion genom 3 enskilda tomtbildningar. Bodarna, de som vanligtvis kallas för råd och garage, har i gårdsbildningen givits en särskild funktion. Miljöbilderna växer fram allt efter det träd och buskar kommer in i sammanhanget. I stadsplanen gavs också rätt till ytterligare gårdsbyggnader på därför lämpade tomter, byggna att nyttjas som gäststuga, bostad för anhörig, snickarbod eller vävstuga. Här kan också behovet av t.ex. växthus bli tillgodosett.

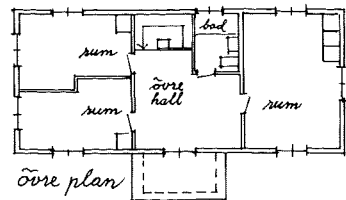
I mönstret för gårdsbildning eftersträvades möjligheter till avskildhet. Byns gemenskapsprägel gavs i parkstråk och gaturum med samtrafik, barnstuga, lek- och fritidsytor och lokaler. Kvartermönstren för bebyggelsens olika kombinationer gav underlaget för stadsplaneekonomin. Enligt kommunens beräkningar

gav den nya planläggningen en bättre planekonomi på 400.000:- i förhållande till en tidigare plan. Det var väsentligt eftersom hela projektet skulle vara statligt belåningsbart.

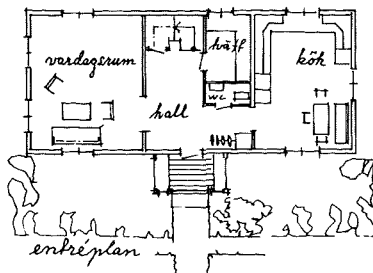
Gruppbebyggelse har blivit en produktionsform som inte förefallit passa in i sammanhang, som har med traditioner att göra. Det var därför av största betydelse att komma fram till lösningar, som möjliggjorde denna teknik och metod. I gruppbebyggelsen måste då ligga invävt något som enkelt och självklart kan upplevas som tradition. För att tala med Erik Lundberg: "Det är också fråga om den enskilda huskroppens egensinniga gestaltning: Det låga sadeltaket, som f.ö. har sin andel i det svenska husets sträva osmidighet. Smalheten och rankheten hos många långa. Just den rankheten är det väl f.ö. som ger a d e l s m ä r k e t åt hela bebyggelsen." Upplevelsen av just det karaktäristiska var vägledande i utvecklingsarbetet som föregick bebyggelsen i Håsta by.



Nygamalt med parstugor utmed byvägen.



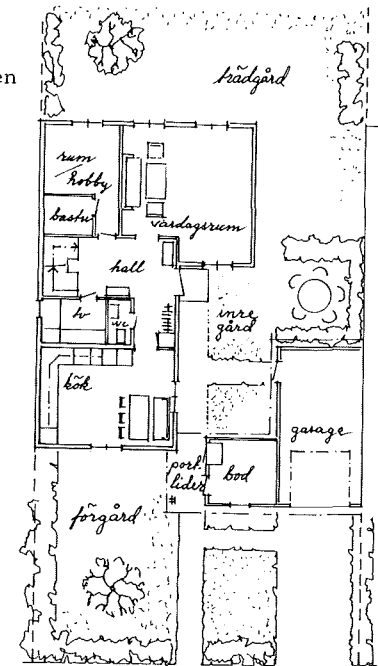
övre plan



enkeplan

Huset har den traditionella planlösningen med "stugor" på ömse sidor om förstugan. WC, tvätt, bad m m ingår i utvecklingen av parstugan. Lägenhetsyta 123 m<sup>2</sup>.

I ett följande bostadsområde, Idenor i Hudiksvall, omfattande ett 150-tal hus, har ytterligare en husform införts. Det är sammanbyggda långsmala hus likt stadens gatuhus. Varje hus i längan får en portgång genom huset för kommunikation mellan gata och gård. Husets planlösning kan ses som en utveckling av enkelstugan i två plan och med möjligheter till varierad lägenhetsyta. Tillsammans med Håstabyns husformer får Idenor nya by en ytterligare visuell dimension, som också avses stämma med den mer långsträckta landskapsbilden. Även här har en ny stadsplan byggts upp efter den särskilda husgestaltning och



Parstuguavledd planlösning, ett s.k. grändhus. Lägenhetsyta 150 m<sup>2</sup>.

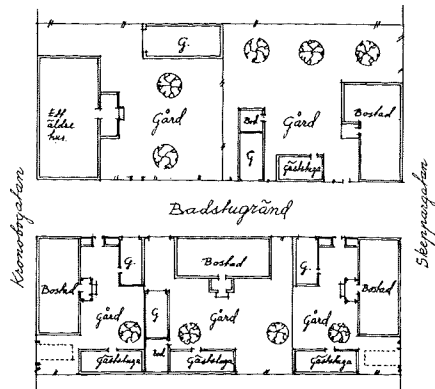


Gatufasad med portlider.





Ett nytt kvarter i Fiskarstaden med parstugor, som modell, byggda i gatu- linjen.



Planen visar tomternas disposition med bonings- byggnad, gäststuga och övriga gårdshus.

Gårdsinteriör i samma kvar- ter med gäststuga, bod och garage.



gruppering, som här fått sin beskrivning. Detta har kunnat genomföras samtidigt som planekonomin, gentemot en tidigare plan, förbättrats för området i storleksordningen 1 miljon kronor.



Skulpturer av Kristina Tingvall.

Foto Berndt Persson

Ett minne från Håsta by vintern 1978-79 med för- gängliga skulpturer av snö - en nordisk bild med aning av gångna sekel ...

#### Litteratur:

Min lilla stad av Birger Lundberg

Svensk byggnadskultur av Sigurd Erixon

Svensk bostad av Erik Lundberg

Villabebbyggelse i Sverige 1900-1925 av Elisabeth Stavenow-Hidemark

Stad i trä av Sten Rentzhog

Hus i trä av Gunnar Hedborg och Ingemar Svensson

Kulturhistoriska miljöer av Erik Nordin

Kulturvård och samhällsbildning av Sverker Janson

Gamla svenska allmogehem av Ivar Tengbom och John Åkerlund

Nya hus i en gammal stad av Sture Balgård

-----  
Tre og brann, oversiktsinnlegg  
-----

Brannsjef, siv.ing. Vetle Hylland, Oslo Brannvesen, Norge

Vi kan sette opp fire overordnede krav som gir oss rammen for de regler vi trenger når bygningsmaterialer skal velges og hus bygges:

- 1) Huset skal være slik at det gir meget lav risiko for skade på liv og helse dersom brann inntreffer. Dette betyr at rømmingsmulighetene må være sikre. Det betyr at utvikling av røyk og giftige gasser ikke må skje så raskt at rømming hindres. Det betyr at slukkings- og bergingsmannskaper må kunne arbeide i og ved huset uten plutselig å bli utsatt for uventede, farlige situasjoner.
- 2) Huset skal gi et rimelig vern for de eiendeler beboerne omgir seg med. For få år siden var det oftest huset selv som representerte tyngden av verdien. Idag er vi blitt så rike at innbo og løsøre ofte er mer verd. Dessuten har eiendeler gjerne ikke-materiell, følt, verdi som vanskelig kan erstattes.
- 3) Huset skal i seg selv ha god motstandsevne mot brann. Det innebærer at overflatene i en rimelig tid må beskytte konstruksjonene som ligger bak i vegger og etasjeskiller. Det innebærer at husets enkelte deler ikke må delta i, eller bidra til, en heftig utvikling av brannen. Det innebærer at materialvalget i husets enkelte deler ikke er slik at en liten brann medfører stor og kostbar skade. Huset må ikke være skadeømfientlig.
- 4) Huset må tilslutt ha slike egenskaper at faren for smitte av brannen til nabobebyggelse unngås. I de gamle trebyer var jo ikke dette kravet oppfylt - og vi bør passe godt på slik at vi ikke pånytt gir oss til å bygge områder hvor faren for bybranner gjenoppstår.

I Norden, hvor tre er et dominerende byggemateriale i småhus er det nødvendig å skaffe seg klarhet i hvordan trehuset skal utformes for å oppfylle disse fire krav. Viktigheten av dette understrekes av at det idag kan merkes et press i retning av økt bruk av tre og småhus. Dels er det "myke verdier", og "miljøskapende faktorer" som trekker i retning av økt bruk av tre. Dels er det harde tall om materialøkonomi som legges på vektsskålen. Forventet skade ved brann må også telle med.

For nå å ta liv og helse først: Omkring 300 mennesker mister livet i Norden hvert år som følge av brann. Hva de dør av, og hvor, viser den svenske "Brandriskutredningen" ved hjelp av tall fra Storbritannia. Av totalt 270 registrerte dødsfall skyldes 213 (78,9 %) røyk og giftig gass, altså kvelning og forgiftning. Kun 47 (17,4 %) døde som følge av forbrenningsskader. 10 dødsfall hadde ukjent årsak. Av de 213 døde 156 på selve åstedet og 24 i samme rom som åstedet. Disse tallene viser at det oftest er startbrannen som dreper. Denne startbrannen skjer nesten alltid i et møbel, eller en annen innredningsdetalj. Kun unntaksvis starter brannen i selve bygningskonstruksjonen. Mange branner starter også som følge av at offeret selv, i sløv et tilstand forårsaker antennelsen.

Hva bygget selv består av har derfor liten eller ingen betydning for personsikkerhet i småhus, eller for å si det på en annen måte; de materialanvendelser og konstruksjonstyper som har anvendelse idag er allerede så sikre at en ytterligere skjerpelse av f.eks. byggeforskriftenes bestemmelser for bærende og adskillende konstruksjoner i småhus knapt ville resultere i noen merkbar reduksjon av antall dødsfall.

Personsikkerheten øker vi derimot ved å gå løs på de faktorer som bestemmer risikoen for dødsfall: materialvalg i møbler og innredninger, innvendig overflate i boligen, planløsningen i boligen og selvfølgelig adferdsmønsteret og manglende aktsomhet hos husets innbyggere.

Verdiene i huset skal ha et rimelig vern mot skade i brann. Dette oppnår vi ved å begrense utbredelsen av selve brannen, og de skadelige produkter som den utvikler.

Oppstår det en antennelse, bør derfor huset være "tregt" med hensyn på utbredelse av flammer, røyk, sot og korrosive gasser. Dette oppnår vi ved at vegger og tak har overflater og kledninger som er uvillige til å antenne og som har liten evne til å underholde og spre brann.

Av stor verdi for økt treghet i utbredelsen av brann har også en heldig planløsning. I praksis betyr dette at huset bør deles i rom, eller i hvert fall i grupper av rom, som selv om de kanskje ikke formelt kan klassifiseres

som brannceller, likevel langt på vei kommer til å fungere som slike.

Et hus hvor dører er lukket vil derfor med stor sikkerhet gi mindre forventet brannskade enn en åpen planløsning. Det er lett å finne frem eksempler hvor branner har forblitt i det rom hvor den oppsto fordi vegger, gulv, tak og dører motsto brannen lenge nok til at den ble kvalt eller kunne bekjempes.

Seksjonering er derfor et begrep man med fordel kan ha i bakhodet også når småhus planlegges. Myndighetenes forskrifter kunne ha innflytelse ved f.eks. å forlange at kjøkken og våtrom, stue, soverom, hver for seg skulle adskilles med bygningsdeler av en minste brannmotstand, B 30 f.eks. De fleste vegg-, tak- og gulvkonstruksjoner i trehus i dag ville uten videre, eller med små modifikasjoner, tilfredsstille et slikt krav. En formalisering til forskrift ville derfor bare stadfeste en heldig situasjon og hindre introdusering av løsninger med dårligere brannmotstand.

Ventilasjonskanaler som kan spre brann må sikres, og hulrom i konstruksjonen forøvrig fordrer også omtanke. Åpne eller ikke eksisterende dører gir idag brannen spredningsmuligheter som sunn fornuft og enkle forskrifter kunne frarøve den.

Huset selv må kunne tåle en mindre brann uten at skadene blir store. Hos et trehus vil en liten brann, i motsetning til f.eks. i et hus med betongstamme, føre med seg en risiko for totalskade på konstruksjonen. Denne risikoen for totalskade av trehuset kan en kraftig redusere ved tiltak som f.eks. sprinkling eller annen stasjonær slukking. Slike tiltak er vel helst aktuelle ved bygg av antikvarisk verdi.

Skader som følger av røyk, sot og korrosive produkter bekjempes best ved å forhindre utbredelse, altså seksjonering igjen.

Mange moderne kunststoff utvikler raskt store mengder røyk. Restriksjoner på bruken av slike materialer kan tenkes, men ligger trolig noe inn i fremtiden.

Vegger, tak og gulv, ja, bygningsdeler generelt, burde ideelt utføres slik at det ved en liten brann var bare overflaten eller dekk-sjiktet som ble berørt.

Dette ytterste lag burde være enkelt, og helst billig å fornye. Kjernen, bæredelen i et bygningsselement bør stå seg uskadde, eller i hvert fall stabilt og bæredyktig i 30 minutter.

For å kunne velge ut materialer og utførelsesmåter som har den ønskede motstandsevne må man sitte inne med kunnskap om hva de enkelte er gode for.



Slik kunnskap kan bare erverves ved prøving under virkelighetstro betingelser.

Et rasjonelt klassifiseringssystem for bygningsmaterialers oppførsel i brann er en nødvendighet. Denne klassifisering må være så nyansert at forskjeller av betydning for vurdering av risikoen kommer klart frem og erkjennes, men heller ikke mer komplisert.

Idag sorteres i Norge bygningsmaterialer stort sett etter filosofien: brennbar eller ikke. Det er behov for en mer detaljert klassifisering, spesielt av de brennbare materialer, som idag er en gruppe med sterkt varierende egenskaper. Det mønster for klassifisering som skisseres, NKB-skrift nr. 29, og som er på tale som underlag for en "Norsk standard for klassifisering av bygningsmaterialer i brann", er et brukbart eksempel på en forbedret, mer nyansert klassifisering.

Utprøving etter "svensk røykboks" NT-fire 004 med tre grensekurver for temperaturutvikling, burde gjøre produsenter av tre og trebaserte materialer tilfreds. Her gir en grensekurve III mulighet for å skille vanlig virke fra en rekke kunststoffer med ugunstigere egenskaper. Og de to neste grensekurver II og I gir mulighet for "premiering" av brannhemmende behandling av stigende godhet.

Det fjerde, og for samfunnet viktigste krav er at brannen i et hus ikke må spre seg til nabohuset og videre. Katastrofebrannen, bybrannen, må unngås, selv om ekstremt gode forutsetninger for spredning er tilstede.

Den gamle trehusbebyggelsen, slik vi kjenner den bl.a. i norske småbyer gjennom mange hundre år, hadde svært dårlig - om noen sikring mot brannsmitte.

Bybrannene herjet.

Idag trekkes bebyggelsen og bomiljøene i disse byene frem som eksempler til etterfølgelse. Ikke bare kan man hevde at miljøet var godt, tomteutnyttelsen var også høy, og totale anleggsmkostninger ble derfor lave. Slike tall teller også idag.

Vi må vokte oss nå, slik at vi ikke igjen gir oss til å bygge byer som er disponert for katastrofebranner. Det bør være mulig å gjenskape det verdifulle miljø i småhusbyen uten at brannfare følger med på kjøpet.

Nøkkelordet er oppdeling av områdene, seksjoner, til enheter som samfunnet kan godta å tape.

Ved industribranner er idag en skade på 10-20-30 millioner godtatt. Satte vi nå øvre grense for samfunnsmessig akseptabel skade i et boligområde til 10 mill.kr., og antar vi at en normal bolig med innbo kan verdsettes til

5000 kr./m<sup>2</sup> gir dette 2000 m<sup>2</sup> som største aksepterte skade. Regnet i bolig-enheter er dette 15-20-25 stk. - et antall som burde tilfredsstille de fleste arkitekters behov ved planlegging av et lokalt miljø.

I Norge idag er kravet til rekke/kjedehus at de enkelte boligenheter adskilles med B 30 vegg, og at de for hver 800 m<sup>2</sup> (600 m<sup>2</sup> dersom de bygges i to etasjer) skilles fra neste gruppe med brannvegg A 120. I prinsippet kan slike enheter kobles i det uendelige.

Jeg vil hevde en begrensning på ca. 2000 m<sup>2</sup>, med tilleggskrav som sikrer vanntilførsel og adkomst for brannvesen. Krav om B 30 som skille mellom boligene, og kanskje også noen steder innen den enkelte bolig. Krav om 20 m, ja, kanskje 30 m avstand som sikring mot smitte til neste gruppe på 2000 m<sup>2</sup> ville gi beboerne et akseptabelt risikonivå, og samfunnet en akseptabel forventet skade.

I Norge er det aktuelt å bygge boliger på terreng som skråner så kraftig at det kan ha betydning for brannspredning. Dagens regler for brannseksjonering kan være vanskelig å anvende i slike tilfeller. Erfaringen med brann i slike områder er liten, og det kan tenkes at egenartede tiltak er nødvendige. Forbedrede regler er imidlertid avhengig av forbedret kunnskap som idag ikke foreligger.

De fire spørsmål - og de svar en kan gi - er langt på veg det man idag kaller risikoanalyse. Driver vi en slik analyse ut i det ekstreme, mister den sin verdi fordi den ikke lenger er et praktisk anvendbart redskap. Kunsten er, her som på så mange områder, å forenkle forestillingene slik at arbeidsinnsatsen blir lav, men ikke lenger enn at alle viktige faktorer kommer med i riktige proporsjoner. Det kreves streng selvdisiplin av enhver av oss - slik at vi ikke skjuler frykten for å ta en beslutning bak kravet om enda bedre utredning av problemet.

-----  
 Overfladematerialers brandtekniske egenskaber

- en eksperimentel undersøgelse  
 -----

Lektor, civilingeniør Torben Jakobsen, Institutet for Husbygning,  
 Danmarks tekniske Højskole, DK-2800 Lyngby

Plader af meget forskellige materialer, udførelser og størrelser har i en lang årrække været anvendt som indvendige eller udvendige beklædninger til bygningsbrug. Afhængig af det konkrete anvendelsesformål skal pladerne kunne opfylde en række funktionskrav i henseende til f.eks. mekanisk styrke, formstabilitet og fugtbestandighed, bearbejdighed og overfor brandpåvirkning. - Der redegøres i det følgende for en brandteknisk undersøgelse af en række pladematerialer, i hvilke der indgår brændbare stoffer i forskellig form og mængde. Herunder beskrives kortfattet de enkelte delundersøgelser og deres resultater, og der gives en sammenfatning af hovedresultaterne.

#### Overfladematerialers brandtekniske egenskaber

Bygningskonstruktioners brandmodstand karakteriseres normalt ved deres evne til ved en standardiseret prøvning at opfylde 3 kriterier: stabilitet, integritet og isolering i et givet tidsrum plus eventuelt et krav til restbæreevne. For pladematerialer, der bruges til overfladebeklædninger med eller uden konstruktiv funktion, er det imidlertid ofte andre egenskaber, der har særlig betydning, nemlig de såkaldte overfladebrandtekniske egenskaber:

Brændbarhed	Flammespredning på overfladen
Antændelighed	Flammeindtrængning (gennembrænding)
Varmeudvikling samt	Røgdudvikling, intensitet og mængde Gasudvikling, mængde og giftighed.

Netop disse egenskaber influerer afgørende på personsikkerheden under en brand, og da især i dennes første, kritiske fase. Forholdet understreges af, at af de ca. 80 personer, der årligt omkommer her i landet som følge af brand, dør langt de fleste af kvælning eller forgiftning, en del af forbrænding og kun ganske enkelte som følge af bygningssvigt under branden.

Det bør derfor tilstræbes, at man i videst muligt omfang anvender materialer med gode overflade-brandtekniske egenskaber, - og der skal hertil

føjes, at dette ikke alene gælder de pladematerialer, man måtte bruge i bygningerne, men også bygningernes indhold i øvrigt.

#### Om klassifikation og prøvning af pladematerialer

Det er ikke hensigten her detaljeret at behandle de to emner, klassifikation og prøvning/prøvningsmetoder, men der erindres om, at bygningsreglementet, BR77, (bilag 3) opdeler materialer i 2 klasser, A og B, og beklædninger i andre 2 klasser, 1 og 2. De sidste afledes af materialeklassifikationen + et beskyttelseskrav mod antændelse af bagved liggende brændbart materiale eller mod dobbeltsidig brand (klasse 2) i mindst 10 minutter.

I det nævnte bilag 3 findes også klassifikationskravene, og de standardiserede prøvninger, der skal udføres til afgørelse af, om kravene kan opfyldes for et givet plademateriale er anført. Prøvningsmetoderne findes beskrevet enten i de danske standarder, DS, eller i de såkaldte Nordtest-prøvningsmetoder.

Det må imidlertid erkendes, at de standardiserede prøvninger ikke til fulde giver oplysninger om de overfladebrandtekniske egenskaber. Der savnes eksempelvis prøvninger for røg og gassers sammensætning og giftighed, ligesom bestemmelsen med små prøvestykker af varme- og røggasudvikling ikke giver sikre udsagn om udviklingen under en faktisk brand. Der er derfor udviklet forskellige supplerende, men endnu ikke standardiserede, prøvningsmetoder, hvormed man søger at dække behovet. Generelt opereres i disse med større prøvestykker og med mere avanceret måleudstyr i apparaturet. Den foran nævnte beskyttelsesprøvning udføres i fuldskala i prøvningsovne, og undertiden søges resultaterne fra standardprøvningsmetoder sammenholdt med en prøvning i et fuldskalalab (ofte betegnet som storlådaprøven).

Det gældende prøvnings- og klassifikationssystem har, set fra et forskningssynspunkt, den mangel, at det kun tilsigter at sikre et vist niveau, og desuden er nøjere oplysninger ofte til dels utilgængelige, eller i hvert fald vanskelige at indsamle. Noget lignende gælder for storskalafor søgningerne, der må betragtes som værdifulde, men som qua omkostningerne kun udføres i begrænset omfang.

#### De brandtekniske undersøgelser

Med de ovennævnte forhold in mente, men i øvrigt også på baggrund af byggeriets udvikling i retning af højisolerede og meget tætte boliger, ofte udført med indvendige brændbare pladematerialer i vægge og lofter, - en udvikling, der brandteknisk kunne give anledning til betænkeligheder - ,

gennemførtes de her omhandlede eksperimentelle undersøgelser. I disse indgik, ud fra den betragtning at kun få pladematerialer efter en tids forløb står med rå overflade, også forsøg med visse pladetyper med forskellige beklædninger og behandlinger.

Undersøgelserne, der blev gennemført i form af et 2-mands eksamensprojekt [1], kom til at omfatte ialt 17 prøvetyper:

<u>Pladetype og eventuel beklædning/behandling</u>	<u>rumvægt</u>
1. Vægspånplade, V20, urealim - 12 mm	} 660 kg/m <sup>3</sup>
2. samme m.200 mm isolering bag v.panelpr.	
3. samme pl. med hessian - Hessian	410 g/m <sup>2</sup>
4. samme pl. med vinyltapet - Vinyltapet	215 g/m <sup>2</sup>
5. samme pl. med savsmuldtapet - Tapet ca.	250 g/m <sup>2</sup>
6. samme pl. med 3 mm korkbeklædning - Kork	260 g/m <sup>2</sup>
7. K-spånplade, V313, melaminlim - 12 mm	680 kg/m <sup>3</sup>
8.-9. Cementspånplade, 12 mm - med varier. bagisolering ved panelprøve	} 1290 kg/m <sup>3</sup>
10. Brandimprægneret spånplade, 19 mm	
11. Japanpanel, 3 mm træpanel uden behandling, ca.	660 kg/m <sup>3</sup>
12. Samme, med "prof." udført brandmaling på	500 g/m <sup>2</sup>
13. Samme, med "amatør" udført brandmaling på ca.	500 g/m <sup>2</sup>
14. Gipsplade, 13 mm, uden beklædning	830 kg/m <sup>3</sup>
15. Gipsplade, med savsmuldtapet - Tapet, ca.	250 g/m <sup>2</sup>
16. Douglas Fir krydsfinér, 10 mm	580 kg/m <sup>3</sup>
17. Brandimprægneret krydsfinér, FRCW, 10 mm	850 kg/m <sup>3</sup>

Valg af standardprøvningsmetoder og supplerende prøvninger eller forsøg med målinger og observationer blev truffet ud fra det føromtalte personsikkerhedssynspunkt og kun i mindre grad ud fra konstruktive hensyn. Som særlig relevante for formålet udvalgte følgende:

#### Prøvningsmetoder for materialeegenskaber

1. Panelprøven, DS 1058.3: Antændelighed, flammespredning
2. Låda-prøven, DS 1058.2: Overtænding, røggasudvikling
3. Smoke Density Chamber (SDC) prøven (ej standardprøvning) } Bestemmelse af røggaskoncentration og af vægttab ved forbrænding
4. Prøvning i 1 m<sup>3</sup> ovn (ej standardprøvning) } Gennembrænding, gasanalyse
5. Storskalafor søgning i prøvehus: Overtænding og røggasudvikling

Prøvningsmetoderne 2, 3 og 4 blev udført på Statsprøveanstaltens brandlaboratorium, panelprøve og storskalafor søgning på to industrilaboratorier.



Ved prøvning i 1 m<sup>3</sup> ovn, hvor brandpåvirkningen i øvrigt følger temperatur-tidskurven ~ DS 1051, foretoges dels kontinuerlig måling af røggassens CO-indhold, dels måling af koncentration af andre gasser ved hjælp af Dräger-rør, udvalgt efter de sandsynligt forekommende gasser fra den pågældende plade. - For 4 spånpladetyper, herunder cementspånpladen, blev der desuden gennemført måling af temperatur-tidsforløbet gennem pladerne ved hjælp af termoelementer placeret i forskellige dybder.

Af flere forskellige grunde blev det desværre kun muligt at gennemføre 2 storskalaforsøg, et med urealimede og et med melaminlimede (fugtresistente) spånplader. Desværre, fordi netop storskalaforsøgene giver mulighed for at undersøge f.eks. effekten af varierende kombinationer af pladetyper, placeret i loft og på vægge.

#### Undersøgelsesresultater

En så forholdsvis omfattende forsøgsserie, som den her omhandlede, giver en meget lang række måleresultater og registreringer, som alle er anført i projektrapporten, men som det falder uden for dette indlægs formål at gengive. Nogle delresultater samt hovedresultaterne og de konklusioner, der kan drages deraf med hensyn til overfladebrandtekniske egenskaber, skal omtales i det følgende, hvor der er henvist til bilagene 1-5 med diagrammer og tabelopstillinger.

Ved betragtning af resultater og konklusion må man erindre sig undersøgelsens udgangspunkt, personsikkerheden i brandens første fase, eftersom den foretagne vægtning af resultaterne fra de forskellige prøvninger er baseret på en vurdering af deres betydning for denne. Den anvendte pointgivning tilstræber ikke en nøje sammenhæng med forsøgsresultaterne, men følger den relative sammenhæng mellem dem. Følgelig bør der heller ikke opstilles en nøjagtig proportionalitet mellem angivelserne i slutresultatet, men rækkefølgen heri må anses for at være korrekt. Det bemærkes, at resultaterne fra storskalaforsøgene ikke indgår i dette på grund af det begrænsede forsøgsmateriale.

#### 1. Prøvning i panel-apparat, DS 1058.3

Krav opfyldt til materiale af

kl.A: Cementspånplade uanset isolering bagved.

kl.B: Begge typer spånplade som prøvet. Brandimprægneret spånplade (dog ingen flammespredning). Gipsplade (brandarealkrav til kl.A ikke opfyldt i pap). Gipsplade med savsmuldstapet. Japan-panel med brandhæmmende maling. Douglas Fir krydsfiner.

Udenfor klassifikation: Vægspånplade V20 med kork. Japanpanel uden behandling. (Begge dumper på både antændelighed og flammespredning.) I bilag 1 er pladerne opstillet i en rækkefølge baseret på brandarealbemmelserne til klassifikation. Pointtallet svarer hertil. I opstillingen er prøvningerne af f.eks. cementspånpladen medtaget under et, da der ikke sås signifikante forskelle. Valget af vægttal 3 og dermed de vægtede point er beskrevet i sammenhæng med slutresultatet; tilsvarende gælder for de følgende 3 prøvninger.

#### 2. Låda-prøven, DS 1058.2

Krav opfyldt til materiale af

kl.A: Cementspånplade. FRCW-plade. Gipsplade.

kl.B: Vægspånplade. V20 med og uden isolering. Samme med vinyltapet.

K-spånplade V313. Brandimprægneret spånplade. Japanpanel med brandhæmmende maling.

Udenfor klassifikation: Vægspånplade med beklædning af hessian, savsmuldtapet eller kork. Douglas Fir krydsfiner (dumper på krav til røggastemperatur). Japanpanel uden behandling.

I bilag 1 er pladerne opstillet i rækkefølge baseret på måleresultater til klassifikation. For gipspladerne er resultatet taget fra en tidligere prøvning.

#### 3. Smoke Density Chamber-prøven

Som før nævnt, er SDC-prøven, oprindeligt udviklet af National Bureau of Standards, U.S.A., ikke en standardiseret prøvningsmetode, men kan forudses at blive det, eftersom den muliggør en nøje bestemmelse af den vigtige parameter: Røggasudviklingen. Desuden bestemmes ved denne prøvning vægttabet, som angiver materialets forbrænding.

Ved prøvningen udsættes prøvestykket for en kendt strålevarme, og der prøves med og uden pilotflamme i 20 minutter eller til røggintensiteten er stabil. Den akkumulerede røgmængde måles ved at registrere dæmpningen af det transmitterede lys i et vertikalt optisk system.

Røggintensiteten udtrykkes ved den specifikke optiske densitet,  $D_g$ , der er et dimensionsløst tal:

$D_g = (V/A L) \log(100/T)$ , hvor

T = transmitteret lys i %

V = volumen af prøvekompartimentet

A = arealet af prøvelegemet

L = lysstrålelængden (914 mm).

$D_s$  beregnes for hvert minut og optegnes som funktion af tiden. Normalt beregnes også den maksimale optiske densitet,  $D_m$ , og den maksimale forøgelse pr. minut af den specifikke optiske densitet,  $R_m$ , målt over en periode på 2 minutter.  $R_m$  er således et mål for hastigheden i røgdudviklingen:

$$R_m = \max(D_{s_k} - D_{s_{k-2}}) / 2$$

Det prøvede materiale klassificeres ved kravene:

	kl.A	kl.B
$D_m$ :	$\leq 250$	$\leq 700$
$R_m$ :	$\leq 30$	$\leq 100$
$D_s$ :	$\leq 16$	-

Der er ikke fastsat krav til vægttabet i %.

I bilag 4 er nogle af prøvningsresultaterne vist i stavdiagrammer, desuden er indtegnet grænseværdierne for materialeklassifikationen. Pladerne er opstillet i rækkefølge i bilag 2.

#### 4. Prøvning i 1 m<sup>3</sup> ovn

I denne ovn kan udføres prøvning af pladestykker på ca. 1 m<sup>2</sup>, placeret enten lodret i siden eller vandret i låget, som her gjort. Ovnene er oprindelig udviklet til prøvning af skibsbygningskonstruktioner, og normalt undersøges prøvestykket for brændbarhed, for brandmodstandsevne og for røgdudvikling på udvendig side. Som relevant for nærværende undersøgelse blev følgende observationer foretaget:

Registrering af gennembrændingstiden.

Kontinuerlig måling af temperaturfordelingen i udvalgte plader.

Kontinuerlig måling af CO-koncentrationen i røggasserne.

Måling (i begrænset omfang) af koncentrationen af andre giftige gasser med Dräger-rør. Denne sidste måling udføres som enkeltbestemmelser med intervaller og for gasarter udvalgt ud fra kendskab til pladematerialets sammensætning og sandsynlige forbrændingskarakteristika.

De kritiske koncentrationer af CO, udtrykt i f.eks. % eller p.p.m., foreligger oplyst, men der savnes nøje kendskab til de fleste andre giftige gassers kritiske værdier. Som grundlag for bedømmelse af et fundet stofs giftighed kan dog bruges de hygiejniske grænseværdier, HGV, fastsat af Arbejdstilsynet. Herved forstås den maksimale koncentration, som en person normalt kan udsættes for uden skadelig virkning under 8 timers dagligt arbejde. De kritiske værdier for korttidspåvirkning vil udgøre en vis brøkdel deraf, men det må huskes, at der ved en brand ofte udvik-

les flere giftige gasarter samtidigt, hvis virkning måske summeres.

For en række plader er gennembrændingstiden og CO-koncentrationen i %-vol. optegnet i bilagene 5 og 3. Målingerne med Dräger-rør blev koncentreret omkring spånpladerne i materialeklasse B samt Douglas Fir krydsfinéren. Blandt resultaterne skal nævnes, at der for den rene vægspånplade konstateredes koncentrationer af formaldehyd efter 5 og 7,5 min. på 45 og >50 ppm (HGV = 2 ppm) og af cyanbrinte (blåsyre) efter 10 min. på >30 ppm (HGV = 10 ppm). For samme plade beklædt med kork fandtes cyanbrintekoncentrationer efter 6,5 og 8,5 min. på 30 og >150 ppm (HGV = 10 ppm). K-spånpladen udviste ammoniakkoncentrationer ved 6 og 9 min. på 25 og 40 ppm (HGV = 25 ppm). Douglas Fir krydsfinéren udviste cyanbrintekoncentrationer ved 4, 7,5 og 9 min. på henholdsvis 2, >30 og 25 ppm (HGV = 10 ppm).

HGV-værdien er for CO = 0,005%, og en almindeligt opgivet kritisk værdi = 1,0 % for ophold i 1 min., så det ses, at CO-koncentrationen normalt vil være kritisk før nogle af de øvrige gasarters.

Samles alle resultater fra prøvningen i 1 m<sup>3</sup> ovnen, kan pladematerialerne opstilles i rækkefølgen, vist i bilag 2. Det bemærkes, at når den korkbeklædte spånplade fremtræder så gunstigt heri, skyldes det dels lang gennembrændingstid og dels den relativt sene CO-udvikling.

#### Storskalafor søg med 2 typer spånplader

Ved de standardiserede og andre prøvninger kan man sikre sig et vist niveau for materialernes brandtekniske godhed, men får ikke nødvendigvis sikre udsagn om udviklingen under en faktisk brand. Storskalafor søg med det eller de aktuelle pladematerialer kan give særdeles værdifulde oplysninger om antændelighed, brandudbredelse og røggasudvikling, omend under mindre veldefinerede omstændigheder. Vurderingen af brandforløbet vil normalt ske ved visuelle observationer, men støttet af termomålinger og ret simple røgin-tensitetsbestemmelser. Gaskoncentrationsmålinger er vanskelige at gennemføre. Forsøgshuset er indrettet som beskrevet i [5], med et rum på ca. 15 m<sup>2</sup> og en korridor bagved på 3 m<sup>2</sup>, rumhøjde 2,60 m. 2 m<sup>2</sup> dør i rummets begge ender, og en ventilationsåbning i korridorens baggavl på ca. 0,5 m<sup>2</sup>. Loftet og væggen beklædes med pladematerialerne, og som ildkilde anvendes et bål med ca. 20 kg krydslygende fyrretræsstave. Der antændes med sprit. Bålet placeres normalt for enden af korridoren, men blev i dette tilfælde placeret ved et inderhjørne i rummet, i øvrigt med samme afstande til vægfladerne. Denne placering skønnes mere realistisk i forhold til faktiske

brandes sandsynlige opståen.

Det blev kun muligt at gennemføre forsøg med de to typer spånplade, og i mangel af reference til de øvrige undersøgte pladematerialer, indgår forsøgsresultaterne ikke i det endelige undersøgelsesresultat. Fra forsøgene gengives følgende observationer:

	<u>Vægspånplade</u> ved minut	<u>K-spånplade</u> ved minut
Antænding, loft	2	2½
Overtænding, loft o.v.	2 ¾	3 ¼
Flammeudtrængning, døråbn.	4	4½
Temperaturniveau } 800-900°C ved loft i rum } 11-1200°C	5,19	5,20
	13	14
Nedfald, 1. loftsplade	7	9
Nedfald, hele loftet	12	10-11
Røggintensitet 8-9 (Skala: 0-9)	4-15	4½-14
Plademateriale bortbrændt, rum	14-16	15
Udbrændt	19	19

Ved de foregående prøvninger var K-spånplader fundet at være brandteknisk noget bedre end vægspånpladen, men ved storskalaforsøget var forholdet nærmest omvendt, da K-pladen afgav de største gas- og røgmængder. Konklusionen må være, at der ingen betydende forskel er på de to pladetyper.

#### Undersøgelsens hovedresultat

Som nævnt foran, er der ved den endelige vurdering tillagt resultatet af de enkelte delundersøgelser forskellig vægt. Prøvningen i 1 m<sup>3</sup> ovnen er tildelt vægten 1, idet gennembrændingstiden anses for mindre afgørende for personsikkerheden (når pladen i øvrigt kan fastholdes), og CO-koncentrationen i røggassen er i alle tilfælde så stor, at de kritiske værdier er langt overskredet. SDC-prøvninger har fået vægten 2, og Låda- og Panelprøvningerne vægten 3. Herved udtrykkes, hvorledes materialeegenskaberne med hensyn til røgdudvikling, røgdudvikling + overtændingstilbøjelighed samt antændelighed + flammespredning er vurderet.

Den samlede rækkefølge bliver herefter (totale point er anført i ( ) ):

<u>Pladetype:</u>	<u>Kl.:</u>	
1. Cementspånplade	A	(119)
2. FRCW-plade	A	(106)
3. Gipsplade	B	(98)

4. Japanpanel med brandmaling	B	(81)
5. K-spånplade, V313	B	(81)
6. Brandimprægneret spånplade	B	(74)
7. Gipsplade med savsmuldstapet	B	(72)
8. Vægspånplade, V20, med vinyltapet	B	(67)
9. Samme, uden behandling/beklædning	B	(63)
10. Samme, med savsmuldstapet	U	(47)
11. Samme, med hessian	U	(43)
12. Samme, med kork	U	(38)
13. Japanpanel uden brandmaling	U	(32)
14. Douglas Fir krydsfinér	U	(26)

A, B og U angiver, til hvilken materialeklassifikation kravene er opfyldt. I opstillingen bemærkes især, at beklædes vægspånpladen med letantændelige og porøse materialer, rykker den udenfor klassifikation, og at krydsfinérpladen, indkøbt som almindelig handelsvare, er endt nederst. Da netop denne placering ikke var ventet, foretoges en ekstra prøvning, men uden at dette ændrede resultatet. For den gode ordens skyld bemærkes, at prøvning for brandbeskyttelsesevne efter DS 1060.1 ikke er gennemført, fordi den anses for mindre oplysende for formålet, samtidig med at den er både tids- og ressourcekrævende.

#### Litteratur

- [1] Niels Ole Blirup og John Larsen, Eksamenprojekt 1977: Indvendige overfladematerialers brandtekniske egenskaber.
- [2] Boligministeriet: Bygningsreglement 1977, med bilag.
- [3] Danske Standarder DS 1056, DS 1057 og DS 1058 vedr. brandteknisk prøvning og klassifikation af Byggematerialer, beklædninger og overflader.
- [4] Sikkerhedsudvalget for kemiske industrier: Hygiejniske grænseværdier, 3. udgave 1973 eller senere udgave.
- [5] Statens Provningsanstalt, Stockholm: Meddelande 123, 1958: Flamspridning hos ytbeklædnadsmaterial.
- [6] Statens offentliga utredningar SOU 1978:30, Stockholm: Brand inomhus.
- [7] TOP Træ 26: Spånplader i byggeriet, 1977.



Overfladematerialers brandtekniske egenskaber

Bilag 1:

Pladematerialers rækkefølge udfra

1. Panel-prøven, DS 1058.3:

	point	point vægtet
Vægt: 3		
1. Cementspånplade	14	42
2. FRCW-plade	13	39
3. Japanpanel m.brandmaling, prof.	12	36
4. Samme, amatør	12	36
5. Brandimprægneret spånplade	11	33
6. K-spånplade, V313	10	30
7. Vægspånplade, V20, m.vinyltapet	9	27
8. Samme, uden beklædning	8	24
9. Gipsplade uden beklædning	7	21
10. Vægspånplade, V20, med hessian	6	18
11. Samme, med savsmuldtapet	5	15
12. Gipsplade, med savsmuldtapet	4	12
13. Douglas Fir krydsfinér	3	9
14. Japanpanel uden behandling	2	6
15. Vægspånplade, V20, med kork	1	3

2. Låda-prøven, DS 1058.2:

	point	point vægtet
Vægt: 3		
1. Cementspånplade	14	42
2. FRCW-plade	13	39
3. Gipsplade uden beklædning	12	36
4. Japanpanel med brandmaling	11	33
5. Gipsplade med savsmuldtapet	10	30
6. Vægspånplade, V20, m.vinyltapet	9	27
7. Samme, uden beklædning	7,5	22,5
8. K-spånplade, V313	7,5	22,5
9. Brandimprægneret spånplade	6	18
10. Japanpanel uden behandling	5	15
11. Vægspånplade, V20, med savsmuldtapet	4	12
12. Douglas Fir Krydsfinér	3	9
13. Vægspånplade, V20, med hessian	2	6
14. Samme, med kork	1	3

Overfladematerialers brandtekniske egenskaber

Bilag 2:

Pladematerialers rækkefølge udfra:

3. Smoke Density Chamber-prøven:

	point	point vægtet
Vægt: 2		
1. Cementspånplade	14	28
2. Gipsplade uden beklædning	13	26
3. FRCW-plade	12	24
4. Gipsplade med savsmuldtapet	11	22
5. Japanpanel med brandmaling	10	20
6. Vægspånplade, V20, med kork	9	18
7. K-spånplade, V313	8	16
8. Vægspånplade, V20, uden beklædning	5	10
9. Brandimprægneret spånplade	5	10
10. Japanpanel uden behandling	5	10
11. Vægspånplade, V20, m. savsmuldtapet	5	10
12. Samme, med hessian	5	10
13. Douglas Fir Krydsfinér	2	4
14. Vægspånplade, V20, med vinyltapet	1	2

4. Prøvning i 1 m<sup>3</sup> ovn:

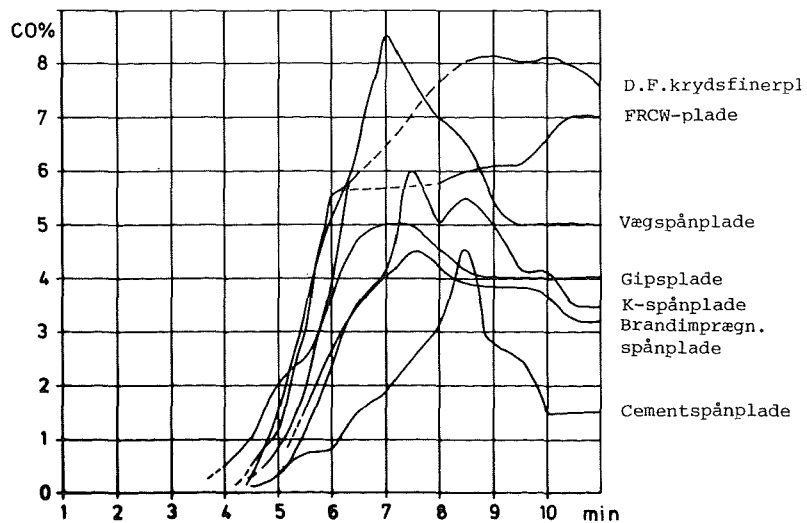
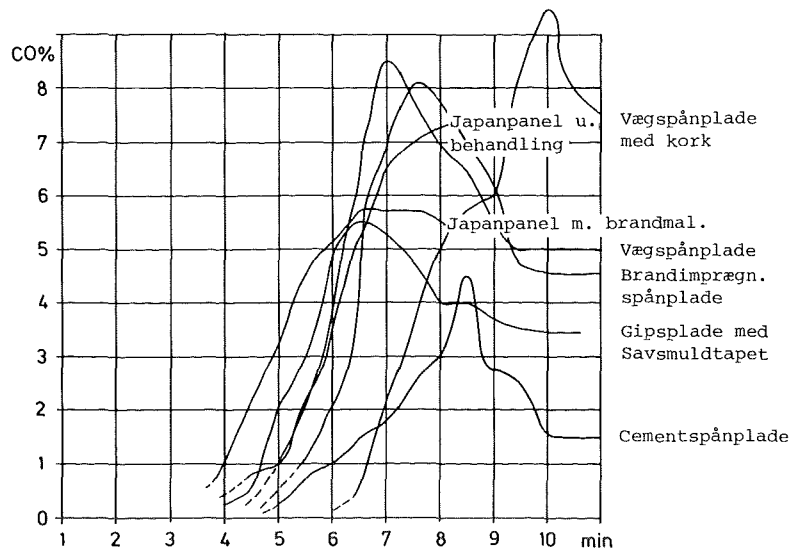
	point	=	point vægtet
Vægt: 1			
1. Vægspånplade, V20, med kork			14
2. Brandimprægneret spånplade			13
3. K-spånplade, V313			12
4. Vægspånplade, V20, m.vinyltapet			11
5. Samme, med savsmuldtapet *			10
6. Samme, med hessian *			9
7. Gipsplade med savsmuldtapet			8
8. Cementspånplade			7
9. Vægspånplade, V20, uden beklædning			6
10. Gipsplade uden beklædning			5
11. Douglas Fir Krydsfinér			4
12. FRCW-plade			3
13. Japanpanel med brandmaling			2
14. Samme, uden behandling			1

\* baseret på vurdering, ej prøvede.

Overfladematerialers brandtekniske egenskaber

Bilag 3:

Vol. % CO i røggas,  
prøvning i 1 m<sup>3</sup> ovn.

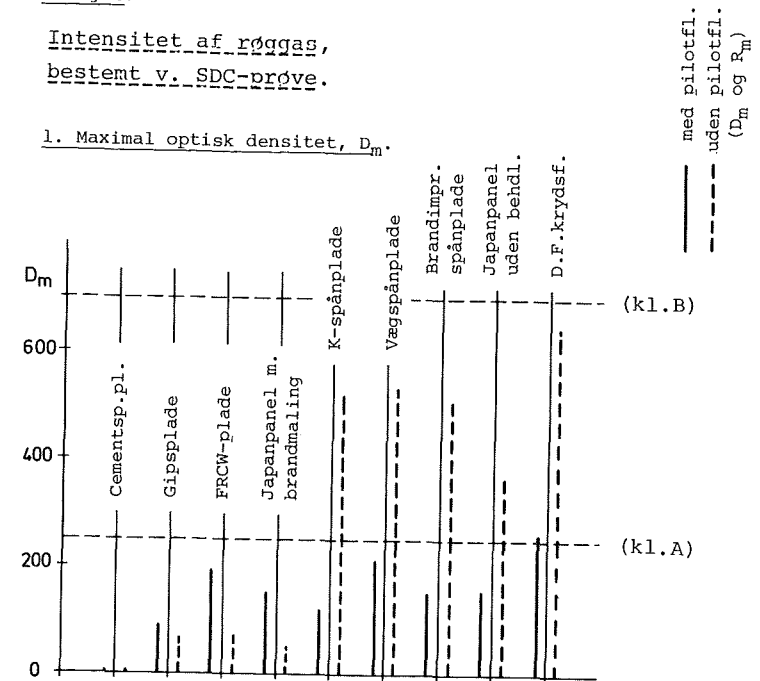


Overfladematerialers brandtekniske egenskaber

Bilag 4:

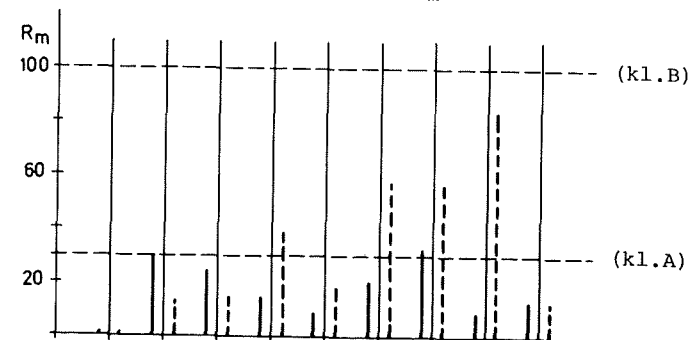
Intensitet af røggas,  
bestemt v. SDC-prøve.

1. Maximal optisk densitet,  $D_m$ .



2. Maximal forøgelse pr. minut  
af specifik optisk densitet,  $R_m$ .

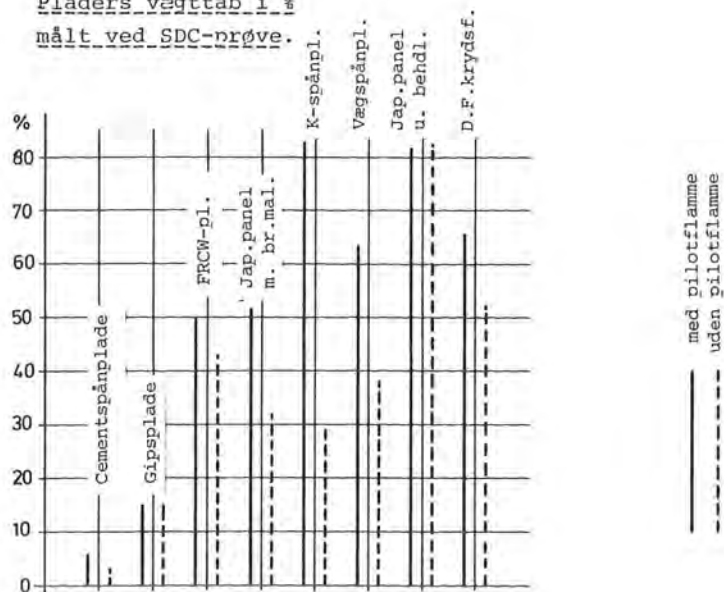
(plader i rækkefølge som for  $D_m$ )



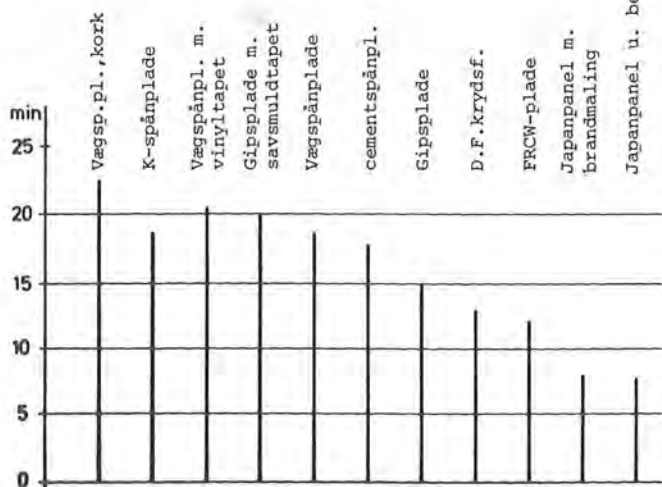
Overfladematerialers brandtekniske egenskaber

Bilag 5:

Pladers vægttab i %  
målt ved SDC-prøve.



Pladers gennembrænding, min.  
v. prøvning i 1 m<sup>3</sup> ovn.



Træmaterialers overfladebrandtekniske egenskaber - prøvning

Laboratorieleder, civilingeniør Dan Bluhme, Statsprøveanstalten, København

Der gives en orientering om træbaserede materialers overfladebrandtekniske egenskaber - deres antændelighed, flammespredning, røgudvikling og varmeudvikling ifølge foreslåede ISO-metoder.

#### Beskrivelse af materialer

22 mm fyrretræ, trykbrandimprægneret (FTI)	ca. 600 kg/m <sup>3</sup>
9 mm fyrretræ, trykbrandimprægneret (FTI)	ca. 600 kg/m <sup>3</sup>
10 mm krydsfiner, gennembrandimprægneret (KFI)	ca. 850 kg/m <sup>3</sup>
6 mm krydsfiner, gennembrandimprægneret (KFI)	ca. 800 kg/m <sup>3</sup>
22 mm fyrretræ (FT)	ca. 500 kg/m <sup>3</sup>
15 mm fyrretræ (FT)	ca. 500 kg/m <sup>3</sup>
10 mm træspånplade (SP)	ca. 700 kg/m <sup>3</sup>
9 mm krydsfiner, birk (KF)	ca. 650 kg/m <sup>3</sup>
12 mm træfiberplade (FP)	ca. 850 kg/m <sup>3</sup>
9 mm træfiberplade (FP)	ca. 750 kg/m <sup>3</sup>

#### Benyttede metoder (under udvikling)

ISO/Ignitability Test

ISO/Surface Spread of Flame Test - 45<sup>0</sup> væg

ISO/NBS-Smoke Density Chamber Method

ISO/Rate of Heat Release Test.



### Resultater

Med reference til tidligere udførte projekter på Statsprøveanstalten, Nordtest-projekterne 23-75, 44-76, 46-76 og 87-77, er materialerne sammenstillet enkeltvis eller gruppevis i rækkefølge, således som det er vist i tabellerne 1a, 1b, 2, 3 og 4.

Hvor ikke andet er anført, er rækkefølgen baseret på mindst 2 (3) forsøg med de enkelte materialer.

### Antændelighed

Tabellerne 1a og 1b angiver de målte tider (sek.) indtil flammende antændelse indtraf ved forskellige niveauer for indstrålingsintensiteten (10-50 kW/m<sup>2</sup>) med eller uden pilotflamme.

Ved rangordningen er det valgt at henføre materialer, for hvilke resultaterne afviger mindre end 10 sek. fra hverandre, til samme gruppe.

50 kW/m <sup>2</sup>	40 kW/m <sup>2</sup>	30 kW/m <sup>2</sup>	20 kW/m <sup>2</sup>	10 kW/m <sup>2</sup>
Med pilotflamme				
> 900 sek.				
10 mm KFI				
~ 555 sek. (22 mm FTI)				
~ 160 sek. 6 mm KFI	~ 690 sek. 22 mm FTI		~ 570 sek. 9 mm FP	
20-30 sek. (9 mm FTI)	~ 60 sek. 9 mm FP	~ 115 sek. 9 mm FP	420-430 sek. 9 mm KF	
9 mm FP	40-50 sek. 9 mm KF	90-100 sek. 9 mm KF	22 mm FT	
9 mm KF	9 mm KF	9 mm KF	15 mm FT	
10 mm SP	10 mm SP	10 mm SP	~ 335 sek.	
12 mm FP	12 mm FP	12 mm FP	12 mm FP	
0-10 sek. 22 mm FT	10-20 sek. 22 mm FT	40-50 sek. 22 mm FT	~ 220 sek. 10 mm SP	
15 mm FT	15 mm FT	15 mm FT		

Tabel 1a ISO/Ignitability Test - træbaserede materialer  
( ) kun et forsøg.

50 kW/m <sup>2</sup>	40 kW/m <sup>2</sup>	30 kW/m <sup>2</sup>	20 kW/m <sup>2</sup>	10 kW/m <sup>2</sup>
Uden pilotflamme				
> 900 sek.				
9 mm FTI				
~ 660 sek. 10 mm KFI				
~ 220 sek. 6 mm KFI				
~ 175 sek. (22 mm FTI)				
~ 40 sek. 10 mm SP	~ 105 sek. 9 mm FP	~ 620 sek. (15 mm FT)		
~ 27-37 sek. 9 mm FP	~ 70-80 sek. 9 mm KF	~ 235 sek. 9 mm FP		
9 mm KF	10 mm SP	160-170 sek. 10 mm SP		
12 mm FP	15 mm FT	12 mm FP		
22 mm FT	50-60 sek.			
~ 15 sek. 15 mm FT	12 mm FP 22 mm FT	~ 150 sek. (22 mm FT)	~ 635 sek. (22 mm FT)	

Tabel 1b ISO/Ignitability Test - træbaserede materialer  
( ) kun et forsøg.

### Flammespredning

I tabel 2 er anført dels tiden for antændelse, dels den beregnede hastighed af flammefronten over en valgt strækning på prøvelegemet. Desuden er det valgt af hensyn til selektiviteten kun at benytte måleresultater fra forsøg med prøvelegemet monteret i 45<sup>o</sup>-væg position.

Tid for antændelse		Hastighed*	
10 mm krydsfiner, imp.	-	10 mm krydsfiner, imp.	-
6 mm krydsfiner, imp.	-	6 mm krydsfiner, imp.	-
9 mm trykb. imp. fyr	-	9 mm trykb. imp. fyr	-
22 mm trykb. imp. fyr (25) s		22 mm trykb. imp. fyr	-
10 mm træspånplade	17 s	10 mm træspånpl. $80 \times 10^{-5}$ m/s	
9 mm krydsfiner	16 s	12 mm træfiberpl. $88 \times 10^{-5}$ m/s	
9 mm træfiberplade	15 s	9 mm træfiberpl. $98 \times 10^{-5}$ m/s	
12 mm træfiberplade	12 s	15 mm fyrretræ $105 \times 10^{-5}$ m/s	
15 mm fyrretræ	9 s	9 mm krydsfiner $132 \times 10^{-5}$ m/s	
22 mm fyrretræ	8 s	22 mm fyrretræ $176 \times 10^{-5}$ m/s	

Tabel 2. ISO/Surface Spread of Flame Test - 45° væg position - træbaserede materialer.

\*Hastighed (middel) bestemt over strækningen 75-375 mm på prøvelegemet.

( ) kun et forsøg.

#### Røgudvikling

For røgudviklingen, bestemt ved NBS-Smoke Density Chamber-metoden, er der i tabel 3 vist den maksimale specifikke optiske densitet,  $D_m$ , og den maksimale hastighed af røgudviklingen,  $R_m$ , med og uden benyttelse af pilotflamme.

Uden pilotflamme		Med pilotflamme	
$D_m$	$R_m$	$D_m$	$R_m$
22 mm FTI 108	22 mm FTI 9	9 mm KF 98	22 mm FTI 16
6 mm KFI 115	6 mm KFI 18	6 mm KFI 208	9 mm KF 21
10 mm KFI 179	9 mm FTI 18	22 mm FTI 214	9 mm FTI 28
9 mm FTI 215	10 mm KFI 20	10 mm KFI 249	10 mm KFI 29
15 mm FT 615	15 mm FT 87	10 mm SP 261	6 mm KFI 45
22 mm FT 650	10 mm SP 87	9 mm FTI 277	10 mm SP 58
9 mm KF 677	22 mm FT 91	9 mm FP 396	22 mm FT 65
10 mm SP 687	9 mm KF 97	15 mm FT 474	15 mm FT 68
9 mm FP 927	9 mm FP 159	22 mm FT 570	9 mm FP 127

Tabel 3. NBS-Smoke Density Chamber Test - træbaserede materialer.

#### Varmeudvikling

Til at måle varmeafgivelsen benyttes et termoelement, der registrerer den tidsmæssige variation af temperaturen i røggasafgangen på RHR-udstyret.

Metoden bestemmer således ikke varmeudviklingen kalorimetrisk, men er en indikerende metode, der i type kan placeres imellem f.eks. Fire Propagation Test (BS 476: Part 6) eller lådmotoden (NT FIRE 004) og en rendyrket metode for bestemmelse af kalorieudvikling.

Vigtige måledata er bl.a. systemets stabiliserede starttemperatur,  $T_0$ , tiden for antændelse af prøvelegemet,  $t_i$ , samt tidspunkt ( $t_p$ ) for - og størrelse ( $T_p$ ) af first 1 minute peak temperature.

I tabel 4 ses nogle foreløbige måleresultater bestemt i forbindelse med indkøringsarbejdet på Statsprøveanstaltens RHR-udstyr. Indstrålingsintensiteten var i disse tilfælde 30  $\text{kW/m}^2$ , og der tilførtes til forbrændingen forvarmet luft (100°C) i en mængde på 500 l/min.

Uden pilotflamme	$T_o$	$t_i$	$t_p$	$T_p$
6 mm KFI	305	-	20,0*	330*
22 mm FTI	305	-	20,0*	330*
22 mm FT	290	14,7	17,8	575
10 mm SP	295	13,1	14,6	815
9 mm FP	290	10,5	12,4	695

Tabel 4. ISO/RHR Test - foreløbige resultater  
Røggastemperatur  $T^{\circ}C$  og tid  $t$  (min.sek.)  
\* ved forsøgets afslutning.

#### Bemærkninger til tabellerne

For antændeligheden er det karakteristisk, se tabel 1a og 1b, at brug af pilotflamme i reglen fremkalder en tidligere antændelse af materialerne. Det ses også, at de brandimprægnerede materialer kræver en meget stor strålevarme, 40-50 kW/m<sup>2</sup>, før end det er muligt at fremkalde antændelse. For de ikke-imprægnerede materialer er der en generel tendens til, at den indbyrdes beliggenhed spredes mere jo mindre strålingsintensitet materialerne udsættes for.

Sammenlignes resultaterne fra Ignitability Test / med pilotflamme, tabel 1a, med de observerede tider for antændelse i Surface Spread of Flame Test (med pilotflamme), tabel 2, er der en nogenlunde identisk rækkefølge i området 30-40 kW/m<sup>2</sup>, hvilket stort set svarer til indstrålingsintensiteten i nærheden af pilotflammens placering i S.S.O.F./45<sup>o</sup>-væg. Det bemærkes dog, at de observerede antændelsestider i S.S.O.F. Test for de ikke-imprægnerede materialer ligger meget tæt, hvilket betyder, at opløsningsevnen med hensyn til antændelighed ikke er slet så god som i Ignitability Test.

For flammespredningshastigheden, tabel 2, er der endnu ikke af ISO-arbejdsgruppen taget stilling til fremgangsmåden ved beregningen.

Det er ikke muligt på det foreliggende grundlag at korrelere tiden for antændelse med flammespredningshastigheden.

For røgdudviklingen, tabel 3, må det tages med i betragtning, at røgdudvikling normalt anses for at være stærkere afhængig af prøvelegemets masse (densitet og tykkelse), end det er tilfældet for antændelighed og flammespredningsevne. Dette kan give nogen forskydning i rækkefølgen blandt materialerne.

Som for antændelighed og flammespredning har de undersøgte imprægnerede træbaserede materialer med få undtagelser bedre (mindre) røgdudvikling end de ikke-imprægnerede.

De af SPA tidligere foreslåede grænser for røgdudvikling ses benyttet ved grupperingen i tabel 3, jævnfør følgende værdier:

	$D_m^*$	$R_m^{**}$
Materialer af klasse A	250	30
Materialer af klasse B	700	100

\*)  $D_m$  er den maksimale specifikke optiske densitet. Vokser med stigende røgtæthed (0-1000).

\*\*\*)  $R_m$  er parameteren, der udtrykker hastigheden i røgdudviklingen, når den er i gang. Den vokser med hurtigere røgdudvikling (0-400).



-----  
Indbrænding og temperaturforhold i træ under brand  
-----

Lektor, civilingeniør Sven Hødvig, Laboratoriet for Varme- og Klimateknik,  
Danmarks tekniske Højskole, 2800 Lyngby, Danmark

#### Konstruktionstræ - lamineret træ

Træ er gennem tiderne et meget anvendt byggemateriale. Nogle af vore ældste og smukkeste bygninger er udført med træ som et væsentligt konstruktivt element.

En del af disse gamle konstruktioner er udført af egetræ, andre i fyrretræ. Fælles for disse er, at der er tale om store dimensioner og oftest fuldkantet tømmer.

I vore dage forekommer der yderst sjældent anvendelse af egetræ og fyrretræ i de kvaliteter og dimensioner man tidligere brugte. Teknikeren har i nogen udstrækning rådet bod på dette, idet vi er i stand til at imprægnere træ på en sådan måde, at ringere trækvaliteter kan opnå stor holdbarhed, ligesom vi med laminerede trækonstruktioner kan opnå store og fuldkantede trædimensioner. Laminerede konstruktioner har, når det gælder større trækonstruktioner, i høj grad afløst træet som rent naturprodukt.

#### Træ - brand

Trækonstruktioners evne til bæredygtigt at overleve brandsituationer er velkendt og skyldes for en del træets ringe varmeledningsevne. Forbrænding af træ har kraftige lighedspunkter med forbrænding af andre "faste" stoffer som f.eks. drivmidlet i visse raketter, krudt, kul og cigaretter for blot at tage nogle.

Medens en cigaret en gang antændt brænder ud, når man lægger den fra sig, så er selv en tør bjælke blot i tværsnitsdimensioner 10x10 cm vanskelig at få til at brænde videre efter antændelse, såfremt træet ikke fortsat er placeret i et højtemperatur miljø. Medens træ i tynde stykker f.eks. tændstikker er lette at få til at brænde videre, så er dette ikke tilfældet med bjælke- og søjlekonstruktioner. Vi har undertiden i laboratoriet vist, at man ikke kan få en bjælke der er placeret frit i et rum til selv at

brænde videre efter antændelse, selv om vi har anvendt et stort antal kraftige gasflammer eller placeret bjælken over et stort pindebål i  $\frac{1}{2}$  time. Ganske kort efter at gasflammer eller pindebål fjernes, forsvinder flammerne om bjælken, og umiddelbart efter er indbrændingen slut. Denne demonstrations udfald er almindeligvis ikke ventet. Vil man opnå en videre forbrænding, skal man således ikke prøve at antænde bjælke- og søjlekonstruktioner, men holde sig til papir og tyndere træstykker.

Erfaringen har imidlertid vist os, at selv store trækonstruktioner kan brænde som et led i en bygningsbrand, men dette stiller således krav til det termiske miljø, der omgiver disse trækonstruktioner.

#### Træ - normer - brand

I Danmark er vi nu igang med at skrive normer for såvel brandlaster som for beton, jern og træ gældende under brandforhold. Lad os kort se på brandsituationer, som bærende trækonstruktioner kan komme ud for.

Når en brand er igang, har vi kraftige termiske belastninger på træet. Disse belastninger afhænger bl.a. af brandlast, rummets geometri og af de åbninger i rummet, der danner sig ved branden. Vi kan da komme ud for to forskellige situationer her benævnt I) og II).

- I) Efter brand af nogen varighed kommer brandvæsenet og sprøjter vand ind i bygningen, og efter en tid er branden slukket.
- II) Brandvæsenet når ikke frem, og branden fortsætter til den går ud af sig selv.

I begge tilfælde overlades bygninger - efter branden er ophørt - i mere eller mindre åben tilstand til vejrliget. Hvilke af disse to situationer skal vi lægge til grund for vore normer? Hvor lang tid skal vi i I) regne med at der går inden branden er slukket?

Her i landet vil vi næppe udføre højhuse som laminerede trækonstruktioner men anvende beton og/eller jern, medens vi vil anvende laminerede trækonstruktioner i udstrakt grad til haller for sport, udstillinger og industri, dvs. i eenetages byggeri. Bør dette indgå i overvejelserne af I) og II), at der her er forskel i anvendelsen sammenlignet med beton og jern?

Er det rimeligt at dimensionere vore limtrækonstruktioner for tilfælde II), idet det ikke blot er indbrændingen og temperaturforholdene i træet, der er af betydning men også samlingerne i konstruktionselementer, og bliver der ikke tale om en overdimensionering i forhold til tidligere praksis?

Selv om det er for at slukke flammerne at brandvæsenet sprøjter vand ind i bygningen, så kan det i praksis ikke undgås at konstruktionerne, hvis

tværsnit nu er kraftigt reduceret, bliver våde måske i ikke ringe tid og iøvrigt udsat for vejrliget i lang tid. Hvordan tager vi hensyn hertil?

I Tyskland gøres der en betydelig indsats med hensyn til løsning af brandtekniske problemer i trækonstruktioner [1]. I hvor høj grad skal vi tage hensyn til en harmonisering af brandtekniske bestemmelser i fællesmarkedslændene? Dette er blot nogle af de spørgsmål der melder sig. I forbindelse med ovenstående spiller naturligvis konstruktionsstyrken efter en brand - hvad enten den er slukket eller brændt ud - den dominerende rolle.

Det er af betydning, at vort normarbejde er velfunderet med hensyn til de virkelige forhold, samt at vi i arbejdet ikke under- eller overvurderer den brandtekniske side af dimensioneringen af trækonstruktioner. På grundlag af det materiale, der er til stede med hensyn til boligministeriets regler for branddimensionering, er vi på ingen måde ringe stillet; vore konstruktioner synes at klare sig rimeligt under brandforhold. Brandsituationer for hvilke det vides, at laminerede trækonstruktioners svigt har været af væsentlig betydning for brandforløbet, er af ringe hyppighed, herunder også de situationer hvor mennesker af denne årsag har været i betydelig fare. Nye regler må, efter min mening, ikke betyde at trækonstruktioner skal op i så store dimensioner, at vi dermed stiller trækonstruktioner ringere i konkurrencen med beton og jern. Det væsentlige må være at få en rimelig nuancering ind i dimensioneringen.

#### Indbrænding - temperatur i træ

Med hensyn til indbrændings- og temperaturforhold i træ beskæftiger en række institutioner sig med disse og der foreligger en række anvendelige modeller som kan benyttes, når de termiske påvirkninger er specificerede, [2],[3],[4],[5] m.v.

Modellerne anvender en række tilpasningsparametre der skal skabe overensstemmelse mellem model og forsøgsmålinger. Reaktionshastighedens temperaturafhængighed udtrykkes i modellerne ved anvendelse af en eller flere Arrhenius udtryk, hvor en eller flere aktiveringsenergi indføres som konstanter. Se f.eks. [6]. I nogle modeller er dette antal tilpasningsparametre stort, i andre mindre. Beregningerne udføres ved numeriske metoder.

Heldigvis er indbrænding i træ en meget konservativ størrelse, således at det ikke er vanskeligt at opnå gode resultater selv ved ret enkle beregninger. Denne "bevarende" egenskab for træ og andre cellulose materialer kan let indses, når det gælder indbrænding på grund af konvektiv varmeovergang, idet en forøgelse af varmeovergangen samtidig forøger grænselagstykk-

kelsen og dermed holder igen på varmetilførslen, idet grænselaget danner en slags isolering. Denne mekanisme er årsagen til, at man i [4] kunne medtage konvektion som en del af strålingsbidraget.

For imidlertid at kunne holde rede på de enkelte bidrag og samtidig anvende en model som bygger på fysisk-kemiske parametre i højere grad end det tidligere empiriske udtryk [4] er der på Laboratoriet for Varme- og Klimateknik, DTH udviklet en indbrændingsmodel. Det er nogle af resultaterne fra denne model, der skal vises i det følgende.

Som nævnt før er sådanne modeller først af værdi, når tilpasningsparametrene er bestemt ud fra forsøg. Et sådant ret omfattende forsøgsarbejde er udført på laboratoriet med særlig henblik på at bestemme indbrænding og temperaturfordeling i limtræ. Forsøgene gælder såvel opvarmningsfasen, den fuldt udviklede brandfase som glødefasen. Overensstemmelsen mellem målingerne og beregningerne efter laboratoriets model er så gode, at den ligger inden for spredningen af måleresultaterne.

Målingerne er udført på laboratoriets egen brandprøveovn med laboratoriets egen instrumentering og måleteknik. Der er en ikke ringe usikkerhed ved at anvende resultater fra litteraturen, idet disse oftest er henført til termoelementmålinger i ovn og derfor ikke er direkte anvendeligt. Endvidere mangler der som regel nøjere beskrivelse af iltindhold, gashastighed, vandindhold i træ, rumvægt af træ, eksponeringsforhold m.v..

Ved anvendelse af vor model kan indbrænding og temperaturforløb beregnes ikke blot for endimensionale forhold. Vi har valgt at beregne middelindbrændinger for træoverflader, men den lokale indbrænding kan være større eller mindre (der ses bort fra revner i træet). Afvigelsen fra middelindbrændingen skyldes for en del, at der opstår nogen spredt afsprængning af forkulningslaget. Denne afsprængning skyldes ikke højt vandindhold, idet afsprængning er konstateret helt ned til lavt vandindhold i træet. Ved hjørner accentueres afsprængninger, og måling af afrundinger bliver derfor usikker.

Såfremt en konstruktion er udsat for kraftige bøjningsspændinger, kan dette have indflydelse på afsprængningerne. Det termiske eksponeringsforløb har ligeledes indflydelse på afsprængningerne, hvad man også må forvente ud fra den viden der haves om trykforholdene i træ.

Ved bearbejdningen af vore forsøgsresultater har vi angivet

- middelindbrænding,
- spredning på middelindbrænding,
- største indbrænding,
- mindste indbrænding.

For at blive karakteriseret som "største indbrænding" skal den lokale indbrænding være større eller lig et kvadrat på 10 cm<sup>2</sup> og altså ikke blot forekomme i et punkt. Tilsvarende for "mindste indbrænding". Dette må ikke forstås således, at der kun har været stor indbrænding i kvadrat på 10 cm<sup>2</sup>, idet overgangen til middelindbrændingen foregår i bløde kurver og derfor strækker sig længere ud, men den nævnte fremgangsmåde er valgt for at få en rimelig karakterisering af indbrændinger.

Ud fra ovenstående kan det ses, at indbrænding i træ ikke er nogen éntydig størrelse, og man skal være særdeles forsigtig med at tro at indbrænding f.eks. udtrykt ved 0,56 mm/minut virkelig er udtryk for, at indbrændingen overalt på samme træflade er udtrykt ved denne talstørrelse, medens tallet som middelværdi naturligvis kan være godt nok gældende for de forsøg der er udført under de givne forhold.

Ved brandprøver i brandprøveovne anvendes helt overvejende ISO temperatur-tidskurven, der henfører til termoelementers temperatur i den pågældende ovn.

De termiske påvirkninger i brandprøveovne er afhængig af en række parametre, hvor bl.a. ovnvæggenes termiske inertier spiller en rolle. Disse forhold er nærmere analyseret på Laboratoriet for Varme- og Klimateknik [7] og angives ved en karakteristisk tid  $\tau$  minutter, der er størst for meget tunge ovne.

Temperatur-tidsforløbet under virkelige brandforhold er - såfremt det drejer sig om træ som brændbart materiale - undersøgt ved Institutionen for Byggnadsstatik ved Lunds tekniske Højskole [8], og i mere tilgængelig form angivet i [9]. Drejer det sig om forbrænding af plastmateriale er temperatur-tidsforløbet undersøgt ved Laboratoriet for Varme- og Klimateknik, DTH, [10], dels på grundlag af egne forsøg, dels ud fra teoretiske overvejelser.

En forudsætning i begge disse arbejder er at man med rimelig tilnærmelse kan regne med, at gastemperaturen er den samme overalt i brandcellen (ved gulv, loft o.s.v) til samme tidspunkt. Dette er nogenlunde opfyldt for lave rum (compartments) selv om målinger i [10] dog viste væsentlige afvigelser.

Såfremt man kan anvende ovennævnte temperatur-tidsforløb kan vi med tilnærmelse (se f.eks. [6]) karakterisere forløbet ved følgende parametre:

- 1) de brandbare materialer,
- 2) åbningsfaktoren  $F = \frac{A\sqrt{h}}{A_s}$ , der har dimensionen m<sup>1/2</sup>, og hvor
  - A = vinduesareal
  - h = vindueshøjde (dørhøjde)

$A_s$  = samlede omgivende areal (gulv, loft, vægge og vinduer og døre)

3) Brandbelastningen  $q = \frac{\text{samlede varmeindhold}}{A_s}$ , der har dimensionen

$$\frac{J}{m^2} \cdot \left(\frac{MJ}{m^2}\right)$$

4) Begrænsningsfladernes materialer og sammensætning.

En del relevante oplysninger kan findes i [9].

Indbrænding og temperaturforhold er såfremt vi anvender ovenstående temperatur-tidsforløb afhængig af følgende:

Brandcellens åbningsfaktor,  $F$ ,

" brandbelastning,  $q$ ,

" begrænsningsfladers materialer og sammensætning,

det brændbare materiale,

træets rumvægt,

" vandindhold,

" geometriske størrelse,

den indfaldende stråling,

gashastigheder i træets nærhed,

iltkoncentrationer i træets nærhed.

Med anvendelse af vor beregningsmodel er middelindbrændingshastigheder for limtræ vist på fig.1 for nogle udvalgte værdier af åbningsfaktor og brandbelastning, idet træ er det brændbare materiale, og der er forudsat en standardbrandcelle [9]. For enkelheds skyld er der her ikke medtaget trædimensionens indflydelse. Det er valgt at optegne middelindbrændingshastigheder, fordi det er den størrelse man har det største erfaringsmateriale for, når det gælder ISO temperatur-tidsforløbet. For middelindbrændingen efter ISO temperatur-tidskurven er valgt at anvende en brandprøveovn med en karakteristisk tid på 35 min [7].

Indbrændingsforsøg i brandprøveovne med en anden karakteristisk tid for brandprøveovnen vil give en lidt ændret middelindbrændingskurve.

Det fremgår af figuren at der ved virkelige brande kan fremkomme betydeligt større middelindbrændingshastigheder end de 0,5-0,6 mm/minut for ISO-kurven.

For at få en mere praktisk anvendelig fremstilling er der på fig.2 direkte angivet indbrændingen i mm som funktion af åbningsfaktor, brandbelastning og tiden. Der er her atter forudsat træ som brændbart materiale. Kurverne i fig.1 og 2 er naturligvis knyttet sammen, da det er samme indbrænding.

Det fremgår af fig.1 og 2, at nogle indbrændinger er standset efter kort

tid, andre indbrændinger har fortsat længere tid, medens nogle er fortsat udover de to timer (angivet med pile). Tager vi nu f.eks.

$$\begin{aligned} &\text{åbningsfaktoren } 0,12 \text{ m}^{\frac{1}{2}} \\ &\text{brandbelastningen } 565 \frac{\text{MJ}}{\text{m}^2} \end{aligned}$$

ses det at indbrændingen er afsluttet efter ca. 86 minutters forløb. Gas-temperaturen i rummet har da været ca.  $500^{\circ}\text{C}$ , altså betydelig over de ca.  $300^{\circ}\text{C}$  der ofte antages i praksis.

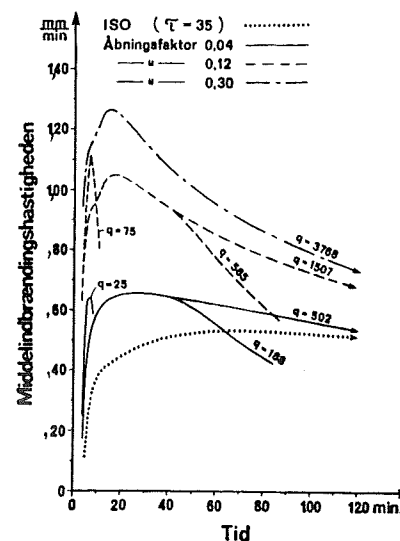


Fig.1. Middelindbrændingshastigheder i mm pr. minut som funktion af åbningsfaktor, brandbelastning og tid. ISO-forløbet er ligeledes angivet.

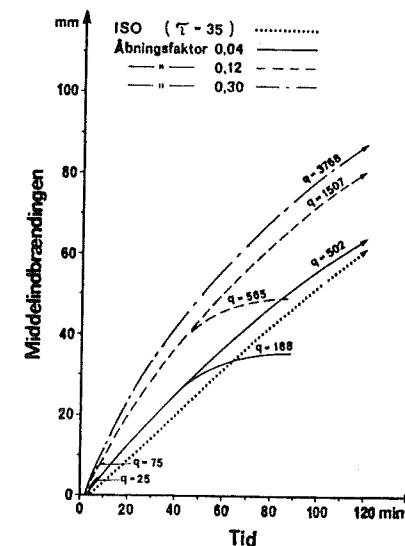


Fig.2. Middelindbrændinger i mm som funktion af åbningsfaktor, brandbelastning og tid. ISO-forløbet er ligeledes angivet.

EDB-beregningerne angiver også forbrændingstemperaturerne og overfladetemperaturerne, men disse er uden praktisk interesse.

Ved dimensionering af trækonstruktioner spiller træets temperatur en rolle, såvel som middelindbrændingen. Varmens forplantning ind i træet er et varmeledningsproblem som er koblet sammen med indbrændingen og de ydre påvirkninger.

På symposiet i Borås blev der givet nogle kurver [11] for éndimensionalt temperaturforløb. På fig.3 er vist temperaturforløbet ind i træet som funktion af tiden for en bestemt åbningsfaktor og brandbelastning.



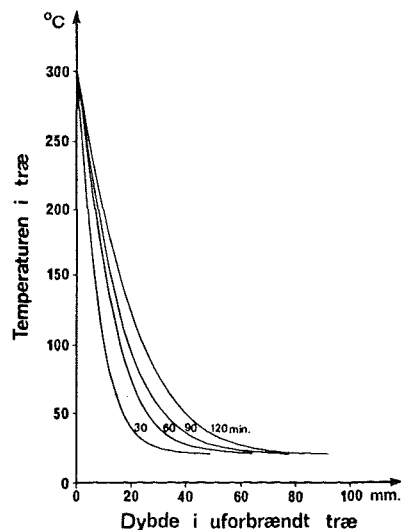


Fig. 3. Temperaturkurver i uforbrændt træ som funktion af tiden forudsat at åbningsfaktoren  $F = 0,12 \text{ m}^{1/2}$  og brandbelastningen  $q = 1507 \frac{\text{MJ}}{\text{m}^2}$

Det fremgår af figuren at temperaturkurven er meget stejl under indbrændingen. Vi har den høje temperatur  $300^\circ\text{C}$  ved overgangen til det uforbrændte træ og så en faldende temperatur. Efter indbrændingen er slut falder denne temperatur og kurven trænger længere ind i træet. Her spiller trætykkelsen naturligvis også ind. De beregnede værdier støtter sig til forsøgsarbejdet på Laboratoriet for Varme- og Klimateknik, idet temperaturforløbene er kontrolleret ved måling, idet signaler fra indborede temperaturfølere er ført til laboratoriets datalogger og derefter bearbejdet og optegnet. Ved temperaturen  $100^\circ\text{C}$  er der en svag udfladning af kurverne (vand- til dampfasen) der dog er så ringe, at den ikke har betydning for temperaturforløbet; dette viser vore målinger. Ved frisk nyfældet træ vil dette ikke gælde, men det har heller ingen brandteknisk interesse.

I forbindelse med temperaturkurverne skal det erindres, at for dimensionering af trækonstruktioner med bøjningsmomenter spiller forholdene (herunder temperaturerne) i de yderste fibre en afgørende rolle, idet det er der, at bøjningsspændingerne er store. På grundlag af ovenstående gennemgang af indbrænding og temperaturforhold skal sluttet med et lille regneeksempel.

### Eksempel

En brandcelle (et lager) er af beton og tegl og 15 m lang, 7 m bred og 3 m høj. Vinduesarealet udgør  $35 \text{ m}^2$  og vindueshøjden er overalt 1,5 m. Varmeindholdet i det brændbare materiale (træ) er beregnet til at udgøre  $5000 \text{ MJ}$  pr  $\text{m}^2$  gulvareal. Branden slukkes efter  $1\frac{1}{2}$  time.

1) Hvor stor er indbrændingen i træbjælken og 2) hvordan er temperaturforløbet i træbjælkerne umiddelbart før branden slukkes, når bjælkeykkelsen antages at være 25 cm?

Svar: Bemærk varmeindholdet i det brændbare materiale er henført til  $\text{m}^2$  gulvareal, medens brandbelastningen  $q$  er henført til det samlede areal  $A_s$ .

$$A_s = 2 \cdot 15 \cdot 7 + 3 \cdot 2(15 + 7) = 342 \text{ m}^2$$

Brandbelastningen er da

$$q = \frac{5000 \cdot 15 \cdot 7}{342} = 1535 \sim 1507 \frac{\text{MJ}}{\text{m}^2}$$

Åbningsfaktoren  $F$  bliver

$$F = \frac{35 \cdot \sqrt{1,5}}{342} = 0,125 \sim 0,12 \text{ m}^{1/2}$$

Disse to værdier findes i fig. 2. Efter 90 minutter aflæses indbrændingen 67 mm. Temperaturforløbet er for 90 minutter vist på fig. 3. Det ses at temperaturen inde i midten af bjælken ikke er steget mere end få grader. Forudsætningen for indbrændingen bestemt ved kurverne på fig. 2 er således opfyldt.

### Konklusion

Som det fremgår af det foregående er vi med laboratoriets model i stand til at beregne indbrænding og temperaturforhold i limtræsbjælker- og søjler med så stor sikkerhed, at alle de udførte beregninger ligger inden for spredningen af måleresultaterne. En detaljeret rapport vedrørende laboratoriets model og de udførte målinger er under udarbejdelse [12]. Statikeren kan således allerede nu anvende disse resultater.

For fuldt at udnytte resultaterne skal man kende de styrkemæssige parametres temperaturafhængighed. Der findes noget materiale på dette område, og ved hjælp af programmer for styrkeberegninger kan man foretage en dimensionering der er tilfredsstillende, såfremt de anvendte temperatur-tidsforløb er rimelige, dvs. gældende for "compartments".

Der er et klart behov for at udvikle temperatur-tidskurver for høje rum (halkonstruktioner), da limtræ som tidligere nævnt ofte benyttes i industri- og sportshaller. Forfatteren har efter et møde på Lunds tekniske Højskole gjort Dansk Ingeniørforening opmærksom på, at der her ligger et

felt som en række af vore laboratorier og institutter bør samles om. Teoretiske overvejelser vedrørende høje rum er da også allerede igang.

#### Afsluttende bemærkninger

En tak til laboratoriets stab af medarbejdere for deres hjælp ved arbejdet. Ligeledes tak til direktør Kay Nielsen, Limtræsfabrikken Lilleheden for levering af betydelige mængder limtræ uden udgift for os. Til slut tak til Den almindelige Brandforsikring der har hjulpet økonomisk.

#### "Litteratur"

- [1] Kordina, K. und Mayer-Ottens, C.: Brandverhalten von Holzkonstruktionen. Instituts für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität, Braunschweig, 1977.
- [2] Kanury, M.: Rate of charring combustion in fire. Fire and Explosion, 1973, pp.1131-1137.
- [3] Roberts, A.F.: The heat of reaction during the pyrolysis of wood. Combustion and Flame, 1971, Vol. 17, pp.79-86.
- [4] Hadvig, S. and Paulsen, O.R.: One-dimension charring rates in wood. Journ. of Fire and Flammability, Vol. 7, Oct. 1976.
- [5] Fredlund, B.: Modell för beräkning av temperatur och fuktfördelning samt reducerat tvärsnitt i brandpåverkade träkonstruktioner. Institutionen för Byggnadsstatik, Lunds tekniske Högskola, Lund, april 1977.
- [6] Hadvig, S.: Byggningsbrandteknik. De termiske påverkningar. Laboratoriet for Varme- og Klimateknik, DtH, 1975.
- [7] Paulsen, O.R.: Varmeovergang i brandprøveovne. Laboratoriet for Varme- og Klimateknik, DtH, 1975.
- [8] Magnusson, S.E. and Thelanderson, S.: Temperature-time-curves of complete process of fire development. Acta Polytechnica Scandinavica, No. 65, Stockholm 1970.
- [9] Magnusson, S.E., Pettersson, O. og Thor, J.: Brandteknisk dimensionering av stålkonstruktioner. Stålbbyggnadsinstitutet, 1974.
- [10] Bøhm, B.: Fully developed polyethylene and wood compartment fires. Laboratoriet for Varme- og Klimateknik, DtH, 1977.
- [11] Hadvig, S.: Wood in fires. Brand Symposium, Borås, 1978.
- [12] Hadvig, S.: Fire behavior of laminated wood. 1979.

-----  
 Limmade träkonstruktioners bärförmåga i samband vid brand  
 -----

Civilingenjör Bertil Fredlund, Institutionen för byggnadsstatik, Tekniska högskolan i Lund, Sverige

#### Inledning

Detta arbete behandlar problemet att beräkna brottlasten för laminerade balkar utsatta för brandpåverkan. Eftersom balkens tvärsnittssektion reduceras under brandförloppet och hållfasthets- och styvhets-egenskaper minskar för det oförkolnade materialet med ökad temperatur och fuktkvot minskar brottlasten som funktion av brandtiden. Den tid som förflyter till dess brottlasten har minskat till aktuell pålagd last, när brott inträffar, kallas för tid till brott. En metod för att beräkna denna tid till brott för rektangulära träbalkar när brottet sker som renodlat böjmomentbrott ges i (1). I denna referens påpekas även nödvändigheten av att ta hänsyn till risken för instabilitetsbrott när bredd-höjd-förhållandet för en balk reduceras genom förkolning. Denna risk kan även uppkomma eller förstärkas genom av branden orsakat bortfall av sidostagande konstruktioner, t ex i form av takåsar eller annan yttertakskonstruktion.

Nedan presenterad dimensioneringsmetod för brandexponerade träbalkar har utvecklats enligt den metod i SBN (2) rörande vippning av träbalkar vid normal temperatur. Den fullständiga dimensioneringsgången anges i kommentarer till SBN (3) och är kortfattat följande:

(1) bestämning av den last, för vilken bärverket inte får kollapsa vid brand,

(2) bestämning av dimensionerande brandbelastning  $f$ , definierad som den totala värmemängd av det brännbara materialet i brandcellen dividerad med brandcellens totala inre omslutningsarea inklusive öppningar,  $A_{tot}$ ,

(3) beräkning av brandcellens öppningsfaktor  $A\sqrt{h} / A_{tot}$ , där  $A$  = totala ytan av fönster och dörröppningar,  $h$  = medelvärdet av fönster och dörröppningens höjd, viktade med avseende på de enskilda öppningarnas areor,

(4) omräkning av brandbelastningen  $f$  och öppningsfaktorn  $A\sqrt{h} / A_{tot}$ , med hänsyn till typ av brandcell, till fiktiv brandbelastning  $f_{fikt}$  och fiktiv

öppningsfaktor  $(A\sqrt{h} / A_{tot})_{fikt}$  - vilket medför att de verkliga termiska egenskaperna för aktuell brandcell beaktas,

(5) bestämning av kolskiktets medelinträngningshastighet  $\beta$ ,

(6) bestämning av tid till brott  $\bar{t}$ ,

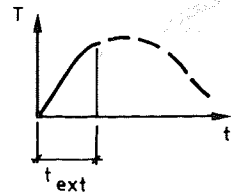
(7) bestämning av den med tid till brott  $\bar{t}$  jämförbara brandvaraktigheten  $t_b$  - som temporär lösning kan  $t_b$  bestämmas som tiden från den fullt utvecklade brandens start till den tidpunkt på gastemperaturtidkurvas avsvalningsdel, vid vilken gastemperaturen minskat till  $300^\circ\text{C}$ .

Funktionskravet för det brandpåverkade bärverket är uppfyllt, om bärverkets brandmotstånd  $\bar{t}$  enligt etapp (6) är större än brandvaraktigheten  $t_b$ , bestämd enligt etapp (7). Med den dimensionerande lasten enligt etapp (1) kan en säkerhetsfaktor  $K$  mot böjbrott före brandens uppkomst identifieras. Bestämningen av brandvaraktigheten enligt etapp (7) kan uppdelas i tre olika fall beroende på kraven i den praktiska tillämpningen:

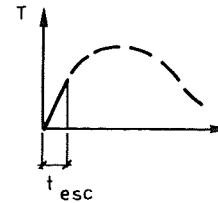
a) ett fullständigt brandförlopp



b) en del av brandförloppet, begränsad av den tid  $t_{ext}$ , vilken krävs för bekämpning av elden under ogynnsamma förhållanden

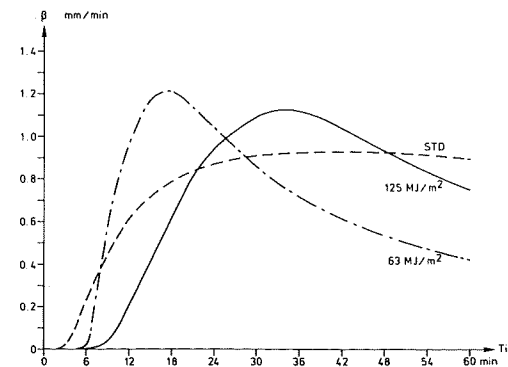


c) en del av brandförloppet, begränsad av dimensionerande utrymningstid  $t_{esc}$  för byggnaden



Avgörande för vilket av fallen a) - c) som dimensioneringen skall grundas på är ekonomiska överväganden av byggherren. Härvid är  $t$  ex byggnadens värde, värde av byggnadens innehåll, kostnader vid produktionsbortfall, sanerings och reparationskostnader relevanta vid bedömningen.

Om hela brandförloppet beaktas, dvs alternativ a), så är det temporära förfarandet baserat på etapp (5) och (7) användbart, men det finns teoretiska modeller tillgängliga (4), (5) som ger bättre information om när förkolningen upphör samt om förkolningshastighetens storlek enligt etapp (5). En systematisk teoretisk beräkning av medförkolningshastigheten för träbalkar, utsatta för varierande gastemperaturtidkurvor, är under utarbetande av författaren. Resultaten från en sådan beräkning exemplifieras i Fig 1. Beräkningen har genomförts med modellen enligt (4) med standardbrandkurvan och de differentierade gas-temperatur kurvorna enligt (6) som input, (för omslutande konstruktion i lättbetong med  $\rho = 500 \text{ kg/m}^3$ ).



Figur 1. Medelförkolningshastigheten som funktion av brandtiden för standardbrandkurvan samt för differentierade gas-temperatur kurvor enligt (6) med  $A\sqrt{h}/A_{tot}=0.04$  och varierande brandbelastning. Beräknad med modellen enligt (4), (med  $Q = 7921 \text{ KJ/kg}$ ,  $B = 0.079 \text{ m}^2/\text{kg}$ ,  $\rho_0 = 450 \text{ kg/m}^3$ ,  $\rho_c = 130 \text{ kg/m}^3$ ).

Med en antagen medelförkolningshastighet  $\beta$  och en koefficient  $\mu$  som beaktar nedsättningen i hållfasthet och styvhet i det oförkolnade materialet p g a förhöjd temperatur och fuktkvot, beräknas den kritiska lasten för olika säkerhetsfaktorer mot böjbrott före brand. Den kritiska lasten korresponderar mot ett visst värde på tiden till brott  $\bar{t}$ . Beräkningsresultaten illustreras i Fig 4a - 4b och 6a - 6b med kvoten  $r = \beta\bar{t}/B$  som funktion av breddhöjdförhållandet  $B/H$  för varierande värden på faktorn  $\eta$ . Faktorn  $\eta = \sqrt{\frac{LH}{mB^2}}$  uttrycker geometrins och upplagsutformningens bidrag till slankheten före brand. Tiden till brott blir  $\bar{t} = r \frac{B}{\beta}$ . De redovisade dimensioneringsdiagrammen är tillämplbara för fri vippning av balkar med rektangulär tvärsnittssektion och som är vridningsförhindrade vid upplagen. Om sidostagande konstruktioner existerar och dessa bibehålles intakta under branden, är anvisningarna i SBN kapitel 27:331 tillämplbara för det reducerade balktvärsnittet.

#### Tillåtna spänningar

För en balk som vid rumstemperatur är momentbelastad i ett symmetriplan reduceras tillåten böjtryckpåkänning  $\sigma_{ba}$  med hänsyn till risk för vippning genom multiplikation med faktorn  $\kappa_v$  enligt SBN kapitel 27:331, (2).  $\kappa_v$  ges som funktion av balkens slankhet uttryckt som

$$\alpha = \sqrt{\frac{\sigma_{bk}}{\sigma_{el}}} \quad (1)$$

där  $\sigma_{el}$  är största böjtryckspänning för den enligt elasticitetsteorin beräknad vippningslasten.  $\sigma_{bk}$  motsvarar ett karakteristiskt värde på böjbrottpåkänningen beräknad med antagande om linjär spänningsfördelning.

Reduktionsfaktorn vid vippning ges av

$$\kappa_v = 1 \quad \text{då } \alpha \leq 0.6 \quad (2a)$$

$$\kappa_v = 1.37 - 0.61 \alpha \quad \text{då } 0.6 < \alpha < 1.4 \quad (2b)$$

$$\kappa_v = 1/\alpha^2 \quad \text{då } \alpha \leq 1.4 \quad (2c)$$

Värdena för reduktionsfaktorn enligt ovan förutsätter att balkens krokighet i sidled i obelastat tillstånd understiger 1/300 av avståndet mellan punkter med förhindrad sidoutböjning.

Reduktionsfaktorerna variation med slankheten  $\alpha$  åskådliggöres i Fig 2.

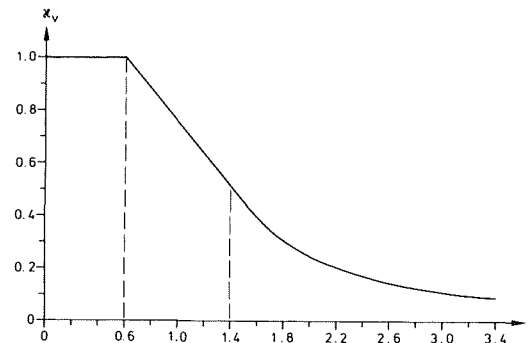


Fig 2. Reduktionsfaktorn  $\kappa_v$  som funktion av slankheten  $\alpha$

För slankheter större än 1.4 kantrar balken i det elastiska området. Då slankheten är mindre än 1.4 kantrar balken i det icke-elastiska området. Formen på  $\kappa_v(\alpha)$  har konstruerats så att önskvärd jämn säkerhet uppnås för olika  $\alpha$ .

#### Vippningslasten

I Bygg 1A (7) och i kommentarer till Stålbyggnadsnorm 70 (8) redovisas lösningar för balk på två stöd för de renodlade upplagsfallen vertikal gångjärnslagring eller fast inspänning i sidled. För en balk med smal rektangulär sektion är välvningsstyvheten försumbar och följande ekvation kan användas för att uttrycka den kritiska lasten, om materialet betraktas som elastiskt

$$\left. \begin{array}{l} M_{kr} \\ P_{kr}L \\ q_{kr}L^2 \end{array} \right\} = m \sqrt{\frac{B C}{L}} \quad (3)$$

$M_{kr}$ ,  $P_{kr}$  och  $q_{kr}$  är det kritiska momentet, koncentrerade lasten och den jämnt fördelade lasten respektive och  $m$  en koefficient som beror av balkens belastning och inspänningsförhållanden.

Vridstyvheten ges av

$$C = GK_v \quad (4)$$

och böjstyvheten med avseende på  $y$ -axeln

$$B_y = EI_y \quad (5)$$



Giltigheten av ekvation (3) är begränsad till tvärsnitt med  $B_y \ll B_x$  där  $B_x$  är böjstyvheten för böjning kring x-axeln. För en balk med rektangulärt tvärsnitt ger ekvationen (3) tillräckligt noggranna resultat för  $B/H < 0.15$  (9).  $B$  är bredden och  $H$  höjden av tvärsnittet. För  $B/H > 0.15$  måste ekvation (3) generaliseras.

Flint (10) anger t ex den kritiska lasten för en punktlast i generaliserad form som

$$P_{kr} \cdot L = \frac{m}{L} \sqrt{\frac{B_y C}{\gamma}} \quad (6)$$

$$\text{där } \gamma = 1 - B_y/B_x. \quad (7)$$

Pettersson (9) anger ett ännu mer exakt uttryck på den kritiska lasten för ett böjmomentbelastat tvärsnitt

$$M_{kr} = \frac{m}{L} \sqrt{\frac{B_y C}{\gamma (1 - \frac{C}{B_x})}} = \frac{m}{L} \sqrt{\frac{B_y C}{(1 - \frac{B_y}{B_x}) (1 - \frac{C}{B_x})}} \quad (8)$$

med

$$B_x = EI_x \quad (9)$$

Av ekvationen framgår att vippningslasten går mot oändligheten då tvärsnittet antar en kvadratisk form vilket innebär att instabilitetsbrott ej är dimensionerande.

Vridstyvhetens tvärsnittsfaktor för ett rektangulärt tvärsnitt kan skrivas på följande form

$$K_v = \frac{1}{3} \left( 1 - \frac{192}{\pi^5} \frac{B}{H} \sum_{n=1,3,5,\dots}^{\infty} \frac{1}{n^5} \tanh \frac{n\pi}{2} \frac{H}{B} \right) B^3 H = \frac{1}{3} f \left( \frac{B}{H} \right) B^3 H \quad (10)$$

Substitution av ekvation (4), (5), (9), (10) och med insatta värden på  $I_x$  och  $I_y$  i ekvation (8) ger

$$M_{kr} = \frac{mB^3 H}{6L} \sqrt{\frac{f(\frac{B}{H})}{1-(B/H)^2} \frac{EG}{1-4 \frac{G}{E} f(\frac{B}{H}) (\frac{B}{H})^2}} \quad (11)$$

### Kritisk spänning

Det kritiska momentet svarar mot en kritisk spänning som med antagande om rätlinjig spänningsfördelning kan skrivas som

$$\sigma_{kr} = \frac{mB^2}{LH} \sqrt{\frac{f(\frac{B}{H})}{1-(B/H)^2} \frac{EG}{1-4 \frac{G}{E} f(\frac{B}{H}) (\frac{B}{H})^2}} \quad (12)$$

Med  $\sigma_{kr}$  insatt som  $\sigma_{el}$  i ekvation (1) och med  $E/G = 20$  för trä erhålles slankheten för balken

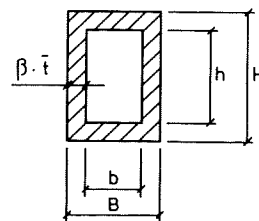
$$\alpha = \sqrt[4]{\frac{\sigma_{bk}}{G \cdot E}} \sqrt{\frac{LH}{mB^2}} \sqrt[4]{\frac{[1-(B/H)^2][1-1/5 f(\frac{B}{H}) (B/H)^2]}{f(\frac{B}{H})}} \quad (13)$$

Numeriska värden giltiga för trä enligt SBN 1975 medför

$$\sqrt[4]{\frac{\sigma_{bk}}{G \cdot E}} = 0.13$$

### Brandexponering på fyra sidor

I Fig 3 definieras balkens tvärsnitt före brand med höjden  $H$  och bredden  $B$ . Balken brandexponeras från fyra sidor. Efter tiden  $\bar{t}$  har sektionen reducerats genom förkolning till höjden  $h$  och bredden  $b$ . Beteckningen  $\beta$  används för medelförkolningshastigheten. Vid en standardbrandprovning är förkolningshastigheten approximativt konstant om förkolningszonen  $\beta \bar{t}$  är mindre eller lika med  $B/4$  eller  $\beta \bar{t}/B$  är mindre eller lika med  $1/4$  när  $B$  är mindre eller lika med  $H$ , (11), (12), (13)



Figur 3. Tvärsnitt av en fyrsidigt brandexponerad balk. Illustrerad före brand och efter brandexponering till tiden  $\bar{t}$ .

Före brandexponering är böjmomentet i den dimensionerande tvärsnitts-

sektionen  $M_1$ , med storleken lika med  $1/K$  av brottböjmomentet. Med antagande om linjär spänningsfördelning gäller

$$M_1 = \frac{1}{K} \sigma_1 \frac{BH^2}{6} \quad (14)$$

där  $\sigma_1$  är brottspänningen vid normal temperatur.

Brottmomentet vid brand  $M_2$  följer sambandet

$$M_2 = \sigma_2 \frac{bh^2}{6} \quad (15)$$

Brottspänningen vid brand  $\sigma_2$  ges som

$$\sigma_2 = \mu \sigma_1 \kappa_V(\alpha_2) \quad (16)$$

där  $\mu$  anger en reduktionsfaktor som beaktar nedsättningen i hållfasthet och styvhet p g a temperaturpåverkan och fukttinnehåll i den oförkolnade delen av balktvärsnittet. Värdet på  $\mu$  brukar normalt väljas till 0,8, vilket anses vara på säkra sidan. Funktionen  $\kappa_V(\alpha_2)$  anger reduktionsfaktorn enligt ekvation (2) med slankheten  $\alpha_2$  för det reducerade tvärsnittet. Brottet för den brandexponerade balken inträffar när

$$M_1 = M_2 \quad (17)$$

Substituering av ekvation (14), (15) och (16) ger

$$BH^2 = \mu K \kappa_V(\alpha_2) bh^2 \quad (18)$$

Vid konstant förkolningshastighet under tiden  $\bar{t}$  gäller

$$B - b = H - h = 2\beta\bar{t} \quad (19)$$

och med  $b$  eliminerad från ekvation (18) och (19)

$$b = B - H + h$$

$$BH^2 = \mu K \kappa_V(\alpha_2) (B - H + h) h^2$$

vilket omformas till

$$\frac{B}{H} = \mu K \kappa_V(\alpha_2) \left( \frac{B}{H} - 1 + \frac{h}{H} \right) \left( \frac{h}{H} \right)^2 \quad (20)$$

Vid givna  $\mu$ ,  $K$ ,  $\alpha$  och  $\frac{B}{H}$  kan ekvation (20) lösas för det kritiska värdet på kvoten  $h/H$ . Med det kritiska värdet på kvoten  $h/H$  kan korresponderande tid till brott  $\bar{t}$  beräknas ur ekvation (19), omskriven som

$$\frac{\beta\bar{t}}{B} = \frac{1 - \frac{h}{H}}{2 \frac{B}{H}} \quad (21)$$

Slankheten  $\alpha_2$  som ingår i ekvation (20) beräknas med ekvation (13) uttryckt på formen

$$\alpha_2 = 0.13 \sqrt{\frac{LH}{mB^2}} \frac{B}{b} \sqrt{\frac{h}{H}} \sqrt[4]{\frac{[1-(b/h)^2][1-1/5 f(\frac{b}{h})(b/h)^2]}{f(\frac{b}{h})}} \quad (22)$$

Då ekvation (20) löses är det lämpligt att uttrycka  $\frac{B}{b}$  och  $\frac{b}{h}$  som funktion av  $\frac{h}{H}$ . Ur ekvation (19) beräknas

$$\frac{b}{h} = \frac{B}{h} - \frac{H}{h} + 1 \quad (23)$$

med  $\frac{B}{h} = \frac{B/H}{h/H}$  insatt i ekvation (23) fås

$$\frac{b}{h} = 1 - \frac{1 - B/H}{h/H} \quad (24)$$

Analogt erhålles

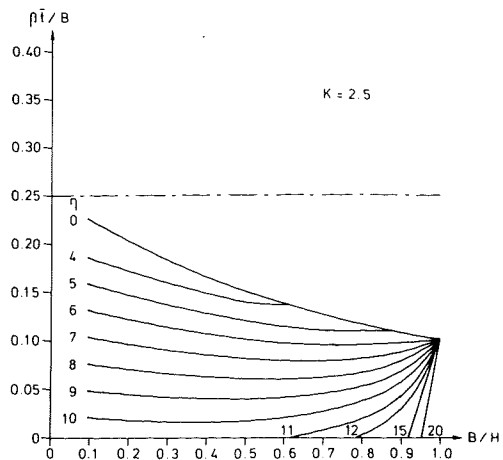
$$\frac{B}{b} = 1 / \left( 1 - \frac{1 - h/H}{B/H} \right) \quad (25)$$

#### Numerisk lösning

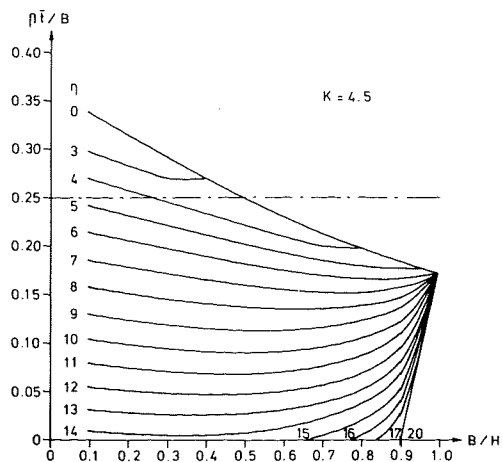
I kombination med ekvation (2), (22), (24) och (25), kan nu ekvation (20) lösas för varierande  $B/H$ , säkerhetsfaktor  $K$  och en parameter som uttrycker känslighet för vippning av en icke brandexponerad balk. Ekvation (13) och (22) indikerar att ett naturligt val av en sådan parameter är

$$\eta = \sqrt{\frac{L H}{mB^2}} \quad (26)$$

Ekvation (20) löses iterativt som en tredjegrads ekvation i  $\frac{h}{H}$  över  $t$  ex



Figur 4a. Kvoten  $\beta \bar{t}/B$  som funktion av bredd-höjdförhållandet  $B/H$  för fyr-sidigt brandangrepp och säkerhetsfaktorn 2.5 mot böjbrott före brand vid varierande värden på parametern  $\eta$ .



Figur 4b. Kvoten  $\beta \bar{t}/B$  som funktion av bredd-höjdförhållandet  $B/H$  för fyr-sidigt brandangrepp och säkerhetsfaktorn 4.5 mot böjbrott före brand vid varierande värden på parametern  $\eta$ .

Newton-Raphsons metod. Lämpligt startvärde för  $\frac{h}{H}$  är 1.0 och för reduktionsfaktorn  $\kappa_v(\alpha_2) = 1.0$ . Det ur ekvation (20) beräknade  $\frac{h}{H}$  används för att beräkna ett nytt värde  $\kappa_v(\alpha_2) \leq 1.0$  med ekvation (22) och (2). Beräkningsproceduren upprepas till dess avsedd noggrannhet för  $\frac{h}{H}$  uppnås, (i dessa beräkningar  $(\frac{h}{H})_{i-1} - (\frac{h}{H})_i < 0.002 \frac{B}{H}$ ) varefter korresponderande  $\frac{\beta \bar{t}}{B}$  beräknas ur ekvation (21).

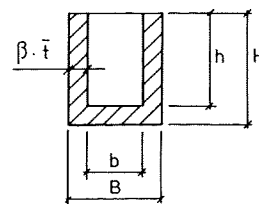
I Figur 4a till 4b redovisas lösningen till ekvation (20) och (21) för varierande värden på säkerhetsfaktorn  $K$ . Kurvsambanden ger  $r = \frac{\beta \bar{t}}{B}$  som funktion av balkens bredd-höjdförhållande  $\frac{B}{H}$  för varierande värden på parametern  $\eta$ . Brandmotståndet ges direkt av

$$\bar{t} = r B / \beta \quad (27)$$

Specialfallet  $\eta = 0$  svarar mot slankheten  $\alpha = 0$  dvs brottet sker som renodlat böjbrott.

#### Brandexponering på tre sidor

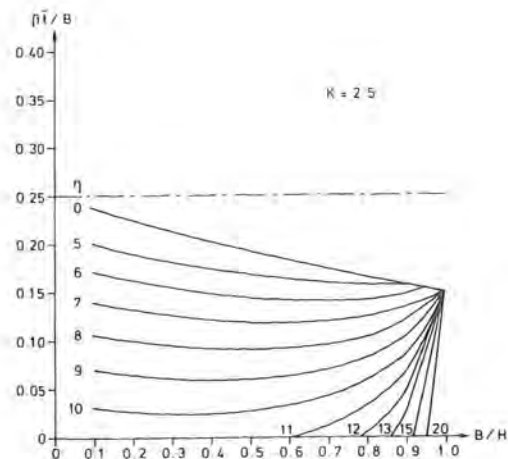
En motsvarande beräkning kan genomföras för en balk utsatt för brandexponering på tre sidor, som illustreras i Figur 5.



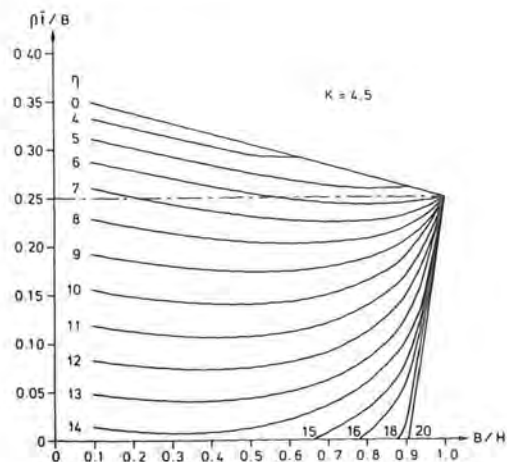
Figur 5. Tvärsnitt av en tresidigt brandexponerad balk. Illustrerad före brand och efter brandexponering till tiden  $\bar{t}$ .

Ekvation (20) kan för detta fall skrivas

$$\frac{B}{H} = \mu K \kappa_v(\alpha_2) \left( \frac{B}{H} - 2 + 2 \frac{h}{H} \right) \left( \frac{h}{H} \right)^2 \quad (28)$$



Figur 6a. Kvoten  $\bar{\eta}/B$  som funktion av bredd-höjdförhållandet  $B/H$  för tresidigt brandangrepp och säkerhetsfaktorn 2.5 mot böjbrott före brand vid varierande värden på parametern  $\eta$ .



Figur 6b. Kvoten  $\bar{\eta}/B$  som funktion av bredd-höjdförhållandet  $B/H$  för tresidigt brandangrepp och säkerhetsfaktorn 4.5 mot böjbrott före brand vid varierande värden på parametern  $\eta$ .

och ekvation (21)

$$\frac{\bar{\eta}}{B} = \frac{1 - \frac{h}{H}}{\frac{B}{H}} \quad (29)$$

Lösningarna till ekvation (28) och (29) illustreras i Figur 6a till 6c.

#### Olika lastfall

Även om kurvsambanden i Figur 4a - 4b och 6a - 6b endast är direkt användbara för lastfallet konstant böjande moment, kan de användas approximativt för andra lastfall och ger då resultat på säkra sidan.

I Figur 7a till 7d anges den kritiska lasten för ett antal lastfall (7). Från dessa figurer erhålls koefficienten  $m$ . Om det största kritiska momentet  $M_{\max}$  för dessa lastfall beräknas och jämföres med det kritiska momentet enligt ekvation (11), kan en ny koefficient  $m_1$  beräknas. Förfarandet exemplifieras nedan för tre lastfall.

$$m_1 = m \frac{M_{\max}}{qL^2} \quad \text{jämnt fördelad last} \quad (30a)$$

$$m_1 = m \frac{M_{\max}}{PL} \quad \text{koncentrerad last } P \text{ i balkavmitt} \quad (30b)$$

$$m_1 = m \frac{M_{\max}}{PL\lambda(1-\lambda)} \quad \text{koncentrerad last } P, \lambda L \text{ från upplag} \quad (30c)$$

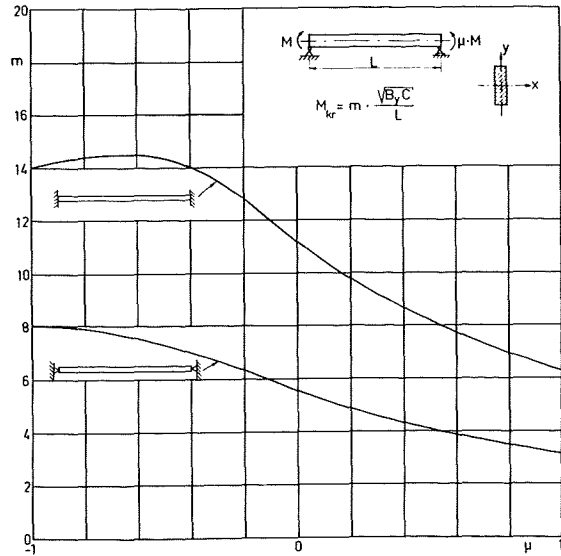
Med känt  $m_1$  värde beräknas parametern  $\eta_1$

$$\eta_1 = \sqrt{\frac{LH}{m_1 B^2}} \quad (31)$$

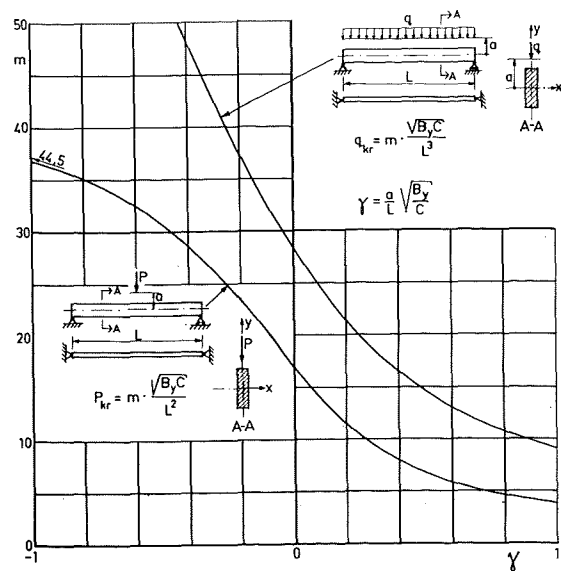
och används som ingångsvärde i Figurerna 4a - 4b och 6a - 6b.

Eftersom metoden ovan baserar sig på balksektionen med det största böjande momentet erhålls en extra säkerhetsmarginal när metoden appliceras på lastfall med osymmetrisk momentfördelning. Emellertid existerar det anvisningar (14) som kan användas för att beräkna läget av den balksektion som vid dimensioneringen beräkningsmässigt ger samma säkerhetsmarginal som vid dimensionering för symmetrisk momentfördelning.

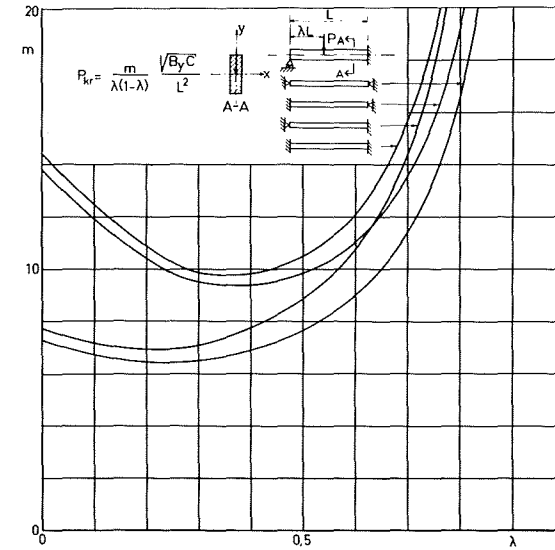




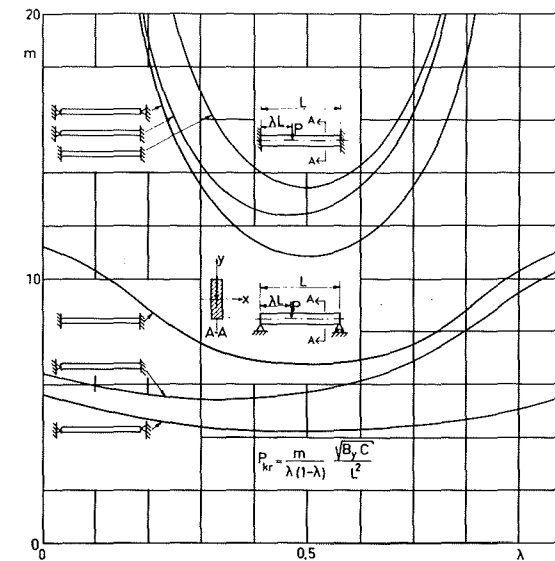
Figur 7a. Kritisk last för balk utan välvstyvhet med dubbelsymmetrisk tvärsnitt.



Figur 7b. Kritisk last för balk utan välvstyvhet med dubbelsymmetrisk tvärsnitt.



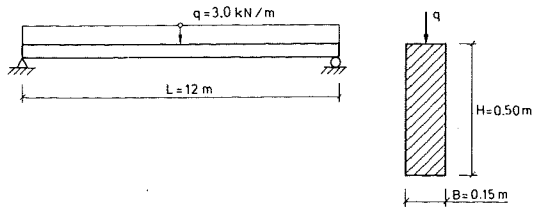
Figur 7c. Kritisk last för balk utan välvstyvhet med dubbelsymmetrisk tvärsnitt.



Figur 7d. Kritisk last för balk utan välvstyvhet med dubbelsymmetrisk tvärsnitt.

Exempel

Beräkna tiden till brott för en fritt upplagd limträ balk utförd i L40 enligt Figur 8 med längden 12 m, bredden 0.15 m och höjden 0.50 m. Balken belastas med en jämnt utbredd last 3.0 kN/m inklusive egenvikt. Omslutande konstruktioners termiska data kan antas som för lättbetong  $\rho = 500 \text{ kg/m}^3$ . Öppningsvaktorn  $A\sqrt{h}/A_{\text{tot}} = 0.04$  och brandbelastningen  $f$  är  $125 \text{ MJ/m}^2$ . Beräkna för fallen a) tresidigt och b) firsidigt brandangrepp samt c) tresidigt brandangrepp med sidoavstyvande sekundärbalkar i trä med c/c = 2 m.



Figur 8. Fritt upplagd limträbalk i L40 med  $q = 3.0 \text{ kN/m}$ .  $A\sqrt{h}/A_{\text{tot}} = 0.04$ .  $f = 125 \text{ MJ/m}^2$ .

Beräkningar

$$M_{\text{max}} = \frac{qL^2}{8} = \frac{3.0 \cdot 10^{-3} \cdot 12^2}{8} = 0.0540 \text{ MNm}$$

$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{0.0540 \cdot 6}{0.15 \cdot 0.5^2} = 8.64 \text{ MPa} < \sigma_{\text{till}} = 13 \text{ MPa.}$$

Enligt SBN (2) med L40 medför karakteristiska värdet  $3 \cdot 13 = 39 \text{ MPa}$ . Säkerhetsfaktor mot böjbrott  $K = \frac{39}{8.64} = 4.51$ . Beräkna  $m_1$  värdet enligt ekvation 30a:

$$m_1 = m \frac{M_{\text{max}}}{qL^2} = \frac{m}{8}$$

där  $m$  beräknas ur kommentarer till stålbyggnadsnorm 70 (8) eller Figur 7b.

$$\text{Ingångsstorhet är } \gamma = \frac{a}{L} \sqrt{\frac{B \cdot y}{C}} = \frac{a}{L} \sqrt{\frac{ET \cdot y}{GK_v}}$$

$$\gamma = \frac{0.25}{12} \sqrt{\frac{12000 \cdot 0.5 \cdot 0.15^3}{900 \cdot 12 \cdot 4.56 \cdot 10^{-4}}} = 0.04 \Rightarrow m = 28$$

$$\text{dvs } m_1 = 3.50$$

med ekvation (31) beräknas

$$\eta_1 = \sqrt{\frac{LH}{m_1 B^2}} = \sqrt{\frac{12 \cdot 0.5}{3.50 \cdot 0.15^2}} = 8.73$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{a) tresidigt brandangrepp} \\ B/H = 0.30 \\ \eta_1 = 8.73 \\ K = 4.51 \Rightarrow \text{diagram 6b} \end{array} \right\} \Rightarrow \begin{array}{l} \text{med} \\ \text{rätlinjigt} \\ \text{interpolation} \end{array} \frac{\beta \bar{t}}{B} = 0.190$$

$$\text{dvs } \bar{t} = \frac{0.190 \cdot 0.15}{\beta}$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{A\sqrt{h}}{A_{\text{tot}}} = 0.04 \\ \text{Lättbetong } \rho = 500 \\ f = 125 \text{ MJ/m}^2 \end{array} \right\} \text{Figur 1 tillämpbar}$$

Antag  $t = 0.50 \text{ h} = 30 \text{ min}$   
medför i Figur 1  $\beta = 1.09 \cdot 10^{-3} \text{ m/min}$   
Insatt i uttrycket för  $\bar{t}$

$$\bar{t} = \frac{0.0285}{1.09 \cdot 10^{-3}} = 26 \text{ min}$$

Men för 26 min är  $\beta$  i Figur 1 endast  $0.94 \cdot 10^{-3} \text{ m/min}$  varför en ny tid till brott  $\bar{t}$  antages vilken måste ligga mellan 26 och 30 min.

Antag  $\bar{t} = 0.45 \text{ h} = 27 \text{ min}$ , vilket i Figur 1 ger  $\beta = 1.03 \cdot 10^{-3} \text{ m/min}$ , och med  $\beta$  insatt i

$$\bar{t} = \frac{0.0285}{1.03 \cdot 10^{-3}} \approx 28 \text{ min}$$

dvs tiden till brott är cirka 27 min.

$$\left. \begin{array}{l} \text{b) fyrsidigt brandangrepp} \\ B/H = 0.30 \\ \eta_1 = 8.73 \\ K = 4.51 \Rightarrow \text{diagram 4b} \end{array} \right\} \Rightarrow \begin{array}{l} \text{med} \\ \text{rätlinjig} \\ \text{interpolation} \end{array} \quad \frac{\bar{\beta}t}{B} = 0.130$$

$$\text{dvs } \bar{t} = \frac{0.130 \cdot 0.15}{\beta}$$

Med Figur 1 och motsvarande förfarande som i a) erhålls  $\bar{t}$  till drygt 22 min.

I detta fall blir det alltså inte så stor skillnad mellan tresidigt och fyrsidigt brandangrepp vilket beror på att tiden till brott ligger på  $\beta$ -tidsambandets, enligt Figur 1, starkt uppåtgående del.

c) tresidigt brandangrepp med sidoavstyvande sekundärbalkar i trä c/c = 2 m.

Enligt anvisningar i SBN (2) får som L i ekvation (31) och vid beräkning av  $\gamma$  insättas avståndet mellan sekundärbalkarna.

$$\gamma = 0.254 \Rightarrow m = 20 \Rightarrow m_1 = 2.50$$

$$\eta_1 = \sqrt{\frac{LH}{m_1 B^2}} = \sqrt{\frac{2 \cdot 0.5}{2.50 \cdot 0.15^2}} = 4.22$$

$$\left. \begin{array}{l} B/H = 0.30 \\ \eta_1 = 4.22 \\ K = 4.51 \Rightarrow \text{diagram 6b} \end{array} \right\} \Rightarrow \begin{array}{l} \text{med} \\ \text{rätlinjig} \\ \text{interpolation} \end{array} \quad \frac{\bar{\beta}t}{B} = 0.31$$

Men när kolskiktet har trängt in så långt att endast halva bredden återstår d v s  $\bar{\beta}t/B = 0.25$  accelereras kolskiktstillväxten p g a att tvärsnittet blir genomvarmt. Därför maximeras  $\bar{\beta}t/B$  till 0.25, d v s

$$\bar{t} = \frac{0.25 \cdot 0.15}{\beta} = \frac{0.0375}{\beta}$$

Med Figur 1 och förfarandet enligt ovan beräknas  $\bar{t}$  till ca 35 min, d v s en betydande skillnad i jämförelse med a) och b). Det bör i detta sammanhang understrykas att denna tid till brott kräver att sekundärbalkarna kan garanteras intakta under denna tid. Detta kan kontrolleras med motsvarande förfarande som för primärbalkarna.

#### Avslutande synpunkter

Den beskrivna metoden möjliggör att på ett enkelt sätt beräkna tiden till brott för brandutsatta träbalkar med hänsyn tagen till vippning. De numeriska värdena för koefficienterna m kan enkelt finnas i handböcker som (7)

och (8). Koefficienten  $m_1$  kan sedan beräknas ur ekvationer av typen (30) för ett stort antal lastfall.

Figur 4a -4b och 6a - 6b illustrerar tydligt nödvändigheten av att beakta vippningen redan då B/H är obetydligt mindre än ett. Det är troligtvis alltid vippningslasten som är den begränsande faktorn för brandexponerade balkar om inte fenomenen kring upplag, förband, beslag osv är dimensionerande.

Ytterligare kunskap fordras, speciellt vad gäller förkolningshastigheten i verkliga bränder samt materialegenskapernas variation vid förhöjd temperatur och fuktkvot i den oförkolnade delen av tvärsnittet. I (5) presenteras en teoretisk modell vilken möjliggör beräkningen av temperaturfördelningen och fuktfördelningen vid en godtycklig brandexponering.

Litteratur

- (1) PETTERSSON, O. - ÖDEEN, K., Brandteknisk dimensionering. Principer, underlag, exempel (Fire Engineering Design of Building Structures - Principles, Design Basis, Examples). LiberFörlag, Stockholm 1978.
- (2) National Swedish Board of Physical Planning and Building, SBN 1975 (Swedish Building Code). Stockholm 1976.
- (3) National Swedish Board of Physical Planning and Building, Brandteknisk dimensionering (Fire Engineering Design). Comments on SBN (Swedish Building Code), No. 1976:1. Stockholm 1976.
- (4) HADVIG, S. - PAULSEN, O.R., One-dimensional charring rates in wood. J. Fire and Flammability, Vol 7, Oct 1976, p. 433.
- (5) FREDLUND, B., Modell för beräkning av temperatur och fuktfördelning samt reducerat tvärsnitt i brandpåverkade träkonstruktioner (Mathematical model of wood pyrolysis, including internal moist transfer). Institutionen för Byggnadsstatik LTH, Lund 1977.
- (6) FREDLUND, B. - MAGNUSSON, S.E. - NILSSON, L. - PETTERSSON, O. - STRANDBERG, S. - THELANDERSSON, S., Skydd mot brandspridning inom småhusbebyggelse i lättbetong. Svenska Brandförsvärsföreningen i Stockholm, januari 1977.
- (7) BYGG, Huvuddel 1A, kap 158. AB Byggmästarens Förlag, Stockholm 1971.
- (8) Kommentarer till stålbyggnadsnorm 70, Knäckning, vippning, buckling (Comments on Regulations for Steel Structures, 1970, Instability of columns, beams and plates). Statens Stålbyggnadskommitté, Stockholm 1973.
- (9) PETTERSSON, O., Combined Bending and Torsion of I Beams of Monosymmetrical Cross Section. Bulletin No. 10 from the Division of Building Statics and Structural Engineering at the Royal Institute of Technology, Stockholm 1952.
- (10) FLINT, A.R., The Lateral Stability of Unstrained Beams. Engineering, Vol. 173, 1953.
- (11) Träkonstruktioners brandstabilitet (Fire resistance of wood structures). Symposium vid Chalmers tekniska högskola den 18 juni 1962. CTH-s handlingar nr 274, Göteborg 1963.
- (12) TENNING, K., Glued Laminated Timber Beams: Fire Tests and Experience in Practice. Symposium No. 3 "Fire and Structural Use of Timber in Buildings", held at the Fire Research Station, Borehamwood, Herts, on 25th October, 1967, London 1970.

- (13) ÖDEEN, K., Fire Resistance of Glued, Laminated Timber Structures. Symposium No. 3 "Fire and Structural Use of Timber in Buildings", held at the Fire Research Station, Borehamwood, Herts, on 25th October, 1967, London 1970.
- (14) Stålbyggnadsnorm 70 (Regulations for Steel Structures, 1970). Statens Stålbyggnadskommitté, Stockholm 1970.



---

 Brandteknisk dimensionering af bærende trækonstruktioner
 

---

Lektor, civilingeniør Bent-Erik Carlsen, Husbygning, Danmarks Ingeniørakademi, Bygningsafdelingen, 2800 Lyngby, Danmark

Det er en kendt sag, at træ klassificeres som brændbart materiale, og derfor ikke - som stål og beton anvendes til brandsikre konstruktioner. Ikke desto mindre besidder træ nogle brandtekniske egenskaber, der gør massive trækonstruktioner i stand til at modstå en brand i væsentlig længere tid end fx en dårligt beskyttet stålkonstruktion [1].

Forklaringen på trækonstruktionernes gode brandtekniske egenskaber ligger - noget forenklet - i, at materialet beskytter sig med det forkullede trælag, der ved branden kommer på overfladen, og at den intakte del af materialet bevarer en stor del af "det kolde træs" egenskaber.

Ældre forsøg med træmaterialer har vist, at indbrændingshastigheden - eller forkulningshastigheden - kan regnes nogenlunde konstant, dvs uafhængig af tiden, Kollmann [2].

Dette har medført, at man i en del år har dimensioneret bærende trækonstruktioner ud fra den simple antagelse, at man kunne regne med, at den ikke-forkullede del af konstruktionen havde træmaterialets normale egenskaber med hensyn til styrke og stivhed [3]. Ved anvendelse af denne *simple metode* har man altså ikke brug for at kende brandforløbet i cellen, men skal alene have oplyst indbrændingshastigheden, der i den meste brandtekniske litteratur opgives at ligge i intervallet

$$0,35 < \beta < 0,80 \text{ mm/min [4]}$$

(1)

Værdierne af  $\beta$  i nedenstående tabel 1 er ofte blevet benyttet.

Nordisk gran og fyr	0,5-0,6
Egetræ	0,4
Teaktræ	0,35
Lamineret limtræ	0,5

Tabel 1: Gængse værdier af indbrændingshastigheden  $\beta$  [mm/min].

Nyere undersøgelser har imidlertid vist, at indbrændingshastigheden afhænger ret meget af såvel åbningsfaktoren  $F$  som brandbelastningen  $q$ , Hadvig [5]. Dette betyder, at man ved dimensioneringen alligevel skal tage hensyn til brandforløbet, som man "så bort" fra ved den simple metode. Hertil kommer, at fugtindholdet i træet spiller en ikke uvæsentlig rolle for indbrændingen [4].

Antagelsen om, at det ikke-forkullede træ har normale egenskaber holder heller ikke stik, idet der i de fleste tilfælde vil være tale om en styrkeforringelse ved højere temperaturer, som man også kender det fra beton og stål. Desværre har man kun meget ringe kendskab til størrelsen af denne styrkereduktion, og der er for nyligt igangsat et samarbejde mellem DIAB, AUC og Lunds Tekniska Högskola til nærmere belysning af forholdet. Især for slankere konstruktioner er det nødvendigt at kende sammenhængen mellem styrke og temperatur. En række ældre tyske forsøg (Kollmann, 1951) tyder på, at såvel trykstyrke som E-modulet bliver halveret ved ca  $100^{\circ}\text{C}$ , hvilket i forbindelse med studiet af isotermforløbet i konstruktionen, Hadvig [5], kan give et skøn over svækkelsen.

#### Dimensioneringsgrundlaget

I dette afsnit antages som en beregningsforudsætning, at der bag ved den forkullede zone er en "svækket zone" med forringede træegenskaber, se figur 1. Dette giver en mere nuanceret beregning end ved den simple metode. Forskellen på de praktiske resultater vil blive vist gennem nogle beregnings-eksempler.

#### Indbrændingshastigheden

Som udgangspunkt for fastsættelsen af  $\beta$  tages værdierne i tabel 1, idet man korrigerer talværdien for variationen i åbningsfaktoren  $F$  efter reglerne i SBN 75, hvor man multiplicerer  $\beta$  med faktoren

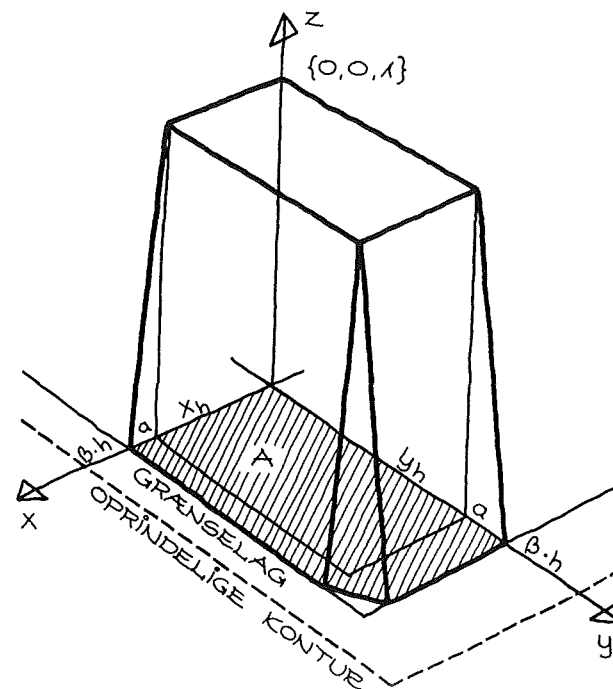
$$1 + \frac{25}{3} (F - 0,04) \quad \text{for } 0,04 \leq F \leq 0,12 \quad [\text{m}^2] \quad (2)$$

$$\frac{5}{3} \quad \text{for } 0,12 \leq F \quad [\text{m}^2]$$

Nogle danske laboratorieforsøg [6] tyder på, at den foreslåede forøgelse af  $\beta$  ikke er underdrevet.

#### Materialedata

Som udgangspunkt for valg af materialets styrke- og deformationsparametre tages værdierne i den danske Norm for Trækonstruktioner, DS 413. I normens tabel 4.3.a er angivet de nominelle værdier for lastgruppe A, fugtklasse I



Figur 1. Placeringen af den svækkede zone. Grundfigur til beregning af parametre for det transformerede tværsnit som funktion af svækkelsen,  $z$ .

og normale lasttilfælde for nordiske træsorter (nr.1 efter DS 410). Ved beregningerne vil man alene arbejde med sikkerheden på lasterne. Dette betyder, at normens *nominelle langtidsværdier* skal omsættes til *karakteristiske korttidsværdier*, hvilket gøres ved, at man fjerner partialkoefficienterne.

Da baggrunden for normens talværdier netop er de karakteristiske værdier divideret med materialepartialkoefficienten  $f_m = 1,3$  og multipliceret med "langtids-korttidsforholdet" 0,6 (for styrkeparametre), findes udgangsværdierne ved den brandtekniske beregning af

$$\left. \begin{aligned} s_f &= s \cdot 1,3/0,6 = 2,17 \cdot s \\ E_{of} &= 2,17 \cdot E_o \end{aligned} \right\} \text{ ved styrkeberegninger} \quad (3)$$

$$E = 1,3 E \quad \text{ ved deformationsbestemmelse} \quad (4)$$

For limtræ T 300 vil udgangs-værdien for bøjning blive  $s_{Mf} = 2,17 \cdot 19 = 41 \text{ MN/m}^2$ .

Den svækkede zone

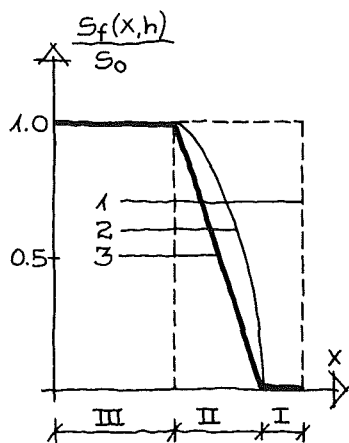
er defineret som den del af træ-tværsnittet under forkulningen, hvor man må regne med forringede styrkeparametre i forhold til det ikke-varmepåvirkede træ.

Det er klart, at man på grænsen mellem den forkullede del af tværsnittet og den ikke-forkullede - men opvarmede - del kan regne med, at materialet er under nedbrydning, således at styrkeparametrene kan sættes til nul. Opmærksomheden skal i øvrigt henledes på, at denne "grænse" ikke er veldefineret. Dette kan indses, hvis man renser en delvis brændt trækonstruktion for det forkullede lag. Overfladen vil da være meget ujævn og til tider forsynet med dybe ar og "knoide".

Det er ligeledes klart, at den ikke-opvarmede del af konstruktionens indre vil have uændrede materialeegenskaber.

Vanskeligheden ligger i fastsættelsen af udstrækningen af den svækkede zone og i bestemmelsen af svækkelsens matematiske forløb, se figur 2. Hvis man som en *foreløbig antagelse* fastsætter, at træ med temperatur på under 50°C har intakte egenskaber, og at træet har mistet sin styrke ved 300°C, kan man anvende Hadvigs resultater [5] til at danne sig et indtryk af zonen udstrækning,  $a$  [mm]. Forsøg med indbrænding i en træoverflade har nemlig vist, at 50°C-isoterme efter 30-60 minutters brand ligger 20-25 mm under grænselaget, mens temperaturen lige under grænselaget er ca. 300°C.

Som det vil fremgå af de følgende beregninger, vil det være overordentligt vanskeligt at regne med en variabel  $a$ -værdi, indtil man får udviklet et edb-program til løsning af den praktiske beregning. Det vil også være en



Figur 2. Svækkelsens matematiske forløb. Her er  $z$  den relative rest-trykstyrke. De tre kurver repræsenterer, 1: den oprindelige kontur, 2: det "korrekte" forløb, og 3: det tilnærmede, retlinede. Områderne I-III repræsenterer det forkullede, det svækkede og det intakte.

rimelig god første-tilnærmelse at regne svækkelsen for retlinet, som vist på figur 2.

Ved en endimensional indbrænding får "svækkelsen" derfor følgende matematiske formulering:

$$z = 1 - (x - x_h) \frac{1}{a} [-] \quad (5)$$

hvor  $z$  er den procentuelle reststyrke,

$x$  er en stedkoordinat, målt fra et sted i materialets indre,  $x_h$  er koordinaten til det sted, hvor svækkelsen netop er nul til tiden  $h$ , og

$a$  er udstrækningen af den svækkede zone,

se figur 2. Kurveforløbet på figuren rykker til venstre med hastigheden  $\beta$ .

Det regningsmæssige tværsnit

Ved den simple metode er det regningsmæssige tværsnit det, der ligger indenfor grænsen til det forkullede lag, repræsenteret ved stedkoordinaten  $x = x_h + a$  [mm]. Ved denne beregning vil man normalt ikke tage hensyn til, at profilet får runde hjørner.

Ved den mere nuancerede - men dog tilnærmede - metode er man ved udregning af spændinger, eulerværdier mv henvist til at bestemme tværsnitkonstanterne for det *transformerede areal*.

For delarealet  $A$  i 1. kvadrant kan der opstilles følgende udtryk for det transformerede areal  $A_{tr}$  og inertimoment  $I_{x,tr}$ . Reduktionen af delelementets bidrag til tværsnitkonstanterne er faktoren  $z$ , der i reglen vil være udtrykt ved rest-E-modulet

$$z = \frac{E_f(x)}{E} \text{ for } x_h \leq x \leq x_h + a \quad (6)$$

$$A_{tr} = \int_A z \cdot dA \quad (7)$$

Med de på figur 1 angivne betegnelser fås

$$A_{tr} = x_h y_h + \frac{1}{2} a (x_h + y_h) + \frac{1}{6} a^2 \quad (8)$$

$$I_{x,tr} = \frac{x_h}{12 \cdot a} [(y_h + a)^4 - y_h^4] + \frac{9}{60} [10 \cdot y_h^3 + 10 \cdot a y_h^2 + 5 \cdot a^2 y_h + a^3] \quad (9)$$

Nulliniens flytning

For delarealet A på figur 1 vil tyngdepunktet flytte sig ved indbrændingen.

Betegner  $\eta_x$  tyngdepunktets afstand fra x-aksen, fås

$$\eta_x = \frac{1}{2}(y_h + a) - \frac{a}{4} K_3 \quad (10)$$

$$K_3 = \frac{6 \cdot x_h \cdot y_h + a(2x_h + 4y_h) + a^2}{6 \cdot x_h \cdot y_h + a(3x_h + 3y_h) + a^2} \quad (11)$$

Bestemmelsen af  $\eta_x$  må foregå ved udregning for en bestemt brandtid h i hvert enkelt tilfælde, idet  $x_h$  og  $y_h$  afhænger af såvel h og  $\beta$  som af profilets oprindelige dimensioner.

Man kan allerede nu se, at det kun for specielle konstruktioner vil være muligt at opstille eksplicitte udtryk for brandmodstandstiden. Dvs., at en dimensionering i praksis vil være en eftervisning af, at en bestemt brandmodstandsevne i minutter er til stede under givne betingelser for laster, indbrænding mv. Følgende eksempel er en illustration på forløbet af den praktiske beregning og af betydningen af den ikke-lineære (i tid) flytning af nullinien.

Eksempel

En lamineret limtræbjælke har højden 400 mm svarende til 12 lameller og bredden 115 mm. Der foretages en bestemmelse af tværsnitskonstanterne, dels efter "den simple metode" med  $\beta = 0,5$  mm/min (tabel 1) og dels på grundlag af de valgte værdier:

Dybde af svækkelseszonen  $a = 20$  mm

Åbningsfaktoren  $F = 0,04$  m<sup>1/2</sup>, der giver

indbrændingen  $\beta = 0,5$  mm/min (2).

Resultaterne fremgår af tabel 2, hvor de to tilfælde er betegnet med 1 og 2. Alle størrelser er i enheden mm<sup>1</sup>.

Faktor	Tilfælde 1				Tilfælde 2				
	A	$\eta_x$	$I_x$	$I_\eta$	A	$K_3$	$\eta_x$	$I_x$	$I_\eta$
	10 <sup>3</sup>	-	10 <sup>8</sup>	10 <sup>8</sup>	10 <sup>3</sup>	-	-	10 <sup>8</sup>	10 <sup>8</sup>
0 min	46,0	200	24,5	6,1	46,0	-	200	24,5	6,1
10 "	41,5	198	21,6	5,4	32,7	1,07	192	15,9	3,9
20 "	37,1	195	18,8	4,7	28,4	1,08	190	13,6	3,3
30 "	32,7	193	16,2	4,0	24,3	1,09	187	11,3	2,8
40 "	28,5	190	13,7	3,4	20,3	1,11	184	9,2	2,3
50 "	24,4	188	11,4	2,8	16,4	1,14	182	7,2	1,8
60 "	20,4	185	9,2	2,3	12,5	1,18	179	5,4	1,4

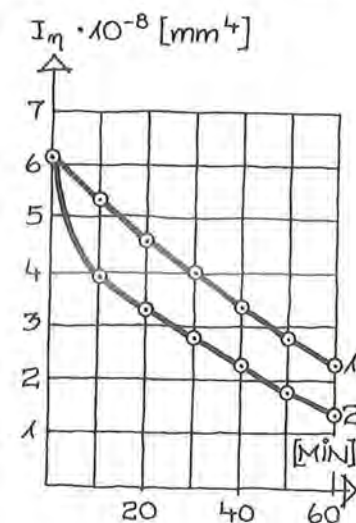
Tabel 2. Tværsnitskonstanterne for profilet i eksemplet.

Inertimomentet om nullinien bestemmes af flytningsligningen.

$$I_\eta = I_{x, tr} - A_{tr} \cdot \eta_x^2 \quad (12)$$

Figur 3 viser inertimomentet I om nullinien for det transformerede tværsnit. Det store fald i kurve 2 i begyndelsen af branden skyldes, at beregningsmodellen faktisk forudsætter, at den svækkede zone er etableret inden antændelsen på grund af opvarmningen. Hvis brandens begyndelsestidspunkt defineres som antændelsestidspunktet, vil beregningsmodel 2 give en modstandstid, der er ca. 20 min mindre end metode 1, den simple metode. Det ses af, at de to kurver har en indbyrdes vandret afstand på ca. 20 min.

Eksemplet illustrerer med al tydelighed, at det er vigtigt at få etableret en mere konkret viden om materialets styrke- og stivhedsdata ved høje temperaturer.



Figur 3. Inertimomentet for bjælketværnsnittet i eksemplet. Kurverne 1 og 2 repræsenterer den simple metode og den mere nuancerede.

Litteratur

- [1] Trækonstruktioners Brandstabilitet. Chalmers tekniska Högskolas Handlingar no. 274, Göteborg 1963.
- [2] Kollmann, F.: Technologie des Holzes und der Holzwerkstoffe, 1951.
- [3] Carlsen, B.-E. & Jensen, B.C.: Branddimensionering af bærende trækonstruktioner, Byggeindustrien 1976:1, København 1976.
- [4] Lie, T.T. & Allen, D.E.: Fire and Building. Applied Science Publish., London 1972.
- [5] Hadvig, S.: Wood in Fires, DtH, Lyngby 1978.
- [6] Christiansen, M. & Sørensen, B.: Limtræsøjlers brandmodstandsevne, DIAB, Lyngby, juni 1978.



---

Brandforsøg med belastede limtræbjælker

---

Civilingeniør Frits Bolonius Olesen, Institut for Bygningsteknik, Aalborg Universitetscenter, Danmark

I det følgende skal redegøres for resultatet af en mindre serie pilotforsøg, som i maj 1979 er gennemført i instituttets brandlaboratorium med det formål at verificere, hvor godt belastede limtræbjælkens respons på brandpåvirkning stemmer overens med de senest opstillede modeller for henholdsvis indbrænding i træ og hensyntagen til træs reducerede stivhedsegenskaber ved høje temperaturer.

#### Forsøgenes baggrund

Brandteknisk dimensionering af bærende trækonstruktioner har hidtil oftest været baseret på stærkt forenklede antagelser mht indbrændingshastigheden, der sædvanligvis regnes konstant, ca. 35 mm/h, altså uafhængig af brandforløbet og af konstruktionselementets konfiguration. I Svensk Bygg Norm 1975 foreskrives dog, at der for brandrum med åbningsfaktor  $> 0,04 \text{ m}^2$  tages hensyn til den forøgede forbrændingshastighed, jvf eksempelvis [1]. Med henblik på en mere nuanceret bestemmelse af indbrændingshastigheden har HADVIG og PAULSEN [2] foretaget en analyse af indbrændingshastigheden ved 1-dimensionel påvirkning, og på baggrund heraf har HADVIG [3] angivet et udtryk til bestemmelse af indbrændingsdybdens tidsvariation i afhængighed af den termiske påvirkning. Dette udtryk er benyttet til optegning af middelindbrændingen for det ved de her omhandlede forsøg anvendte brandforløb, på figur 1B benævnt "Hadvig 1978". På grundlag af videregående analyser har HADVIG [4] angivet et korrigeret forløb af middelindbrændingen, på figur 1B optegnet og benævnt "Hadvig 1979".

Træs styrke- og stivhedsegenskaber under de temperaturer, der forekommer i den ikke-forkullede del af konstruktionselementet under brandpåvirkning, er kun sparsomt beskrevet i litteraturen. I mangel af bedre grundlag baseres dimensioneringen derfor oftest på en antagelse om uændrede - eller næsten uændrede - styrke- og stivhedsegenskaber til trods for, at disses re-

duktion er evident. For at kompensere for denne fejl (på den usikre side), som herved begås, har CARLSEN [ 5 ] foreslået, at der ved dimensioneringen regnes med en "svækket zone", hvor styrken regnes at aftage lineært fra normale værdier i den usvækkede del af tværsnittet (fx defineret som de områder, hvor temperaturen ikke overskrider 50 °C) til nul i forkullingslaget.

#### Forsøgenes gennemførelse

Forsøgsrækken omfattede ialt 4 brandforsøg, som blev udført i laboratoriets kombinerede brandkammer/bjælkeprøvemaskine, hvor prøvelegemerne blev exponeret 3-sidigt. Prøvningsudstyret er nærmere beskrevet i [ 6 ]. Prøvelegemerne var ca. 4 m lange limtræbjælker med tværsnit  $h \cdot b = 400 \cdot 140$  mm. På grund af prøvningstekniske vanskeligheder ved de to sidste forsøg er kun de to første, L1 og L2, omtalt i det følgende.

Belastningen på prøvelegemerne (simpelt understøttede med en spændvidde på 3,60 m) var under forsøgene konstant 2 enkeltlaste á 27,0 kN, hvorved den maximale bøjningsspænding var 17,5 MPa (ca. svarende til fuld udnyttelse af en T400-konstruktion med lige stor egenlast og nyttelast, dimensioneret iht DS 413).

Den termiske påvirkning blev styret efter et gastemperatur/tid-forløb beregnet efter åbningsfaktor-metoden med en åbningsfaktor  $F = 0,04 \text{ m}^{1/2}$  og en brandbelastning  $q = 188 \text{ MJ/m}^2$ . Ved forsøg L1 blev brandpåvirkningen afbrudt ved vandpåsprøjtning efter 33 minutter, ved forsøg L2 efter 90 minutter (se figur 1A).

Temperaturerne i prøvelegemerne blev målt i 6 punkter med indborede termoelementer. De målte temperaturer i de tre inderste målepunkter og disses placeringsdybde under den oprindelige sideflade er for L2 vist på figur 1A.

Nedbøjningerne i bjælkernes midtpunkt blev løbende registreret under forsøgene. På grund af upålidelig måling under forsøg L1 er kun resultatet for forsøg L2 gengivet på figur 2.

Indbrændingsdybden blev efter afbørstning af prøvelegemerne målt manuelt og deres middelværdier henholdsvis foroven og forneden i siderne samt på undersiden beregnet. På figur 1B er vist øvre og nedre grænseværdier for de målte indbrændingsdybder samt de beregnede middelindbrændinger.

#### Forsøgenes resultat

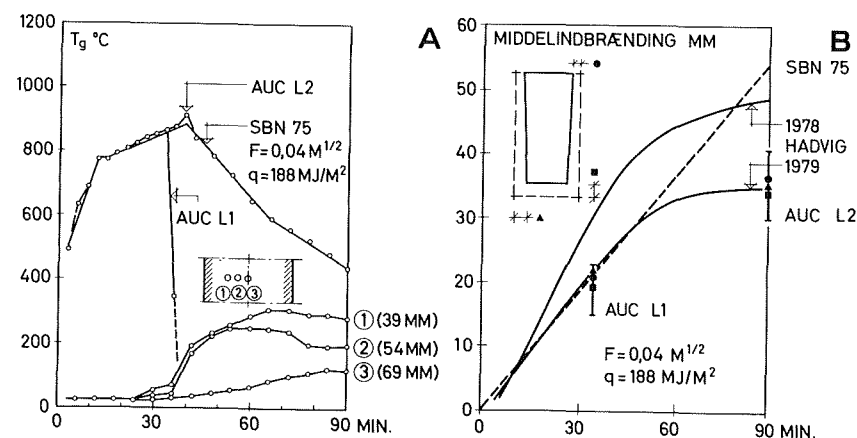
Ved forsøg L2 var det planlagt at registrere nedbøjningsforløbet under konstant last i hele forsøgsperioden på 90 minutter. Imidlertid indtrådte

pludseligt brud allerede efter 37 minutters brandpåvirkning, hvorefter prøvelegemet aflastedes, medens forsøget iøvrigt fortsattes for at muliggøre måling af indbrændingen efter 90 minutters påvirkning. Årsagen til bruddet viste sig at være momentant svigt af en fingerskarring i tredjenederste lamel. Dette svigt gav anledning til en stærkt accelereret indbrænding i de overliggende lameller.

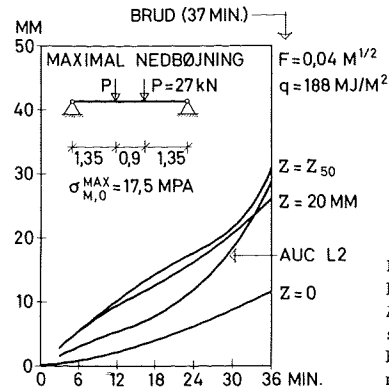
Indbrændingsdybderne viste god overensstemmelse med de af HADVIG i [ 4 ] beregnede (jvf figur 1B), dvs for det omhandlede brandforløb væsentlig lavere værdier end svarende til "gængs praxis", iht eksempelvis SBN 75.

Temperaturerne i konstruktionens indre synes ved brandpåvirkninger ud over en halv time at antage betragtelige værdier, efter 60 minutters påvirkning således af størrelsesordenen 200 °C i gennemsnit over tværsnittet. De målte værdier lader sig ikke direkte sammenligne med de af HADVIG i [ 3 ] og [ 4 ] beregnede.

Nedbøjningsforløbet synes at bekræfte, at der finder en væsentlig reduktion af stivheden sted, selv ved de relativt moderate temperaturstigninger under den første halve times påvirkning. På figur 2 er vist beregnet nedbøjningsforløb for forskellige udstrækninger af den svækkede zone, henholdsvis  $z = 0$  (dvs ingen svækkelse overhovedet),  $z = 20$  mm (dvs ingen svækkelse i større dybde end 20 mm) og  $z = z_{50}$  (dvs ingen svækkelse i tværsnitsdele med temperaturer under 50 °C).



Figur 1. A: Gastemperatur/tid-forløb ved forsøgene L1 og L2 samt forløbet iht Svensk Bygg Norm 1975 bestemt ved åbningsfaktormetoden for åbningsfaktoren  $F = 0,04 \text{ m}^{1/2}$  og brandbelastningen  $q = 188 \text{ MJ/m}^2$ . 1,2 og 3 angiver de målte indre temperaturer under forsøg L2. B: Målte middelindbrændinger ved forsøgene L1 og L2. Til sammenligning er indtegnet middelindbrændingerne bestemt efter [ 3 ] og [ 4 ] samt efter SBN 75 (35 mm/h).



Figur 2. Nedbøjningsforløb for brandpåvirket limtræbjælke under konstant last. AUC L2 viser målte nedbøjninger under forsøg L2. Øvrige kurver viser beregnede nedbøjninger under forskellige forudsætninger mht den "svækkede zones" udstrækning.

Det målte nedbøjningsforløb (AUC L2) synes at pege i retning af, at det af CARLSEN [5] foreslåede svækkelseskriterium ( $z_{50}$ ) er et brugeligt udgangspunkt for en rimeligt pålidelig tilnærmelsesberegning.

#### Konklusion

Udover at der gennem pilotforsøgene er indhøstet de nødvendige prøvnings-tekniske erfaringer til, at en systematisk forsøgsrække kan gennemføres i laboratoriet, bør der på grund af forsøgenes meget begrænsede omfang næppe drages nogen konkrete konklusioner af de opnåede resultater. Forsøgene synes dog at underbygge, at der ved en brandteknisk dimensionering af bærende trækonstruktioner i højere grad end hidtil må tages hensyn til,

- at brandforløbet har en meget væsentlig indflydelse på forløbet af indbrændingshastigheden,
- at temperaturerne i resttværsnittet antager værdier, der influerer væsentligt på træets styrke og stivhed,
- at den heraf forårsagede reduktion af styrke- og stivhedsegenskaberne er så betydelig, at den nødvendigvis må tages i regning,
- at fingerskarringer udgør et i brandmæssig henseende svagt led, som under uheldige omstændigheder kan få overordentlig alvorlige konsekvenser for limtræbjælkens brandmodstandsevne - et såvidt vides hidtil upåagtet forhold.

#### Litteratur

- [1] Pettersson, O. & K. Odeen: Brandteknisk dimensionering. Principper, underlag, eksemp. Liber Förlag. Stockholm 1978.

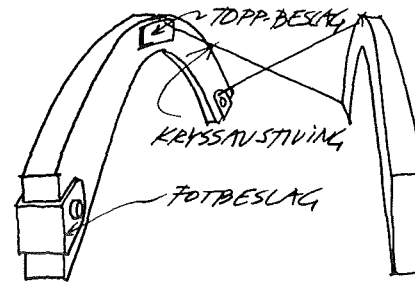
- [2] Hadvig, S. & O. Paulsen: One-dimensional Charring Rates in Wood. Journal af Fire & Flammability, Vol. 7. 1976.
- [3] Hadvig, S.: Wood in Fires. Nordisk Brand-Symposium. Borås 1978.
- [4] Hadvig, S.: Indbrænding og temperaturforhold i træ under brand. 5. Nordiske Træsposium. Nordisk Trätidsskrift, hæfte nr. 6. Aalborg 1979.
- [5] Carlsen, B.-E.: Brandteknisk dimensionering af bærende trækonstruktioner. 5. Nordiske Træsposium. Nordisk Trätidsskrift, hæfte nr. 6. Aalborg 1979.
- [6] Hviid, N.J. & F.B. Olesen: AUC's brandlaboratorium. Institutet for Bygningsteknik. Rapport nr. 7708. Aalborg 1977.

De omhandlede pilotforsøg indgår i et af Statens teknisk-videnskabelige Forskningsråd støttet projekt "Brandteknisk konstruktionsprøvning", hvis primære formål er at udvikle og gennemprøve udstyr og metoder til eksperimentel verifikation af bærende bygningskonstruktioners brandmodstandsevne.

Ståldeler i limtrekonstruksjoner, beskyttelsesmetoder

Siv.ing. N. Ø. Rimstad, Norsk Treteknisk Institutt, Oslo, Norge

Ståldeler inngår idag som et nødvendig element i de fleste limtrekonstruksjoner.



I en vanlig treleddbue f.eks. inngår fot- og toppbeslag samt kryssavstivning. Ved en brann vil slike frilagte ståldeler normalt oppføre seg som svake ledd i kjeden - og forårsake sammenbrudd før tre-elementene i konstruksjonen har nådd kritisk nivå. Dette strider mot sunn konstruksjonspraksis, som tilsier at alle konstruksjonens

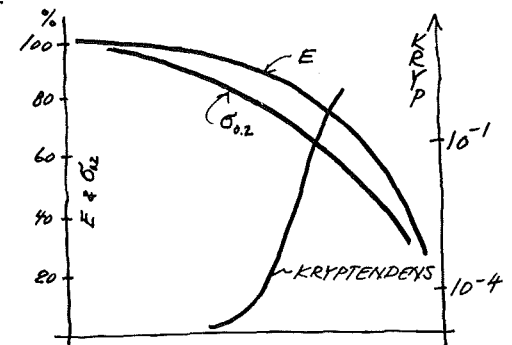
elementer bør ha tilnærmet samme kapasitet - holde ut like lenge.

Ettersom ståldeler vanskelig lar seg erstatte til kraftoverføringsformål, må vi se oss om etter måter å beskytte dem på - helst så enkelt og rimelig at konstruksjonene beholder sin konkurransevne.

La oss se på skadens natur:

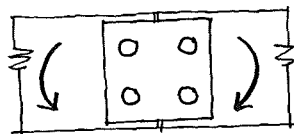
Beslag av stål som opphetes vil tape sin kapasitet som følge av et akselererende fall i E-modul og styrke. Tendensen til plastisk deformasjon øker dramatisk for konstruksjonsstål i området FR 3-400° C.

Utslagsgivende for sammenbrudd er likevel i de fleste tilfeller ikke at stålet

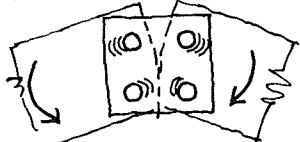




bryter sammen, men at store lokale deformasjoner inntreffer i kontakten tre/stål, hvor anleggsflater svis i stykker.



LOKALT ↓ BRUDD,  
"STRYKEJERNEFFEKT"



Store lokale deformasjoner fører lett til eksentrisiteter i kraftoverføringer og sammenbrudd som følge av dette etter altfor kort branntid.

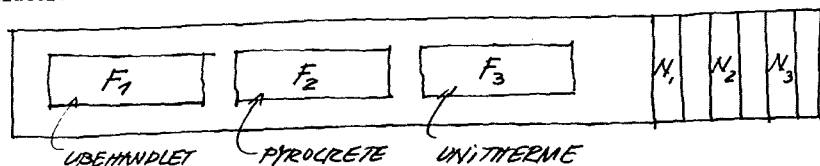
Denne type brudd som skyldes for stor varmetilførsel og for høy temperatur i stålet, bekjempes i prinsipp ved å redusere varmetilførselen fra brannen til stålet.

Denne "isolasjon" må skje på en måte som tilfredsstiller de økonomiske krav, de estetiske krav og selvfølgelig det tekniske.

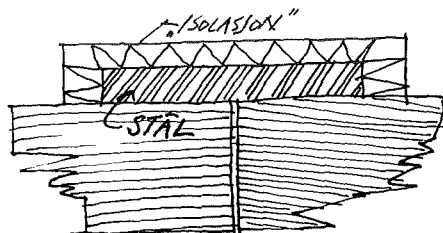
N.T.I. fikk våren 1978 utført noen enkle forsøke med sikte på å klarlegge godheten av to beskyttelsesprodukter som er tilgjengelig i vanlig handel. Det dreide seg om en maling av svellende type (Unitherm 3 sjikt), en mørtel (Pyrocrete 102 20 mm tykk) og ubehandlede ståldetaljer som referanse.

Vi sa at beskyttelsen brøt sammen idet kontakt-temperaturen mellom stål og trevirke passerer  $300^{\circ}\text{C}$ . Dette er et svært primitivt kriterium som jeg lar stå åpent for diskusjon. Bedre ville det antagelig være å betrakte en kombinasjon av temperatur og tilført varme - med temperaturen som dominerende faktor. I denne omgang valgte vi imidlertid å negligjere faktorer ut over temperaturen.

På en av bjelkene, det var fire av dem, ble det festet følgende stålplater:

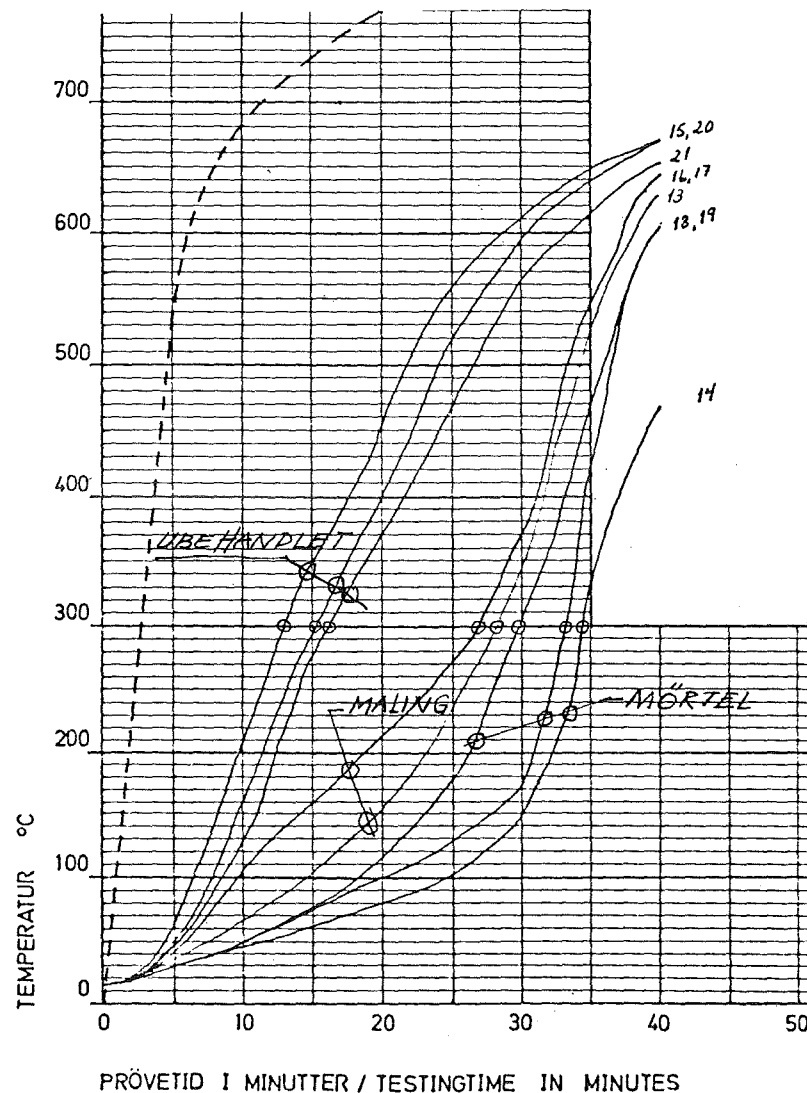


Ingen last ble påført platene - vi studerte således kun godheten i beskyttelse mot oppvarming.



De fire bjelker ble utsatt for ISO-brann i en horisontalovn på brannlaboratoriet i Trondheim.

På grunn av begrensninger i antall målepunkter, endte vi opp med kun å måle temperaturen i et punkt pr. plate. De seks platene ga da følgende forløp:



For samtlige målepunkter under de ubehandlede plater (17stk. ialt) var

$$\bar{x} = 23 \text{ min. } S = 6,9 \text{ min.}$$

For plater beskyttet med tre lag Unitherm svellende maling (9 pkt.)

$$\bar{x} = 28 \text{ min. } S = 5,5 \text{ min.}$$

og for mørtelbeskyttende plater

$$\bar{x} = 33 \text{ min. } S = 3,4 \text{ min.}$$

også av disse fantes 9 pkt. Tallene er ikke helt ut sammenlignbare idet endel punkter falt ut under prøvingen.

Resultatet var sett fra NTI's side ikke tilfredsstillende, idet hva vi ønsket oss var en beskyttelse som kunne klassifiseres for 60 min. varighet, altså inngå i f.eks. en limtrebue hvis tverrsnitt tillater klassifiseringen B 60.

Malings-systemet holder knapt i 30 min.

Mørtelbeskyttelsen kan økes ved øket tykkelse, men det viste seg at mørtelen ga et uheldig estetisk inntrykk og var vanskelig å arbeide med for ikke-spesialtrenet personell. Med dagens kunnskapsnivå anser jeg at innkledning av ståldeler er den mest troverdige beskyttelse.

På NTI anbefaler vi derfor at man adopterer den finske bestemmelsen, som oversatt til norsk lyder: "Metalldele som inngår som bærende elementer i trekonstruksjoner skal beskyttes slik at de får minst samme brannmotstand som konstruksjonen forøvrig. Som beskyttelse kan f.eks. anvendes tre, sponplater eller mineralull av tilstrekkelig tykkelse. Materialer som står i direkte kontakt med trevirket skal isoleres slik at temperaturen ikke overskrider 300° C i branntiden."

Denne tommelfinger-regel er foreslått inntatt i ny norsk standard for beregning av bygningskonstruksjoners brannmotstand.

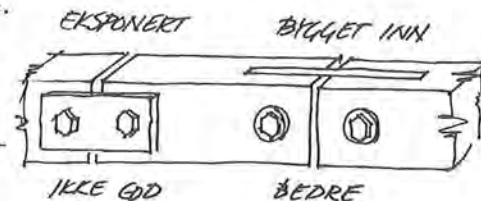
På lang sikt, når man har skaffet seg erfaring med forskjellige beskyttelsesmidler, kan man tenke seg at brannmotstandstiden for et gitt beskyttelsesmateriale, kan beregnes mer nøyaktig under hensyntagen til total tilført varmemengde, geometri, isolasjonsevne, forbrenningshastighet osv.

Pr. idag duger en innkledning i trevirke med en tykkelse basert på 0,6 mm/min. forkullingshastighet.

På lang sikt kan en også etterstrebe en endring i utformingen av forbindelsesdetaljer, slik at stålet kles inn av tredelen selv og beskyttes uten behov av ekstra innkledning, som i noen tilfeller kan virke skjemmende.

En slik omlegging av praksis ved detaljering påskyndes f.eks. ved at det utgis eksempelsamlinger på bra detaljer.

NTI overveier å utarbeide et trekonstruksjonsatlas hvor eksempler på branntekniske gode detaljer ville bli innarbeidet.



---

Brandmotstånd hos infästningsdetaljer i limträkonstruktioner

---

Professor Kai Ödeen,  
Teknolog Barbro Ahlén, Svenska Brandförsvarsföreningen  
Tekniska avdelning, Kungsholms Hamnplan 3  
S-112 20 Stockholm, Sverige

Limträ är ett byggnadsmaterial med dokumenterat goda brandtekniska egenskaper. Detta förhållande återspeglar sig numera såväl i gällande normer som i försäkringsbolagens premiesättning. En svag punkt i detta sammanhang utgörs dock av anslutningen mellan olika konstruktionselement då ståldetaljer kommer till användning, vilka kan bedömas ha väsentligt sämre brandtekniska egenskaper än anslutande limträdelar. Än så länge saknas emellertid kunskapsmässigt underlag för nyanserade regler för hur sådana ståldetaljer inverkar på konstruktionens brandmotstånd.

Enligt ett flertal undersökningar är det väl dokumenterat att inträngningshastigheten vid brandangrepp mot en limträkonstruktion av konventionellt utförande är nära nog konstant inom stora tidsintervall med ett värde av omkring 0.6 mm/min vid temperaturpåverkan svarande mot standardiserat provningsförfarande enligt ISO 834. Denna låga inträngningshastighet utgör huvudorsaken till limträets goda brandtekniska egenskaper och medför att en kärna av oförbränt och i huvudsak intakt virke bibehålls även vid relativt långvariga bränder.

Anslutningsdetaljer av stål kan tänkas påverka limträkonstruktionens brandmotstånd på två sätt. Dels kan givetvis stålet deformeras som följd av den vid högre temperatur reducerade hållfastheten varvid funktionen kan förändras eller förloras, dels kan förbränningens inträngning i anslutning till stålet påverkas. Medan stålets beteende vid högre temperatur är förhållandevis väl kartlagt är den sistnämnda mekanismen i väsentliga avseenden inte studerad. Det är å ena sidan rimligt att antaga att stålets goda värmeledningsegenskaper kan medföra en snabbare inträngning av förbränningen och en del redovisade provningar med olika typer av bultförband tyder på att så är fallet. Å andra sidan kan kontakten mellan trä och stål tänkas medföra reduktion av syretillförseln till förbrännings-

zonen med minskning av inträngningshastigheten som konsekvens. Storleken av dessa effekter kan idag inte bedömas.

Undersökningar med målsättning att kartlägga funktionen hos ståldetaljer i limträkonstruktioner finns endast sparsamt redovisade i den brandtekniska litteraturen. Sådana undersökningar har genomgående utgjorts av reguljära brandprovningar, huvudsakligen enligt ISO 834. En del grundläggande studier av detta slag utfördes på 50-talet vid det finska brandlaboratoriet. Vid dessa studier dokumenterades bl a klart den snabbare inträngning av förbränningen som - för vissa förbandstyper - är en naturlig följd av stålets värmeledning (1). I figur 2 återges några typiska resultat från dessa undersökningar. Under de senaste åren har även liknande försök utförts i Norge och Danmark.

Nyligen har i Sverige genomförts en studie med delvis annorlunda uppläggning. Målsättningen har därvid varit att genom detaljerat studium av verkningssättet hos ett fåtal renodlade typer av stålförbindningar ge underlag för dimensionering även av andra typer (2).

I denna uppsats återges först i korthet de riktlinjer för dimensionering av limträkonstruktioner som ges i svenska anvisningar. Därefter ges i sammanfattning huvuddragen och de väsentligaste resultaten från den svenska undersökningen. Slutligen skisseras hur fortsatta undersökningar på området bör läggas upp.

## 2. Brandmotstånd hos limträ

I litteraturen redovisas ett förhållandevis nyanserat underlag för en bestämning av bärförmåga för brandpåverkad träbalk och träpelare med koppling till uppvärmningsfas enligt standardbrandkurva. Behandlingen bygger därvid på det förhållandet, att tillväxthastigheten för det vid brand bildade kolskiktet är approximativt konstant inom ett stort tidsområde. För balk eller pelare av limträ har ett flertal undersökningar visat ett värde på denna tillväxthastighet av ca  $35 \text{ mm h}^{-1}$ . En del nyare undersökningar har gett ett visst underlag för en uppskattning av kolskiktets inträngningshastighet också vid brandförlopp som avviker från standardbrandkurvan. Med vissa schematiseringar har därvid från detta underlag det i figur 2 visade sambandet mellan inträngningshastighet  $\beta$  och öppningsfaktor för brandcellen kunnat konstrueras (3).

Antagandet om konstant inträngningshastighet kan antas gälla så länge den totala inträngningen är högst lika med 1/4 av konstruktionsdelens mått

parallellt med inträngningsriktningen. Efter denna tidpunkt ökar inträngningshastigheten snabbt.

Med utgångspunkt från nämnda samband mellan kolskiktets tillväxthastighet  $\beta$  och brandcellens öppningsfaktor kan en differentierad, brandteknisk dimensionering av träbärverk genomföras enligt följande etapper, (4).

- (1) bestämning av den last, för vilken bärverket inte får kollapsa vid brand
- (2) bestämning av dimensionerande brandbelastning
- (3) beräkning av brandcellens öppningsfaktor  $A\sqrt{h}/A_{\text{tot}}$
- (4) omräkning av brandbelastningen  $f$  och öppningsfaktorn  $A\sqrt{h}/A_{\text{tot}}$  med hänsyn till typ av brandcell till fiktiv brandbelastning  $f_{\text{fikt}}$  och fiktiv öppningsfaktor  $(A\sqrt{h}/A_{\text{tot}})_{\text{fikt}}$
- (5) bestämning av kolskiktets tillväxthastighet  $\beta$  med den fiktiva öppningsfaktorn  $(A\sqrt{h}/A_{\text{tot}})_{\text{fikt}}$  som ingångsstorhet
- (6) bestämning av bärverkets brandmotstånd  $\bar{t}$  enligt nedan för balk respektive pelare av limträ
- (7) bestämning av den med brandmotståndet  $\bar{t}$  jämförbara brandvaraktigheten  $t_b$ . Ingångsparametrar vid bestämningen av  $t_b$  utgör därvid den fiktiva brandbelastningen  $f_{\text{fikt}}$  och den fiktiva öppningsfaktorn  $(A\sqrt{h}/A_{\text{tot}})_{\text{fikt}}$ .

Funktionskravet för det brandpåverkade bärverket är uppfyllt, om bärverkets brandmotstånd  $\bar{t}$  enligt etapp (6) är större än brandvaraktigheten  $t_b$ , bestämd enligt etapp (7).

## Balkar av limträ

Som underlag för dimensionering av balkar av limträ kan de i figur 3 a och b angivna sambanden tillämpas. Delfigur a avser därvid fallet, då branden angriper samtliga balkens ytor, och delfigur b de fall, då överytan genom anslutande takkonstruktion eller på annat sätt är skyddad mot brandangrepp. I diagrammen ges samband mellan faktor  $\beta\bar{t}/B$  samt sektionens bredd-höjdförhållande  $B/D$  vid varierande värden på förhållandet  $K$  mellan brottlast vid ordinär rumstemperatur och aktuell last. Som konsekvens av ovan anförd gräns för antagandet om konstant inträngningshastighet får diagrammen inte användas över den mot värde 0.25 svarande horisontella linjen. Sambanden i figuren 3 a och b förutsätter, att brottet sker som böjbrott. Höga, slanka balkar kan genom förbränningen förändra sin tvärsnittsform i sådan utsträckning, att risk för vippning uppkommer. Denna risk kan även uppkomma eller förstärkas genom av branden orsakat bortfall



av sidostagande konstruktioner, t ex i form av takåsar eller annan ytter-taks konstruktion. Problemet är veterligt ännu inte detaljstuderat.

#### Pelare av limträ

Vid brandteknisk dimensionering av pelare av limträ gäller att kvarvarande oförbränd del av tvärsnittet skall kunna uppbära aktuell last utan att den maximala spänningen överstiger dubbla den vid normalt lastfall tillåtna spänningen. Den sistnämnda bestäms med ledning av det mot det reducerade tvärsnittet svarande slankhetstalet, som dock - i avsaknad av relevant försöksunderlag - tills vidare inte får tillåtas överstiga värdet 170. Av liknande skäl får tills vidare pelarsektionens minsta tvärmått från början inte understiga 4 gånger maximalt inträngningsdjup (5). För fyrsidigt brandpåverkad limträpelare med kvadratisk sektion kan brandmotståndet  $\bar{t}$  bestämmas enligt figur 4 a. Om pelaren är så placerad, att branden endast kan angripa två motstående ytor, medan de övriga är skyddade mot brandangrepp, t ex genom anslutande konstruktion, kan brandmotståndet i stället bestämmas ur diagrammet i figur 4 b. Diagrammet förutsätter, att knäckning sker i ett plan vinkelrätt mot de brandutsatta ytorna.

#### 3. Utförda svenska undersökningar

De grundläggande förutsättningarna för undersökningen var dels att bestämma de aktuella beslagens brandmotstånd, dels genom de gjorda detaljstudier ge underlag för generalisering av iakttagelserna även till andra typer av konstruktioner. Sålunda har särskilt studerats samband mellan å ena sidan stålets inträngningshastighet i omgivande trä och å andra sidan förbandets belastningsnivå.

För att belysa verknings sättet under brand hos en med ståldetaljer sammanfogad limträkonstruktion studerades dels ett konventionellt bultförband med förstyvningsplåtar, dels ett s k gerberbeslag. I båda fallen belastades beslaget med i huvudsak ren tvärkraft vid två olika lastnivåer motsvarande 65 % respektive 100 % av tillåten last vid vanligt lastfall. Vid försöken registrerades förbandets deformationer och funktions sätt i övrigt, eventuella förskjutningar mellan de med förbandet hopfogade limträdelarna samt inträngningsdjup i träet med och utan beslag. Försöksuppställningen visas i figur 5.

Sammanlagt 4 st försök har utförts

- A Bultförband med belastning 35 kN
- B Gerberbeslag med belastning 35 kN
- C Bultförband med belastning 55 kN
- D Gerberbeslag med belastning 55 kN

Innan försöksstart konditionerades balkarna 4 veckor på statens provningsanstalt (SP), varefter fuktkvoten bestämdes till ca 9.8 vikt%. Balkarna skarvades på plats och placerades i den för ändamålet ombyggda horisontella brandprovning sugnen, där de utsattes för en fyrsidigt brandpåverkan. Av praktiska skäl skedde pålastningen helt utanför ugnen.

Temperaturmätningar gjordes fortlöpande med termoelement av typ Cr-Al som placerats på punkter som förväntades ge information om temperaturutvecklingen i skarven och i limträbalken. Mätning av deformationer gjordes också fortlöpande liksom observationer genom inspektionsglasen på ugnen samt i ugnen via TV-kameror. Efter försöken demonterades förbandet och deformationer, inträngningsdjup samt andra fenomen dokumenterades.

Bärförmågan hos limträbalkar bestäms av inträngningshastigheten, vilken genom ett flertal tidigare undersökningar visat sig kunna approximeras till ett konstant värde av ca 0.6 mm/min beroende på fukttinnehållet.

I den genomförda försöks serien erhöles inträngningshastigheten till ca 0.7 mm/min i områden där träet varit direkt brandexponerat samt i de områden där oisolerat stål inte överförde last till träet t ex under taskplåtarna.

Med hjälp av observationerna av förskjutningen mellan de med förbandet hopfogade limträbalkarna har inträngningshastigheten beräknats i området där belastningen överfördes av oisolerat stål till limträet.

I försök A och C beräknades inträngningshastigheten med hjälp av observationer på skruvhålens förskjutning (den mest belastade skruvens inträngningshastighet) till 1.6 mm/min (35 kN belastning) respektive 2.0 mm/min (55 kN belastning). Se figur 6 a och b.

I det andra skarvutförandet - gerberbeslaget - observerades att stålet gled av sitt fäste efter 24 min i försök B och efter 16 min i försök D. Inträngningsdjupet uppmättes efter försöken varefter inträngningshastigheten beräknades till 1.8 mm/min (35 kN belastning) respektive 2.5 mm/min (55 kN belastning). Se figur 7 a och b.

I samtliga fall är inträngningshastigheten beräknad efter inbränningsdjupet vid försökens slut, d v s resultaten är medelvärden över tiden.



Skarvens förskjutning beror i viss mån på stålets deformation vid höga temperaturer. I synnerhet gällde detta vid skarvutförande med gerberbeslag där deformationen av limträbalken och stålet i anliggningsytan medförde att beslaget gled av sitt fäste. I detta läge hade sålunda ankarspiken helt mist sitt grepp i limträet vilket är en naturlig följd av förkolningen.

Som tidigare påpekats har inträngningshastigheten ett tämligen konstant värde på samtliga ytor frånsett de där stålet överför kraft till träet. Inbränningshastigheten påverkas förutom av temperaturen bl a av påkänningarna mellan stål och trä.

Genom att beräkna tryckpåkänningen  $\sigma$  för de olika skarvalternativen kan man tillsammans med de tidigare beräknade inträngningshastigheterna studera sambandet mellan inträngningshastigheten och tryckpåkänningen. Sambandet visas i figur 8.

Härvid kan konstateras att inträngningshastigheten i respektive skarvalternativ ökar i proportion till belastningen då denna överförs till träet av oisolerat stål.

Man finner när man studerat temperaturdiagrammen för försök A och C att temperaturerna i skruvhålen när ugnsatmosfärens efter  $\sim 25-30$  min medan efter endast  $\sim 10$  min samma förhållande uppnås under stålet i försök B och D. Detta kan förklaras av att skruvarna inte är direkt brandexponerade, utan värms upp genom ledning, till skillnad från gerberbeslaget där hela beslaget utsätts för ugnsatmosfärens temperatur.

Vid försöken A och C uppstod brott genom att stålets inträngning i omgivande trä blev för stor. Vid försöken B och D var däremot brottorsaken mer komplicerad och skillnaden i brandmotståndet mellan de två skarvalternativen kan därför bl a förklaras av det sätt på vilket krafterna överförs i förbandet.

I skruvförbandet överförs lasterna i huvudsak av en tryckkraft i skruvarnas anliggning mot träet. Påkänningarna i gerberbeslaget är dels en vertikal kraft i stålets anliggning mot träet och dels en horisontalkraft i spikarna. Alltefter tillväxten av kolskiktet medför horisontalkraften ett ökande moment i spikarna, vilket medför en minskad förmåga att förhindra vridning av beslaget. Vridningen påskyndas också av att spikarnas böjmotstånd avtar med ökande temperatur.

Sålunda kan konstateras att det sätt på vilket krafter överförs mellan stålet och träet i kombination med temperaturen är helt avgörande för skarvalternativets förmåga att bära last vid brand.

En fullständig analys av ståldetaljers inverkan på limträkonstruktioner under brandpåverkan kan inte göras med det ringa underlag som finns. Faktorer som kraftriktningen i förhållande till fiberriktningen, fuktkvotens betydelse samt verkan av isolering av ståldetaljerna bör då också beaktas liksom krafternas inverkan på inträngningshastigheten.

Vid en jämförelse mellan de två här aktuella skarvalternativen kan konstateras att skruvförbandet genomgående klarat brandpåverkan bättre än gerberbeslaget.

En önskvärd utveckling av det utförda arbetet är att analytiskt kunna beskriva händelseförloppet. De ovan återgivna brandprovningarna ger inte svar på alla de frågor som kan ha betydelse för en sådan beskrivning. Avsikten är att på grundval av de gjorda iakttagelserna och den utförda bearbetningen fortsätta studierna med den angivna målsättningen.

#### 4. Fortsatta undersökningar

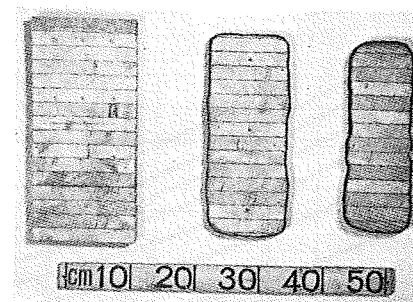
De i föregående avsnitt redovisade undersökningarna har - trots att de haft delvis orienterande karaktär - givit värdefull information rörande de aktuella konstruktionstypernas brandmotstånd och verknings sätt. Det har därutöver varit möjligt att dra vissa generella slutsatser som bör kunna utgöra grund för uppläggning av fortsatta undersökningar. Sådana planeras för närvarande i Sverige varvid huvudintresset koncentreras på utveckling av en dimensioneringsmetod för skruvförband med förstyrningsplåtar. Som underlag för en sådan metod skall detaljstuderas tidsvariationen för deformationen hos ett renodlat, tvåskärigt förband bestående av en bult. Genom en serie sådana bestämningar utförda vid varierande last, skruvdimension, fiberriktning och eventuellt även vid olika fukt-tillstånd hos trämaterialiet bör ett gott underlag erhållas för beräkning av deformations-tidsambandet hos ett sammansatt skruvförband. En undersökning med denna målsättning bör kunna läggas upp enligt följande.

1. Bestämning av tid-deformations samband för enstaka bult av varierande dimension.
2. Bestämning av tid-deformations samband för enstaka bult av viss dimension vid varierande trätjocklek.
3. Bestämning av tid-deformations sambandet för någon kombination av skruvdimensionen och virkestjocklek och varierande fuktkvot. (Denna etapp kan eventuellt utgå i en första omgång med hänsyn till att limträ vanligen används inom ett tämligen snävt fuktkvotsområde.)

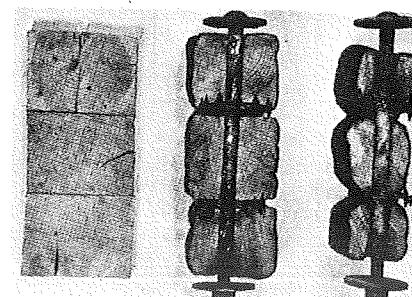
4. Bestämning av tid-deformations sambandet för någon eller några valda kombinationer av skruvdimension och virkestjocklek och varierande vinkel mellan kraft- och fiberriktning.
5. Kombination av de enligt 1-4 bestämda sambanden till en modell för bestämning av tid-deformations samband för helt förband.
6. Val av deformationskriterium för definition av brott.
7. Jämförelse mellan resultat från beräkningsmodell och från provning i fullskala enligt (2).

#### Litteratur

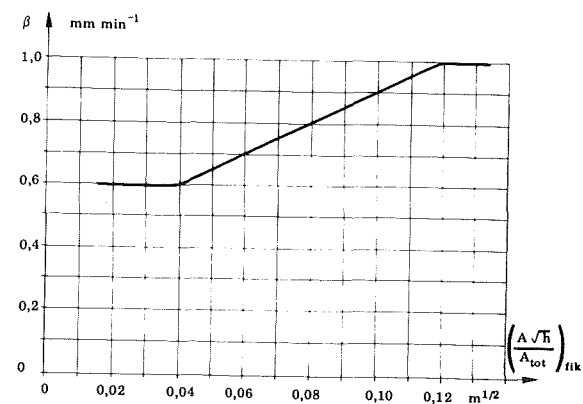
- (1) Träkonstruktioners brandstabilitet. Symposium vid Chalmers Tekniska högskola den 18 juni 1962, CTH:s handlingar Nr 274, 1963.
- (2) Ahlén, B-Månsson, L: Experimentell undersökning av ståldetaljers inverkan på brandmotståndet hos limträ. Rapport från Bygghforskningsrådet (under publicering), 1979.
- (3) Pettersson, O: Differentierad, brandteknisk dimensionering av träkonstruktioner och trähus. Nordisk Tresymposium, Oslo 1974.
- (4) Pettersson, O-Ödeen, K: Brandteknisk dimensionering. Principer, underlag, exempel. Liber Förlag, Stockholm 1978.
- (5) Ödeen, K: Fire Resistance of Glued, Laminated Timber Structures. Proceedings of a Symposium at Fire Research Station Boreham Wood 1967.



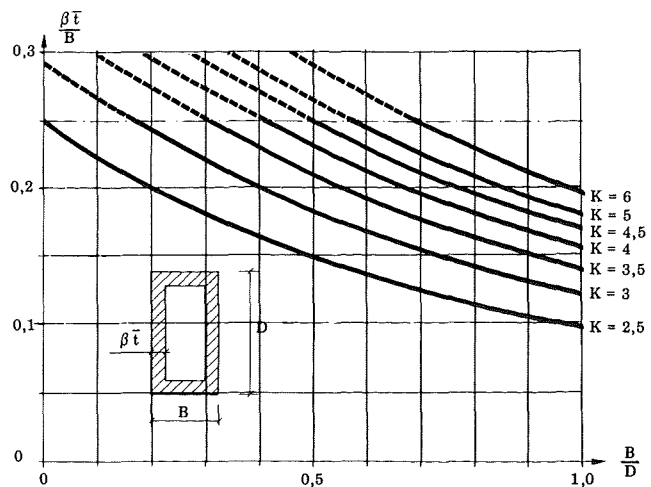
Figur 1 a. Limmad laminerad balks ursprungliga tvärsnitt ( $16 \times 35 \text{ cm}^2$ ) och motsvarande balks tvärsnitt efter 30 min och 60 min brandprov.



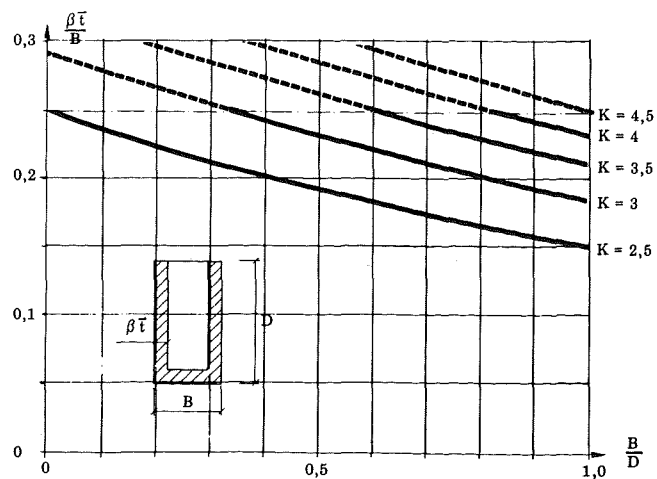
Figur 1 b. Dymlad balks ursprungliga tvärsnitt ( $16 \times 36 \text{ cm}^2$ ) och tvärsnitt hos motsvarande balk efter 30 min och 60 min brandprov.



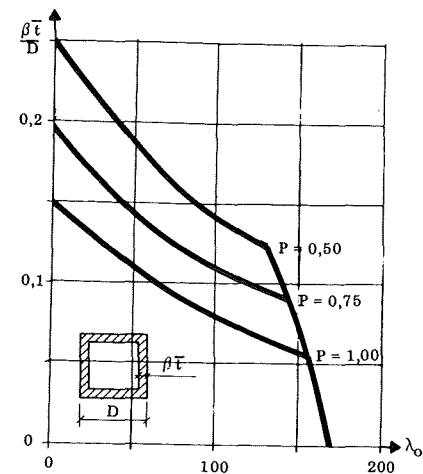
Figur 2. Samband mellan kolskiktets tillväxthastighet  $\beta$  och brandcellens öppningsfaktor  $(A\sqrt{h}/A_{\text{tot}})_{\text{fikt}}$  för brandpåverkad träkonstruktion



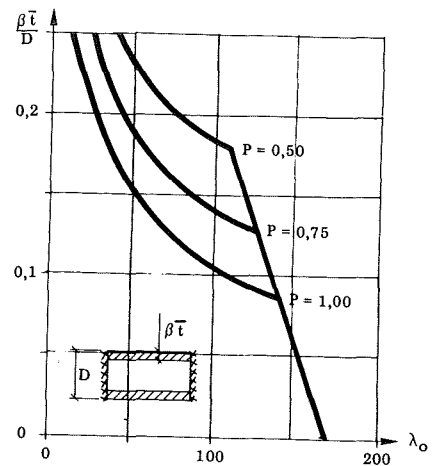
Figur 3 a. Samband för bestämning av brandmotstånd  $\bar{t}$  vid varierande bredd/höjdförhållande B/D samt förhållande K mellan brottlast vid ordinär rumstemperatur och pålagd last för rektangulär limträbalk utsatt för brand mot samtliga ytor.



Figur 3 b. Motsvarande samband som i figur 3 a men gällande då balkens överyta är skyddad mot brandangrepp.

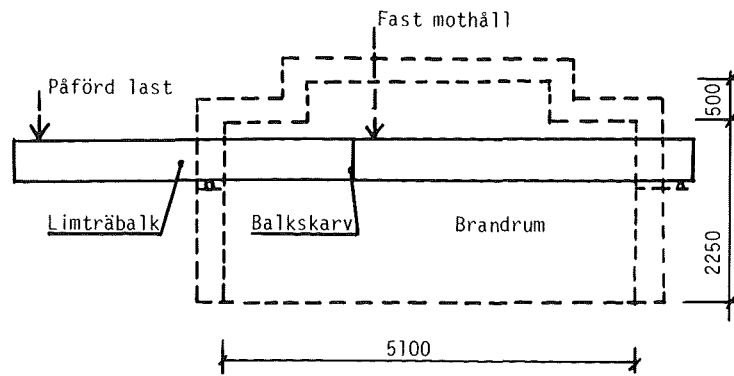


Figur 4 a. Samband för bestämning av brandmotstånd  $\bar{t}$  vid varierande initieellt slankhetstal  $\lambda$  och förhållande P mellan pålagd last och vid vanligt belastningsfall tillåten last.

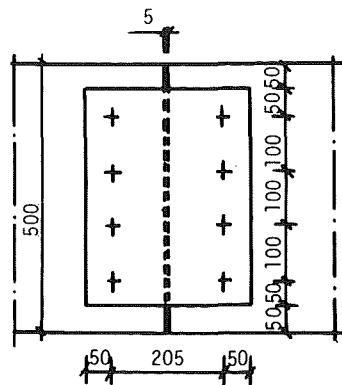


Figur 4 b. Motsvarande samband som i figur 4 a men gällande då branden endast kan angripa två motstående ytor. Knäckning förutsätts ske vinkelrätt mot de brandutsatta ytorna.

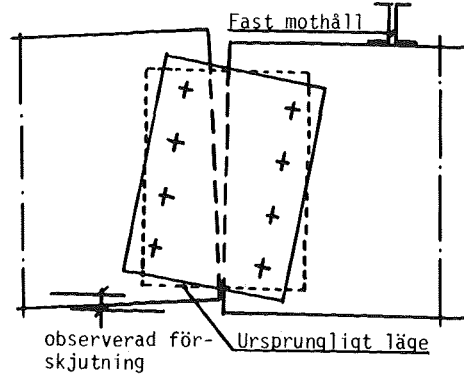




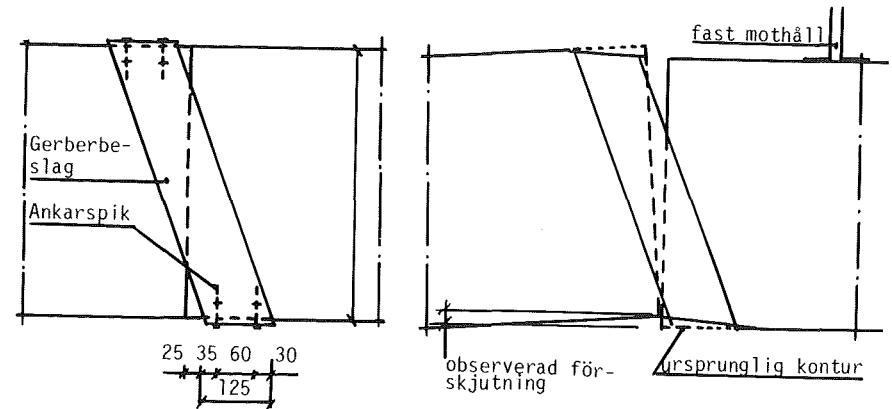
Figur 5. Försöksupställning. Balkarnas placering i horisentalugnen.



Figur 6 a. Skarvalternativ med skruvförband bestående av 2 st 10 x 400 x 305, 1412 8 st skruv U 6S 1" x 8 1/2" med mutter

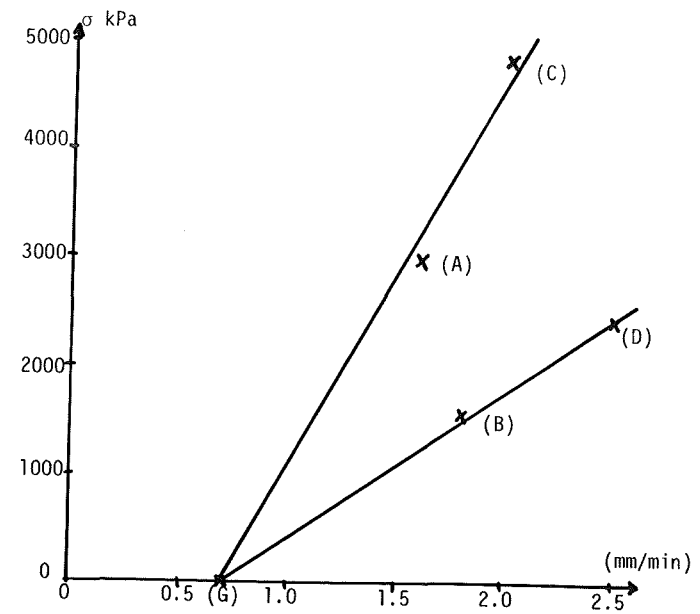


Figur 6 b. Deformationsbild vid skarvalternativ med skruvförband



Figur 7 a. Skarvalternativ med gerberbeslag bestående av gerberbeslag av 10 mm plåt, 1412 24 st Gunnebo ankarspik 80-60

Figur 7 b. Deformationsbild vid skarvalternativ med gerberbeslag.



Figur 8. Samband mellan inträngningshastighet och tryckpåkänning. På ordinatan är värdet för trä under oisolerat stål som inte överför kraft till träet markerat (G).

-----  
Trækonstruktionssamlingers brandmodstandsevne, delprojekt

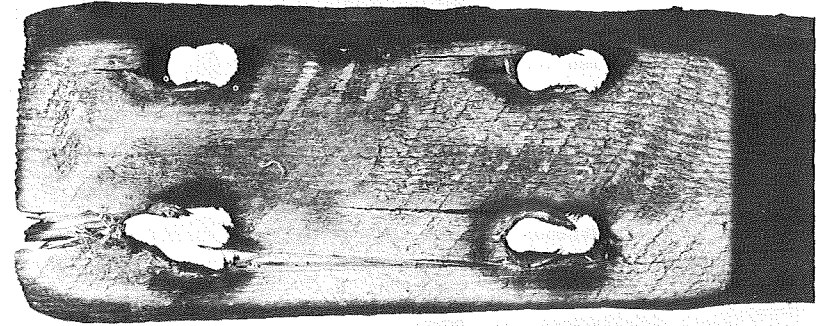
- en undersøgelse af belastede og opvarmede stålforbindelsesmidlers gennembrændingshastighed i træ  
-----

Lektor, akademiingeniør Niels Jørgen Hviid, Institutet for Bygningsteknik,  
Aalborg Universitetscenter, 9000 Aalborg, Danmark

I det følgende redegøres for resultaterne af de indledende undersøgelser i forbindelse med delprojektet "Stålforbindelsesmidlers gennembrændingshastighed i træ". I forhold til det resumé, der er medtaget i den foreløbige udgave af symposieberetningen fra Nordisk Træsymposium 1979 (Nordisk Trætidsskrift, hæfte nr. 6, 1979), indeholder denne redegørelse en mere omfattende beskrivelse af forsøgsbetingelser og måleresultater.

#### Projektets baggrund

Som et led i gennemførelsen af projektet "Trækonstruktionssamlingers brandmodstandsevne" (finansieret via en TOP-bevilling på kr. 50.000,-) er der på AUC's brandlaboratorium gennemført en række fuldskalabrandforsøg med trækpåvirkede trækonstruktionssamlinger, hvori indgik stålforbindelsesmidler i form af bolte, søm, kamsøm, sømplader og tandplader. På nogle få undtagel-



Figur 1. Kontaktflade af sidestykke i 2-snitts-boltesamling. (4 bolte uden mellemlæg). Trækullaget afrenset. Bemærk de aflange huller stammende fra boltens gennembrænding i træet. Det endelige "brud" skete ved flækning ved boltens nederst til venstre på figuren.

ser nær har det vist sig, at samlingerne mister bæreevnen (udviser uacceptabelt store deformationer) som følge af bortbrænding af træmaterialet omkring de opvarmede ståldele. Se figur 1.

På grund af det store antal parametre, der må tages i betragtning ved sådanne fuldskalaforsøg, har resultaterne fra disse forsøg ikke i sig selv kunnet danne grundlag for opstilling af en model til bestemmelse af størrelsesordenen af indbrændingen mellem træ og ståldele i afhængighed af relevante parametre. Da kendskabet til denne indbrænding imidlertid er en afgørende forudsætning for beregning af den virkelige samlings bæreevne under brandpåvirkning, er nærværende projekt igangsat med henblik på afklaring af dette isolerede problem.

#### Projektets formål

På denne baggrund kan projektets hovedformål sammenfattes således:

- at bestemme størrelsen af indbrændingshastigheden mellem træ og opvarmede ståldele i afhængighed af
  - ståltemperaturen
  - belastningsniveau (hulrandspænding)
  - kraft/fiberretning
  - dimensioner

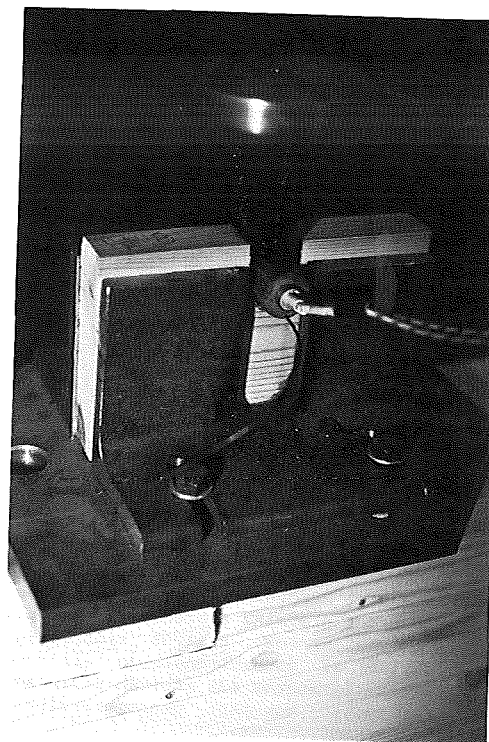
Herigennem er det muligt ved efterfølgende delprojekter

- at opstille en beregningsmodel til bestemmelse af temperaturfordelingen i stålforbindelsesmidler under brandpåvirkning,
- at sammenfatte ovenstående punkter til en beregningsmodel til bestemmelse af virkelige trækonstruktionssamlingers deformationsforløb,
- at eftervise modellen ved fuldskalabrandforsøg.

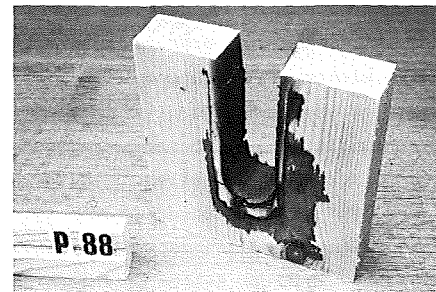
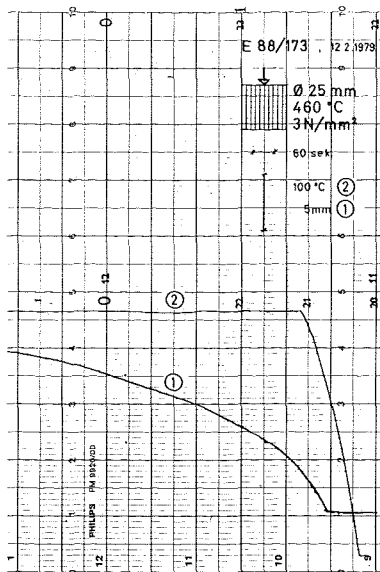
#### Projektets gennemførelse

Hidtil er gennemført en indledende forsøgsserie til bestemmelse af indbrændingsforholdene for tværbelastede ståldorne, idet der er tilstræbt samme temperatur og hulrandspænding over hele kontaktfladen mellem træ og stål. Prøvelegemeerne var høvlede fyrbrædder 25×125 mm konditioneret til et fugtindhold på ca. 9%. De blev under forsøgene understøttet på den korte side eller endeflader (afhængig af kraft/fiberretningen) og fastholdt i vertikal stilling af to justerbare vinkeljernsbeslag forsynet med udskæringer for ståldornens passage. Ståldornen blev opvarmet ved hjælp af et aksialt indboret, elektrisk varmelegeme, og dens temperatur bestemtes som gennemsnit-

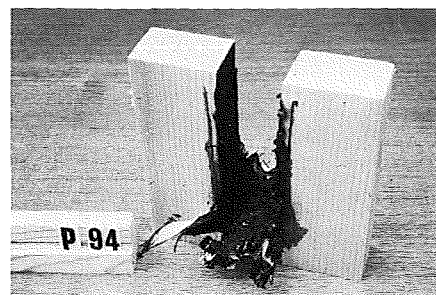
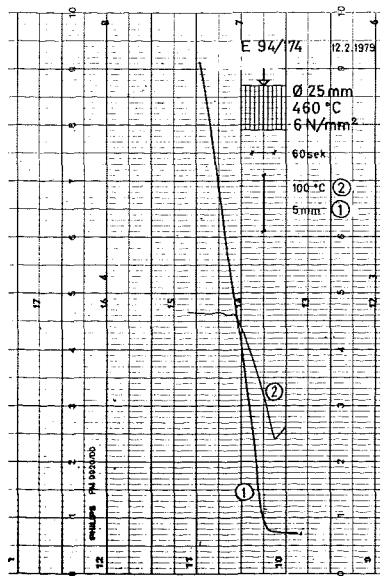
tet af temperaturen målt i tre punkter i dornens midtvertværsnit ca. 0,5 mm fra overfladen. Temperaturen blev styret ved manuel regulering af den tilførte elektriske effekt. Belastningen på dornen blev overført som en linie-last ved hjælp af et særligt udformet stålbeslag, der samtidigt sikrede en fuldstændig vertikal bevægelse af dornen. Det her beskrevne udstyr (se figur 2) var monteret mellem trykfladerne på en almindelig universalprøvemaskine, der således fungerede som styreenhed for påføring af den mekaniske last. Gennembrændingshastigheden blev bestemt ved hjælp af et stopur samt et måleuret indskudt mellem prøvemaskinens trykflader. Med passende mellemrum målte, hvor lang tid der forløb under gennembrændingen af en given strækning, og af de således fundne gennembrændingshastigheder beregnedes et gennemsnit, der karakteriserede den enkelte prøvning. Denne metode viste sig at være rimeligt nøjagtig ved prøvninger, hvor gennembrændingshastigheden holdt sig nogenlunde konstant under hele prøvningen, men da der ved en del prøvninger forekom stærkt aftagende gennembrændingshastigheder, var det her ikke muligt med den valgte målemetode at bestemme én karakteristisk værdi for den pågældende prøvning. For at få et mere detaljeret billede af ind-



Figur 2. Forsøgsopstilling med prøvelegeme isat. Trykprøvemaskinen er ikke vist.



Figur 3. Herover er vist et prøvelegeme efter prøvning svarende til det til venstre herfor angivne tidsmæssige forløb af gennembrændingen (1) og ståltemperaturen (2) for en prøvning, der viste aftagende gennembrændingshastighed.



Figur 4. Herover er vist et prøvelegeme efter prøvning svarende til det til venstre herfor angivne tidsmæssige forløb af gennembrændingen (1) og ståltemperaturen (2) for en prøvning, der viste konstant gennembrændingshastighed.

brændingens tidsmæssige forløb blev der efter afslutningen af den egentlige forsøgsserie gennemført en række prøvninger, hvor det mekaniske måleur blev erstattet af en elektronisk flytningstransducer, hvis signal førtes til en y-t-skriver (flytningen optegnet som funktion af tiden). Ved aflæsning af hældningen af den således optegnede kurve (dy/dt) fås til vilkårlige tidspunkter den aktuelle gennembrændingshastighed.

Figur 3 og figur 4 viser eksempler på sådanne kurver. I begge tilfælde er der tale om prøvninger ved kraft/fiberretning  $0^{\circ}$ , dorndiameter 25 mm og ståltemperatur  $460^{\circ}\text{C}$ . I det første eksempel (figur 3) er hulrandspændingen  $3\text{ N/mm}^2$ , og man ser her tydeligt, hvordan gennembrændingshastigheden (hældningen af kurve 1) aftager med tiden, hvorimod det andet eksempel (figur 4), hvor hulrandspændingen er  $6\text{ N/mm}^2$ , viser en helt jævn gennembrændingshastighed. Forklaringen på disse forskelle må være, at der ved de lavere spændingsniveauer er mulighed for opbygning af et isolerende trækullag foran dornen, således at varmen herfra med tiden skal passere et stadigt tykkere isolerende lag, hvorved temperaturen i forbrændingszonen falder med aftagende forbrændingshastighed til følge. Billedet på figur 3 viser resterne af det omtalte trækullag. Ved de højere spændingsniveauer sker dornens gennembrænding med en så stor hastighed, at et tilsvarende trækullag her ikke kan opbygges. Se billedet figur 4.

Disse to principielt helt forskellige gennembrændingsforløb forekommer iøvrigt ved alle de kombinationer af temperaturniveau, kraft/fiberretning og dorndiameter, der er undersøgt i den her omtalte forsøgsserie.

Ud fra resultaterne fra en række pilotforsøg blev parametrene variationsområder fastlagt således:

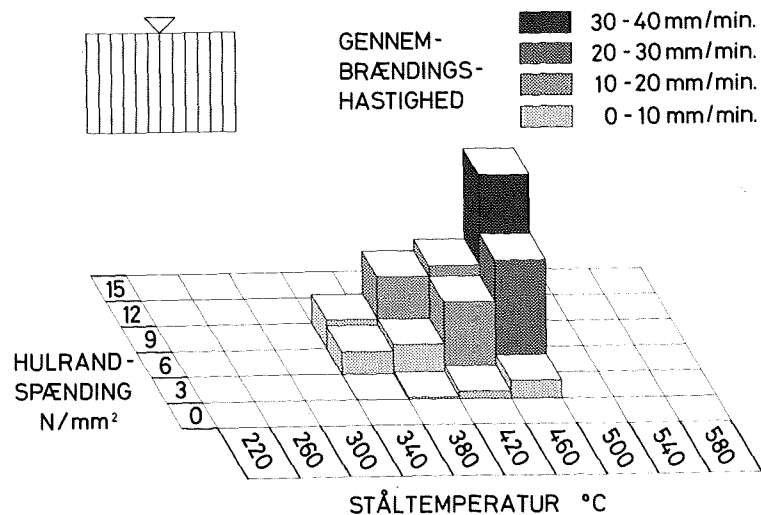
ståltemperatur, $^{\circ}\text{C}$ :	340, 380, 420, 460, (500), (540)
hulrandspænding, $\text{N/mm}^2$ :	3, 6, 9, (12)
kraft/fiberretning:	$0^{\circ}$ , $90^{\circ}$
dorndiameter, mm:	12, 25

Tallene i parentes gælder ikke for kraft/fiberretning  $0^{\circ}$ . For hver af de 72 mulige kombinationer af parametrene gennemførtes to prøvninger ialt 144 prøvninger, der hver især repræsenterer én værdi af gennembrændingshastigheden. Ved prøvninger, hvor gennembrændingshastigheden var aftagende jævnføre ovenstående, skønnedes en "begyndelses-gennembrændingshastighed".

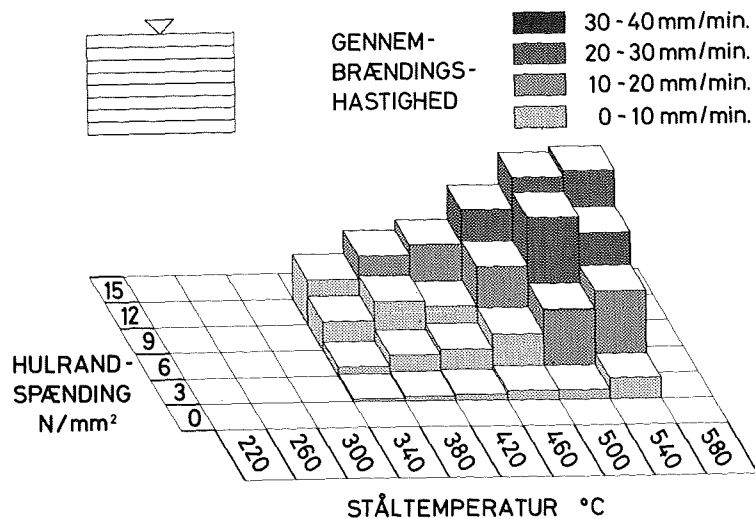
#### Hidtidige resultater

Resultaterne fra den indledende forsøgsserie udviser en ret stor spredning, hvilket ud over naturlige variationer i træmaterialet i prøvelegemerne pri-





Figur 5. Gennembrændingshastigheder ved kraft/fiberretning 0°. Dorndiameterens eventuelle virkning er negligeret.



Figur 6. Gennembrændingshastigheder ved kraft/fiberretning 90°.

mært skyldes den tidligere omtalte uhensigtsmæssige metode til bestemmelse af gennembrændingshastigheden. I konsekvens af denne store spredning er resultaterne kun angivet oversigtsmæssigt i diagramform, figur 5 og figur 6, hvor størrelsesordenen af gennembrændingshastighederne er angivet i spring på 10 mm/minut. Resultaterne kan dog sammenfattes således:

På signifikansniveau 99,9% gælder:

Stigende ståltemperatur giver stigende gennembrændingshastighed.

Stigende hulrandspænding giver stigende gennembrændingshastighed.

Ved kraft/fiberretning 0° giver større dorndiameter større gennembrændingshastighed. Dette kan dog skyldes ret udtalte randeffekter.

Ved kraft/fiberretning 90° er der gensidig afhængighed (vekselvirkning) mellem temperaturens og hulrandspændingens virkning.

På signifikansniveau 95% forekommer enkelte andre vekselvirkninger.

Ved betragtning af 95%-konfidensintervallerne kan endvidere sluttet:

Kraft/fiberretningen har ingen påviselig virkning ved de lavere ståltemperaturer og hulrandspændinger.

Ved de højere ståltemperaturer og hulrandspændinger er gennembrændingshastigheden større ved kraft/fiberretning 0° end ved kraft/fiberretning 90°.

#### Projektets videreførelse

De indledende prøvninger, der her er beskrevet, har vist to ting af afgørende betydning for projektets videreførelse. For det første må bestemmelsen af gennembrændingshastighed baseres på kontinuerlig, elektronisk måling af indbrændingen i lighed med det princip, der tidligere er omtalt i forbindelse med kurverne på figur 3 og figur 4. I den forbindelse må der yderligere fastlægges en metode til vurdering af størrelsen af gennembrændingshastigheden i de tilfælde, hvor denne ikke er konstant i tiden. For det andet viser resultaterne, at der ved de hulrandspændingsniveauer, der ved almindelig dimensionering regnes "tilladelige", selv ved det lavest undersøgte temperaturniveau (340°C) forekommer gennembrændingshastigheder af størrelsesordenen 10 mm/min, hvilket naturligvis i de fleste sammenhænge vil være en uacceptabel deformationshastighed. Det er således åbenbart, at de videre undersøgelser må udvides til også at omfatte de højere spændingsniveauer i kombination med temperaturer under de hidtil undersøgte.

-----  
Træs indflydelse på brandforløb og skadeomfang. En sammenfatning af undersøgelse af en række større brande  
-----

Afdelingsingeniør, cand polyt, Erik Pedersen, Dansk Brandværns-Komité

#### 1.0 Indledning.

I internationale sammenligninger mellem brandskadetabene fra forskellige lande indtager de nordiske lande en lidet flatterende placering i toppen. Selvom der sikkert kan peges på mange forskellige årsager hertil, så var en af de faktorer, som blev fremdraget i en nyligt gennemført amerikansk undersøgelse af årsagerne til de internationale forskelle i brandskadetab, de nordiske landes byggeskik, herunder især den udbredte anvendelse af træ som byggemateriale.

Nu kan man naturligvis betragte sådanne udsagn med en vis portion skepsis og i det givne tilfælde pege på, at der netop i de nordiske lande findes en meget lang tradition for anvendelse af træ i byggeriet, som - alt andet lige - må formodes at have medført etablering af et omfattende erfaringsmateriale, der må have udmøntet sig i en - også i brandmæssig henseende - fornuftig byggepraksis.

At brandfaren ved anvendelse af træ i byggeriet alle dage har været erkendt fremgår ikke mindst af gamle byggeforskrifter, hvor man f.eks. helt tilbage i ældre dansk brandlovgivning fra 1800 tallet finder detaljerede retningslinier for anvendelse af træ i bygninger, således at brandfaren reduceres til et acceptabelt niveau.

Disse erfaringer er naturligvis baseret på traditionelt byggeri og traditionel anvendelse af træ. Men dækker de også dagenes byggeri? En gennemgang af en række større brande i nyere bygninger, hvori der var anvendt træ i stor udstrækning synes at vise, at dette ikke altid er tilfældet.

I det følgende skal fremdrages nogle typiske eksempler fra disse undersøgelser på brandmæssige problemer i forbindelse med anvendelse af træ i moderne byggeri. Gennemgangen illustrerer endvidere det nære samspil, der bør være mellem den laboratoriemæssige brandforskning og de erfaringer og det materiale, der kan tilvejebringes gennem undersøgelse af forekomme

brande, der i denne forbindelse kan betragtes som - ofte uhyre kostbare - fuldskalaforsøg.

### 2.o Undersøgelse af brande.

Ligesom i de øvrige nordiske lande foregår der også i Danmark en systematisk indsamling og analyse af materiale fra brande. Det efterfølgende materiale er således indsamlet fra en række brande i parcelhuse, skoler og andre institutionelle bygninger, samt industribygninger. Fælles for brandene er, at de alle er indtruffen i een- eller toetagers bygninger, hvori træ var anvendt som byggemateriale til blandt andet de bærende konstruktioner (eventuelt i kombination med andre materialer), at de alle var bygget indenfor de seneste lo år og alle stort set udført i overensstemmelse med de gældende brandmæssige bestemmelser og de administrative fortolkninger heraf.

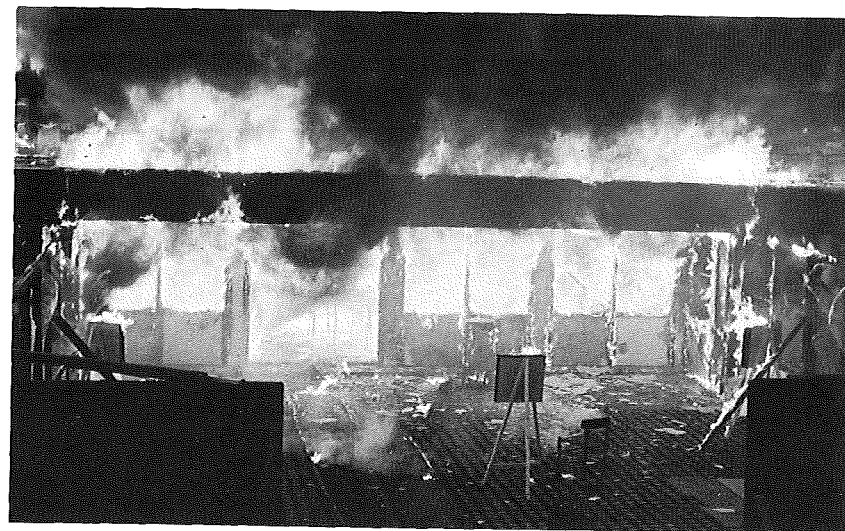
Den efterfølgende behandling er koncentreret omkring nogle hovedsynspunkter, der har været fælles for en række brande, nemlig: Overfladernes brandmæssige egenskaber, brandsektionerende bygningsdele, tagkonstruktionens opbygning, bærende konstruktioner og samlingsdetaljer samt slukningsmæssige aspekter.

### 3.o Overfladers brandmæssige egenskaber.

Blandt de forhold, der i væsentlig grad påvirker en brands udvikling og forløb i den første fase, og som dermed har særlig betydning for personsikkerhed og brandsænets muligheder for at etablere en slukningsindsats medens branden endnu er begrænset i omfang, er især lofters brandmæssige egenskaber.

Det danske bygningsreglement tillader kun i yderst begrænset omfang anvendelse af træ o.l. materiale som synlige overflader. Bortset fra parcelhuse, så er kravene til vægge og lofters brandmæssige egenskaber, (bortset fra nogle få undtagelser) at de skal svare til klasse 1-overflader, hvilket i praksis vil sige stort set ubrændbare materialer.

Gennem undersøgelse af en lang række brande i parcelhuse er tilvejebragt et omfattende materiale, der belyser dette forhold. Blandt de konklusioner, der kunne drages af det indsamlede materiale var, at trælofter i kombination med en begyndende brand i møbler af skumplast var blandt hovedårsagerne til, at en række brande i nyere parcelhuse havde fået et meget hurtigt og voldsomt forløb.



Figur 1. Branden i Stavnsholt skolen i 1973 og de efterfølgende forsøg viste loftkonstruktionens bidrag til brandudviklingen og brandforløbet.

Tilsvarende har undersøgelse af en række brande i institutioner (skoler o.l.) og industribygninger, der som fællestræk havde, at selvom loftoverfladerne var udført af klasse 1-overflader, så udgjorde overfladerne af fritliggende trædragere en væsentlig andel af det glatte lofts areal (fra 25% til 75%), vist at brandforløbet i disse bygninger ikke har adskilt sig væsentlig fra tilsvarende brandforløb i bygninger med rene træoverflader.

Denne og en række lignende brandeksempler førte til, at der blev gennemført en række fuldskalaforsøg med forskellige kombinationer af væg- og loftbeklædninger. Disse undersøgelser skal ikke behandles i detaljer her, men gennem forsøgene blev klarlagt, at varigheden inden overtænding<sup>+</sup> udover at afhænge af det først antændte materiale var bestemt af loftbeklædningens brandmæssige egenskaber. Forsøgene viste således blandt andet, at ved brændbare loft- og vægbeklædninger skete overtændingen efter ca. 2 til 3 minutter, altså mere end en fordobling. Selvom man naturligvis ikke skal hæfte sig ved de eksakte tider, så viste forsøgene klart betydningen af loftoverfladers beskaffenhed. De praktiske erfaringer fra brande har vist, at denne forlængelse er af stor betydning såvel for personsikkerheden som for

+ Overtænding defineres som det tidspunkt i en brand, hvor en startbrand springer over fra at være begrænset til et lille lokalt område eller til først antændte materiale til involvere al brændbart materiale i lokalet.

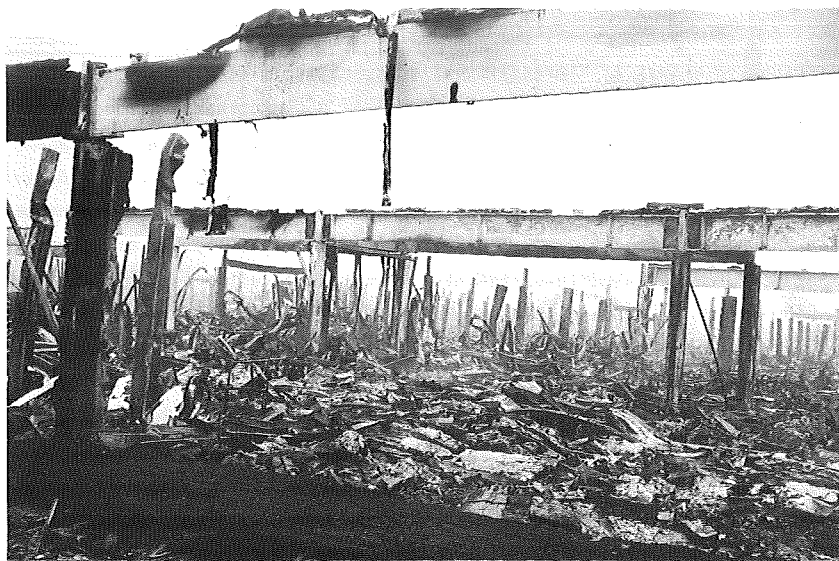
brandvæsenets muligheder for at begrænse skadeomfanget.

Tilsvarende undersøgelser vedrørende betydningen af varierende andele træoverflade i ellers ubrændbare lofter har tilsvarende vist, at såfremt træandelene overstiger 10 til 20% svarer brandforløbet stort set til, et loft bestående af 100% træ både med hensyn til varighed inden overtænding og brandens forløb iøvrigt.

#### 4.0 Sektionerende konstruktioner

En gennemgang af de senerees års storbrande viser, at svigt af sektionerende konstruktioner i den brandmæssige opdeling af bygninger indgår med en ikke helt ringe vægt. Selvom der er mange årsager til at den bygningsmæssige opdeling har svigtet, som f.eks. åbentstående branddøre, manglende lukning omkring installationer o.l., så har også sammenbygningen med trækonstruktioner spillet en væsentlig rolle.

Som det fremgår af bygningsreglementets bestemmelser skal sektionerende konstruktioner udføres af ubrændbare materialer, såsom tegl og beton og lignende. Ikke desto mindre ses ofte i praksis, at den sektionerende konstruktion afsluttes foroven med en trædrager, der således udgør den øverste del af den sektionerende væg.



Figur 2. Ved branden på Stavnscholtskolen i 1973 svigtede de sektionerende konstruktioner blandt andet på grund af sammenbygningen mellem vægge og laminerede trædragere. Tilsvarende skete ved branden på Gori A/S i 1978.



Figur 3. Gennemføring af laminerede trædragere gennem betonvæg var årsag til, at det ikke lykkedes brandvæsenet at standse branden ved branden i Stavnscholthallen i 1978.

Ved flere brande har denne detaljløsning været blandt hovedårsagerne til svigt af sektionerende konstruktioner, jvf. eksempelvis brandene i Stavnscholtskolen, Gori A/S og Stavnscholthallen. Som det fremgår af fotoet, figur 2, afhænger væggenes stabilitet af befæstigelsen til drageren og dermed af såvel befæstigelsens udformning som af dragerens stabilitet under branden iøvrigt.

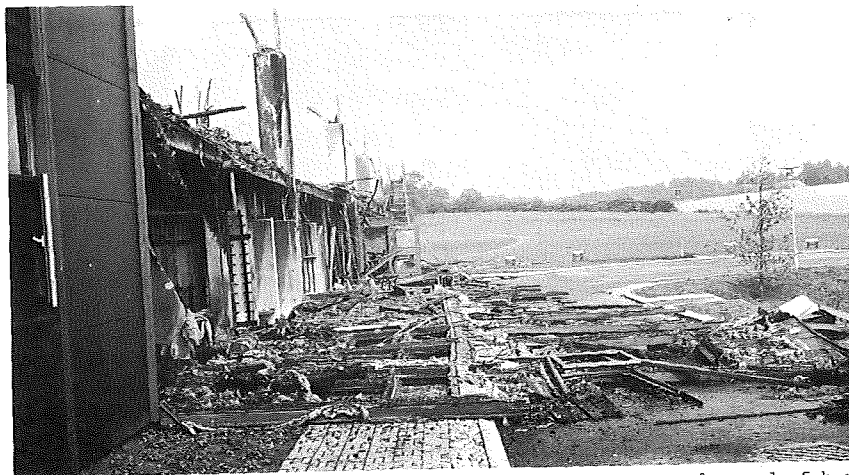
At også passage af trækonstruktioner gennem sektionerende konstruktioner kan give anledning til problemer fremgår af figur 3, der viser resterne af laminerede trædragere, der var ført gennem en betonvæg.

#### 5.0 Ikke bærende facadeelementer.

Som for sektionerende konstruktioner afhænger de ikke bærende facadeelementers stabilitet af befæstigelsens udformning og stabilitet under en brand. Ved flere brande har facadeelementerne svigtet på et meget tidligt tidspunkt på grund af bortbrænding af den øverste befæstigelse eller den rem denne var fastgjort til. Resultatet har været forøget lufttilførelse til branden og dermed et voldsommere brandforløb, risiko for brandspredning til nabobygninger, fare for brandmandskabet for at blive ramt af væltende facadeelement, samt vanskeligheder under slukningsarbejdet på grund af øget



strålevarme. Foto nr. 4 viser et eksempel fra en af brandene, hvor facadeelementerne væltede på et tidligt tidspunkt på grund af bortbrænding af befæstigelsen i toppen.



Figur 4. Eksempel på svigt af ikke bærende facadeelementer på grund af bortbrænding af befæstigelsen foroven.

#### 6.o Tagkonstruktionens opbygning.

Gennemgående hulrum i tagkonstruktioner bidrager ofte til brandspredning over de sektionerende konstruktioner. Mulighederne for brandvæsenet for effektivt at bekæmpe en sådan brand er yderst begrænset og der findes desværre en lang række eksempler på, hvordan brandvæsenet har måtte opgive at stoppe en brand ved ellers gode sektioneringer, fordi branden har passeret gennem hulrum i tagkonstruktionen over væggen.

Tilsvarende eksempler findes for tag- og loftkonstruktioner opbygget som nedforskallet loft, og hvor det etablerede hulrum nedadtil har været lukket med en eller anden form for pladebeklædning svarende til klasse 1-overflade, men hvor selve hulrummet dels har indholdt trækonstruktioner, dels opadtil har været lukket vha. en træbeklædning. Også i denne form for konstruktioner har det vist sig vanskeligt at begrænse og slukke en brand for brandvæsenet, hvilket f.eks. branden på Grantofteskolen i Ballerup viste.

#### 7.o Bærende konstruktioner.

En gennemgang af de forskellige brande synes at vise, at med hensyn til de enkelte konstruktionselementers brandmodstandsevne, så giver bærende kon-

struktioner i træ kun få problemer. Tværtimod gives der ofte fra brandfolk udtryk for, at slukningsarbejdet i bygninger med bærende konstruktioner i træ ikke indeholder samme risiko for pludselig og uvarslet svigt, således som tilfældet ellers kan være ved elementopbyggede betonkonstruktioner.

Foretages en mere detaljeret gennemgang af de bærende konstruktioner ses endvidere ofte, at samlingsdetaljerne udgør det brandmæssigt svage led i trækonstruktionerne.

#### 8.o Slukningsmæssige forhold.

Indledningsvis kan det være naturligt at se lidt nærmere på trækonstruktionernes bidrag til den samlede brandbelastning i bygninger. For nogle af de brandeksempler, der har været anvendt her, viser beregningerne, at bidrag til brandbelastningen på mellem 40 og 75 kg træ/m<sup>2</sup> gulv ikke er ualmindeligt for en bygning, hvis tagkonstruktion består af laminerede limtræsdragere og trækonstruktion iøvrigt.

Sammenholdes dette med brandbelastningen stammende fra indholdet i bygningerne findes, at den bygningsmæssige brandbelastning for bl.a. skoler og tilsvarende institutioner ofte er væsentlig større end brandbelastningen stammende fra indholdet.

Nu kan brandbelastningen fra bygningskonstruktioner ofte være et dårligt udtryk for den reelle betydning heraf, al den stund at trækonstruktionerne alene frigør energien fra overfladen, samt at dette sker relativt langsomt. Det kan derfor være væsentlig mere interessant at forsøge at beregne den frigjorte energi pr. tidsenhed og sammenholde denne med den slukningskapacitet brandvæsenet har til rådighed ved indsatsens start.

Brandvæsenets muligheder for at bringe en brand under kontrol er i væsentlig grad afhængig af dens omfang og især af den frigjorte energi pr. tidsenhed. Prøver man at regne lidt på det ovenfor angivne, herunder tager højde for, at ikke al slukningsvand udnyttes 100% effektivt, finder man, at brandvæsenets muligheder for at slukke en brand på over en ca. 100 til 200 m<sup>2</sup> foruden af indholdet i væsentlig grad afhænger af de frie overfladers brandmæssige egenskaber ved store rum. For opdeltede bygninger tillige af den brandtekniske kvalitet af den foretagne opdeling af bygningen.

#### 9.o Afsluttende bemærkninger.

Det foregående materiale er sammenfattet på grundlag af 15 større brande med et samlet tab på over 150 mio.kr. Det skal dog understreges, at materialet ikke på nogen måde skal tages som udtryk for at være statistisk repræsen-

tativt, men alene tjene til at illustrere nogle gennemgående problemer.

Som det fremgår af det foregående, skyldes mange af problemerne manglende opmærksomhed overfor de brandmæssige problemer ved detailløsningen på projektstadiet. Problemer, der umiddelbart ville kunne løses med den viden der idag eksisterer på brandområdet. På nogle områder, f.eks. hvad angår samlingsdetaljer, savnes der dog et væsentlig bedre grundlag for at kunne angive sikre løsninger. Endelig modsvarer mange af de iagttagelser, der kan gøres på brandstederne ikke fuldt ud de resultater der fremkommer gennem laboratorieundersøgelser og der savnes her mere nuancerede prøvningsmetoder, således at materialer og konstruktioners opførelse under brand mere præcist kan forudsiges.

Til slut en tak til de forskellige brandinspektører, der har medvirket ved indsamlingen og bearbejdningen af materialet.

-----  
 Styrkeundersøgelse af konstruktionstræ  
 -----

Professor Borg Madsen, Department of Civil Engineering,  
 University of British Columbia, Vancouver, Canada

Vores traditionelle viden om konstruktionstræets styrkeegenskaber stammer hovedsagelig fra to kilder. Den ene er erfaringer med udførte trækonstruktioner og den anden kilde er forskning med små prøveemner udført af rent træ.

At disse kilder indtil nu har været tilstrækkelige er indlysende, fordi vi ikke har haft et uacceptabelt antal nedstyrtninger eller andre skader på de bygninger, der er blevet opført.

Men hvis vi analyserer disse kilder for vores viden om træets styrkeegenskaber lidt nærmere, kommer vi snart til den opfattelse, at de i grunden ikke er særligt tilfredsstillende. "Erfaring", er det ofte sagt, "er den bedste læremester", men vi må dog være klar over, at de trækonstruktioner, som vi bygger i dag, ikke er de samme, som dem vi har lang tids erfaring med. Uden en god forståelse af træets virkemåde kan vi ikke overføre erfaring fra een slags konstruktion til en anden. Vi må også være opmærksomme på, at erfaring vil fortælle os noget, hvis konstruktionen er for svag, men den vil ikke fortælle os ret meget, hvis konstruktionen er for stærk. Måske var økonomien ikke af helt så stor betydning i gamle dage, som den er i dag, og man var derfor tilfreds med at bygge "unødvendigt" stærke konstruktioner. I dag stiler man jo efter billige trækonstruktioner af andre typer end de traditionelle, og for disse nye konstruktioner er erfaring utilstrækkelig.

De tusindvis af små prøveemner, som er målt verden over, er desværre kun til liden hjælp. Sagen er, at de små prøveemner fortæller os noget om styrkeegenskaberne af rent træ, men kun lidt om styrkeegenskaberne af det tømmer, som vi bruger i vor-

es trækonstruktioner. Det er meget vigtigt at skelne mellem fejlfrit træ som eet materiale og tømmer, der indeholder knaster og andre naturligt forekommende uregelmæssigheder, som et andet materiale. Det er måske forståeligt - omend uheldigt - at man valgte at bruge de små prøveemner af fejlfrit træ som basis for de tilladelige spændinger. Når man tænker på, at der er over 500 forskellige træsorter i verden, og at de fleste forekommer i flere sorteringer, så kan man let se, at det er en formidabel opgave at finde styrker af alle disse kombinationer. Det var overkommeligt at anvende de små prøveemner, troede man.

Nu er det imidlertid sådan, at det er tryksiden, der er afgørende for styrken af små rene bøjningsprøver, medens det er træksiden, der er afgørende for styrkeegenskaberne af tømmer. Det er derfor ikke overraskende, at man ved forsøg med tømmer finder, at mange af de eksisterende opfattelser, baseret på rent træ, ikke lader sig verificere.

#### Styrkefordeling

Forsøg med små rene træemner resulterer som regel i en styrkefordeling, der med god tilnærmelse kan beskrives som en normalfordeling. Man har indtil fornylig (5-10 år) også antaget at dette gjaldt for tømmer. På figur 1 er vist resultatet af bøjningsforsøg med 240 stykker 38 x 140 mm tømmer belastet i trediedelspunkterne. Hvis vi beregner 5%-fraktilen - den karakteristiske styrke - ved at finde gennemsnitsværdien og spredningen og yderligere forudsætter normalfordeling, bliver den 5,0 MPa. Men hvis man forudsætter, at styrkefordelingen er en Weibull-fordeling, bliver 5%-fraktilen 11,7 MPa. Dette viser, hvor vigtigt det er, at vi bruger den rigtige forudsætning for styrkefordelingen, når vi skal bestemme styrkeegenskaberne.

#### Weibull-fordelingen

Indtil nu har vi troet, at hvis spændingen i træ nåede en vis størrelse - brudspændingen, gik det i stykker.

Men hvis vi forestiller os, at der er små fejl (svagheder

med forskellig styrke) spredt ud over hele prøvestykket og endvidere, at "det svageste leds" princip er afgørende, så kommer vi til helt andre resultater. Dette princip siger,

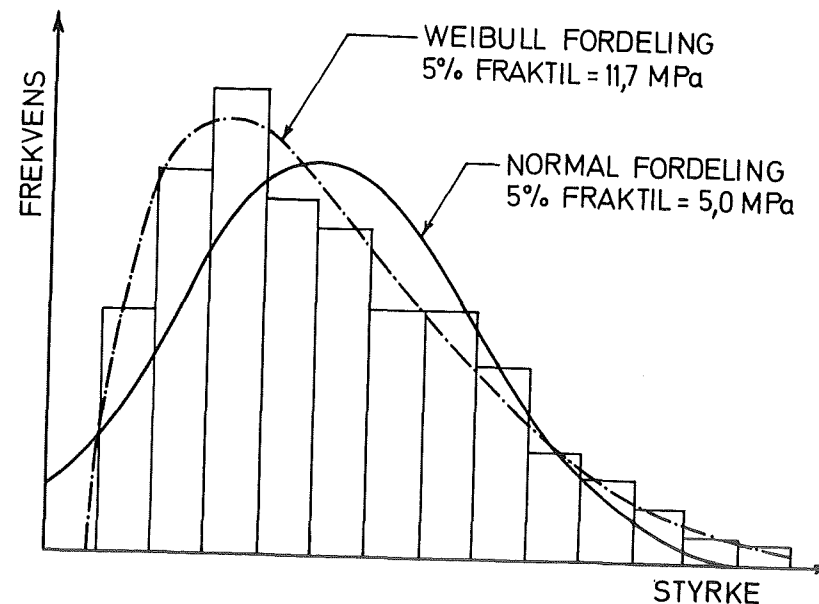


FIG.1 HISTOGRAM AF 240 STYKKER  
38x140mm TØMMER

at et brud i disse fejl er ensbetydende med brud i hele prøvestykket. Svenskeren W. Weibull udviklede denne teori for sprøde materialer, og den specielle styrkefordeling, som er konsekvensen af "det svageste leds" princip, er blevet kaldt en Weibull-fordeling. For prøveemner med en jævn spændingsfordeling, kan det bevises matematisk, at logaritmen af brudstyrken vil være proportional med logaritmen af volumen af prøvestykket. Figur 2 viser nogle prøveemner med forskellige volumener, der var udsat for tværtrækspændinger. Det viste sig, at de mindste prøveemner havde en brudstyrke på 3,5 MPa, medens det store prøveemne havde en brudstyrke på 1,7 MPa, hvilket

bekræfter den omstående forudsigtelse.

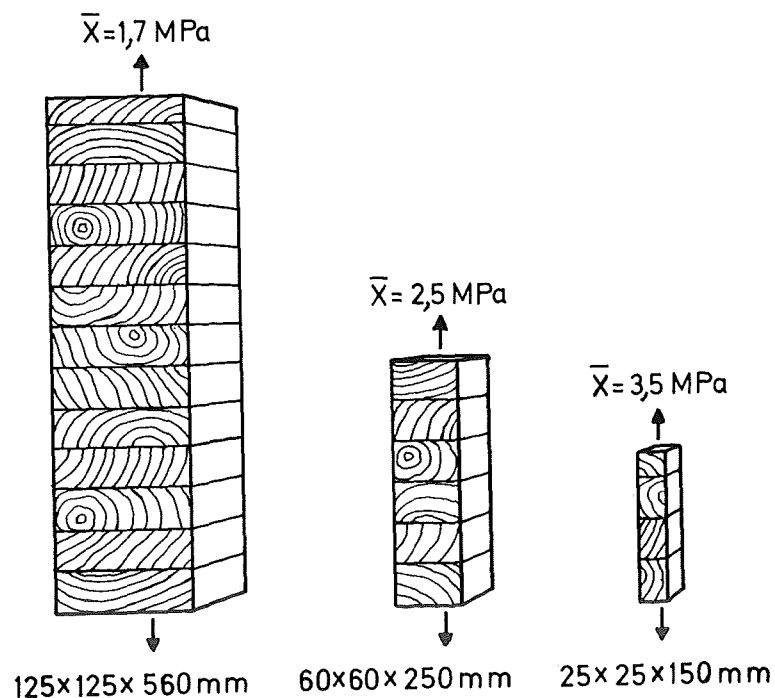


FIG. 2 TVÆRTRÆKS PRØVEEMNER

Der er således ikke tale om een bestemt spændning, der forårsager brud, men brudbelastningen afhænger af størrelsen af prøveemnet eller konstruktionen.

Dette er blevet benyttet til at forklare revnedannelserne i boomerangspær og en beregningsmetode er blevet udviklet, som tager dette fænomen - volumeneffekten - i betragtning.

#### Forskydningsspændinger

Det har også vist sig, at forskydningsbrud kan betragtes som et sprødt brudfænomen, og at volumeeffekten er til stede. De tilladelige spændinger, som vi bruger i vore beregninger, er

ikke korrekte, og de vil være på den usikre side for f. eks. meget store limtræbjælker. I Canada havde vi nogle broer, der var blevet underdimensioneret, fordi man ikke tog hensyn til volumeneffekten, så de var udsat for forskydningsbrud.

På den anden side kan vi benytte højere spændinger for normalt konstruktionstømmer. Nu er det jo ret sjældent, at vi kan drage fordel af dette, fordi forskydningsspændingerne sjældent er dimensionsgivende, det sker dog for eksempel i forskallingskonstruktioner.

#### Bøjningsstyrke

Det er lidt vanskeligere at vise eksperimentelt, at volumeneffekten også gør sig gældende i tømmer udsat for bøjning, fordi sorteringsreglerne kommer direkte med i billedet. I et forsøg med 38 mm tømmer fandt vi 5%-fraktilen for 90 mm høje bjælker var ca. 40% større end for 240 mm høje bjælker af den samme sorteringsklasse. (Douglas gran, klasse: Select structural). Styrken aftog således med voksende volumen. I et andet forsøg, hvor vi undersøgte store træbjælker, holdt vi højden konstant på 240 mm og varierede tykkelsen fra 38 mm til 200 mm. Her fandt vi, at 5%-fraktilen steg med stigende tykkelse, modsat hvad man skulle forvente efter "det svageste leds" princip. Grunden til dette er formentlig, at knaster sjældent vil svække hele træksiden af de tykkere bjælker.

I et tredje forsøg, hvor vi holdt både tykkelsen og højden konstant (38 x 140 mm) men varierede belastningsmetoden, viste det sig, at 5%-fraktilen var 25% højere, når vi benyttede en central belastning, end når belastningen var anbragt i fjerdedelspunkterne, som vist på figur 3. Dette resultat stemmer overens med, hvad man skulle forvente, hvis man antager, at "det svageste leds" princip er gældende for tømmer.

#### Trækstyrke

I et forsøg omfattende mere end 25000 stykker tømmer udsat for træk viste det sig også, at der var ca. 40% forskel på 5%-fraktilen mellem 38 x 90 mm og 38 x 240 mm tømmer. Her igen er det en kombination af volumeneffekten og sorteringsreglerne, man har målt.



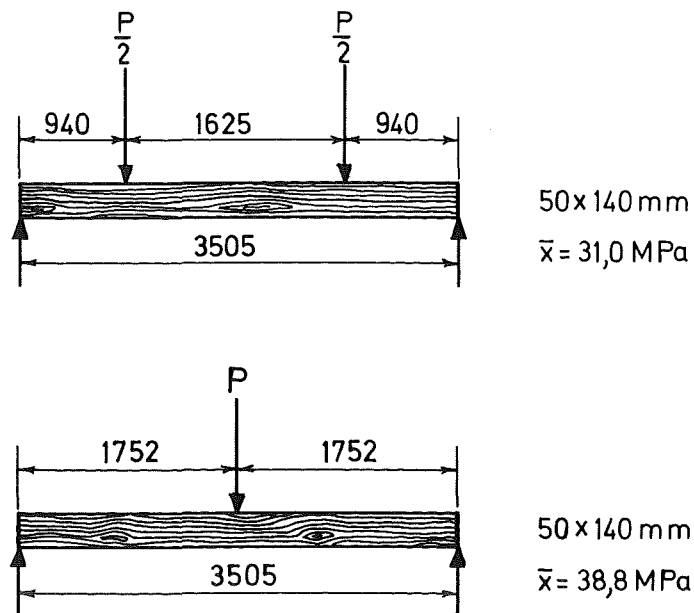


FIG. 3 BØJNINGS FORSØG MED FORSKELLIGE BELASTNINGS METODER

#### Beregninger

Læseren er blevet forskånet for de matematiske formler, som bruges i forbindelse med "det svageste leeds" princip, men det er ikke nogen hemmelighed, at de ikke er så simple som de nuværende. Om det er formålstjenligt at indføre dem i vores beregningsmetoder, må afhænge af om vi, når vi har fået fuldt overblik over hele sagen, kan finde nogle rimelige tilnærmelser. I Canada har man dog allerede nu besluttet at indføre en korrektion for højde både for bøjning og træk.

De ovenførte betragtninger var gældende for tørt tømmer ud-

sat for korttidsbelastning. Det, at vi har sprødt brud i den nedre del af styrkefordelingen og en noget sejere brudform i den øvre del af styrkefordelingen, giver også nogle komplikationer, når vi skal tage fugt og langtidsbelastningen med i vores betragtninger.

#### Fugt

I et større eksperiment hvor 4500 stykker tømmer blev prøvet i bøjning ved forskellige forudbestemte fugtindhold, viste det sig, at gennemsnitsstyrken blev højere ved lavere fugtindhold, men at 5%-fraktilen, som er bestemt af sprødt brud, ikke ændrede sig væsentligt. I den stærke ende af fordelingen, hvor trykspændingerne er styrkebestemmende, fandt vi den samme forandring i styrken som i rent træ.

Med hensyn til stivhed viste det sig, at der var en generel forbedring af E-modulen både i den svage og stærke ende af fordelingen ved aftagende fugtighed. Men som bekendt svinder træ ved aftagende fugtindhold, så produktet af E-modulen og inertimomentet var næsten konstant.

For en gang skyld udførte vi et forsøg, der vil lede til simplificering af beregningsmetoderne. Fugt er af liden betydning for tømmeres bøjningsstyrke.

#### Langtidsbelastning

Vores forskrifter vedrørende langtidsbelastning er baseret på forsøg med rent træ. Undersøgelser udført på U.B.C., hvor tømmer blev udsat for langtidsbelastninger i bøjning, viste tydeligt, at man ikke kan overføre erfaringen med rent træ på konstruktionstømmer. På figur 4 er vist den traditionelle opfattelse af træets langtidsstyrke, samt resultaterne af de omtalte forsøg fra U.B.C. Det er vigtigt at understrege, at der ikke i tømmer findes nogen forhøjelse af styrken ved korttidsbelastninger, som man tidligere troede. I nogle lande tillades det, at man fordobler de tilladelige spændinger for korttidsbelastninger. Dette er givetvis på den usikre side.

I en anden forsøgsrække, hvor tømmer var udsat for forskellige belastningshastigheder, der skabte brud i løbet af 1/20

sec. til 3 døgn, viste det sig, at der ikke var nogen forskel

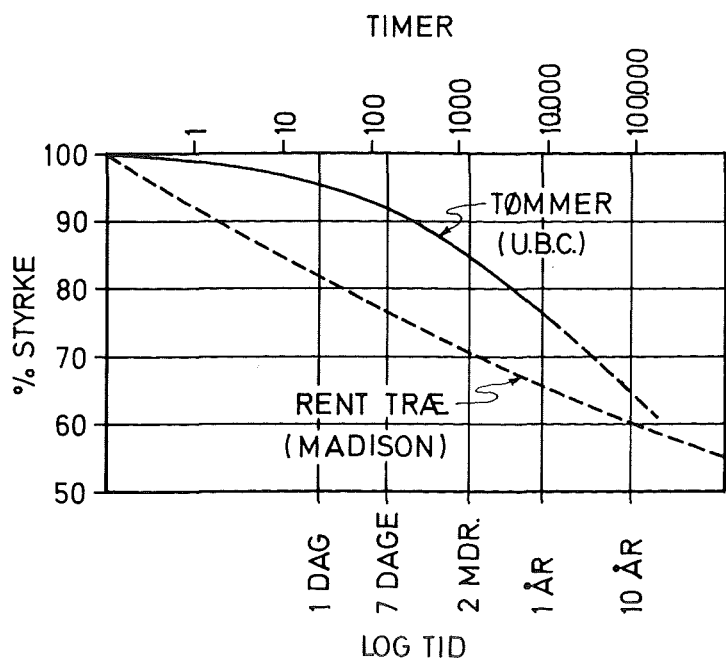


FIG. 4 LANGTIDS STYRKE

på 5%-fraktilen mellem de forskellige belastningshastigheder. Men styrken i den stærke del af fordelingen steg, som belastningshastigheden blev øget.

Vi forstår endnu ikke, hvad der foregår i tømmeret med hensyn til tid, men flere forsøg er nu igang, og når de er tilendebragt, må vi nok være forberedt på at ændre vore byggeforskrifter.

#### Variation

Et af de største problemer ved styrkebestemmelse af tømmer er, at selv de bedste sorteringsregler resulterer i meget store

variationer. Variationskoefficienten ligger ofte på 30-45%. Dette medfører, at man nødvendigvis må bruge mange prøvestykker for at bestemme 5%-fraktilen men en rimelig nøjagtighed. Simulering ved hjælp af EDB-modeller har vist, at man skal bruge 200-300 prøvestykker for at bestemme 5%-fraktilen med en nøjagtighed på 7%. Det er endvidere meget vigtigt at udvælgelsen af prøvestykkerne bliver typisk for det materiale, der skal undersøges. Spørgsmålet om, hvad der er den mest effektive udvælgelsesteknik, er endnu ikke opklaret, men som sagt af stor betydning. Man kan let komme til at udføre forsøg, der er meningsløse, hvis antallet af prøvestykker er for lille. På den anden side skulle man nødtigt bruge tid og penge på at prøve for mange.

I Canada, hvor vi er ved at gå over til "Limit States Design" har vi udviklet en teknik for bestemmelse af 5%-fraktilen af tømmer, som er blevet sorteret ifølge de gældende regler. Vi har således prøvet mere end 80.000 stykker tømmer i løbet af 1½ år. De resultater vi er kommet frem til, er på mange områder meget forskellige fra det vi traditionelt har brugt.

#### Sorteringsregler

Den største mulighed for at udnytte tømmer bedre ligger efter min mening i at finde frem til nogle bedre sorteringsregler. Disse må nødvendigvis tage hensyn til både styrke og anvendelighed. Med anvendelighed menes her vankant, krumning, vindskævhed etc., ting, som gør tømmeret uanvendeligt fra et håndværksmæssigt synspunkt. Vores nuværende regler imødekommer stort set disse krav, men reglerne resulterer i, at meget af tømmeret ikke bliver anvendt fornuftigt ud fra et styrkesynspunkt.

I de fleste sorteringer kan 60% af tømmeret have en tilladelig spænding der er dobbelt så stor, som vi bruger i dag.

Der har været gjort forsøg på at udvikle maskiner, der kan sortere træ automatisk, og selv om disse bruges i nogle lande, er der stadig lang vej at gå, før en god udnyttelse opnås. De maskiner, som bruges kommercielt, er baseret på, at der skulle være en direkte sammenhæng mellem styrke og stivhed.

Desværre er denne sammenheng så svag, at den er svær at fastlægge, selv med laboratorieudstyr. Man må håpe, at vi fremover kan utvikle maskiner, som er baseret på mere relevante prinsipper.

### Slutning

I det ovenstående er det blevet vist, at vi nok i fremtiden må tenke på tømmerens styrkeegenskaper som værende styret af sprødt brud. Dette medfører, at vi ikke kan tale om een bestemt brudstyrke, men at størrelse og belastningsmåde også må tages med i betraktning.

Endvidere er det påpeget, at vores sorteringsregler er ineffektive, hvorfor dette område bør studeres grundigt, så vi kan udnytte vores tømmer bedre. Heldigvis kan man spore en voksende interesse for disse spørsmål indenfor træindustrien, så der er god chance for, at vi vil se mange forbedringer i de næste 10 år.

-----  
Belastningstidens og fuktighetens betydning for konstruksjonsvirkets styrke og stivhet  
-----

Sivilingeniør Nils Ivar Bovim, Norsk Treteknisk Institutt, Oslo, Norge

Forsøk som er utført i Nord-Amerika (1) tyder på at fuktigheten og belastningstidens innflytelse på styrke og stivhet er forskjellig for hhv. feilfritt virke og konstruksjonsvirke. Ved fastsettelse av styrkeverdier og omregningsfaktorer for fuktighet og belastningstid er beregningsreglene for trekonstruksjoner basert på studier av små, feilfrie prøvestykker.

Ved brudd vil det i feilfrie prøvestykker jevnt over være et høyt spenningsnivå, mens brudd i konstruksjonsvirke oftest skyldes lokale spenningskonsentrasjoner eller overskridelse av fastheten. Ved øket belastningstid, fuktighetsinnhold eller temperatur kan en i konstruksjonsvirke vente en omlagring av kreftene før totalt sammenbrudd foreligger. Dette vil føre til en relativt mindre innvirkning av disse faktorer på styrke av konstruksjonsvirke enn tilfellet er for såkalt feilfritt virke.

Her skal det legges frem resultater fra undersøkelser på dette feltet ved NTI. Det vesentligste av resultatene er tidligere fremlagt for en gruppe nedsatt av CIB/IUFRO med betegnelsen "Time and Moisture Effects". Gruppen skal koordinere det europeiske arbeidet på dette feltet og holde kontakt med en tilsvarende gruppe i Nord-Amerika.

### Forsøk for å klarlegge fuktighetens innvirkning

#### Prøvemateriale

Ca. 400 tørkede, justerte planker med dimensjon 48 x 148 mm ble sortert med en Computermatic Mark P IV styrkesorteringsmaskin. Maskinen målte lokal nedbøyning og registrerte nedbøyningstallet (antall "BIT") for hver 150 mm. Basert på største lokale nedbøyning (max. BIT) over en lengde på 880 mm inne på planken, ble partiet delt opp i én gruppe med høy styrke og én med lav styrke.

Prøvestykkene ble kappet ut av planken slik at total lengde ble 2664 mm. Innen hver av disse gruppene ble plankene parret på basis av nedbøyningsbildet og en vurdering av kvistforholdene i det forventede bruddområdet. Hver gruppe besto av 31 par, av hert par ble den ene planken prøvet ved 15% fuktighet, den andre etter forutgående oppfukning til over fibermetningspunktet ved vannlagring i 8 uker.

De fire gruppene som ble prøvet besto følgende av

- Gruppe 1: Lav styrke, prøvet ved 15% fuktinnhold, 31 prøvestykker  
 Gruppe 2: Høy styrke, prøvet ved 15% fuktinnhold, 31 prøvestykker  
 Gruppe 3: Lav styrke, prøvet ved fuktinnhold 30%, 31 prøvestykker, tilsiktet parret med hver av prøvestykkene i gruppe 1  
 Gruppe 4: Høy styrke, prøvet ved fuktinnhold 30%, 31 prøvestykker, tilsiktet parret med hver av prøvestykkene i gruppe 2

Prøvestykkene ble også sortert visuelt i det forventede bruddområdet etter

- a) KAR-metoden som i ECE-forslag til styrkesorteringsregler  
 b) etter T-virkesregler, største kvistmål på tvers av virkets lengderetning  
 c) etter reglene i NS 3080, midlere kvistmål

#### Prøvematerialets egenskaper og prøveresultater

Prøvestykkene ble prøvet med bøyepåkjenning i henhold til forslag til internasjonal standardmetode (2). Resultatene er tidligere publisert i (3). Tabell 1 viser registrerte karakteristika for alle fire gruppene. Ved endring av fuktighetsinnholdet vil krymping/svelling føre til endring av tverrsnittsdimensjonene. Bøyefasthet og E-modul er her beregnet ved å benytte trevirkets dimensjoner ved 20% fuktighetsinnhold slik det gjøres i praksis ved dimensjonering av trekonstruksjoner.

Ved sortering av gruppene har man lyktes i å få ikke-signifikante forskjeller mellom de viktigste sorteringsparametre for de parrede grupper med lav styrke (1 og 3) og de parrede grupper med høy styrke (2 og 4). Derimot var forsøket på å sette de to svake og de to sterke gruppene sammen av parvis like planker mindre vellykket. I tabell 2 er det listet opp korrelasjonskoeffisienter (R) for registrerte egenskaper hos parplankene. Det fremgår tydelig at max. BIT har vært avgjørende ved den tilsiktede parring av plankene, mens de andre egenskapene som kvistmål, årringbredde

og densitet har vært av underordnet betydning.

En statistisk sammenligning viser at bøyefasthet og E-modul testet ved henholdsvis fuktighetsinnhold 15% og 30% eller mer, er signifikant forskjellige på 0,1 %-nivået for såvel de parrede svake grupper (1 og 3) som de sterke gruppene (2 og 4).

Tabell 2 Parrede planker  
Korrelasjon mellom registrerte egenskaper

	Gruppe 1 og 3 Lav styrke	Gruppe 2 og 4 Høy styrke
Relativ densitet	0,248	0,434
Årringbredde	0,287	0,263
Max. BIT	0,930	0,893
KAR	0,057	0,380
KAR-strekkside	0,244	0,574

I (3) er det, basert på resultatene fra de parrede plankene, beregnet lineære regresjonslinjer for bøyefasthet og E-modul for gruppen med lav styrke, for gruppen med høy styrke og for begge gruppene betraktet under ett. Med bakgrunn i tabell 1 og 2 vil det være nærliggende å se bort fra parplankene og i stedet se på resultatene for gruppene som helhet, slik det er gjort i (7). Ved behandling av dataene vil vi her betrakte den svake og sterke gruppen under ett. Vi har følgende to sammenlignbare grupper a 62 planker, hvorav den ene gruppen er prøvet ved 15% og den andre ved mer enn 30% fuktighetsinnhold.

I figur 1 og 2 er de registrerte bøyefastheter og E-moduler rangert etter størrelse. Figurene viser tydelig forskjellen mellom fuktighetens innvirkning. For E-modulen betyr en økning i fuktighetsinnholdet en mindre reduksjon over hele det prøvede område, mens reduksjonen av bøyefastheten er markert mindre for de lavere styrkeverdier.

Figur 3 og 4 fremkommer ved å plote de to laveste observerte verdiene mot hverandre, de to nest laveste osv. En krum regresjonslinje av formen  $y = A + Bx + Cy^2$  er tilpasset, og den kvadrerte korrelasjonskoeffisient ( $R^2$ ) er beregnet. Dette gir

$$f_{\text{våt}} = 2,218 + 0,743 f_{15} - 0,0018 f_{15}^2 \text{ (MPa)}$$

med korrelasjon  $R^2 = 0,9819$ .



Tabell 1 Registrerte karakteristika for de fire prøvede grupper

Gruppe nr.		1	2	3	4
		Lav styrke 15%	Høy styrke 15%	Lav styrke 30%	Høy styrke 30%
Relativ densitet	middel	.369	.414	.344	.385
	maks.	.418	.459	.386	.492
	min.	.326	.372	.294	.320
Variasjonskoeff.	%	7.18	6.82	7.29	8.90
Fuktighetsinnhold	middel	.1544	.1598	.5647	.5263
	maks.	.1606	.1701	.7837	.7514
	min.	.1444	.1515	.4543	.4211
Variasjonskoeff.	%	2.52	3.06	16.01	15.37
Bøyefasthet, MPa	middel	37.39	55.97	27.50	37.95
	maks.	55.49	70.69	36.49	47.63
	min.	20.52	38.51	18.50	26.10
Variasjonskoeff.	%	21.20	15.49	18.55	12.86
E-modul, GPa	middel	10.72	14.67	8.99	12.16
	maks.	16.54	20.09	14.06	17.57
	min.	6.11	11.25	6.25	7.81
Variasjonskoeff.	%	20.44	15.94	17.68	18.30
Årringbredde, mm	middel	2.52	1.53	2.37	1.46
	maks.	4.83	2.81	3.75	3.11
	min.	0.95	0.92	0.95	0.69
Variasjonskoeff.	%	31.15	27.24	34.18	33.95
Maks. BIT (1 BIT = 0.1905 mm)	middel	23.90	17.48	23.81	17.68
	maks.	27	20	28	21
	min.	21	15	21	13
Variasjonskoeff.	%	6.05	6.75	6.81	8.57
KAR (Knot area ratio)	middel	0.22	0.13	0.20	0.13
	maks.	0.43	0.32	0.41	0.30
	min.	0	0	0	0
Variasjonskoeff.	%	40.24	71.26	54.23	70.33
KAR-strekkside	middel	0.32	0.16	0.31	0.15
	maks.	0.82	0.56	0.83	0.58
	min.	0	0	0	0
Variasjonskoeff.	%	64.06	71.26	64.05	121.34
Antall iflg. BS (KAR metode)	SS	22	28	26	28
	GS	8	3	4	3
	Reject	1	0	1	0
Antall iflg. NS 3080	E	12	29	17	27
	S	14	2	12	4
	C	5	0	2	0
Totalt antall		31	31	31	31

Ingen styrkereduksjon finnes ifølge uttrykket når  $f_{våt} = f_{15} = 8,2$  MPa, men dette innebærer en ekstrapolering langt utenfor det undersøkte styrkeområde.

Likeledes er

$$E_{våt} = 2,67 + 0,419 E_{15} + 0,015 E_{15}^2 \text{ (GPa)}$$

med korrelasjon  $R^2 = 0,9719$ .

Ingen stivhetsreduksjon finnes ifølge uttrykket når  $E_{våt} = E_{15} = 5,34$  GPa men dette innebærer også en høyst tvilsom ekstrapolering.

#### Konklusjoner vedrørende fuktighetens innvirkning

Av regresjonslinjene kan følgende reduksjonsfaktorer avledes:

$$\text{Virke med bøyefasthet } f_{15} = \quad 20 \quad 30 \quad 40 \quad 50 \quad 60 \text{ (MPa)}$$

$$\text{Reduksjonsfaktor } f_{våt}/f_{15} = \quad 0,82 \quad 0,76 \quad 0,73 \quad 0,70 \quad 0,67$$

$$\text{Virke med E-modul } E_{15} = \quad 5 \quad 10 \quad 15 \quad 20 \text{ (GPa)}$$

$$\text{Reduksjonsfaktor } E_{våt}/E_{15} = \quad 1,0 \quad 0,84 \quad 0,82 \quad 0,85$$

Styrke og stivhetsverdier for norsk granvirke (6) er bestemt ved et fuktighetsinnhold på 15%, og reduksjonsfaktorene skulle således gi en mulighet for beregning av bøyestyrke og E-modul for virke med fuktighetsinnhold over fibermetningspunktet. Reduksjonsfaktorene slik de vil fremtre i en beregningsstandard vil være avhengig av det referanseklime som velges for fastsettelse av styrkeegenskapene.

#### Sorteringskriterier for konstruksjonsvirke

I forbindelse med undersøkelsen av fuktighetens innvirkning på bøyefasthet og E-modul ble det foretatt tilleggsberegninger (4) for om mulig å kaste lys over enkelte virkesfeils betydning for styrkeegenskapene, enkeltvis såvel som i kombinasjon. Resultatene kan bl.a. være en støtte ved utvelgelse av prøvemateriale til langtidsforsøk, hvor det er av stor betydning å kunne holde prøveantallet på et rimelig nivå.

Egenskapene som er angitt i tabell 1 inngikk enkeltvis eller i kombinasjon ved beregning av sammenheng mellom disse karakteristika og h.h.v. bøyefasthet og E-modul. Beregningene gir et uttrykk for hvilke sorteringskriterier eller kombinasjoner som best kunne ha frembrakt plankenes styrke

TABELL 3 SAMMENHENG SORTERINGSKRITERIER/EGENSKAPER  
KVISTVURDERING BASERT PÅ KAR-SYSTEM  
PLANKEFUKTIGHET: CA. 15%

	Korr. koeff. R	Regresjonslinje N/mm <sup>2</sup>	Nøyaktighet v/ 90% konfidensintervall N/mm <sup>2</sup>	% av middelverdi
<b>BØYEFASTHET</b>			Middel: 46,7	
Max. "BIT" <sup>1)</sup> + kvist	.841	BF = 101 - 2,3 x - 0,0054 Y	+ 11	24
Max. "BIT"	.795	BF = 105 - 2,8 x	+ 13	28
Kvist + årr. + dens.	.780	BF = -2,3 - 0,0093 x - 2,2 Y + 140,8 z	+ 13	28
Kvist + dens.	.771	BF = -18 - 0,0097 x + 166,9 Y	+ 13	28
Kvist, tot.	.616	BF = 60 - 0,0107 x	+ 17	36
<b>E-MODUL</b>			Middel: 12699	
Max. "BIT" + kvist	.722	E = 25003 - 563,5 x - 0,521 Y	+ 3529	28
Max. "BIT"	.713	E = 25398 - 613,7 x	+ 3543	28
Kvist + årr. + dens.	.652	E = 3404 - 1,4 x - 903,7 Y + 27917,9 z	+ 3998	31
Kvist + dens.	.622	E = -3197 - 1,6 x + 38740,2 Y	+ 3994	31
Kvist + årring	.593	E = 17604 - 1,4 x - 1571,0 Y	+ 4107	32
Årring	.497	E = 16487 - 1868,5 x	+ 4387	35
Densitet	.497	E = -6975 + 42711,4 x	+ 4388	35

1) BIT: Betegnelse for lokal nedbøyning slik den måles i styrkesorteringssmaskin.

og stivhet. Bedømmelsen av kviststørrelse er ved disse undersøkelsene gjort ved eksakte målinger. En så eksakt vurdering vil aldri være mulig ved sortering i industriell skala.

Tabell 3 viser sammenhengen mellom sorteringskriteriet og den ønskede egenskap. Da KAR-systemet ga en noe bedre sammenheng enn de øvrige metoder, er tabellen basert på denne metode. Forskjellen fra de andre sorteringsmetoder er imidlertid ikke stor.

Det fremgår av tabellen at sortering basert på maks. BIT slik det gjøres i styrkesorteringssmaskin, gir best basis for predikering av bøyefasthet/E-modul. Sikkerheten kan økes noe ved supplerende visuell kvistbedømmelse. Av (4) fremgår det forøvrig at ved ytterligere å trekke inn densitet og/eller årringbredde i vurderingen oppnås bare ubetydelig økning av sikkerheten. Ved visuell sortering alene kan en ikke oppnå så god sikkerhet som ved kombinasjon av maskinsortering og kvistvurdering etter KAR-metoden.

#### Belastningstidens betydning

Ved NTI er det til nå bare gjennomført et mindre forforsøk vedrørende konstruksjonsvirkets langtidsfasthet. Forsøkene er beskrevet i (6) og viser med all tydelighet problemene en står overfor ved langtidsforsøk. I vårt klima vil variasjonene i relativ luftfuktighet og temperatur føre til økt usikkerhet dersom klimaet som omgir prøvene ikke styres. Dette vil i praksis bety at de ellers så plasskrevende langtidsforsøk må konsentreres i et klimatisert rom eller "telt". Kostnadene til opprigging vil øke i takt med antall paralleller og vil ytterligere forsterke ønsket om færrest mulige prøver.

I forforsøket ble det benyttet et klimatisert telt og en rigg som kunne prøve 10 paralleller samtidig. 400 planker ble sortert med samme styrkesorteringssmaskin som ved fuktforsøkene. På basis av max. BIT ble virket sortert i 6 sammenlignbare grupper á 10 prøvestykker av europeisk gran med dimensjon 36x73x2300 mm. Det ble lagt vekt på å finne planker med antatt lav styrke. De seks seriene ble prøvet ved et fuktighetsinnhold på ca. 14%. To av seriene ble kjørt med trinnvis økning av lasten, mens de øvrige ble prøvet med konstant belastning på hhv. 105, 93, 85 og 75% av gjennomsnittlig korttidsfasthet bestemt ved den trinnvise belastningen. Prøvene ble belastet inntil 2 måneder, og eventuelle prøver som ikke hadde fått brudd, ble umiddelbart kjørt til brudd ved trinnvis økning av lasten i prøveriggen.

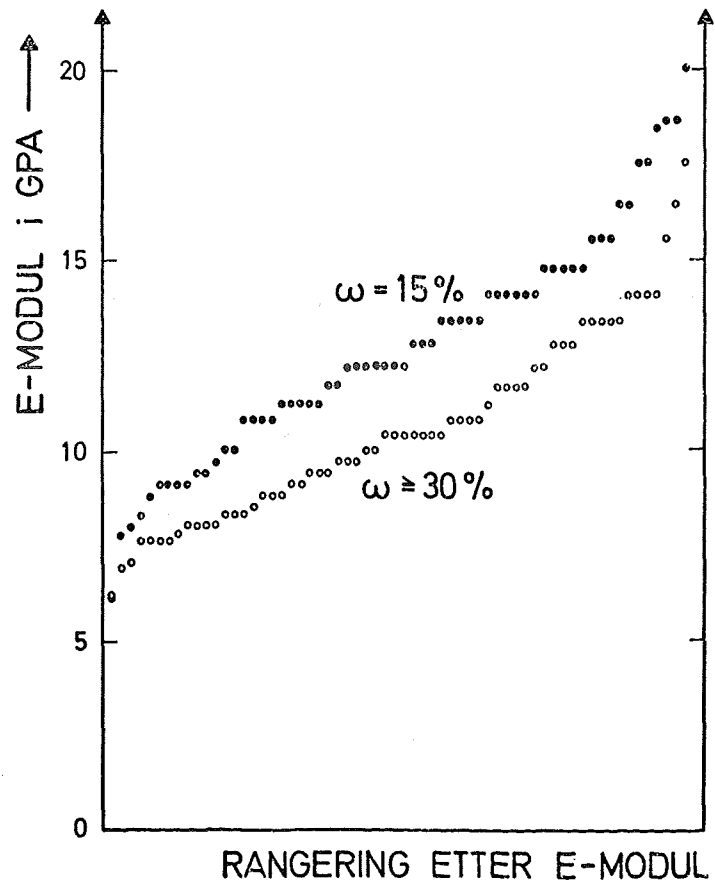
Forsøket kan bare gi vage indikasjoner på belastningstidene innvirkning.

I figur 5 er resultatene fra korttids- og langtidsforsøkene rangert etter bøyefasthet. I figur 6 er langtidsfasthetene omregnet til korttidsfastheter på basis av den klassiske sammenheng som gjelder feilfrie prøver og en kurve foreslått av Madsen (1) for kanadisk konstruksjonsvirke som gir mindre innvirkning av belastningstiden. Figuren antyder en noe bedre overensstemmelse mellom forsøkene og Madsens kurve enn den klassiske teori, dvs. noe mindre effekt av belastningstiden på konstruksjonsvirke enn for feilfritt virke. I figur 5 ligger den øvre del av kurven for langtidsforsøkene over kurven for korttidsforsøkene. I dette området har vi kun prøveverdier fra prøvestykker som ikke fikk brudd under langtidslasten, men som oppviste høye verdier ved den avsluttende korttidsbelastning til brudd. Det synes således som korttidsfastheten ikke er blitt redusert p.g.a. langtidslasten.

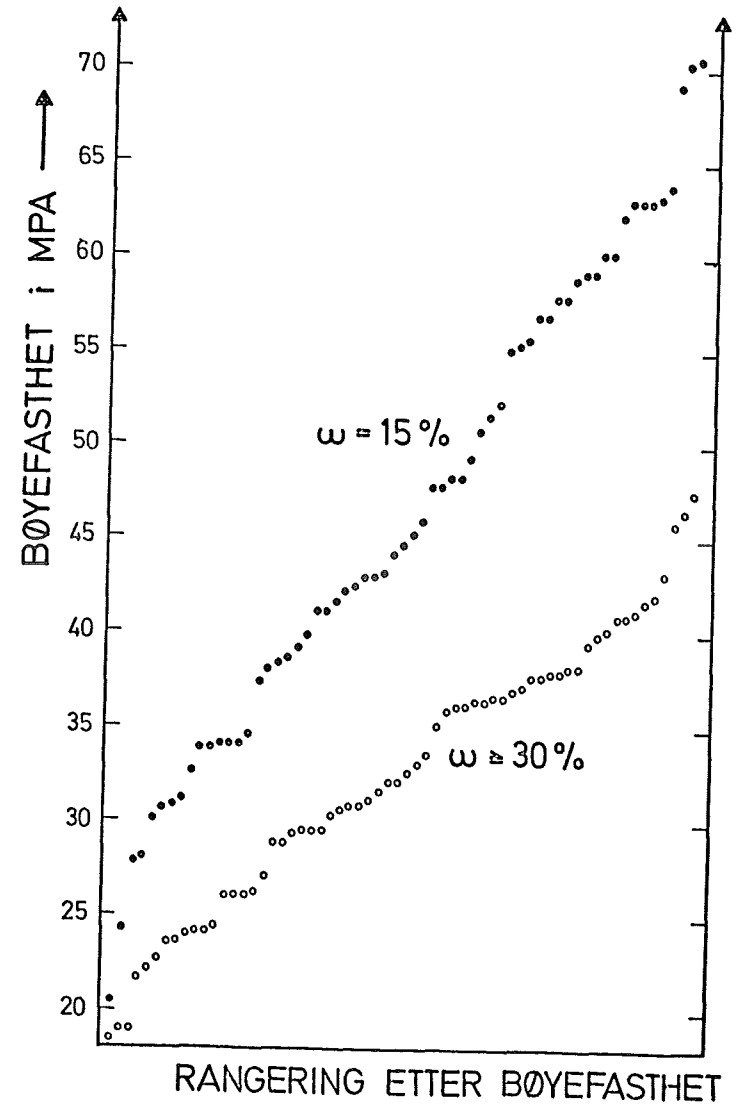
I flere europeiske land, samt i USA og Canada foregår det og forberedes det nå større undersøkelser vedrørende konstruksjonsvirkets langtidsfasthet. Arbeidet vil bli koordinert gjennom den innledningsvis nevnte gruppe i CIB/IUFRO-regi. Ved Norsk Treteknisk Institutt planlegges en større undersøkelse av belastningstidens innvirkning på strekkfastheten. Av hensyn til konstante klimabetingelser er det valgt å satse på en konsentrert forsøksoppstilling basert på belastning med hydrauliske sylindere. Muligheten for å belaste flere prøvestykker i serie blir vurdert, idet hydraulisk kraftpåføring kan utnyttes til å redusere sjokkvirkninger fra brudd i en enkelt prøve på de øvrige prøvestykker.

#### Litteratur

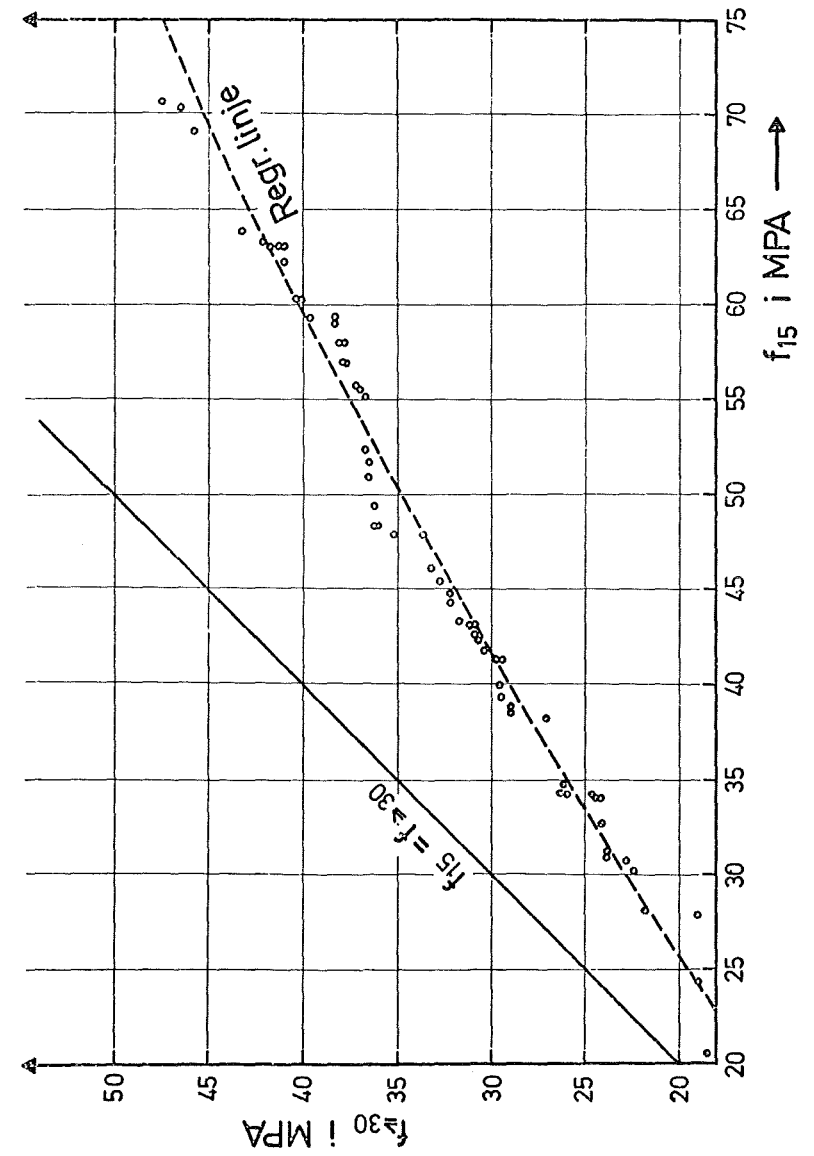
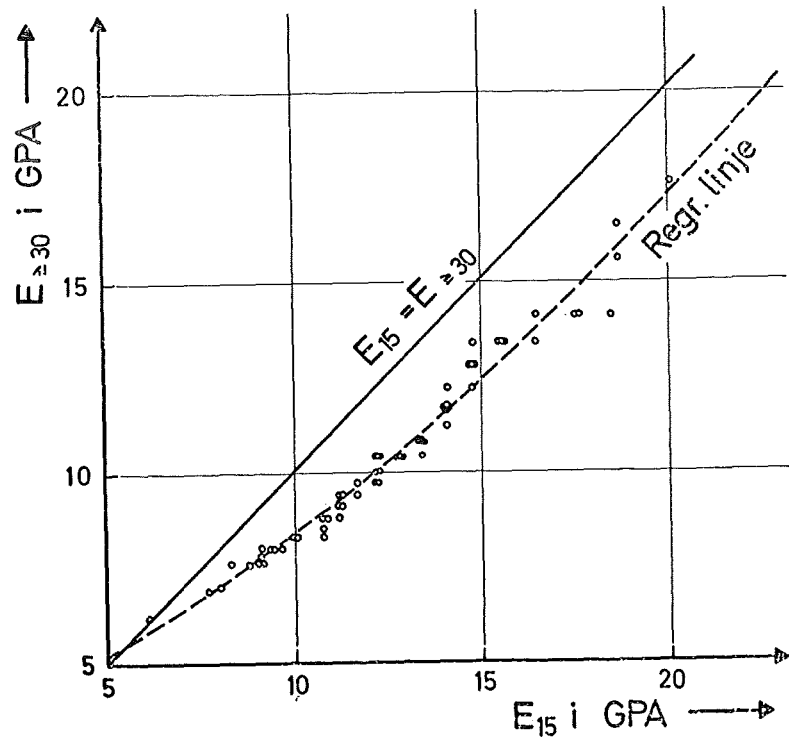
- (1) Madsen, B. og Barrett, J. D.: Time-Strength Relationship for Lumber. Department of Civil Engineering, University of British Columbia, Vancouver, April 1976
- (2) ISO/TC 165  
Draft Standard Proposal N15.
- (3) Brynildsen, O. A.:  
Moisture effect on bending strength and stiffness of European spruce. Norsk Treteknisk Institutt, Oslo, Norway 1977
- (4) Foslie, M.:  
Enkelte faktorerers innflytelse på bøyestyrke og elastisitetsmodul hos trevirke. Norsk Treteknisk Institutt, Oslo, Norge, 1978.
- (5) Foslie, M. og Moen K.:  
Norsk granvirkes styrkeegenskaper. Meddelelse 33, Norsk Treteknisk Institutt, Blindern, 1968.
- (6) Bovim, N. I.:  
Long-term bending tests on European spruce. Norsk Treteknisk Institutt, Oslo, Norway, 1977.
- (7) Hoffmeyer, P.:  
Moisture content - strength relationship for spruce subjected to bending, compression and tension along the grain. Progress report, Building Materials Laboratory, Technical University of Denmark, 1978.



Figur 1

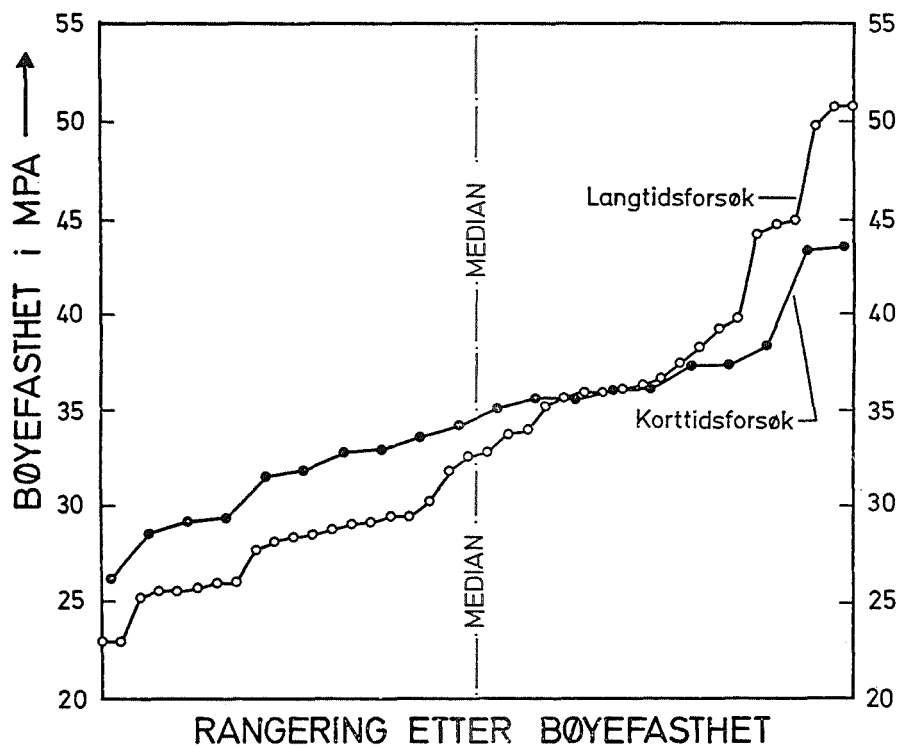


Figur 2

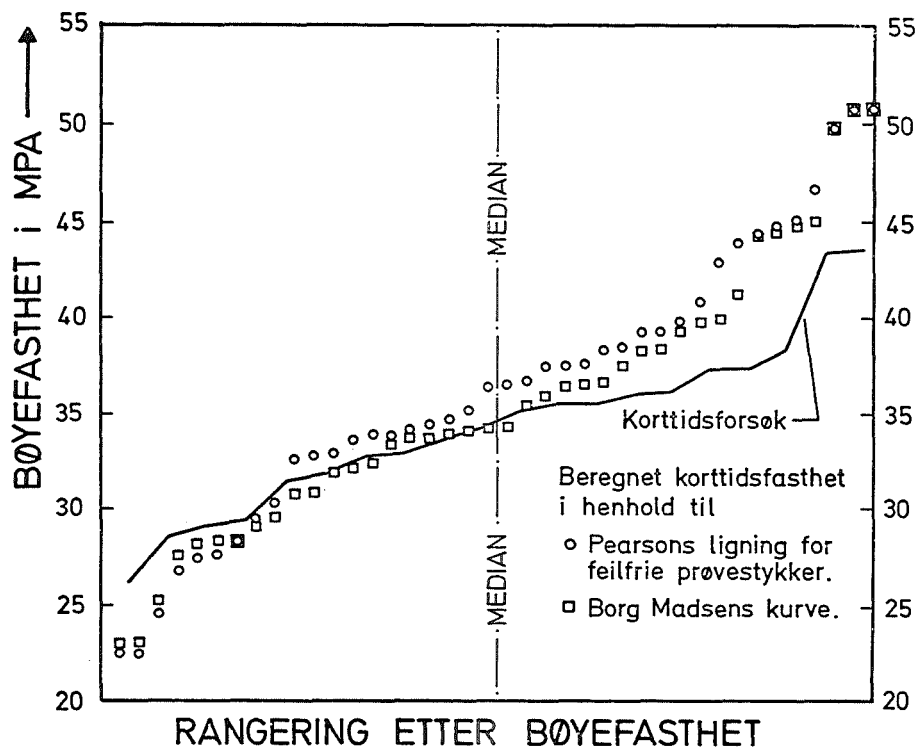


Figur 4





Figur 5



Figur 6

-----  
Vandindholdets betydning for konstruktionstræs styrke- og elasticitets-  
egenskaber  
-----

Lektor, civilingeniør Preben Hoffmeyer, Laboratoriet for Bygningsmateria-  
ler, Danmarks tekniske Højskole, 2800 Lyngby

Ved et møde i "IUFRO-Wood Engineering" i Danmark i 1976 nedsattes en ar-  
bejdsgruppe, CIB W18/IUFRO 5.02-03 "Time and Moisture Effects". Nærværen-  
de projekt startedes efter anbefaling af arbejdsgruppen og som en direkte  
følge af den tvivl om rigtigheden af eksisterende fugtkorrektionsfaktorer,  
som blev rejst af Borg Madsen i 1975 (1) og støttet af Odd Brynildsen i  
1977 (2).

Borg Madsen bøjningsprøvede 625 stk. 50 x 150 mm douglas planker og  
konkluderede, at "it was not possible to detect a consistent strength dif-  
ference between wet and dry material at stress levels below 4000 psi  
(28 N/mm<sup>2</sup>)". Odd Brynildsen bøjningsprøvede 124 stk. 50 x 150 mm rødgran  
(*Picea abies*) og konkluderede, at "the tests indicate that there is no  
reduction in bending strength due to increased moisture content for tim-  
ber with dry strength less than 20 N/mm<sup>2</sup>", og han fortsætter: "As very  
few specimens tested in this investigation fall below these limits, this  
should be examined by a special project".

Denne rapport beskriver de hidtidige resultater af et forsøg med bøj-  
nings- og træpåvirket konstruktionstræ af lav kvalitet. Trykforsøgene  
er endnu uafsluttede, men vil foreligge i en samlet rapport med udgangen  
af 1979.

Størstedelen af de foreliggende resultater blev forelagt på et IUFRO-  
Wood Engineering møde i Vancouver, Canada, 1978 (4).

Der er ydet økonomisk støtte fra Teknologirådet til gennemførelsen af  
projektet.

#### Materialer

Træart Rødgran (*Picea abies*)

Dimensioner 45 x 145 x 3000 mm (høvlet)

Udvælgelse

Knap 1000 granplanker blev udtaget. Disse nummereredes fortløbende. Halvdelen var af dansk - og halvdelen af svensk oprindelse. Det danske træ udvalgte på sjællandsk savværk som træ af ringest mulige kvalitet. Det svenske træ var en quinta sortering. Alt træ leveredes nedtørret til  $\omega \approx 20\%$  og blev straks maskinsorteret på en model Computermatic Mark P IV. Plankerne rangordnedes i overensstemmelse med maskinsorteringens maksimale bit tal (nedbøjningsmåling) over plankernes midterste trediedel. Herefter underopdeltes de ca. 1000 planker i 10 serier a ca. 100 stk., idet der sikredes en ens fordeling af bit tal for hver serie. Det sikredes tillige, at hver serie havde ens fordeling af danske og svenske planker. Følgende gruppering af de enkelte serier opnåedes ved tilfældig udtagning:

## Trækprøvning:

Tørre prøver	serie nr. 6
Fugtige prøver	serie nr. 10
Våde prøver	serie nr. 4

## Bøjningsprøvning:

Tørre prøver	serie nr. 8 og 9
Fugtige prøver	serie nr. 5 og 7
Våde prøver	serie nr. 2 og 3

Serie nr. 1 opdeles i 300 stk. a 1 m længde og trykprøves.

MetoderVisuel styrkesortering

Visuel sortering foretoges for alle planker. Der medtoges kun plankens midterste trediedel. Sortering efter T-virke regler og ECE-regler.

Klimatisering

Serierne 6, 8 og 9 klimatiseredes ved  $20^{\circ}\text{C}$  og 65 % RF ( $\omega \approx 12\%$ ). Serierne 5, 7 og 10 klimatiseredes ved  $20^{\circ}\text{C}$  og 88 % RF ( $\omega \approx 20\%$ ). Serierne 2, 3 og 4 vandlagredes ( $\omega > 30\%$ ) i mere end 2 måneder.

Forsøgsprocedure

Alle forsøg udførtes som beskrevet i "Draft Standard Proposal ISO/TC 165 N15".

Trækprøvningen foregik ved Institutet for Bygningsteknik, AUC. Institutets trækprøvemaskine opererer med kæber uden charnier (3).

For samtlige planker til bøjningsprøvning målt elasticitetsmodul på både før og efter konditioneringen. Den enkelte planke orienteredes tilfældigt i prøvemaskinen, men det noteredes, om den side, der ved sortering fandtes svagest, var i træk- eller tryksiden af bjælken.

Årringsbredde og densitet (veje-tørre-metoden) fandtes på tværsnitsskiver udsavet ved brudstedet.

Resultater og diskussion

Resultater er anført i tabel 1-3.

Brug af maksimalt bit-tal som udvælgelseskriterium ses at være meget effektivt. Dette kan bedømmes ved sammenligning af styrker, elasticitetsmoduler m.v. for grupperne 8/9, 5/7 og 2/3.

Styrker og elasticitetsmoduler er udregnet på grundlag af både aktuelle dimensioner (ukorrigerede værdier) og dimensioner ved et fælles referencevandindhold (korrigerede værdier). Referencevandindholdet er sat til  $\omega = 20\%$ . De korrigerede styrke- og elasticitetsværdier giver et direkte mål for den enkelte plankes bæreevne og stivhed ved forskelligt vandindhold.

Tabel 3 viser resultatet af en test for normalfordeling. En logaritmisk fordeling blev prøvet, men viste ingen generelt bedre overensstemmelse. Det forhold, at hver gruppe er sammensat af to fordelinger afspejles i signifikansniveauerne specielt for den tørre gruppe. Underopdeling i danske og svenske planker resulterer i højere signifikansniveau. Da imidlertid signifikansniveauet er så lavt som 0,01 for enkelte grupper, er der ikke forsøgt nogen sammenligning, baseret på normalfordeling, mellem grupper indbyrdes.

En afbildning af fraktiler opnået "ved tælling" er foretaget på figurerne 1-8.

Figurerne 9-11 viser resultaterne af en regression af rangordnede data: For de enkelte gruppers data er foretaget en styrkemæssig rangordning. Herefter er dannet nye datasæt bestående af den laveste værdi fra hver af de tre grupper, den næstlaveste, osv.

Figurerne 1, 2 og 9 afslører ingen fugtbetinget trækstyrkevariation under ca.  $18\text{ N/mm}^2$ . Over denne grænse viser der sig en forskel mellem korrigerede trækstyrker for fugtigt træ og vådt træ af størrelsesorden 1%/%. Der synes ikke at findes nogen forskel i trækstyrke for fugtigt og tørt træ. Dette kan imidlertid skyldes, at de tørre planker har haft så bety-

delige kastninger, at deres brudlast ikke er resultat af en ren trækpåvirkning.

Det fremgår af figurerne 3, 4, 10 og 11, at der for bøjningsstyrkerne næppe eksisterer nogen nedre styrkegrænse for fugtafhængigheden. Det fremgår dog, at fugtafhængigheden aftager med faldende bøjningsstyrke.

En polynomial regressionsanalyse for bøjningsstyrkerne giver  $R^2$ -værdier  $>0,98$  for udtryk af formen  $y=a+bx+cx^2$ . På basis af disse udtryk er foretaget en interpolation til vandindholdene  $\omega=12\%$ ,  $15\%$ ,  $20\%$  og  $\omega>\omega_F$  (fibernætningspunktet). Resultaterne fremgår af nedenstående tabeller. Der er anført både ukorrigerede styrker og korrigerede styrker (afhængige af plankernes dimensioner). Der er anført værdier for de styrkeklasser, som er særlig relevante i relation til trænormerne (SC15, SC19, SC24 og SC30).

	Styrkeklasser						
	SC15	SC19	SC24	SC30	SC40	SC50	SC60
$f_{m,12}$	15	19	24	30	40	50	60
$f_{m,15}$	14,4	18,1	22,7	28,2	37,2	46,2	55,0
$f_{m,20}$	13,5	16,7	20,6	25,2	32,6	39,8	46,7
$f_{m,\omega_F}$	11,9	14,2	16,9	20,0	24,7	28,9	32,5

Ukorrigerede bøjningsstyrker ( $N/mm^2$ )

	Styrkeklasser						
	SC15	SC19	SC24	SC30	SC40	SC50	SC60
$f_{m,12}^k$	14,5 (100)	18,2 (100)	22,9 (100)	28,8 (100)	38,6 (100)	48,7 (100)	58,8 (100)
$f_{m,15}^k$	14,1 (0,97)	17,6 (0,97)	22,0 (0,96)	27,5 (0,95)	36,4 (0,94)	45,4 (0,93)	54,2 (0,92)
$f_{m,20}^k$	13,5 (0,93)	16,7 (0,92)	20,6 (0,90)	25,2 (0,88)	32,6 (0,85)	39,8 (0,82)	46,7 (0,79)
$f_{m,\omega_F}^k$	12,5 (0,86)	15,1 (0,83)	18,1 (0,79)	21,3 (0,74)	26,2 (0,68)	30,3 (0,62)	33,9 (0,56)

Korrigerede bøjningsstyrker ( $N/mm^2$ ). Tallene i parentes angiver relative bøjningsstyrker ( $f_{m,12}^k \equiv 100$ ).

Da normerne er baseret på bøjningsstyrkerne for  $\omega=12\%$ , men tillader anvendelse af nominelle dimensioner ( $\omega=20\%$ ), bør en vurdering af fugtens indflydelse ske på grundlag af korrigerede bøjningsstyrker.

I trænormen (DS 413) forlanges multipliceret med en fugtfaktor på 0,75 for  $\omega>20\%$ . I forslag til CIB W18-trænorm (5) forlanges multipliceret med en fugtfaktor på 0,85 ved overgang fra klimaklasse 2 til klimaklasse 3. Sidstnævnte overgang ligger ved  $\omega=18\%$ . En vurdering af disse faktorer rimelighed foretaget på basis af forskellen mellem korrigerede bøjningsstyrkeværdier for  $\omega=20\%$  og  $\omega>\omega_F$  viser, at en fugtfaktor på 0,90 vil være tilstrækkelig for almindeligt konstrukstræ, mens en faktor på 0,85 vil være tilstrækkelig selv for konstrukstræ af høj klasse.

Elasticitetsmodulerne for både træk og bøjning viser en beskedent fugtafhængighed. I området 6000-8000  $N/mm^2$  er forskellen mellem  $E_{våd}^k$  og  $E_{tør}^k$  ca 10% (figurerne 6 og 8). Da endvidere forskellen mellem  $E_{fugtig}^k$  og  $E_{våd}^k$  i samme område er forsvindende, findes der ikke i dette forsøg nogen støtte for en fugtfaktor på elasticitetsmodulerne. Det skal dog understreges, at en mulig indflydelse af fugten på langtidsdeformationerne ikke kan udelukkes.

#### Konklusion

Resultater fra bøjningsprøvning og trækprøvning af ca.850 granplanker (45x145x3000mm) viser, at vandindholdets relative betydning for styrke- og elasticitetssegenskaberne aftager med faldende trækvalitet.

For almindeligt konstrukstræ er vandindholdets betydning negligabelt for både trækstyrke og elasticitetsmodul, mens indflydelsen på bøjningsstyrken ved en forøgelse af vandindholdet fra ca.20% til ca.30% svarer til en bøjningsstyrkereduktion (korrigerede værdier) på ca. 6% for konstrukstræ af lav styrkeklasse og ca. 15% for konstrukstræ af høj styrkeklasse.

#### Litteratur

- (1) Borg Madsen: "Moisture Content-Strength Relationship for Lumber subjected to Bending". Structural Research Series Report No.11. Dept.Civil Engineering, UBC, Vancouver, Canada, 1975
- (2) Odd Brynildsen: "Moisture effect on bending strength and stiffness of European spruce". Norsk Treteknisk Institut, Oslo, Norway, 1977
- (3) H.J.Larsen: "Beskrivelse af trækprøvemaskine for træ". Instituttet for Bygningsteknik, AUC. Rapport nr.7705, 1977
- (4) Preben Hoffmeyer: "Moisture Content-Strength Relationship for Spruce Lumber subjected to Bending, Compression and Tension along the Grain" IUFRO-Wood Engineering møde, Vancouver, Canada, 1978
- (5) Working Group W18 Timber Structures: "CIB Structural Timber Design Code Third draft", September 1978

TABEL 1

## ANTAL PRØVER, VANDINDHOLD, STYRKE OG ELASTICITETSMODUL

SERIE NR.		TRÆKPRØVNING			BØJNINGSPRØVNING								
		TØRRE 6	FUGTIGE 10	VÅDE 4	TØRRE 8 9 8+9			FUGTIGE 5 7 5+7			VÅDE 2 3 2+3		
ANTAL PRØVER		94	94	93	92	92	184	95	92	187	91	91	182
VANDINDHOLD %	middel	14.1	24.2	56.5	13.2	13.1	13.2	21.5	21.7	21.6	65.7	64.2	64.9
	min.	13.5	21.6	40.7	12.6	12.0	12.0	20.0	20.5	20.0	44.1	38.1	38.1
	max.	15.0	27.1	76.5	14.3	13.8	14.3	23.9	23.3	23.9	93.3	97.9	97.9
Variationskoefficient %		2.3	4.2	15.6	2.7	2.4	2.6	3.5	2.6	3.1	17.6	16.1	16.9
STYRKE N/mm <sup>2</sup>	middel	24.4	24.2	21.4	35.9	35.1	35.5	28.4	28.7	28.5	23.5	22.2	22.8
	min.	9.6	7.0	9.6	16.0	13.0	13.0	14.6	7.3	7.3	12.9	10.1	10.1
	max.	50.8	56.0	35.4	68.3	67.8	68.3	43.5	47.6	47.6	36.9	34.8	36.9
Variationskoefficient %		36.6	33.9	27.5	30.1	30.2	30.1	25.5	25.1	25.3	20.4	23.2	21.9
KORRIGERET STYRKE N/mm <sup>2</sup>	middel	23.8	24.6	22.3	33.9	33.2	33.6	28.8	29.1	28.9	24.8	23.4	24.1
	min.	9.3	7.1	10.0	15.1	12.3	12.3	14.8	7.4	7.4	13.7	10.7	10.7
	max.	49.5	56.9	36.9	64.5	64.0	64.5	44.1	48.2	48.2	38.9	36.8	38.9
Variationskoefficient %		35.7	33.8	27.5	30.1	30.2	30.1	25.5	25.1	25.3	20.4	23.2	21.9
ELASTICITETSMODUL N/mm <sup>2</sup>	middel	9089	8173	7859	12108	12391	12251	9881	10070	9975	9801	9074	9429
	min.	3932	3860	4633	5964	6149	5964	4349	3131	3131	4815	4860	4815
	max.	14194	13347	12084	19162	19929	19929	15288	14958	15288	16211	14496	16211
Variationskoefficient %		20.6	22.7	21.8	21.3	21.4	21.3	23.4	21.1	22.2	21.2	21.8	21.8
KORRIGERET ELASTICITETSMODUL N/mm <sup>2</sup>	middel	8853	8323	8210	11251	11514	11384	10059	10251	10154	10513	9733	10114
	min.	3821	3948	4840	5542	5714	5542	4427	3187	3187	5164	5213	5164
	max.	13852	13520	12625	17807	18520	18520	15563	15227	15563	17389	15550	17389
Variationskoefficient %		20.7	22.6	21.8	21.3	21.4	21.3	24.4	21.1	22.2	21.2	21.8	21.8

NY VIDEN OM TRÆMATERIALER

TABEL 2

## DENSITET, TYKKELSE, BREDE, ÅRRINGSBREDE OG MAX.BIT (Computermatic)

SERIE NR.		TRÆKPRØVNING			BØJNINGSPRØVNING								
		TØRRE 6	FUGTIGE 10	VÅDE 4	TØRRE 8 9 8+9			FUGTIGE 5 7 5+7			VÅDE 2 3 2+3		
DENSITET kg/m <sup>3</sup>	middel	407	408	419	409	401	407	398	410	403	401	408	405
	min.	317	330	300	294	315	294	312	312	312	312	296	296
	max.	534	553	514	545	546	546	555	518	555	509	514	514
Variationskoefficient %		12.2	12.4	11.6	12.9	13.6	13.5	11.7	11.9	11.9	12.1	11.1	11.6
TYKKELSE mm	middel	44.3	45.4	46.1	43.9	43.9	43.9	45.1	45.2	45.2	46.0	45.9	46.0
	min.	42.7	44.1	43.8	42.0	42.5	42.0	44.1	44.0	44.0	44.2	44.4	44.2
	max.	45.4	46.8	47.6	45.2	45.3	45.3	45.9	46.1	46.1	47.2	47.1	47.2
Variationskoefficient %		1.4	1.2	1.7	1.3	1.0	1.2	1.1	1.2	1.1	1.4	1.5	1.4
BREDE mm	middel	142.6	145.3	147.0	141.8	141.8	141.8	144.7	144.8	144.8	146.4	146.5	146.5
	min.	141.0	144.0	145.0	139.7	136.7	136.7	143.3	142.7	142.7	144.7	145.0	144.7
	max.	144.0	148.0	150.0	144.0	144.3	144.3	146.3	146.3	146.3	149.0	149.0	149.0
Variationskoefficient %		0.5	0.4	0.7	0.6	0.8	0.7	0.5	0.4	0.4	0.6	0.6	0.6
ÅRRINGSBREDE mm	middel	3.5	3.5	3.3	3.3	3.2	3.2	3.5	3.2	3.4	3.7	3.3	3.5
	min.	1.2	1.4	0.7	0.7	1.1	0.7	0.7	0.8	0.7	1.0	0.4	0.4
	max.	6.7	7.8	6.5	7.9	6.2	7.9	7.8	5.9	7.9	8.0	6.5	8.0
Variationskoefficient %		35.1	39.2	33.3	41.8	37.2	39.7	36.3	34.8	36.1	38.5	40.2	39.6
MAX. BIT før klimatisering	middel	32.2	32.0	31.5	32.4	31.9	32.1	32.6	32.4	32.5	32.1	32.3	32.2
	min.	19.0	19.0	20.0	20.0	20.0	20.0	20.0	19.0	19.0	18.0	18.0	18.0
	max.	54.0	67.0	53.0	91.0	51.0	91.0	74.0	86.0	86.0	80.0	71.0	80.0
Variationskoefficient %		22.0	25.5	21.6	29.0	21.0	25.4	25.4	28.2	26.8	26.1	25.5	25.7

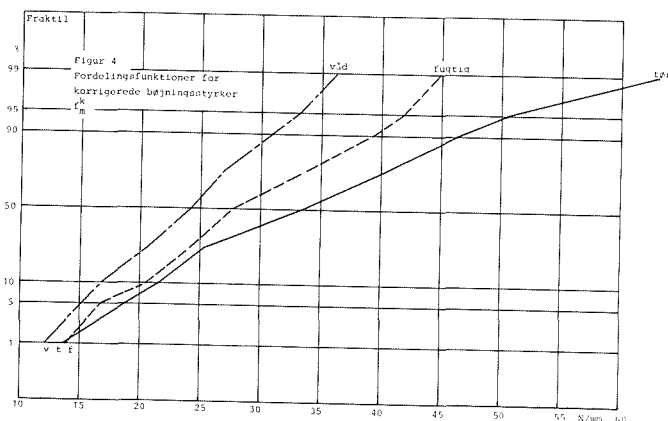
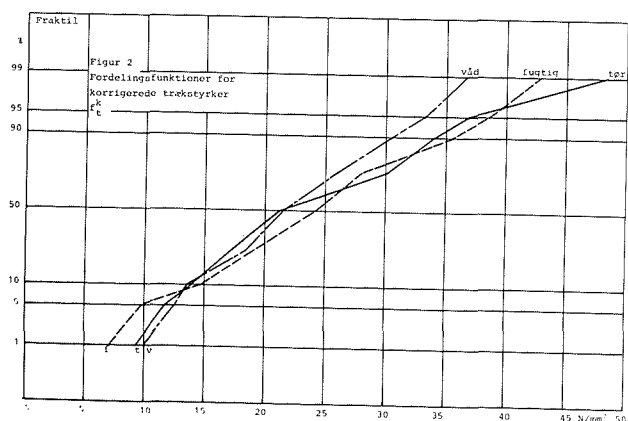
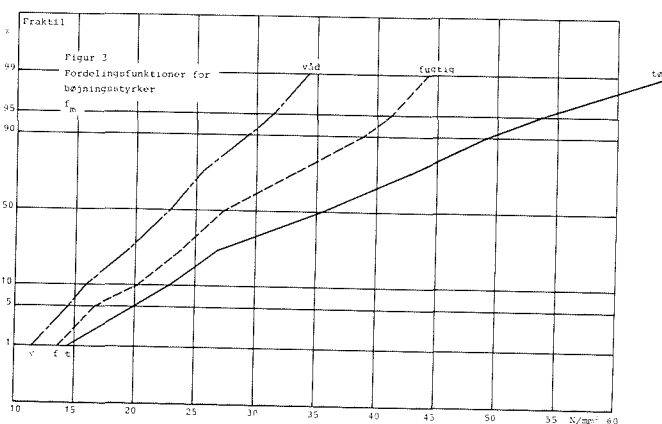
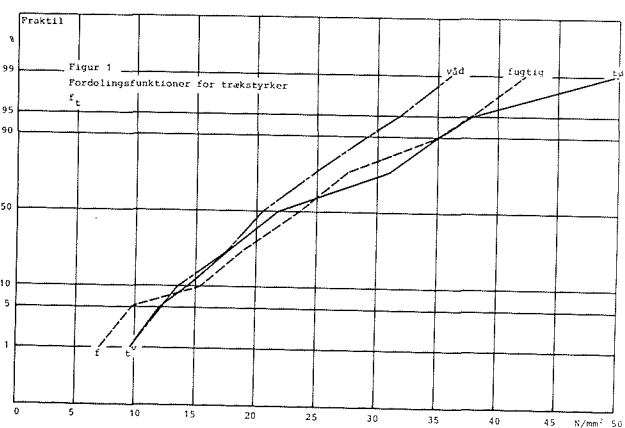
NY VIDEN OM TRÆMATERIALER

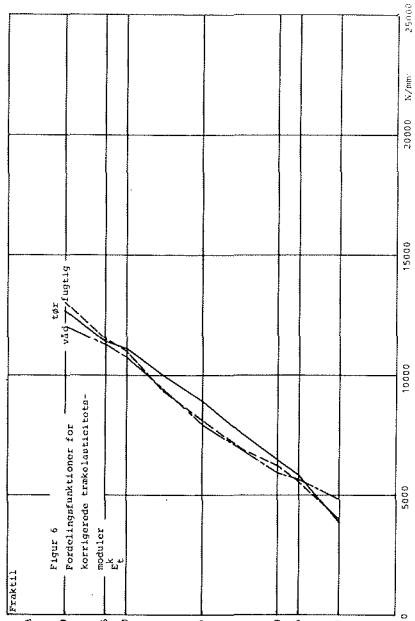
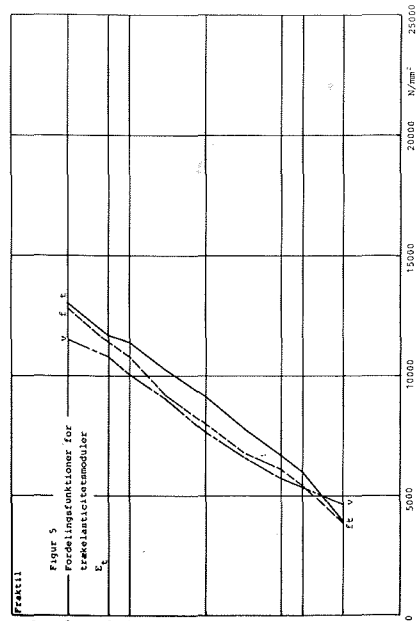
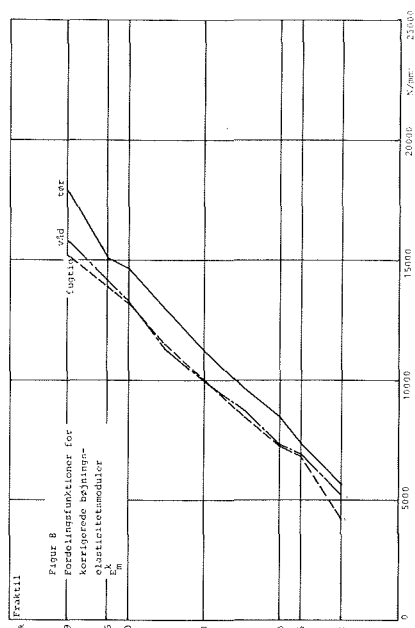
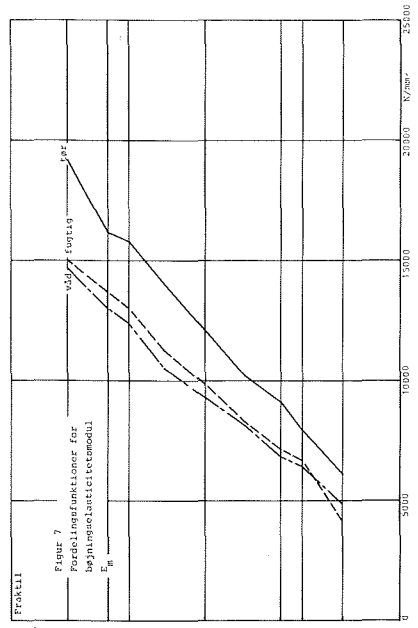


TABEL 3

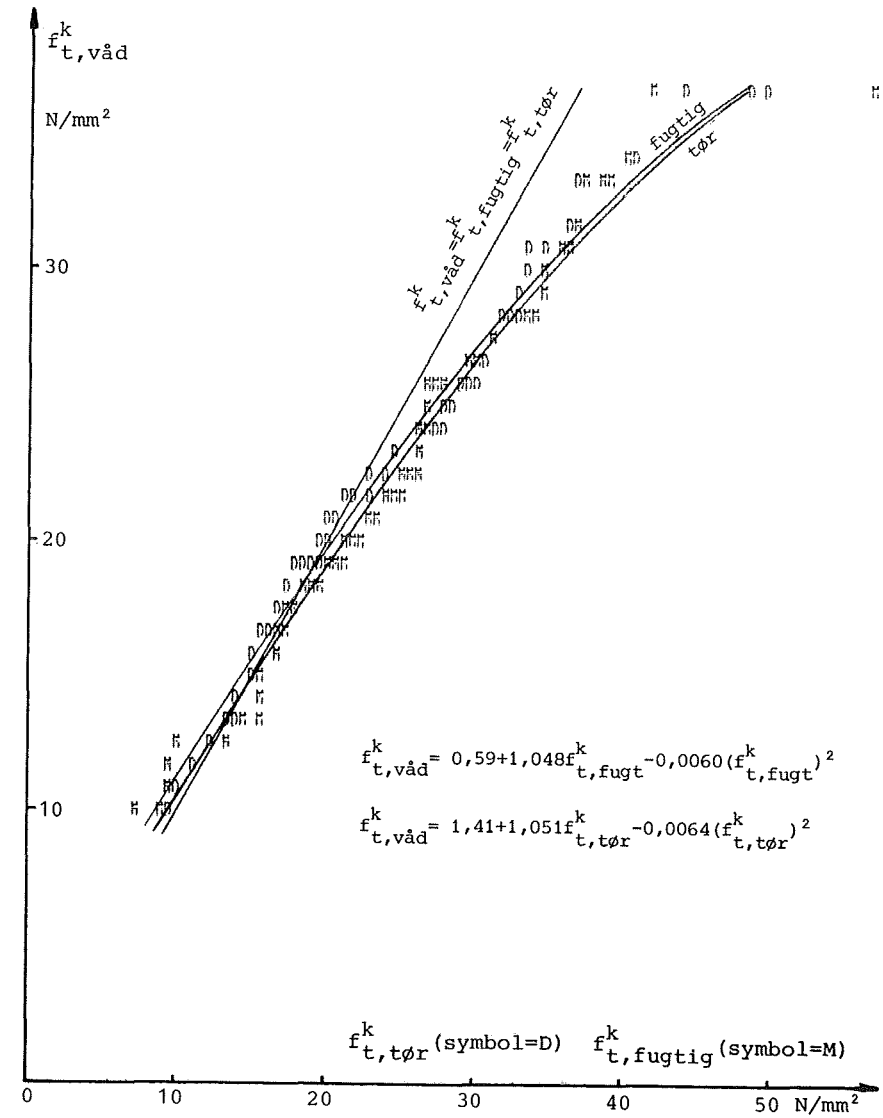
ANTAL PRØVER I FORSKELLIGE SORTERINGSKLASSE OG TEST FOR NORMALFORDELING

SERIE NR.	TRÆKPRØVNING			BØJNINGSPRØVNING									
	TØRRE	FUGTIGE	VÅDE	TØRRE			FUGTIGE			VÅDE			
	6	10	4	8	9	8+9	5	7	5+7	2	3	2+3	
Antal i skandinavisk T-virke sortering	T300	9	6	9	10	4	14	8	7	15	9	6	15
	T200	28	18	25	21	26	47	33	22	55	29	24	53
	U/K vrag	54	66	47	49	49	98	41	53	94	46	54	100
Antal i ECE sortering (uden densitetsbegrænsning)	S10	14	15	13	19	15	34	12	12	24	14	7	21
	S8	39	28	34	17	28	45	35	30	65	31	33	64
	S6	35	41	34	44	38	82	36	37	73	37	42	79
	vrag	5	9	8	13	11	24	12	9	21	7	9	16
Kolmogorov-Smirnov test af normalitet													
Korrigerede styrker	total	.01	.01	>.20	>.20	.10	.10	.10	.10	.10	.01	.01	.01
	dansk	.05	.10	.10	>.20	>.15	.20	.05	>.15	.05	.01	.10	.01
	svensk	.15	.05	>.20	>.20	>.20	.20	>.20	>.20	>.20	>.01	.05	.01
Korrigerede elasticitetsmoduler	total	>.20	>.20	.10	.05	>.05	.05	>.20	.10	.10	.01	.05	.01
	dansk	>.20	.01	>.20	.10	.05	.01	>.20	>.05	.10	.01	>.20	.01
	svensk	>.20	.15	.05	.15	>.20	.20	>.20	.20	>.20	.01	.10	.01



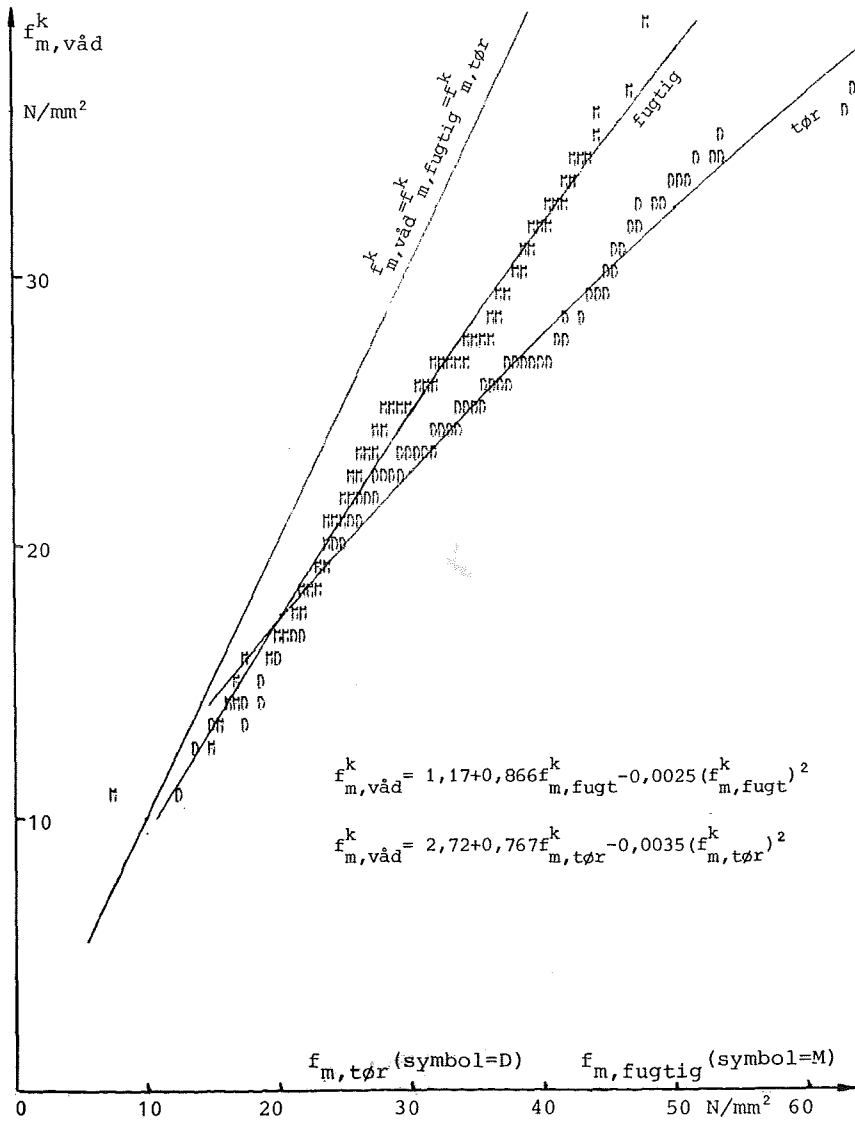


Figur 9  
Plot af rangordnede og grupperede data for korrigeret  
trækstyrke,  $f_t^k$



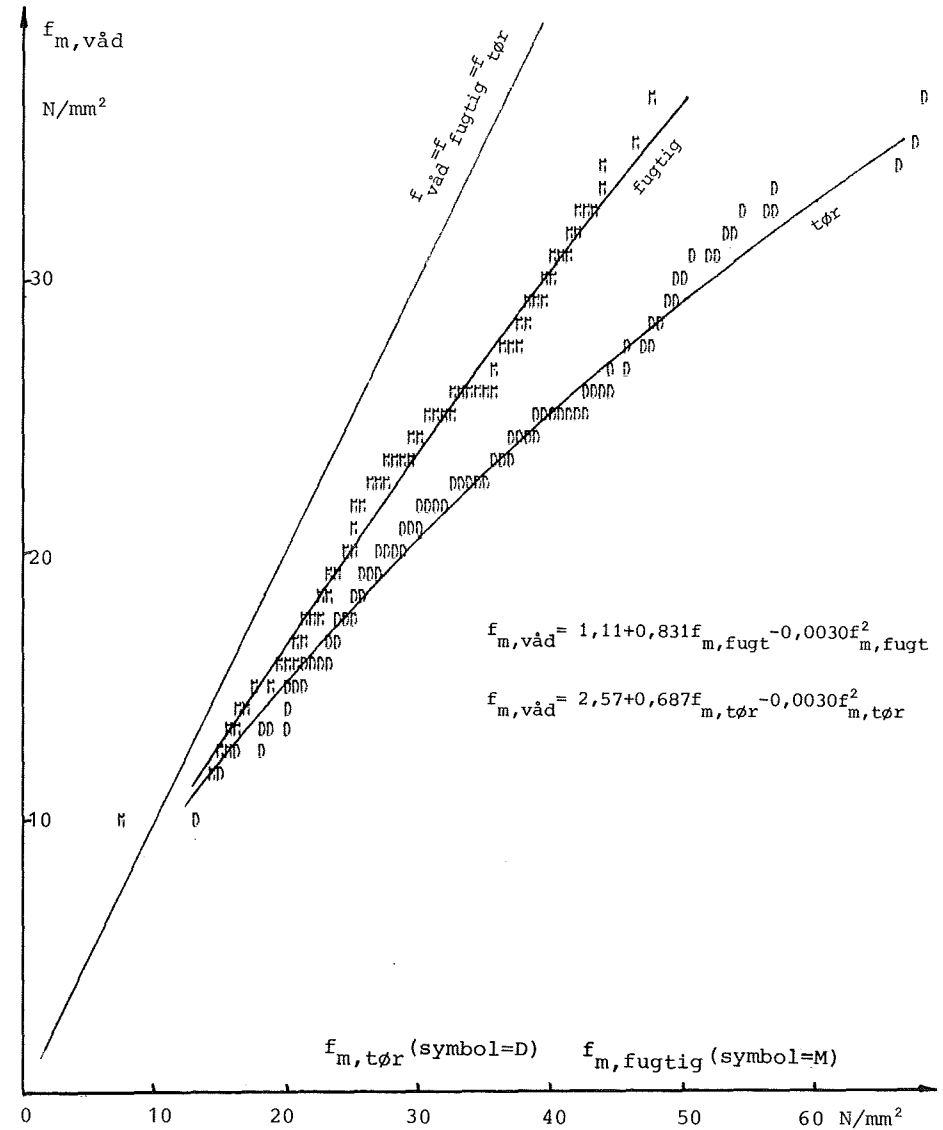
Figur 10

Plot af rangordnede og grupperede data for korrigeret  
bøjningsstyrke,  $f_m^k$



Figur 11

Plot af rangordnede og grupperede data for bøjningsstyrke



-----  
Erfarenheter av maskinell hållfasthetssortering  
-----

Jan Brundin, Svenska Träforskningsinstitutet, Stockholm, Sverige

Virkes hållfasthet varierar mycket. Så kan t ex i ett representativt parti ur ett sågverks produktion den starkaste biten ha ända upp till tio gånger så hög hållfasthet som den svagaste och medelvärdet på hållfastheten hos partiets bästa tredjedel kan vara dubbelt så högt som medelvärdet hos den sämsta tredjedelen. Därför behövs en metod att skilja de starka virkestyckena från de svaga. Den metoden är hållfasthetssortering, visuell eller maskinell. I fortsättningen behandlas maskinell hållfasthetssortering baserad på sambandet mellan virkets styvhet och dess hållfasthet.

Redan 1938 publicerades i Australien en rapport i vilken det statistiska sambandet mellan böjhållfastheten och elasticitetsmodulen hos *Pinus radiata* beskrevs. Resultaten hade emellertid erhållits vid försök med små felfria provbitar och inte förrän i slutet av 1950-talet konstaterades i USA att motsvarande samband gäller också för sågat virke innehållande defekter. Också i Australien, England och Sydafrika gjordes liknande rön vid samma tid. I början på 1960-talet började man i dessa länder utveckla maskiner som med utnyttjning av de funna sambanden skulle göra det möjligt att genom icke förstörande provning förutsäga konstruktionsvirkes hållfasthet. Utvecklingen har gått vidare och idag finns fyra industriellt använda maskintyper med relativt hög kapacitet och ett par typer med lägre kapacitet, som alla bygger på principen att mäta virkets böjstyvhet.

Parallellt har stora insatser lagts ned på att undersöka andra principer. Bland dessa kan nämnas mätning av vibrationsamplitud, stöt vågshastighet, snedfibrighet och densitet samt olika optiska metoder för en automatiserad visuell sortering. Bortsett från enstaka prototypexemplar i industriell drift befinner sig detta utvecklingsarbete ännu på laboratoriestadiet.

Totalt finns i världen mellan 150 och 200 sorteringsmaskiner av olika typer i drift. I USA-Canada och i Australien-Nya Zeeland finns vardera

drygt 20 maskiner och i Syd-Afrika omkring 45 (varav omkring 40 av en mycket enkel typ). I Europa är det främst England, Sverige och Finland som tillämpar metoden. England har omkring 40, Sverige 26 och Finland 6 maskiner. Dessutom finns enstaka maskiner, huvudsakligen på forskningsinstitut, i många andra länder. Av de svenska maskinerna finns 18 hos sågverk med i de flesta fall ganska omfattande vidareförädling, 5 hos husfabriker som alla har egna sågverk och 3 hos företag som tillverkar takstolar.

Vad som nedan redovisas bygger på erfarenheter vunna under de inledande undersökningarna av sorteringsmaskinen och under drygt fyra års praktisk industriell tillämpning. Det förtjänar att påpekas att erfarenheterna i viss mån är bundna till en specifik maskintyp. Mer än hälften av världens och mer än 90 % av Europas sorteringsmaskiner är dock av denna typ.

#### Maskinbeskrivning

Maskinen, Plessey Computermatic Mark P IVa, fungerar på följande sätt. Den bygger på principen att mäta den utböjning som det provade virket får vid en viss belastningsnivå. Belastningen påförs på virkets flatsida som mittpunktslast i ett spann på 914 mm. Utböjningen mäts på var 152 mm av virket allteftersom det passerar genom maskinen med en hastighet av vanligen 60 - 100 m/min. Den mätta utböjningen kompenseras för flatböjning hos virket och jämförs med förprogrammerade gränsvärden för olika hållfasthetsklasser. Det största utböjningsvärdet är avgörande för vilken hållfasthetsklass virkestycket tilldelas. För särskiljning av de olika klasserna, upp till fem stycken inklusive urläggsklassen, är maskinen försedd med spraypistoler som färgmärker varje virkestycke med en bestämd färg för respektive klass. Alternativt kan signalerna från maskinens dataenhet användas för att styra utrustning som automatiskt separerar virket alltefter hållfasthetsklass. Belastningskraften är avpassad för att ge en största böjpåskänning i virket på 13,8 MPa, förutsatt att virket håller nominell dimension. Detta innebär att virket i sorteringsmaskinen utsätts för en påskänning som är lika stor som den tillåtna påskänningen för den för närvarande tillämpade högsta hållfasthetsklassen.

#### Programmeringsunderlag

Vid Svenska Träforskningsinstitutet har utförts flera undersökningar för att utreda förutsättningarna för maskinsortering av svenskt furu- och granvirke. I slutet av 1960-talet genomfördes två mindre studier av de grundläggande sambanden mellan styvhet och hållfasthet. 1969 inleddes en

motsvarande mycket omfattande undersökning tillsammans med det engelska träforskningsinstitutet för att ta fram sambanden mellan bl a olika visuella hållfasthets sorteringsregler, elasticitetsmodulen mätt på olika sätt och böjhållfastheten. Denna undersökning har sedan kompletterats för att täcka andra dimensioner och andra påkänningstyper, dragning och tryck. Resultaten har sedan legat till grund för programmeringen av sorteringsmaskinerna. De statistiska metoderna för bearbetning av provningsresultaten är på många håll föremål för omfattande revideringar.

#### Inledande undersökningar

##### Maskintekniska frågor:

Noggrannheten hos maskinens system för att påföra belastningen och för att mäta utböjningen har undersökts liksom den mekaniska funktionen och dataenhetens funktion. I stort sett har noggrannhet och funktion bedömts som tillfredsställande. Instruktioner för tillsyn och kalibrering av maskinen har utformats med hänsyn tagen till resultaten av undersökningarna.

Maskinhastigheten inverkar på sorteringsresultatet på så sätt att vid hög hastighet får virket lätt att råka i svängning vilket medför att enstaka utböjningsvärden blir för stora och virkestycket kan komma att nedklassas. Vid de hastigheter där maskinen normalt användes är dock tendensen till svängningar mindre och förorsakar i allmänhet inte några problem. Genom noggrann inställning av maskin och inriktningsanordningar kan också svängningarna reduceras.

Reducerbarheten, d v s förmågan att för samma virkestycke ge samma resultat från gång till gång, har undersökts. Resultaten visar att vid måttlig hastighet och riktiga inställningar är reproducerbarheten mycket god. Detta gäller endast om virkestycket matas in i maskinen på samma sätt från gång till gång. I annat fall kan resultaten mellan sorteringarna variera. Oftast blir dock skillnaderna ganska små och behöver inte innebära att klassningen blir förändrad, eftersom varje klass motsvarar ett intervall av största utböjningsvärden.

##### Virkestekniska frågor:

Ytprofilens inverkan på sorteringsresultatet har undersökts och befunnits vara av liten betydelse även för mycket dålig sågäta.

Virkets måttnoggrannhet påverkar däremot sorteringsresultatet i hög grad. Detta måste utan tvekan betraktas som ett allvarligt problem då vid sortering av sågat virke klassningen kommer att påverkas av virkets verkliga mått. Det är ganska vanligt att det sågade virket håller ett visst



övermål och vid efterföljande hyvling kommer då tjocklek och bredd att reduceras mer än vad skillnaden mellan de nominella sågade och hyvlade måtten anger. Virket kan därigenom ha blivit sorterat till en för hög hållfasthetsklass. Även om ingen hyvling sker blir följderna av övermål hos virket att det kan klassas för högt. I det fallet finns emellertid det styvhetsökande övermålet kvar också när virket användes och olägenheterna är mindre. Ett övermål på 1 % i bredd och tjocklek ger en minskning i elasticitetsmodulen på 4 %. Eftersom differensen i elasticitetsmodulvärden mellan de olika hållfasthetsklasserna är ca 20 % kan därför ingastora övermål tillåtas och då speciellt inte i tjockleksmättet.

Fuktkvotens liksom temperaturens inverkan på sorteringsresultatet har också undersökts. En viss inverkan har kunnat konstateras men den är i jämförelse med övriga faktorer försumbar.

Vid den visuella kompletteringsorteringen i samband med maskinsortering är ett av kraven att virkesstycken med toppbrott och vresved skall läggas ur. Förutsättningarna för att slippa bedöma dessa faktorer visuellt och överlåta bedömningen åt maskinen har undersökts. Resultaten visar att man även i fortsättningen måste lita till visuell bedömning av också dessa defekter för att kunna säkerställa virkets hållfasthet.

#### Regler för maskinell hållfasthetsortering

Med resultaten från ovanstående undersökningar som grund godkände Statens planverk i november 1974 maskinell hållfasthetsortering av konstruktionsvirke. Förslag till maskininställningar, instruktioner och kontrollförfaranden hade dessförinnan sammanställts vid träforskningsinstitutet.

Allteftersom ytterligare erfarenheter vunnits vid tillämpning av maskinell hållfasthetsortering i industriell drift har vissa modifieringar av och kompletteringar till det ursprungliga godkännandet visat sig vara nödvändiga. I de godkännanderegler, utgivna av Statens planverk, som gäller från och med 1979 har hänsyn tagits till detta.

För att ett företag skall få sortera konstruktionsvirke maskinellt måste vissa krav vara uppfyllda beträffande

- 1) lokaler och produktionsutrustning; exempelvis skall sorteringsmaskinen vara av en typ som prövats och godkänts av en kontrollinstitution
- 2) personal; maskinoperatören skall ha erforderliga kunskaper vilka prövas av kontrollinstitutionen. En ansvarig driftsledare måste även finnas

3) tillverkningskontroll; avtal skall tecknas med kontrollinstitution som sedan svarar för den externa övervakande kontrollen medan företaget genom den ansvarige driftsledaren svarar för den interna driftskontrollen.

För maskininställningar, måttkontroll, bearbetning av virke, märkning, journalföring m m finns anvisningar i godkännanderegler eller i kompletterande instruktioner. En sådan instruktion gäller den visuella kompletteringsortering som måste utföras eftersom maskinen inte kan ta hänsyn till alla virkesfel som påverkar sorteringen.

Som kontrollinstitution har sedan 1974 fungerat Svenska Träforskningsinstitutet men Statens provningsanstalt kommer fr o m 1980 att ta över ansvaret.

#### Driftserfarenheter

Erfarenheterna från de gångna åren är till övervägande del positiva.

Ur producentens synpunkt är det oftast höga utbytet en väsentlig fördel. Dock beror utbytet mycket på timrets ursprung samt virkets försortering och dimension. I de enstaka fall där visuell sortering ger ett högre utbyte faller detta ofta tillbaka på en väsentlig brist hos visuella sorteringsystem, nämligen svårigheten att utforma reglerna så att de blir korrekta för virke från olika geografiska områden och olika lokala växtplatser.

Den visuella kompletteringsorteringen har ofta en avgörande inverkan på utbytet, därigenom att de visuellt utsorterade virkesstyckena är fler än de maskinellt utsorterade.

Den tidigare dåliga tillgången på den högsta hållfasthetsklassen T30 har nu förbättrats vilket medfört att vissa företag för att spara virkesvolym börjat utnyttja sådant virke.

I jämförelse med visuellt sorterat virke kan maskinsorterat virke av många uppfattas som alltför kvistigt. Detta har dock inte medfört några nämnvärda marknadsföringsproblem sedan kunderna informerats om principen för maskinsortering.

Trots de relativt höga investeringskostnaderna blir kostnaderna för maskinellt hållfasthetsorterat virke lägre än för visuellt sorterat. Till detta bidrar det höga utbytet och den höga produktionstakten. Att kunna frigöra sig från en stor del av det subjektiva inflytande som alltid ingår i visuell sortering uppfattas av många producenter som en klar fördel.

Som nackdelar måste betecknas att sorteringsresultatet så starkt påverkas av variationer i virkesdimensionerna samt att maskinen inte sorterar

virkesändarna och inte tar hänsyn till sådana virkesfel som inte påverkar verkets styvhet. Detta medför att en del av de brister som vidlåder den visuella sorteringen fortfarande finns kvar genom kraven på visuell kompletteringsortering. Trots detta är maskinell sortering ur säkerhetssynpunkt överlägsen den visuella sorteringen.

Några begränsade hållfasthetsundersökningar av maskinsorterat virke har visat att den avsedda hållfastheten erhållits. Även fortsättningsvis kommer en kontinuerlig uppföljning att ske för att i möjligaste mån utforma metoden på bästa sätt sett ur såväl producentens som konsumentens synvinkel.

#### Framtidsutsikter

Efterfrågan på hållfasthetssorterat virke ökar alltmer i takt med ökat industrialiserat byggande, noggrannare beräknade konstruktioner och strävan att effektivare utnyttja virket. Detta gynnar naturligtvis också den maskinella hållfasthetssorteringen. Emellertid måste konstateras att den snabba expansionen har avstannat och den framtida tillväxten av antalet anläggningar måste bedömas bli måttlig eftersom en betydande kapacitetsreserv finns för närvarande.

Slutligen är det en förhoppning att framtiden kommer att bjuda bättre maskiner än de nu tillgängliga. Två så till synes oförenliga mål som högre utbyte och större säkerhet bör trots allt inte vara omöjliga att uppnå.

-----  
Fastlæggelse af karakteristiske værdier for konstruktionstræ  
-----

Civilingeniør Peter C. Nielsen, A/S Limtræ Lilleheden,  
9850 Hirtshals, Danmark

En metode til bestemmelse af styrketal for konstruktionstræ fremlægges. Metoden, som har fået navnet "In-Grade" prøvning, har været anvendt ved indsamling af bøjnings- og trækstyrke-data for canadisk nåletræ. Resultater fra dette projekt præsenteres.

#### Indledning

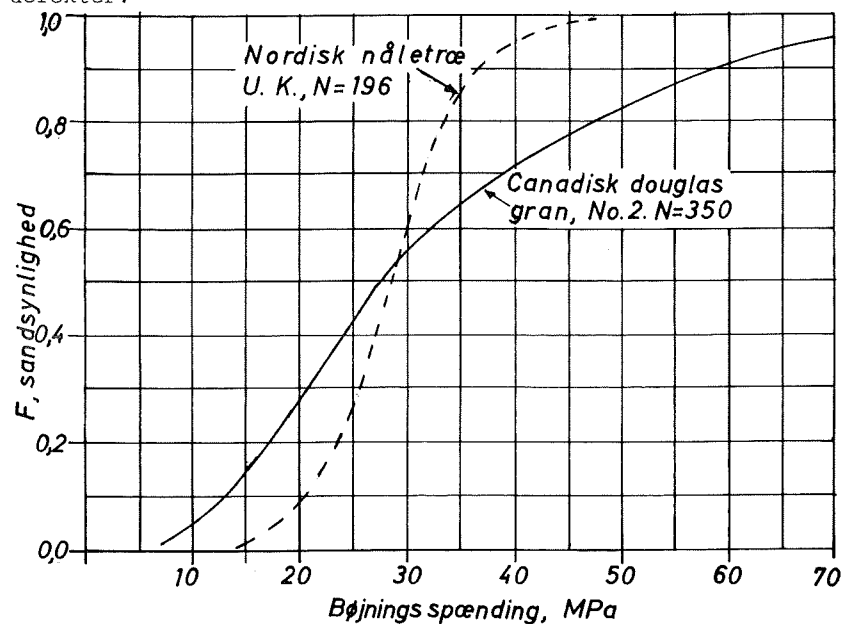
Et beregningssystem for bærende konstruktioner har tre hovedbestanddele: En beregningsmetode (teori), kendskab til belastninger og viden om materialet. Denne artikel beskæftiger sig alene med det sidste punkt, nemlig med fastlæggelse af styrketal for træ.

Man har gennem mange år bestemt disse værdier ved forsøg med små fejlfrie træstykker. Metoden bestod i at belaste et mindre antal (10-20) prøver til brud. Gennemsnit og spredning af brudspændingen blev beregnet og 5%-fraktilen fastlagt, idet resultaterne blev forudsat at være normalfordelte. De opnåede styrkeværdier blev så, ud fra teoretiske overvejelser, justeret for indflydelse af knaster, fiberforløb og andre styrkereducerende forekomster. Uheldigvis har det vist sig praktisk talt umuligt at overføre styrketallene fra de fejlfrie prøvestykker til konstruktionstræ med dets mangfoldighed af uregelmæssigheder.

Dette har man allerede for nogle år siden indset i Europa, medens man i U.S.A. og Canada først i de sidste par år har taget skridt til at få indført forsøg med tømmer til fordel for de små fejlfrie prøver.

"In-Grade" metoden

Det første problem man møder ved anvendelse af tømmer i forsøgsarbejdet er, at der er stor spredning på brudspændingerne. Endvidere kan resultaterne kun dårligt beskrives med normalfordelingen, da der ofte er tale om skæv fordeling. Figur 1 viser to eksempler på fordelingen af bøjningsspændinger. Det bør bemærkes, at de meget høje spændinger for douglas gran kan stamme fra helt knastfrie planker med ubetydelige kosmetiske defekter.



Figur 1. Fordelingsfunktion for bøjningsspændinger. Nordisk nåletræ er 63 x 125 mm hentet fra (4). Douglas gran er 38 x 140 mm hentet fra (8).

Der kræves derfor et stort antal prøvestykker for at beskrive den nedre hale af fordelingen med rimelig nøjagtighed. Det er nemlig denne del, som lægges til grund for udregningen af den karakteristiske styrke, der efter almindelig accepteret praksis er sat lig med 5%-fraktilen. Dette er baggrunden for, at "In-Grade" metoden er baseret på et prøvebelastningsprincip,

således at urimeligt store udgifter til materialeanskaffelse undgås. Prøvebelastningen er fastlagt, så kun de svageste 10-15% af prøveemnerne når brudlasten, hvorved den ønskede hale af fordelingen fastlægges.

Tidsmæssigt er det store prøveantal ligeledes et problem, som mindskes ved at benytte hurtig lastpåføring.

På grund af behovet for mange prøvestykker og fordi man med denne metode kun brækker en brøkdel af disse, blev det fundet hensigtsmæssigt at foretage selve prøvearbejdet på savværkerne. Derfor er der i forbindelse med udviklingen af "In-Grade" metoden fremstillet transportabelt prøveudstyr (5).

For at opnå en rimelig effektivitet i prøvearbejdet må tildanning af prøveemner så vidt mulig undgås.

Udregningen af 5%-fraktilen kan ske ved at ordne de fremkomne brudspændinger fra et forsøg i stigende rækkefølge. Spænding nummer "i" gives fraktilværdien  $F=i/(N+1)$ , hvor N er antallet af prøveemner i forsøget. Den karakteristiske styrke af prøven kan nu fastlægges ved lineær interpolation mellem de 2 spændingsværdier, som har henholdsvis største fraktilværdi under og mindste over  $F=0,05$ .

Sammenfattende kan "In-Grade" metoden karakteriseres ved:

- forsøg med træet i den tilstand det benyttes
- stort antal prøver i hver forsøg
- hurtig påføring af belastningen
- prøvebelastning så de svageste 10-15% af emnerne når brud
- prøvearbejde "i marken"
- tildanning af prøvestykker undgås
- nonparametrisk bestemmelse af 5%-fraktilen.

"In-Grade" metoden repræsenterer en række brud med traditionen indenfor træforskningen. Alle afvigelser er selvsagt undersøgt og dokumentation er fremlagt, som skulle imødegå enhver anke mod metodens anvendelighed (7), (6), (9).

Metoden har selvklart begrænsninger i sammenligning med f. eks. laboratorieforsøg. Et par stykker skal nævnes. Først og fremmest giver man afkald på et kontrolleret miljø, hvorfor man må acceptere at gøre forsøg med brædder, der har forskellig temperatur og fugtindhold. Disse størrelser kan imidlertid måles og kompenseres for, idet laboratorieforsøg har fast-

lagt disse størrelses indflydelse på brudspændingen. Det benyttede prøveudstyr repræsenterer endnu en begrænsning, idet de opnåede målenøjagtigheder nødvendigvis er mindre på maskiner som skal kunne stå for hyppig transport og vekslende vejrlig. Denne beskedne forringelse kompenseres dog af den ujævne effekt, som de store prøvestørrelser giver. Beregninger ved hjælp af en EDB-model viste, at en ikke systematisk fejl på 5% i bestemmelsen af de enkelte spændingsværdier ikke havde nogen målelig effekt på den karakteristiske styrke (8).

#### Canadiske forsøg

Med professor Borg Madsen som ansvarlig leder er "In-Grade" metoden blevet benyttet i et omfattende projekt, som havde til formål at verificere de anvendte styrketal for canadisk nåletræ. Behovet herfor opstod efter man i den canadiske normkomite besluttede at basere bygningsnormerne på sikkerhedsteori ("Limit States Design"). Parallelt hermed var der som følge af en række retssager i U.S.A. begrundet i en sammenstyrtningsulykke rejst tvivl om nøjagtigheden af de offentliggjorte trækstyrker. Det var i den forbindelse ønskeligt at forbedre kendskabet specielt til disse styrketal.

Projektet, som endnu ikke er afsluttet, indeholdt en række forsøg med træ udsat for bøjning eller træk parallelt med fiberretninger. Bøjningsforsøgene var koncentreret om dimensionen 38 x 185 mm, men også adskillige prøver med tværsnit 38 x 90 mm, 38 x 140 mm samt 38 x 235 mm blev undersøgt. Trækforsøgene blev udført med de samme fire dimensioner med hovedvægten lagt på de to mindste tværsnitstørrelser. I den fase af projektet, som skal omtales her, blev ca. 55.000 stykker træ prøvebelastet i bøjning og ca. 25.000 i træk. Dette skete ved hjælp af to hold laboratorieteknikere, som med prøveudstyret besøgte 46 savværker over hele Canada i en periode på 15 måneder.

Bøjningsforsøgene blev udført ved at påføre plankerne en enkeltkraft i hvert trediedelspunkt, således at de to enkeltkræfter angreb på plankernes smalside vinkelret på længderetningen. Spændvidden var 17 gange tværsnitshøjden. Det skal bemærkes, at prøveemnerne blev belastet uden at der blev taget

hensyn til om de alvorligste fejl forekom i træk- eller trykzonen. I trækforsøgene blev alle prøveemnerne uanset dimension belastet over en længde på 3,20 m.

Belastningshastigheden var fastsat, så prøvebelastningen blev nået på ca. 10 sekunder.

Forsøgene omfattede 5 hovedgrupper af nåletræ og fire kvalitetssorteringsklasser. Hovedvægten blev lagt på to klasser SS (Select Structural) og No.2. De to sorteringsklasser svarer nogenlunde til henholdsvis T 300 og uklassificeret konstruktionstræ (9), (3). En enkelt prøve udført på en lokalitet måtte ikke indeholde under 200 stykker træ fra hver af disse klasser.

#### Resultater

Et projekt, som det her beskrevne giver selvfølgelig mangede oplysninger. I det følgende skal fremdrages tre af disse resultater:

#### Forskelle mellem træsorter

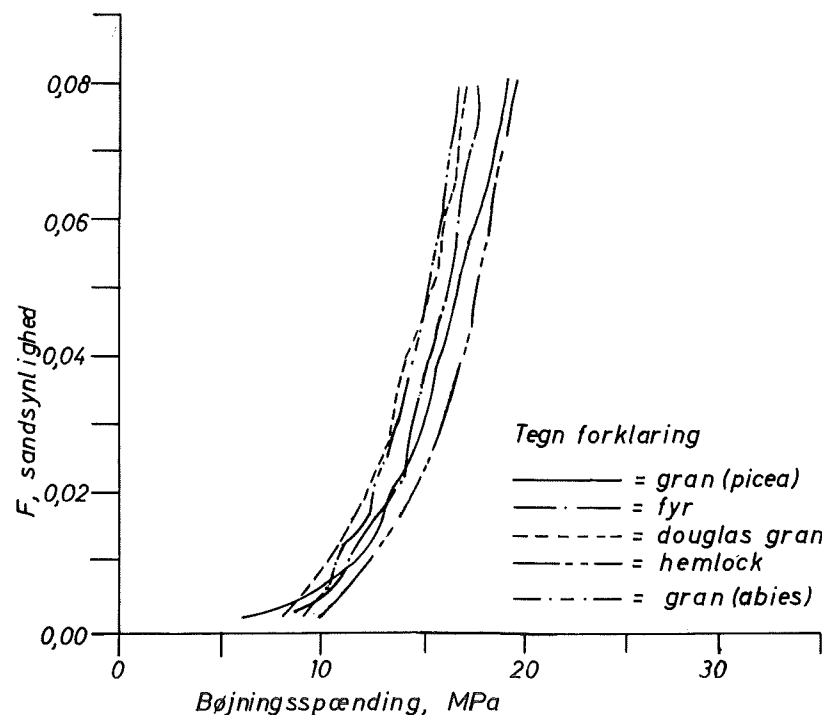
De styrketal, som er fremkommet ved forsøg med fejlfrie prøver, viser en betydelig forskel - op til 45% - mellem forskellige arter af canadiske nåletræer (2).

Der blev derfor udført forsøg med fem hovedarter:

- douglas gran (pseudotsuga menziesii)
- hemlock (tsuga heterophylla)
- gran (picea-gruppen)
- gran (abies-gruppen)
- fyr (pinus-gruppen)

Som det fremgår af figur 2 er der kun ubetydelige forskelle i spændingsfordelingen, når det drejer sig om styrkeklasse No. 2 i bøjning. For klasse SS er noget tilsvarende gældende i bøjning, dog ligger gran (abies) noget under de andre arter. Trækprøverne giver helt tilsvarende resultat. Den karakteristiske styrke er vist i tabel 1.

De fremlagte resultater giver grundlag for at tildele alle de undersøgte træsorter den samme træk- henholdsvis bøjningsstyrke i hver sorteringsklasse. Dette er udnyttet i det følgende, hvor alle arter betragtes samlet.



Figur 2. Den nedre ende af spændingsfordelingen for fem arter canadisk nåletræ med dimension 38 x 185 mm.

Værdier i MPa	klasse SS		klasse No.2	
	bøjn.	træk	bøjn.	træk
douglas	23,2	17,0	14,9	11,1
hemlock	24,3	17,0	17,5	11,3
gran(picea)	21,8	16,0	16,6	11,5
gran(abies)	18,1	13,5	14,8	9,4
fyr	23,0	14,3	15,9	10,1
alle arter	22,6	16,2	15,9	11,0

Tabel 1. Karakteristisk styrke af planker med dimension 38 x 185 mm.

#### Volumeneffekt

Som omtalt, blev der lavet forsøg med fire forskellige dimen-

sioner. Det viste sig, at de mindre dimensioner generelt havde højere styrke end de større. Tabel 2 viser relative styrketal.

Tværsnit i mm	klasse SS		klasse No.2	
	bøjn.	træk	bøjn.	træk
38 x 90	1,26	1,23	1,34	1,13
38 x 140	1,15	1,08	1,15	1,09
38 x 185	1,00	1,00	1,00	1,00
38 x 235	0,84	0,94	0,97	1,07

Tabel 2. Karakteristisk styrke sat i forhold til styrken af 38 x 185. Tallene er fremkommet ved kombination af alle undersøgte træsorter.

Som det fremgår af tabellen er der en næsten lineær sammenhæng mellem tværsnitshøjde og styrke i alle tilfælde. Denne volumeneffekt er tidligere påvist i andre sammenhænge og er medtaget i CIB's forslag til en international trænorm (1).

#### Bøjning-træk-sammenhæng

Under projektet skete det adskillige gange, at der skulle foretages både træk- og bøjningsprøver på samme savværk. I disse tilfælde blev en dobbelt prøve delt fuldstændig tilfældig imellem de to forsøg. Ved beregningen kan man derefter antage, at man har bestemt træk- og bøjningsstyrke for det samme materiale. Sammenhængen mellem de to størrelser fremgår af figur 3. Som det ses, er der stor spredning på resultaterne.

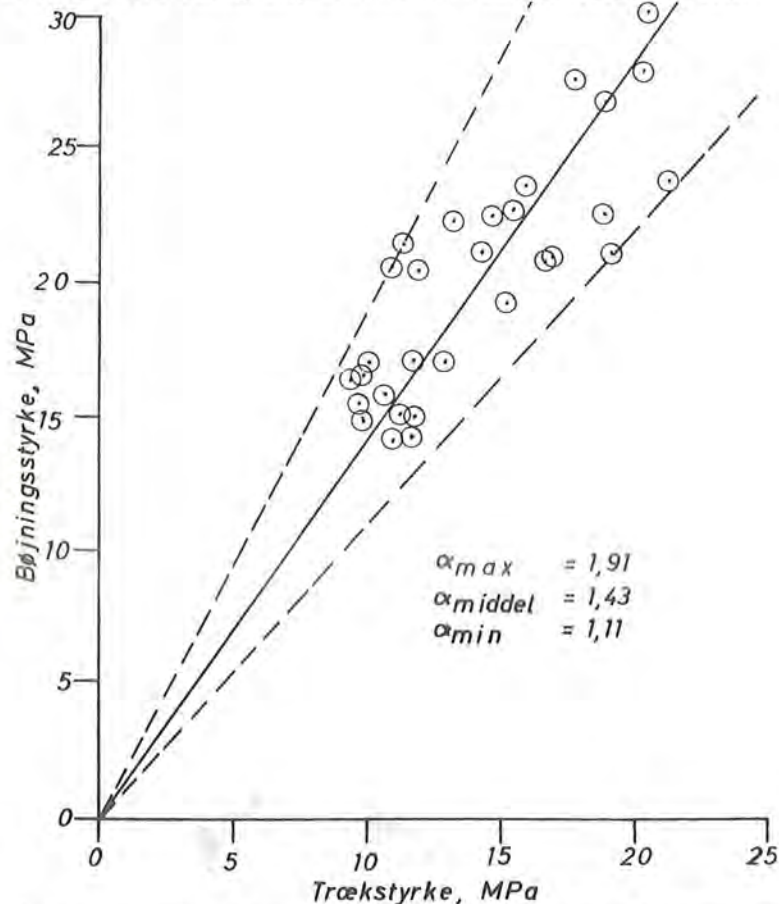
#### Sammenfatning

Det kan herefter konkluderes at:

- "In-Grade" metoden er en praktisk teknik til brug ved fastlæggelse af karakteristiske styrkeværdier.
- De undersøgte nåletræsarter kan klasse for klasse tildeles samme træk - henholdsvis bøjningsstyrke.
- En betydelig volumeneffekt er påvist for såvel bøjnings- som træstyrke.
- Bøjningsstyrken er gennemsnitlig ca. 50% højere end trækstyrken for samme materiale.



Der hersker ingen tvivl om, at den beskrevne forskningsindsats sammen med helt parallelle forsøg i U.S.A., vil være medvirkende til at forbedre det normgrundlag, som i Nordamerika benyttes ved beregning af bærende konstruktioner i træ.



Figur 3. Sammenhængen mellem den karakteristiske træk- og bøjningsstyrke. Alle undersøgte dimensioner, træsorter og sorteringsklasser er medtaget.

#### Litteratur

- (1) "Cib Timber Code", 1978, Working group W18, second draft.
- (2) "Code for Engineering Design of Wood", 1976, CSA Standard 086-1976, Canadian Standards Association.

- (3) "Norm for trækonstruktionen", 1974, Dansk standard DS413, 3. udgave.
- (4) Larsen, H.J. og Riberholt, H., 1972, "Forsøg med uklassificeret konstrukstræ", Afd. for Bærende Konstruktioner, Danmarks Tekniske Højskole, Rapport R31.
- (5) Madsen, B., 1975, "Strength Values for Wood and Limit States Design", Canadian Journal of Civil Engineering, Vol. 2, No. 3.
- (6) -, 1975, "Moisture Content - Strength Relationship for Lumber Subjected to Bending", Canadian Journal of Civil Engineering, Vol. 2, No.4.
- (7) -, 1978, "In-Grade" Testing - Problem Analysis", Forest Products Journal, Vol. 28, No. 4.
- (8) - og Nielsen, P.C., 1978, "Accuracy and Confidence, Computer Simulation", Artikel fremlagt på I.U.F.R.O.'s møde i Vancouver, Canada.
- (9) Spencer, R.A., 1978, "Rate of Loading Effect in Bending for Douglas Fir Lumber", Artikel præsenteret på First Wood Fracture Conference i Banff, Canada.
- (10) "Standard Grading Rules for Canadian Lumber", 1970, National Lumber Grades Authority, Vancouver, Canada.
- (11) Warren, W.G., 1975, "Sampling Strategies for Destructive Tests", Wood and Fiber, Vol.7, No.3.

-----  
Ytbehandling av trä - mål och medel  
-----

Civ.ing. Bengt Lindberg, Nordiska Institutet för Färgforskning  
2100 Köpenhamn, Danmark

### 1. Träets egenskaper i relation till ytbehandling

Trä är en heterogen materialgrupp då det finns en mängd olika träsorter och trä används i många olika sammanhang såsom t.ex. byggnadsmaterial in- och utvändigt och som material för tillverkning av möbler, golv och inredningssnickerier. Vanligtvis utföres en eller annan form av ytbehandling såsom målning eller lackering av den färdiga träkonstruktionen. Härvid är det viktigt att känna till de faktorer hos träunderlaget som är av betydelse eller som kan påverka en ytbehandling. I det följande kommer främst synpunkter på utvändigt ytbehandling av trä att presenteras, då detta anknyter till symposiets ämneområde "träbeskyttelse". Ytbehandlingens funktion är förutom att försköna träet att ge det en längre hållbarhet/livslängd.

#### 1.1 Trä och fukt

Trä är ett material med stor porositet; för gran och fur är den ca. 70 vol %. Porositeten medför att trä kan upptaga stora mängder vatten. Man talar om träets fuktkvot (vikt % vatten på torr trävikt). Vattnet upptages i träets cellväggar och cellhålrum. Vid fuktjämvikt med 100 % RH innehåller barrträ ca. 25 vikt % vatten.

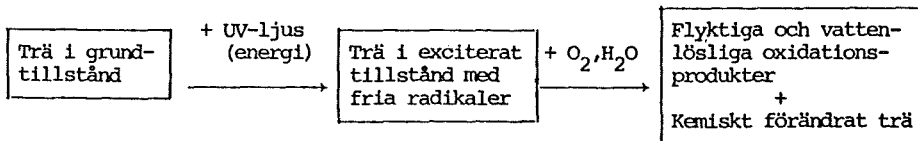
Inom det hygroskopiska området (0-100 % RH) inlagras vattnet i cellväggarna. Den s.k. fibermättnadspunkten uppnås då cellväggarna är helt mätade med vatten, men att cellhålrummen fortfarande är ofyllda. De fuktbehandlingade rörelserna hos trä som svällning och krympning sker då vatten upptages eller avgår i cellväggarna. Fuktändringarna påverkas starkt av träets heterogena uppbyggnad. Rörelserna är störst i tangentiell riktning, mindre i radiell riktning och minst i fiberriktningen. Krympningen i de tre riktningarna för några olika träslag framgår av TAB. 1.

Eftersom de fuktbetingade längdändringarna hos trä är mycket stora är det viktigt, att träet står ungefär i jämvikt med luftfuktigheten i den aktuella användningsmiljön. Alltför stora rörelser i träet medför att ett påfört färgskikt lätt spricker. En hög fukthalt i träet medför dessutom, att färgskiktets vidhäftning försämras. Det skall här noteras, att lokalt kan stor fuktsvällning ske i träet p.g.a. olika svällning i höst- och vårveden. Det är typiskt att sprickbildning och avflagnig av färgskikt följer träets åldring. För barrträd gäller att höstveden (sommarveden) sväller mer än vårveden och sprickbildningen i färgskiktet börjar i gränzonen höst/vårved (1). Då höstveden sväller mer än vårveden kommer färgskiktet i första hand att flagna av på de partier som utgöres av höstved. En tumregel är att målningssproblem kan uppstå om målning utföres på trä med högre fukthalt än 25 %.

### 1.2 Väderbeständighet (UV-ljus/vatten)

Trämateriels väderbeständighet är av stort intresse i samband med ytbehandling, eftersom dess uppgift är att skydda träet mot "väder och vind". Av solljusets totala spektralområde på 290-3000 nm ligger det synliga ljuset mellan 400-700 nm och det energirika UV-området mellan 290-400 nm. Trä utsatt för väderpåverkan förändras i kulör och ytstruktur (fiberlossning, erosion, sprickbildning m.m.).

Den första åldringseffekten är en kulörförändring. Mörka träsorter blir ljusare medan ljusa sorter mörknar. Efter ytterligare påverkan övergår träet till en brunaktig färgton och blir slutligen närmast ljusgrå, som blir alltmer mörkgrå under inverkan av naturlig nedsmutsning (smuts-partiklar, mörka biologiska angrepp). Trämaterialets fotokemiska nedbrytning katalyseras av solens energirika UV-ljus. Det är främst ligninet och cellulosan i träet som nedbrytes. De bildade nedbrytningsprodukterna är delvis vattenlösliga och utlakas av regnvattnet. Den porösa vårveden nedbrytes fortare än höstveden. Härigenom uppstår den typiska "tvättbrädeeffekten", som är särskilt framträdande för radiellt sågat trä. Nedbrytningsmekanismen är mycket komplicerad men kan schematiskt beskrivas:



Studier med elektronspinnresonans har visat att peroxider, hydroperoxider och alkoxyradikaler bildas som nedbrytningsprodukter.

Den maximala påverkan av UV-ljus anses ligga inom spektralområdet 305-355 nm. Alla träsorter nedbrytes vid utomhuspåverkan, dock i någon olika grad. Skillnader föreligger bl.a. vad angår graden av sprickbildning och yterosion. Skandinavisk gran och furu besitter relativt dålig väderbeständighet, varför en skyddande ytbehandling är betydelsefull.

Några allmänna riktlinjer för ytskydd mot väderpåverkan är:

- 1) Ytskiktet bör ha en passande låg fuktpermeabilitet (både mot vattenånga och fritt vatten) för att förhindra alltför stora rörelser som kan orsaka sprickbildning i träet.
- 2) Färgskiktet måste vara tillräckligt elastiskt i förhållande till träets fuktbetingade rörelser (OBS! lokal svällning i höstveden).
- 3) Ytskiktet bör inte försprödas i alltför hög grad under inverkan av solens UV-ljus och regnvatten.
- 4) Färgskiktet bör vara pigmenterat för att förhindra att skadlig UV-strålning tränger ned till träunderlaget.
- 5) Ytskiktet bör besitta tillräcklig fungicid verkan för att förhindra mikrobiologiskt angrepp i träets ytområde eller på själva ytskiktet.

### 1.3 Biologiskt angrepp

Ett flertal mikroorganismer men också vissa insekter angriper och förstör trämaterial. Olika typer av bakterier kan angripa trä och då speciellt splintveden. Bakterieangrepp kan normalt inte ses på träytan, men yttrar sig i ökande porositet.

De allvarligaste biologiska angreppen på trä orsakas av träförstörande svampar (rötsvampar). Vidare finns blånadssvampar, som inte nedbryter träfibrerna men förorsakar missfärgning i form av "blånad". Det är främst furuträ som angripes av blånadssvamp.

Rötsvamparna finns i många arter och tillhör familjen Basidiomycetes. Den skadligaste rötsvampen är den äkta hussvampen som orsakar brunröta. För att svampen skall vara starkt aktiv fodras en fuktkvot på ca. 30% (ungefär fibermättnadspunkten). Svampen kan dock vara aktiv ända ned vid en fuktkvot på 17 %, eftersom den själv bildar vatten då den angriper träets cellulosa.

Beroende på de rent mekaniska egenskaperna hos rötskadat virke talar man om faströta, lösröta och mjukröta. För att undgå angrepp av rötsvampar är huvuduppgiften för en ytbehandling att påverka trädets fuktupptagning och uttorkning så att fukthalten i träet inte överstiger ca. 20 % under någon längre tidsperiod. Vatteninträngningen av fritt vatten i form av regn, kondensvatten och avrinningsvatten bör således vara liten medan vattenångdiffusionen bör vara så stor att eventuellt upptaget eller inneslutet vatten i träet skall kunna avdunsta (uttorka) någorlunda snabbt utan att torksprickor för den skull uppstår (2).

## 2 Ytbehandlingsprodukter til utvändigt trä

### 2.1 Träytan

I det följande behandlas utvändig målning på platsen av tidigare ej målat trä. Det trämaterial som skall målas kan besitta mycket varierande ytkaraktär beroende på trädets växt, utsågning och mekaniska bearbetning. Träytan kan besitta en ytstruktur erhållen genom t.ex. sågning, hyvling eller putsning. Färgåtgången är naturligt större på en träyta med grov struktur som grovsågat virke jämfört med hyvlat trä. Den större färgåtgången och förhållandet att färgen får bättre fäste i en "uppruggad" sågad träyta gör att man kan räkna med en längre livslängd för ytbehandlingen.

I allt större omfattning förekommer att trä är kemiskt förbehandlat mot röta. Sådana kemiska förbehandlingsprodukter kan orsaka problem för en efterföljande målningsbehandling. Vacuumimpregnering innebär att en svampdödande (fungicid) olja eller oljealkyd i ett lösningsmedel (vanligtvis lacknafta) pressas in i träet. Ett eventuellt överskott av olja/alkyd kan förorsaka dålig vidhäftning hos ett färgskikt. Vidhäftningsproblem har i vissa fall konstaterats med de moderna vattenbaserade latexprodukterna. Alkydprodukter är i mindre grad utsatt för detta problem.

### 2.2 Grundningsmedel

Till utomhusmålning på bårt trä förgrundas ofta med en fungicid grundningsolja, som har god inträngningsförmåga. En sådan grundningsolja tränger ned några mm i träet och förhindrar uppkomst av blånad, gör träet mer fuktstabil och utjämnar variationer i trädets sugning för en efterföljande behandling. Grundningsoljan är vanligtvis baserad på någon torkande vegetabilisk olja (t.ex. linolja) med tillsats av "fet" alkyd upp-

löst i lacknafta och liknar härvid den vätska som används vid vacuumimpregnering.

Som alternativ till grundningsolja kan användas färglös trälasyr eller som man ofta gör i Sverige en pigmenterad "fet" alkydfärg tillsatt fungicid. (Användning av färglös grundningsolja är typiskt för Danmark).

### 2.3 Klarlacker

Jämfört med grundningsoljor så ger klarlacker en viss filmbildning uppe på träytan. Detta beror på högre molekylvikt hos bindemedlet, högre torrhalt och därmed högre viskositet vilket tillsammans minskar produktens inträngning i trä. Klarlacker håller inte på trä utomhus, eftersom dessa släpper igenom solens UV-ljus ned till träunderlaget som härigenom blir nedbrutet och lackskiktet förlorar vidhäftningen. Ett undantag utgör båtfermisa men i detta fall påföres ofta flera skikt lack som ger ökad UV-absorption och de flesta båtägare accepterar ett ofta återkommande underhållsarbete.

Klarlacker på trä används främst inomhus och då till lackering av trägolv.

### 2.4 Laserande behandlingar

Under senare år har i Sverige laserande behandlingar (trälasyrer) vunnit ökad marknad; delvis beroende på den stora andelen nyproducerade småhus. Med en laserande behandling framträder trädets naturliga åldring och ytstruktur. Laserings-effekten kan uppnås genom att använda mikroniserade eller transparenta pigment i en bindemedelslösning i förhållandevis låg koncentration (t.ex. 1-3 %). Särskilt väder- och ljusbeständiga pigment som oorganiska järnoxider och Carbon Black används i trälasyrer.

Två huvudtyper av trälasyrer finns idag på den Skandinaviska marknaden nämligen den äldre alkydtypen och den nyare vattenbaserade akrylat-typen. Jämfört med täckfärger är viskositet och torrhalt förhållandevis låg för att viss inträngning i träet skall erhållas, vilket också gynnar den laserande effekten.

Alkydbaserade trälasyrer tränger bättre in i träet än akrylatbaserade, vilket beror på att alkyden är upplöst i molekylär form i lacknafta medan akrylat-typen som bindemedel har en latexdispersion (små latexpartiklar = "plastkulor" dispergerade i vatten).

Akrylatbaserade trälasyrer besitter mycket god väderbeständighet och får i detta avseende anses vara bättre än alkydprodukter. Akrylatlasyrer kan å andra sidan vålla större underhållsproblem, eftersom färgrester av denna utgöres av en relativt elastisk, seg film, som kan vara svår att avlägsna mekaniskt. Alkydlasyrer åldras däremot mer likartat över hela ytan och bildar med tiden en spröd film med mikrokrackelering, som är lätt att avlägsna med en stålborste.

Trälasyrer bildar en film med ringa skiktjocklek och eroderar där för bort efter relativt kort tid jämfört med heltäckande färgtyper. Vanligtvis får man räkna med ett återkommande underhåll med 2-4 års intervall beroende på hur utsatt träet är. På slitthyvlat trä ger alkydbaserade produkter det bästa utseendet medan på mer ojämnt träunderlag (t. ex. sågad yta) kan med fördel användas de mer väderbeständiga akrylatbaserade trälasyrerna.

## 2.5 Täckande färger

Fördelen med täckande (högpigmenterade) färger är att träunderlaget helt skyddas mot nedbrytning av solljusets UV-strålning. Förr användes till träverk i stor utsträckning oljefärg, vanligtvis baserad på linolja. Ren oljefärg besitter nackdelar som lång torktid, gulnar samt försprödas (krackelrar) kraftigt under inverkan av solens UV-ljus.

Rena oljefärger har idag nästan helt ersatts av alkydfärgerna, som består av ett alkydharts mjukgjort med en vegetabiliskt torkande olja. Beroende på mängd och typ av torkande olja kan egenskaper som torktid, elasticitet och UV-beständighet påverkas. Alkydfärgerna har den fördelen, att de kan förhindra genomslag av missfärgande produkter från träet som t.ex. hartsutsvettning från kvistar. Av denna anledning och tack vare god vidhäftningsförmåga används alkydfärger ofta som grundfärg i ett ytbehandlingssystem.

Den färgtyp som vunnit allt större uppskattning och popularitet är akrylatlatexfärgerna, som idag i hög grad ersatt alkydfärgerna speciellt vid målning av träfasader. Denna färgtyp besitter en mängd goda egenskaper som god väderbeständighet, god vidhäftning, god elasticitet och är lätt att påföra. Färgen torkar snabbt, är miljövänlig och målningsredskap, kan rengöras med vatten. Tack vare sina goda egenskaper anges (utlovas) för akrylatlatexfärg hållbarhet ända upp till 10 år som fasadfärg på trä. Akrylatlatexfärg används också idag i stor omfattning som

om- och reparationsmålningsfärg

En annan färgtyp som används utomhus på trä är tvåkomponent polyuretanlackfärg. Färgen används bl.a. vid industriell lackering av träfönster. Färgskiktet är fuktigtätt och relativt oelastiskt, vilket innebär att färgskiktet inte tål alltför stora fuktbetingade rörelser i träet. Genom sin täthet förhindras dock i hög grad sådana rörelser. Väderbeständigheten är mycket god vad anser t.ex. glans och kritningsbeständighet (gäller alifatisk typ). Ett problem med färgen kan vara underhållsmålning, eftersom den hårda, glatta färgytan måste mattslipas och lös färg måste avskrapas före ommålning. Slutligen skall omtalas "Falu" rödfärg, som kan förekomma i många receptvarianter men typiskt för dem alla är att de innehåller ett rött järnoxidpigment. Beroende på bindemedelsval erhålles varierande utomhusbeständighet. Karakteristiskt är att färgen borteroderar relativt snabbt under inverkan av "väder och vind" samt att den har relativt stor tendens till avsmetning (kan dock förbättras genom tillsats av latexbindemedel).

En omfattande undersökning av olika färgtypers hållbarhet utomhus har genomförts av Teknologisk Institut i Köpenhamn (3), där Nordiska Institutet för Färgforskning (NIF) medverkat genom framtagning av karakteristiska modellfärger.

TAB.1. Krympning hos olika träslag från fuktmättat till helt uttorkat tillstånd.

Träslag	Krympning %			
	Tangentiellt	Radiellt	Fiberriktning	Volym
Ask	8,0	5,0	0,2	13,2
Björk	7,8	5,3	0,6	13,7
Bok	11,8	5,8	0,3	17,9
Ek	7,8	4,0	0,4	12,2
Furu	7,7	4,0	0,4	12,1
Gran	7,8	3,6	0,3	11,9
Mahogny	5,1	3,2	0,3	8,6
Gabon	6,6	4,1	0,2	10,9
Teak	5,8	3,0	0,6	9,4



Litteraturreferenser

1. Miniutti, V.P. Properties of softwoods that affect the performance of exterior paints.- Official Digest Vol. 35, No 460, May 1963 p. 451.
2. Nilsson, E., Lindberg, B. Ytbehandling av trä. Del 3: Fukt-trä-färgskikt. Nordiska Institutet för Färgforskning; T 7-78 M. Köpenhamn.
3. Svane, P. Behandling og vedligeholdelse af udvendige træmaterialer. Del II og III (den senere under udgivning). Teknologisk Institut Overfladebehandling; 1977-79. Köpenhamn (Tåstrup).

---

 Renovering af facader
 

---

Civilingeniør Knud Prebensen, Cowiconsult, Rådgivende Ingeniører AS  
Virum, Danmark

Træ mishandles ofte i moderne byggeri - i alle tilfælde i Danmark. Det ser ud til, at en hel del af den viden, som har ført til, at træ har været et foretrukket bygningsmateriale igennem mange århundreder er gået i glemmebogen. Hovedreglen er, at bygningstræ på passende måde skal skærmes mod klimatiske påvirkninger, der kan medføre opfugtning af træet. Træ skal beskyttes ved konstruktivt rigtige detaljer, ikke alene ved hjælp af kemiske imprægneringsmidler, overfladebehandling m.m, disse metoder bør kun benyttes som et supplement til den konstruktive træbeskyttelse.

Slagregn

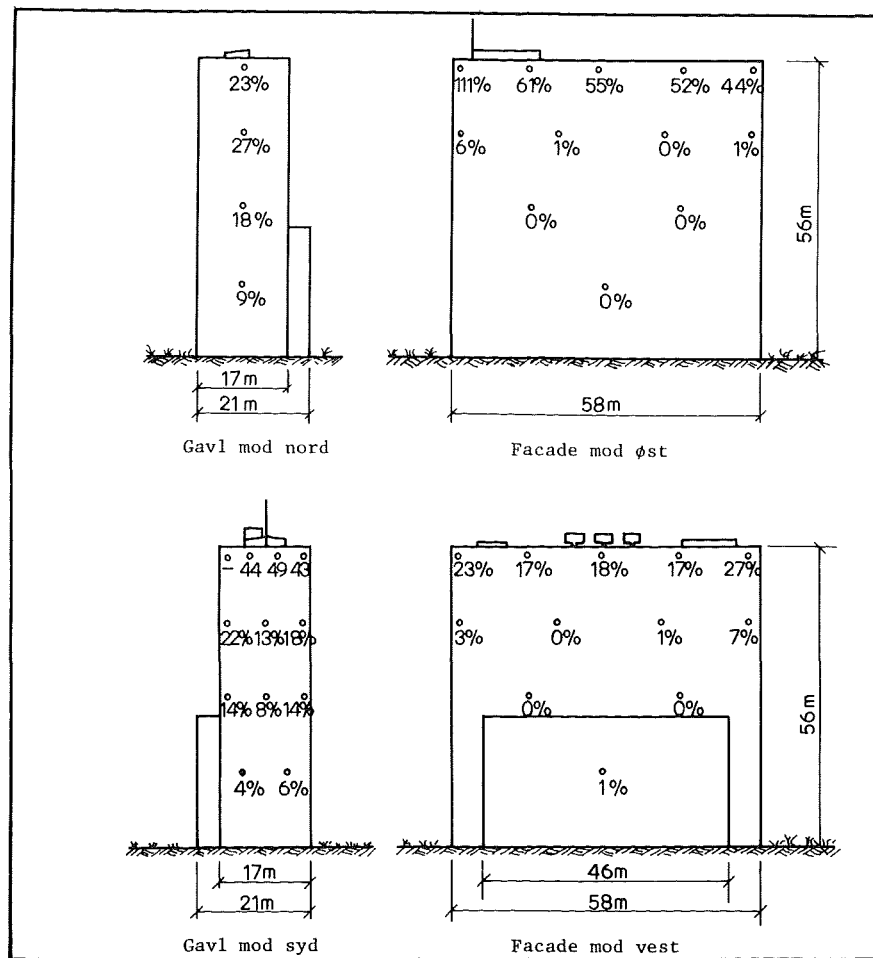
Facadeproblemer i en række etageboliger viser det generelle billede, at de øverste etager er hårdest ramt af følgevirkningerne fra slagregn, dvs. vandindtrængning i boliger og i facadeelementer ofte med svampeangreb til følge.

I Norge og Sverige samt England og Scotland er der udført en række praktiske og teoretiske undersøgelser af slagregnsproblematikken. Det er nødvendigt at kende vandpåvirkninger, som facader udsættes for i form af slagregn, og i form af vandstrømme, og derfor bør disse undersøgelser anvendes af de rådgivende teknikere både ved projektering af nye bygninger og ved udbedringer af bl.a. vinduesdetaljer.

Udover problemerne med utilsigtet vandindtrængning i fuger, revner og samlinger er der et andet problem, der dog er mere æstetisk end konstruktivt, nemlig tilsmudsning og den uregelmæssige "afvaskning" af facaderne, som regnvandet forårsager (1).

Kendskab til vandets bevægelser kan resultere i en facade, der ældes med værdighed!

For at give et indtryk af slagregnsfordelingen på en facade gengives på figur 1 resultatet af en undersøgelse foretaget af det svenske Statens Institut for Byggnadsforskning (2).



Figur 1.

Gengivelse af tegning i "Snow Loads, Driving Rain and Building Design" (2), som viser hvilken slagregnsmængde, der rammer områder af en facade i relation til slagregnen i et uforstyrret område.

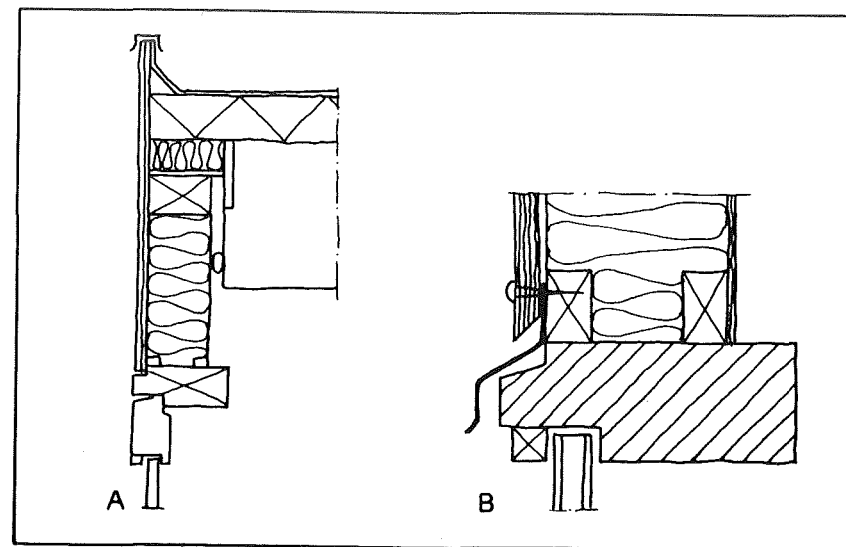
Mange bygningsmaterialer er i stand til at absorbere, opsamle og opbevare betydelige mængder fugt. En stor del af disse vandansamlinger forsvinder fra overfladerne ved fordampning.

Vand, der strømmer ned over en facade, møder forhindringer af vidt forskellig størrelse, der ændrer strømningsretningen. I mange tilfælde fjernes vandet fra facaden og falder herefter frit, selv små fremspring er således i stand til at aflede op mod 50% af en hurtigt løbende vandmængde. Dette er naturligvis under forudsætning af, at fremspringene er udført på en fornuftig måde. (3).

#### Stern og tagudhæng

En stor del (alt for stor!) af moderne dansk byggeri er kendetegnet ved, at tagfladen går direkte over i vægkonstruktionen, f.eks. som vist på figur 2.

Et beskyttende tagudhæng på det område af facaden, der er hårdest belastet, nemlig den øverste del, ville naturligvis have haft en gunstig virkning. Det skal nemlig bemærkes, at slagregnspåvirkningen, som illustreret på figur 1, er ret uafhængig af, om der er tale om et 1, 2 eller 16 etagers hus!



Figur 2.

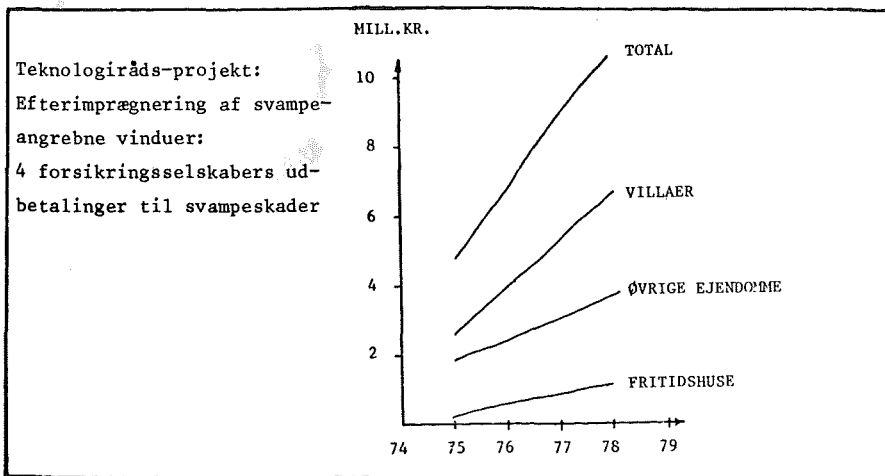
I det viste tilfælde, hvor man ønskede at operere med en højere stern end den, der kan klares af et 6-7" brædt, og derfor valgte krydsfiner, kunne man efter 8-10 år konstatere meget kraftige svampeangreb i sternen. Helt galt går det naturligvis, såfremt det regnvand, der løber ned over sternen, kan opsamles af det bag sternen liggende afdækningspapir, der ved en fejltagelse ikke er afskåret ved stjernens underkant. Krydsfinerens nedadvendende side er ikke smigskåret og kantforseglet, resultatet er, at det regnvand, der løber ned ad sternen, suges op i endetræet med heraf følgende risiko for svampeangreb.

Såfremt sternen havde været afskåret under 45° på undersiden, såfremt det nedadvendende træ havde været kantforseglet f.eks. med akryl-maling efter en omhyggelig grundning, og såfremt der havde været lavet en inddækning (se figur 2b), havde ikke blot problemerne vedrørende sternen været løst, men der havde været stor sandsylighed for, at fugtbelastningen på de underliggende vinduespartier havde været formindsket så kraftigt, at svampeangreb i vinduerne heller ikke havde fundet sted.

#### Hvad koster svampeskader samfundet

Eftersom en stor del af landets ejendomme er svampforsikrede, kan udgifterne i forbindelse med svampeskader belyses gennem de udbetalte forsikringsbeløb.

I forbindelse med en analyse, vi har foretaget, har vi fra fire forsikrings-selskaber fået oplyst de alarmerende tal, der vises på figur 3, alarmerende på grund af den store stigning, der er sket, en fordobling af udgifterne på godt 3 år.



Figur 3.

En kontakt til 22 større boligselskaber viser tilsvarende, at de seneste år har vist en stigning, specielt af svampeangreb i facader, ikke mindst i forbindelse med indadgående vinduer.

#### Vinduer - specielt indadgående

En del eksempler på fejlagtigt konstruerede facader kan findes i den store Brøndby Strand-bebyggelse i Københavns omegn, som omfatter 2.850 lejligheder i 2, 4 og 16 etagers blokke, men det understreges, at tilsvarende problemer findes i adskillige andre boligbebyggelser m.m.

For et års tid siden fik jeg overdraget opgaven at forestå en forundersøgelse af årsagerne til et stort antal angreb af svampen, Tømmerkorkhat, i facaderne samt fremkomme med forslag til udbedringer af skaderne.

Skadesomfanget er stærkt stigende fra den nyeste del af bebyggelsen, som er ca 5 år gammel, til den ældste del, som er ca 9 år. De øverste lejligheder i de 4 etages blokke er de mest angrebne.

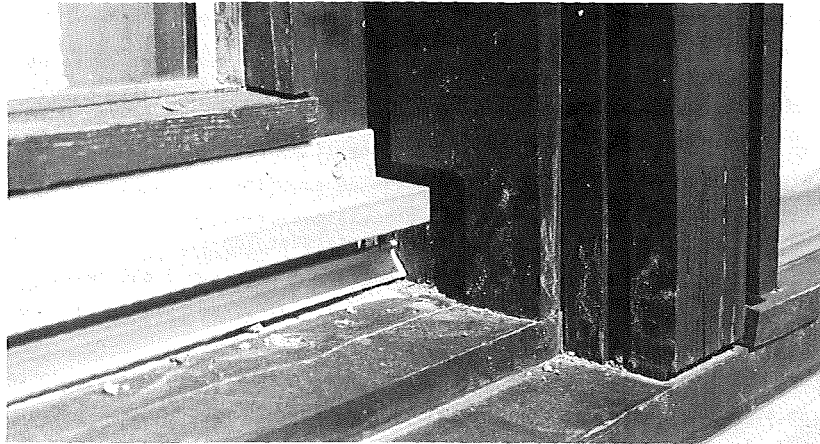
Under forundersøgelsen, som skete i nært samarbejde med specialister fra Danmarks tekniske Højskole, Statens Byggeforsknings Institut og Teknologisk Institut, var der rig lejlighed til at gå i dybden for at finde årsager, bl.a. har vi ladet udføre afprøvninger i regnmaskinen på SBI og Statsprøveanstalten af 2 facadeelementer, efter at der var udført de afhjælpningsarbejder, som vi fandt nødvendige.

Assistance er endvidere ydet fra Norsk Byggeforsknings Institut samt Chalmers Techniska Högskole, Göteborg. Drøftelserne i denne forbindelse har afsløret, at nedbrydning af facader ikke kun er et dansk problem (5).

Lad os se lidt på skadesårsagerne.

Der er tale om indadgående vinduer, som stort set er fabrikeret på samme måde, som man tidligere fabrikerede de væsentligt bedre beskyttede udadgående vinduer, hvor vinduesrammen jo normalt ligger helt fremme ved karmens yderside, og ikke som ved de indadgående vinduer, hvor en stor del af træværket og dermed samlingerne er udsat for vind og vejr (figur 4).

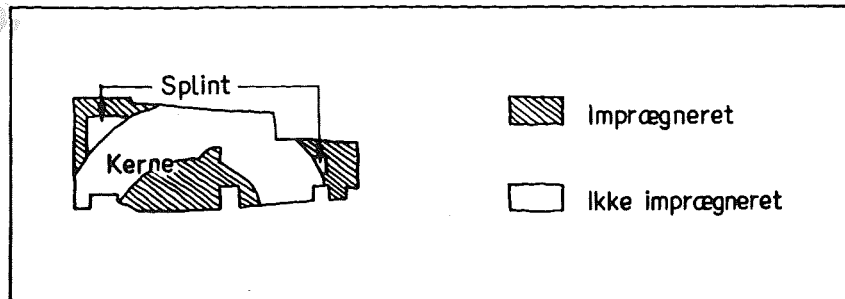
Regnvand trænger ind igennem de revner og åbninger, der uundgåeligt opstår i træet på grund af træets naturlige bevægelser i takt med de klimatiske påvirkninger, specielt når samlinger mellem lodpost og bundkarm ikke udføres tilstrækkeligt tætte.



Figur 4.

#### Trykimprægning af vinduestræ

Det er interessant at bemærke, at alt karmtræet (bortset fra de meget udsatte påforingslister) er udført af trykimprægneret træ, men dette har ikke medført den forventede beskyttelse, idet imprægneringen er foretaget før forarbejdningen af træet med det resultat, at en del uimprægneret kernetræ er blevet fritlagt ved forarbejdningen. Desuden er dele af splinten ikke blevet imprægneret, formodentlig fordi træets fugtighedsprocent har været for høj ved imprægneringen.



Figur 5.

Også den uimprægnerede kerne er i mange tilfælde blotlagt ved forarbejdningen. Arbejdet er udført på et tidspunkt, hvor Dansk Standard, DS 2122, der fastsætter de nærmere regler for trykimprægning af træ, ikke var trådt i kraft (figur 5).

#### Samlinger

De limede samlinger i elementerne skal udføres tilstrækkelig godt og tætte. Det er væsentligt, at samlingen ikke kun fikses af limen, der skal ved hjælp af skruer, stjernesøm eller dyvler skabes en mekanisk forbindelse mellem træemnerne.

#### Træet i vindueskonstruktioner

Følgende krav skal stilles til en fornuftig vindueskonstruktion:

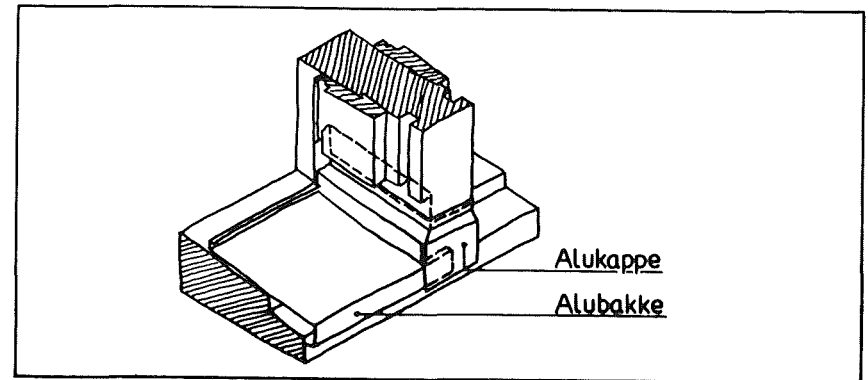
1. trækvaliteten skal være tilstrækkelig god, f.eks. jfr. tekniske bestemmelser for Dansk Vindueskontrol, Teknologisk Institut
2. træet skal være marvfrit
3. retsiden (siden mod marven) vendes "mod lyset"
4. træbeskyttelse sker efter forarbejdning og afkortning
5. samlinger udføres tætte og limes med en udfyldende WBP-lim
6. overfladebehandling tillægges stor betydning, akrylmaling bør foretrækkes.

#### Udbedring i Brøndby Strand

Der udføres en grundig malerbehandling af facadepartierne. Termoruder i vinduer og døre eftergås, opretninger og topforseglinger foretages.

De hårdest angrebne trækomponenter udskiftes.

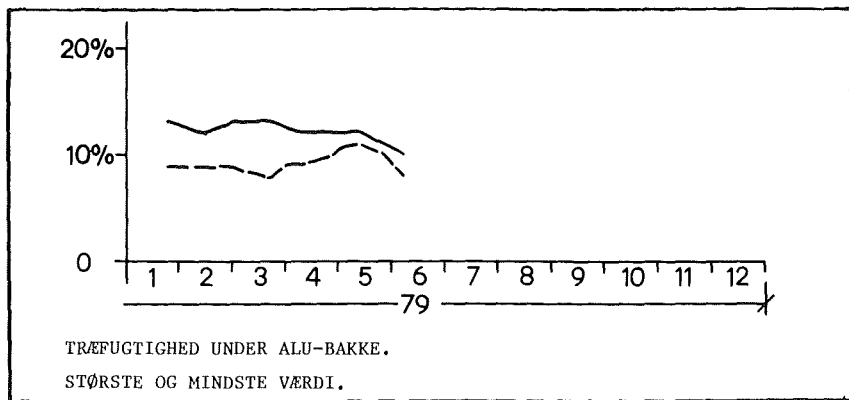
Det nye træ, der anvendes, er foreskrevet Dry-Vac-imprægneret efter forarbejdning. Denne metode benyttes ikke mindst af hensyn til de afsluttende overfladebehandlinger med akrylplastmaling, som f.eks. ikke kan udføres på nyt vakuum-imprægneret træ.



Figur 6

På de udsatte lodposte og bundkarme udføres en konstruktiv beskyttelse med en afdækkende aluminiumsbakke. Desuden monteres nye alu-glaslister i bunden af vinduer, herved sikres en god ventilations- og drænvirkning under termoruderne (figur 6.).

For at undersøge, om aluminiumsbakken på nogen måde skulle have en negativ effekt overfor det underliggende træ, er der i en del tilfælde indboret målerondeller i bundkarmen, og i en forsøgsperiode føres kontrol med træfugtighed og temperatur (figur 7.).



Figur 7.

#### Efter-imprægning

I samarbejde med Teknologisk Institut (cand.silv.E.Borsholt, Træbeskyttelseslaboratoriet) og lektor Preben Hoffmeyer, Laboratoriet for bygningsmaterialer, Danmarks tekniske Højskole, foretager Cowiconsult et større undersøgelsesarbejde på baggrund af en Teknologiråds-bevilling for at finde frem til hvilke efterimprægneringsmetoder, der er mest hensigtsmæssige.

Ved efterimprægning er det muligt dels at standse igangværende mindre svampeangreb, dels at beskytte potentielle skadesteder og dermed minimere udskiftning f.eks. af vindustræ. Blandt mulige metoder er to udvalgt og benyttet i forbindelse med renoveringen af skaderne i Brøndby Strand-bebyggelsen. Begge metoder er udviklet således, at de kan udføres i enkle arbejdsoperationer med et let, handy udstyr. Indsætning af boroxyd-stænger, som i forbindelse med fugt omdannes til svampedræbende borsyre, og injektion af en svampedræbende væske er begge metoder, som forventes at yde den tilsigtede beskyttelse.

Boroxidets omdannelse til borsyre forudsætter en for snedkeremner relativ høj træfugtighed - over fibermætningspunktet. Af fordele skal nævnes, at det er muligt at placere relativt store mængder aktivt stof i hvert hul, hvorfra det spredes ud i det omgivende træ ved diffusion. Metoden indebærer tilsyneladende ingen risici for hverken de udøvende, beboerne eller i forbindelse med efterfølgende overfladebehandling. - Borvand blev tidligere anvendt til øjenbadning.

Ved tryk-injektionsmetoden tilføres træet en svampedræbende væske under 7-10 bar gennem en isat kontraventil. - I Brøndby Strand er benyttet en fungicid-grundingsolie (TTU, klasse C). Imidlertid foreligger flere andre potentielle væsker. Metoden forudsætter, at træet er relativt tørt, max. 25%, på behandlingstidspunktet, og formålet er en øjeblikkelig standsning af igangværende svampeangreb og en forebyggende beskyttelse. Valg af væske og dermed aktivt stof er en balance mellem acceptable svamegifte og miljøhensyn samt evt. bivirkninger i grænseflader til andre stoffer f.eks. overfladebehandling og fugemasser. - I dette arbejde har Gori, Kolding, Skadedyrcentralen, Esbjerg, Firmaet Kai R.Spangenberg, Hørsholm, og en række udenlandske firmaer og institutioner assisteret.

Der var på forhånd tvivl om mulighederne for at styre væsken ved tryk-injektionsmetoden, specielt under hensyn til bohave m.m., men i praksis har der ikke været problemer hermed. Arbejdet udføres af specialuddannede hold på 2 mand. Tryk-injektionerne ved vinduerne foretages som vist på figur 8, der kan indpresses 40-50 ml væske pr kontraventil.

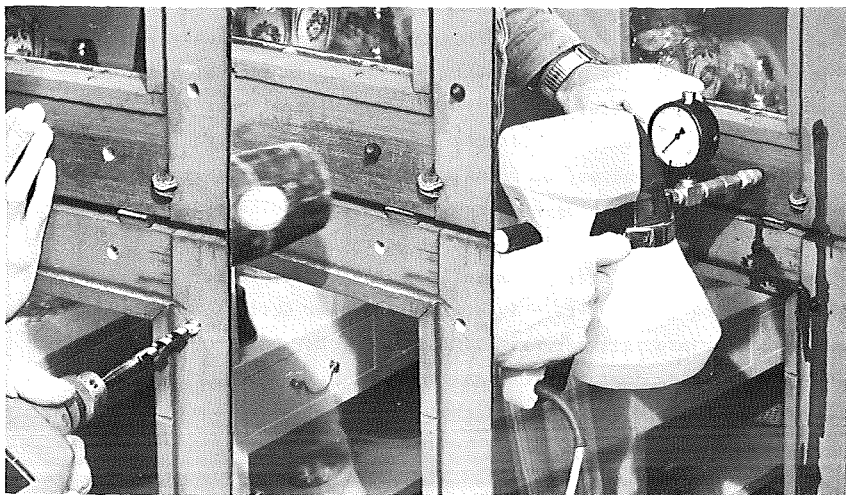
Det koster i øjeblikket ca 15 kr pr tryk-injektion, hvilket vil sige, at et vindue kan efterimprægneres for ca 60 kr. Prisen vil dog afhænge stærkt af adgangsforhold (stige, stillads) el-forsyning m.m. - Såfremt der senere måtte være ønske om en supplerende injektion, kan de efterladte kontraventiler atter benyttes.

Eksakte oplysninger om de to metoders evne til at udbrede fungiciderne i træet kan ikke angives generelt. Borsyrens diffusion er proportional med træets aktuelle fugtighed (frit vand) og temperatur. Den nødvendige mængde beregnes på basis af ca 6 kg borsyre/m<sup>3</sup> træ (1 kg boroxid omdannes til ca 1,8 kg borsyre) og indsættes omkring skadestedet. Tilsvarende kan den nødvendige mængde af et fungicid opløst i væske kalkuleres under hensyntagen til, at behandlingen ikke alene skal være forebyggende men også bekæmpende. Imidlertid vil den væskemængde, der kan indsprøjtes gennem den enkelte kontraventil afhænge af træets tørhed og af dets permeabilitet. Træ an-



grebet af bakterier evt. et let svampeangreb er mere gennemtrængeligt end sundt træ. Med den rigtige placering af kontraventilen vil væsken fortrinsvis søge hen til det "syge" område og give den ønskede effekt.

De seneste års iagttagne svampeskader på nyere bygningskomponenter af træ må forventes at medføre en hastigere udvikling af efter-imprægneringsteknik til reduktion af skadernes økonomiske omfang.



Huller bores      Kontraventil isættes      Indsprøjtning foretages

Figur 8.

#### Økonomi

I Brøndby Strand-bebyggelsen er de økonomiske konsekvenser af en hel eller delvis "indpakning" af vindustræet undersøgt, idet der er sammenlignet 3 muligheder:

- ingen inddækning, men vedligeholdelse hvert 5. år
- inddækning af bundkarm med alu-bakke ved gående vinduer og vedligeholdelse af øvrigt træværk hvert 8. år
- totalinddækning omkring gående vinduer og vedligeholdelse af resterende træværk hvert 8. år.

Sidstnævnte malerarbejde kan udføres næsten uden stillads. I beregningen er dog afsat beløb, der svarer til halv stilladsleje.

Med de valgte alternativer kan beboerne nyde gavn af træet som et "varmt" vinduesmateriale uden, at driftsudgifterne bliver for store.

På baggrund af en markedsrente på 13,5% p.a. og en inflation på 8% er nutidsværdien af vedligeholdelses- og investeringsudgifter over en periode på 40 år beregnet. Dette giver følgende resultat:

- 16,3 mill.kr
- 12,4 mill.kr
- 8,8 mill.kr.

Alternativ b. giver en årlig besparelse på ialt 24%, mens alternativ c. giver en årlig besparelse på ca 46%.

I etageejendomme udgør stilladsleje ofte et større beløb end den tilsvarende udgift til udførelse af malerarbejdet. I Brøndby Strand er stilladslejen ca 20% højere end udgiften til malerarbejde. Det vil derfor være af stor betydning at levere vinduer til nybyggeriet samt i forbindelse med renoveringer af en type, der reducerer stilladsudgifterne til et minimum, samt typer, der tillader malerarbejdet at blive udført fra indvendig side.

#### Facadeskader, generelt

Indlægget kunne have haft en anden titel: "Hvordan det går galt, når man bærer sig ufornuftigt ad". Den rutinerede trækonstruktør baserer sig som nævnt på den sikre konstruktive beskyttelse.

Når der opstår skader på facader, er dette ganske ofte en følge af manglende eftersyn med maling, fugematerialer, afdækninger m.v.

Det må anbefales, at en sådan kontrol foretages på en velorganiseret og teknisk forsvarlig måde.

Fornuftigt anvendt vil træ også i fremtiden være et godt valg i facader, spændende bliver det at se hvilke nye produkter, producenterne vil tilbyde os, og spændende bliver det at se hvilke undersøgelser, producenterne vil foretage for at overbevise brugerne om materialernes fortræffelighed.

Det er vel netop disse undersøgelser, der mangler. Det er blandt andet derfor, det går galt, så der bliver nok skrevet rapporter om byggefejl i flere år endnu - desværre!

Referencer

1. Oscar Bejer og Arne Johansson  
"Slagregn mot betongfasader"  
CBI. Stockholm, 1976
2. Olle Holmgren  
"Snow Loads, Driving Rain and Building Design"  
Colloquium "Teaching the Teachers on Building Climatology"  
Statens Institut for Byggnadsforskning  
Stockholm, 1972. Preprint No.35
3. R. Couper  
Factors Affecting the Production of Surface Run-Off from Wind-driven Rain"  
Division of Building Research, CSIRO, Australia, 1972
4. Trygve Isakson  
"Driving Rain and Joints"  
Norsk Byggeforsknings Institut. Publikation 61, 1972
5. Gunilla Billgren & Anders Grönlund  
"Träfönster Beständighet", 1 & 2  
Byggeforskningen, Stockholm, Rapport R12 & R44
6. Teknologisk Institut, Afd. for Overfladebehandling  
"Overfladebehandling af trævinduer"  
R 03-77/T 10
7. BPS  
"Renoveringsdetaljer. Vinduer"  
September 1978

-----  
Korrosion af metaller i kontakt med imprægneret træ  
-----

Akademiingeniør Merete Pagh, Korrosionscentralen, Glostrup, Danmark

Inden for byggesektoren hersker der stadig en hel del usikkerhed om metalleres korrosionsforhold i imprægneret træ, selv om dette emne er belyst gennem adskillige undersøgelser. Usikkerheden er muligvis skabt af den megen opmærksomhed, enkelte skadestilfælde har været genstand for.

Indledning

Ved tilstedeværelse af vand og ilt er de almindeligt anvendte metaller tilbøjelige til at korrodere. Træ indeholder altid mere eller mindre vand, og derfor vil metaller i kontakt med træ være udsat for en korrosionsrisiko. Korrosionsvilligheden afhænger af det forhåndenværende metals korrosionsegenskaber i det aktuelle miljø. Mange forskellige faktorer er med til at fastlægge korrosionsmiljøet; for træs vedkommende er det primært fugtindholdet, saltforekomsten og pH-værdien. Når man beskæftiger sig med korrosion af metaller i kontakt med træ er det nødvendigt at skelne mellem ubehandlet og behandlet træ og endelig at skelne mellem de enkelte imprægneringsmidler, idet træets fugtforhold, saltkoncentration og saltsammensætning kan ændres betydeligt ved en behandling, mens pH-værdien kun påvirkes i mindre grad.

Imprægneringsmetoder

Blandt de forskellige imprægneringsmetoder adskiller trykimprægnering sig en del fra de øvrige og har også størst betydning korrosionsmæssigt set. Trykimprægnering sker oftest med en vandig opløsning af uorganiske metal-salte, der kan virke mere eller mindre korrosionsfremmende, og desuden resulterer behandlingen i, at imprægneringsmidlet trænger dybt ind i veddet. I kvalitetsmærket træ tilhørende klasse M og klasse A ifølge DS 2122 er splintveddet gennemimprægneret, d.v.s. der er fuld indtrængning til kærnen.

Ved vakuum og tør-imprægnering opnås en noget mindre indtrængnings-

dybde - 10 mm er minimumskravet for træ tilhørende klasse B ifølge DS 2122 - mens dypning og påføring med pensel kun efterlader imprægneringsmidlet på overfladen - måske et par millimeter ind i veddet. De her benyttede imprægneringsmidler er oftest baseret på organiske forbindelser, der normalt ikke er korrosionsfremmende.

Det er helt klart, at påføringsmetoden er underordnet, når det drejer sig om at vurdere korrosionsrisikoen for beslag og plademateriale, der anbringes uden på træet. Når det derimod drejer sig om befæstigelsesmidler, der befinder sig indeni træet, er det ikke uvæsentligt for bedømmelse af korrosionsmiljøet at kende imprægneringsmetoden.

#### Inddeling af trykimprægneringsmidler

Det materiale, der i daglig tale benævnes trykimprægneret træ, er træ behandlet med imprægneringsmidler, som beskytter mod biologisk nedbrydning, d.v.s. rådimprægneret træ. Brandimprægneret træ er også trykimprægneret, men betegnes normalt brandimprægneret træ, og denne terminologi vil blive benyttet i det følgende.

Trykimprægneringsmidler kan inddeles i 3 grupper:

1. Oliebaserede imprægneringsmidler. Sammenlignet med uimprægneret træ sænkes korrosionshastigheden 20-25% for de almindeligt anvendte metaller.
2. Saltbaserede imprægneringsmidler, som ikke giver vandopløselige salte i veddet efter indføringen. Disse kan øge korrosionshastigheden noget sammenlignet med korrosionshastigheden i uimprægneret træ.
3. Saltbaserede imprægneringsmidler, som efter indføringen giver vandopløselige salte i veddet. Disse kan virke ret aggressive over for de fleste metaller og kan accelerere korrosionen væsentligt.

De traditionelt anvendte brandimprægneringsmidler falder ind under gruppe 3, idet saltene dels er aggressive overfor mange metaller, dels ikke fikseres i veddet efter imprægneringen. Den manglende fiksering betyder, at saltene opløses ved tilstedeværelse af vand, hvorved der dannes et korrosionsfremmende miljø.

En hel række af de rådimprægneringsmidler, der markedsføres i de nordiske lande, kan principielt placeres i gruppe 2. Nogle produkter indeholder ganske vist et enkelt vandopløseligt salt, men når de henregnes til gruppe 2 - hvad angår aggressivitet - er det ud fra den betragtning, at det aktuelle vandopløselige salt ofte er ret harmløst.

Et nyudviklet brandimprægneringsmiddel, der forhandles under navnet Non-Com, kan også placeres i gruppe 2, idet saltene fikseres i veddet efter imprægneringen. Produktet er foreløbigt kun godkendt til plademateriale, men ikke til massivt træ.

De oliebaserede imprægneringsmidler, der før i tiden var meget udbredte, finder stadig anvendelse på steder, hvor den karakteristiske lugt og farve samt udsvedningsrisikoen kan accepteres. Det bemærkes, at denne gruppe imprægneringsmidler ud fra et korrosionsmæssigt synspunkt kan være fordelagtige.

#### Fugtforholdene i træ

Træ er et hygroskopisk materiale, der vil søge at indstille sig på en fugtighed - den såkaldte ligevægtsfugtighed - der er i overensstemmelse med den omgivende lufts temperatur og relative fugtighed. I tabel 1 er opstillet nogle grænseværdier, der kan anvendes for almindelige træarter.

Luftens relative fugtighed, pct.	Træets ligevægtsfugtighed, pct.
60	10-12
70	11-13
80	13-14
90	16-17

Tabel 1. Sammenhængen mellem luftens relative fugtighed og ligevægtsfugtigheden i ubehandlet træ,  $t = 25^{\circ}\text{C}$ .

Træ behandlet med imprægneringsmidler, der beskytter mod biologisk nedbrydning er praktisk taget ikke mere hygroskopisk end uimprægneret træ, og de anførte værdier kan derfor også benyttes for rådimprægneret træ. For brandimprægneret træ af traditionel type stiller sagen sig noget anderledes. De brandhæmmende salte er stærkt hygroskopiske, og dermed ekstra følsomme overfor svingende luftfugtighed, se tabel 2. Det bør især bemærkes, at afvigelsen mellem det brandimprægnerede og det rådimprægnerede træs ligevægtsfugtighed er tiltagende med stigende luftfugtighed.

Luftens relative fugtighed, pct.	Rådimpregneret træs ligevægtsfugtighed, pct.	Brandimpregneret træs ligevægtsfugtighed, pct.
60	10-12	10-13
70	11-13	15-20
80	13-14	22-27
90	16-17	30-40

Tabel 2. Sammenhæng mellem luftens relative fugtighed og ligevægtsfugtigheden i træ behandlet med henholdsvis rådimpregneringsmidler og brandimpregneringsmidler,  $t = 25^{\circ}\text{C}$ .

Temperaturafhængigheden fremgår af tabel 3. Ved en given luftfugtighed er træets ligevægtsfugtighed faldende med stigende temperatur. For brandimpregneret træ vedkommende ses et parallelt forløb - blot med en forskydning af ligevægtsfugtigheden mod højere værdier.

Temperatur $^{\circ}\text{C}$	Træets ligevægtsfugtighed, pct.
0	16
10	14
20	12
50	9

Tabel 3. Sammenhæng mellem den omgivende lufts temperatur og træets ligevægtsfugtighed ved en relativ luftfugtighed på 60 pct.

#### Korrosionsbestemmende faktorer

Fugten er den dominerende faktor, når det drejer sig om korrosion af metaller i trykimprægneret træ. Under ca. 15% træfugtighed vil metallerne ikke korrodere, men når denne værdi overskrides, vil korrosion være mulig, og jo højere træfugtigheden er, desto hurtigere forløber korrosionen. Det er væsentligt at bemærke, at eksempelvis 70% relativ fugtighed giver anledning til korrosionsrisiko i brandimpregneret træ, mens der ikke er nogen korrosionsrisiko tilstede i rådimpregneret træ, se tabel 2.

Korrosionsforløbet påvirkes af de salte, der er tilstede som opløselige salte efter impregneringen. Sulfater og nitrater betragtes generelt som moderat korrosive, og forøger korrosionsrisikoen for almindeligt stål, forzinket stål og aluminium. Fluorider, der forekommer i enkelte impregneringsmidler, er stærkt korrosive, og kan accelerere korrosionen på alle metaller i alvorlig grad. Klorider forekommer normalt ikke i impregneringsmidler, men skal nævnes, da træet kan få et betragteligt indhold af klori-

der efter kontakt med saltvand. Klorider er knapt så korrosive som fluorider, men forøger trods alt korrosionsrisikoen for de fleste metaller. Især er rustfrit stål og aluminium følsomme, idet klorider kan nedbryde den beskyttende oxidhinde med grubetæring til følge.

Hovedbestanddelen i de traditionelt anvendte brandimpregneringsmidler er oft ammoniumsulfat, men hverken dette salt eller de øvrige tilstedeværende salte er korrosive i en sådan grad, at de alene er ansvarlige for, at brandimpregneret træ (med undtagelse af Non-Com) generelt anses for stærkt korrosionsfremmende. Flere omstændigheder er med til at forøge korrosiviteten, nemlig at det brandimpregnerede træ er kraftigt hygroskopisk, se tabel 2, at alle salte i veddet er vandopløselige og endeligt - hvad der ikke er nævnt tidligere - det høje saltindhold. Hvor almindeligt trykimprægneret træ indeholder mellem 10 og 15 kg salt/ $\text{m}^3$ , indeholder brandimpregneret træ over 100 kg salt/ $\text{m}^3$ .

De fleste træsorter reagerer let surt. Eksempelvis har fyr typisk pH-værdier på 4,8-5,2 og bøg har pH-værdier på 5,0-6,0. Eg udmærker sig som en af de sureste træsorter med pH-værdier på 3,3-3,9.

For mange metaller vedkommende har det omgivende miljøes pH-værdi stor indflydelse på korrosionshastigheden, og det er ensbetydende med, at eg normalt burde være mere korrosionsfremmende end bøg. Når dette ikke altid er tilfældet, skyldes det andre effekter - specielt det store indhold af garvesyre. I denne sammenhæng er det imidlertid relevant at få fastslået, at trykimprægneringsmidler ikke påvirker træets pH-værdi nævneværdigt - og hvor der sker en påvirkning, er det i positiv retning, d.v.s. mod neutralpunktet.

#### Befæstigelsesmidler i træ

Her tænkes specielt på søm, skruer og bolte, men betragtningerne gælder naturligvis også for andre former for befæstigelsesmidler, f.eks. hæfteklammer og tandplader - og iøvrigt alle metaller, der befinder sig inde i træet.

Den korrosion, der sker uden for træet, f.eks. korrosionen på søm, skruer og boltehoveder følger de almindelige regler for atmosfærisk korrosion og har sjældent betydning for befæstigelsesmidlets holdbarhed, men kan rent æstetisk være uacceptabel. Hvis befæstigelsesmidlet er forsynet med en stor ydre anlægsflade mod træet, kan der være en korrosionsrisiko fra bagsiden i overensstemmelse med, hvad der gælder for pladematerialer.

Inde i træet muliggøres et korrosionsangreb, som tidligere nævnt, når træfugtigheden overstiger 15%. Som følge af, at iltindholdet ændrer sig ind

gennem træet, har angrebet ofte et typisk udseende. Nærmest overfladen, hvor iltindholdet er højest, dannes katodearealet, mens anodearealet, hvor på korrosionen foregår, dannes længere inde i træet.

Til befæstigelsesmidler i trækonstruktioner anvendes almindeligt ulegeret stål, forzinket stål, rustfrit stål, aluminium, kobber, bronze, messing og forniklet messing. Kun få af disse materialer er velegnede i trækonstruktioner, der er behandlet med imprægneringsmidler indeholdende fluorider eller brandhæmmende hygroskopiske salte. Ubehandlet og varmforzinket stål samt aluminium, messing og forniklet messing bør undgås af hensyn til korrosionsfaren.

For trækonstruktioner behandlet med almindelige rådimprægneringsmidler gælder følgende retningslinier:

Befæstigelsesmidler af ubehandlet stål i uimprægneret træ har nogenlunde samme levetid som træet. I rådimprægneret træ, der har en levetid på ca. 5 gange uimprægneret træs levetid, anbefales det at vælge et mere korrosionsbestandigt materiale.

Forzinket stål har en levetid, der er proportional med zinklaget tykkelse. I trækonstruktioner, hvor fugtindholdet overstiger 15% bør der derfor vælges varmforzinkning eller en anden form for forzinkning med relativ stor lagtykkelse.

Rustfrit stål giver normalt ingen korrosionsproblemer i træ, der ikke er (eller har været) udsat for kloridholdigt vand, der forårsager grubetæring.

Aluminium og dets legeringer har en vis tilbøjelighed til at grubetære, hvorfor det må frarådes til befæstigelsesmidler i træ, der permanent er vådt.

Kobber har en særdeles god bestandighed i imprægneret træ og det samme gælder iøvrigt også kobberlegeringer som tinbronze, siliciumbronze, berylliumbronze og tombak (kobber/zink 85/15).

Messing med forholdsvis meget zink har begrænset gode korrosionsegenskaber, idet det kan afzinke og ved tilstedeværelse af ammoniak spændingskorrodere i form af revnedannelser. I udpræget fugtigt miljø anses messing derfor for uegnet. Bestandigheden forbedres ved overfladebehandling med nikkel.

#### Korrosionsforhold for plademateriale i kontakt med træ

For metaller, der ligger an mod træ, f.eks. tag- og facadeplader, kan man

normalt benytte sig af de erfaringer, der foreligger for befæstigelsesmidler i træ - dog med den modifikation, at korrosionen får et noget mildere forløb. Det gælder således, at ubehandlet stål ikke bør ligge an mod træ med mindre træet er behandlet med tjæreolie eller der er tale om tørre indendørsforhold.

På dette sted fortjener de såkaldt korrosionstræge stål (f.eks. Cor-Ten og CCP stål) en særskilt omtale, idet de i de senere år er blevet ret udbredte på steder, hvor der kan forekomme imprægneret træ. Fortrinnet ved de korrosionstræge stål er de forbedrede korrosionsegenskaber i atmosfæren, og det beror på, at der dannes et fasthæftende sulfatholdigt rustlag, der forsinket en videregående korrosion ganske betydeligt. Det tætte rustlag dannes kun på frie overflader ved atmosfærisk påvirkning og fremmes iøvrigt af industriatmosfære (svovldioxid). I spalter, vandfyldte hulninger og på afdækkede områder er korrosionshastigheden imidlertid den samme som for ulegeret stål, og ved kontakt med træ bør der tages nøjagtig de samme forholdsregler, som der ville være benyttet ved anvendelse af ulegeret stål.

Direkte kontakt mellem træ og aluminium bør principielt undgås, hvis overskridelse af den kritiske luftfugtighed på 15% er mulig. Et mellemlæg af f.eks. asfaltpap eller plastfolie kan anbefales.

For metaller som elforzinket stål, varmforzinket stål, rustfrit stål, kobber og messing gælder det generelt, at de er udsat for samme korrosionsrisiko fra trænsiden som fra luftsiden - forudsat at træ og metal er udsat for identiske påvirkninger. Det betyder f.eks., at så længe elforzinket stål kan opfylde de korrosionsmæssige krav fra luftsiden, kan en plan kontakt med træ ikke give anledning til, at materialet forkastes.

Trykimprægneret træ indeholdende fluorider eller brandhæmmende hygroskopiske salte er ikke omfattet af ovenstående regel, og i hvert enkelt tilfælde bør en eventuel korrosionsforebyggelse overvejes. Under elforzinket og varmforzinket stål bør der ubetinget anbringes et mellemlæg, mens kobber og messing med større sikkerhed kan anvendes i direkte kontakt med træet. I kontakt med det traditionelt anvendte brandimprægnerede træ er der set flere eksempler på, at kobber udviser god bestandighed - selv under ret fugtige forhold.

#### Afslutning

Denne korte gennemgang af metalleres korrosionsforhold i imprægneret træ, der er baseret dels på egne erfaringer dels på den forhåndenværende litteratur, har haft til formål at give et indblik i, hvor de væsentligste korrosionsproblemer optræder, og hvordan korrosion bedst kan undgås.



For mere detaljerede oplysninger om korrosionshastigheder m.v. henvises til nedenstående litteraturliste.

### Litteratur

B. Schulze og W. Rickly - Korrosionsprüfung von Nichteisen-Metallen und Stahl im Wechselklima bei Dauerkontakt mit Holtz. Holtz als Roh- und Werkstoff 23 (9), p. 354-362, 1965.

T. Wallin - Corrosion of Fasteners in Treated Wood. 6th Scandinavian Corrosion Congress, Gothenburg, 1971.

T. Wallin - Korrosion på spik og skruv i impregnerat træ. Bulletin nr. 68, Korrosionsinstituttet, Stockholm, 1972.

E. Ormstadt - Korrosjon på metaller i kontakt med trykimpregnert trevirke. Meddelelse nr. 47, Norsk Treteknisk Institutt, Oslo 1973.

F. Berglund, T. Wallin - Korrosion av spik og skruv i impregnerat virke. Meddelanden nr. 131. Svenska Träskydds-institutet, Stockholm, 1978.

-----  
 Konstruktivt och kemiskt träskydd  
 -----

Jan Söderlind, Träinformation  
 Kungsgatan 73, 902 45 Umeå, Sverige

### Konstruktivt träskydd

Underhållsfrågorna av trä bedöms som allt viktigare, främst av de större byggherrarna och förvaltarna. Täta underhållsintervaller föranleder ofta av felaktigt utförda konstruktioner. En rätt utförd konstruktion ger träet relativt begränsade fuktvariationer, vilket ger små förändringar och därmed mindre påfrestningar på trä och ytskikt.

Tyvärre kan man idag iaktta hur man inom byggbranschen allt mer försummar att med bästa omsorg utföra ett konstruktivt träskydd och i stället ersätter detta med kemiskt träskydd, d v s impregnering.

Kemiskt träskydd är visserligen ett effektivt skydd mot rötangrepp men alla problem kan inte lösas med detta. Det impregnerade virket kan i fuktiga miljöer mögla och kärnveden, för vissa metoder även icke impregnerad splintved, kan angripas av röta. Dessutom ger vissa impregneringsmedel träet större fuktrörelser. Med rätt utförda träkonstruktioner, s k konstruktivt träskydd avses:

- Att trä skyddas mot nederbörd. Träkonstruktion täcks eller underlättas avrinning. Uppåtvänt ändträ täcks alltid.
- Att konstruktionsdetaljer utformas så att vatten inte samlas eller blir stående i kontakt med trä.
- Att konstruktioner skall vara så ventilerade att inträngd fukt och ytkondens kan torka ut.
- Att oimpregnerat trä inte får stå i direkt kontakt med mark eller vattenyta. Trä som har kontakt med kapillärsugande material, t ex betong, avskiljs med kapillärbrytande skikt om betongen har direkt eller indirekt kontakt med vatten genom kapillärsugande material.
- Att konstruktioner som avskiljer varmt utrymme från kallt förses med fuktspärr på den varma sidan, om inte hög fuktkvot förväntas på den kalla sidan, som t ex i en källarvägg.
- Att markfukt begränsas med dränering och med kapillärbrytande skikt.

Kemiskt träskydd

Trots ett omsorgsfullt konstruktivt träskydd kan det ibland förekomma konstruktioner där man ändå inte kan tillförsäkra en låg fuktupptagning. I sådana konstruktioner är det lämpligt att komplettera det konstruktiva träskyddet med kemiskt träskydd. (Avkall får dock aldrig göras på det konstruktiva träskyddet.)

Några exempel på sådana konstruktioner är:

- Konstruktioner och byggdelar som är hårt utsatta för väder och vind och dessutom svåråtkomliga för underhåll. Vissa impregneringsmetoder kan vid kortvariga fuktvariationer också ge ett visst fuktskydd.
- Trä som står i direktkontakt med mark eller vattenyta.
- Trä som efter inbyggnad är mycket svåråtkomligt, som ej kan inspekteras och där risk finns för hög fuktkvot.

Val av träskydd

Den tendens till att det konstruktiva träskyddet alltmer ersätts med kemiskt träskydd syns ha sin förklaring i okunskap hos de föreskrivande projektörerna. Felaktigt val av träskydd ökar underhållet på trä och därmed riskerna att träet ersätts med substitutmateriäl. Viktigt är därför att intensifiera informationen och klargöra osäkerheten om valet av konstruktivt och kemiskt träskydd. Vid sådan information bör bl a egenskaperna hos det kemiska träskyddet klargöras. Det konstruktiva träskyddet måste då också mer preciseras t ex enligt exempel nedan:

Konstruktivt träskydd för fönster

- Fönstret placeras gärna skyddat en bit in i väggen.
- Fönsterbänk anordnas så att varmluften från radiator kan passera upp mot fönstret.
- Om diffusionstät fog (t ex fogmassa) används, skall den placeras på insidan av karmen.
- Karm och båge ytbehandlas på insidan helst med en ångtätare behandling än på utsidan. Om samma färgtyp används, stryk tjockare på insidan. Träet måste vara torrt då det ytbehandlas.
- Fönsterprofiler skall vara utformade så att god vattenavrinning möjliggörs och så att snö- och regninträngning förhindras. Profilernas hörn bör vara rundade så att färgskiktet blir jämntjockt.
- Fönsterbleck utformäs och ansluts så att vatten inte tränger in i underliggande väggparti. Fönsterblecken skall vinklas ner så mycket som möjligt så att regn inte stänker upp på fönstret.
- Vid betongkonstruktioner bestryk betongytorna som vetter mot fönsterkarmen med t ex asfalt.

- Horisontella träytor bör förses med fall utåt eller täckas med plåt. Mellan horisontella ytor och panelbräder bör det vara en luftspringa på minst 10 mm.
- Foder runt fönster skall utformas så att uppåtvända ytor av ändträ skyddas.
- Glasfalskitt underhålls vid behov. Kittet målas 2 mm in på glaset.
- Diktning ska ske med material som inte är fuktabsorberande.
- Mellan utvändig regntätning och diktning ska det finnas en luftspalt.

Fönster utformade och monterade enligt ovan riskerar inte att bli utsatta för rötangrepp och behöver således inte utföras av impregnerat trä. Fönstren kräver dock underhåll av målningsbehandlingen. Där detta är särskilt svårt och dyrbart, t ex i hus hårt utsatta för väder och vind kan man överväga att använda fönster med utvändiga täckskenor. Impregnerat trä klass A eller B kan ibland motiveras på fönster i lägen med kraftigt slagregn och dessutom svåråtkomligt underhåll. De delar som i så fall kan behöva impregneras är karmbottenstycke och bågar- nas nedre delar.

Konstruktivt träskydd för ytterbeklädnad

- Den varma sidan av väggen förses med hel och obruten ångspärr, med väl överlappande skarvar.
- Ytterpanel bör vara ventilerad med luftspalt bakom för att möjliggöra att eventuell inträngd fukt kan ventileras bort från konstruktionen och beklädnaden. Luftspalten bör vara minst 20 mm och utföras så att luft kan strömma i spalten uppifrån och ned.
- Träfasaden skall sluta minst 300 mm ovan mark. Om detta inte går att klara skall småsten, singel eller makadam läggas ut i ett ca 50 cm brett och 10 cm tjockt band runt byggnaden för att förhindra att smuts och vatten stänker upp.
- Snedkapa träpanelens underkant så att en droppnäsä erhålls. Den kapade ytan ytbehandlas för att förhindra uppsugning av vatten i panelen.
- Skarvar i stående träpanel bör undvikas.
- Överkanten på vågräta foder och lister snedfasas för att underlätta vattenavrinningen.
- Ytterväggar skall utformas med ordentlig dränering i underkant så att eventuellt inträngt vatten kan ledas ut och inte bli stående inne i konstruktionen.

- Ändträ i stående panel skall, för att förhindra vattensugning, stå i direkt kontakt med vågrät yta. Avståndet mellan ändträet och den vågräta ytan bör vara större än 10 mm.

Trä i ytterbeklädning, som utformats och monterats enligt ovan, riskerar inte att bli utsatt för rötangrepp och behöver ej utföras av impregnerat virke. Varaktigheten på färgskiktet på den konstruktivt rätt utformade ytterbeklädningen blir längre och underhållet kan därmed begränsas.

-----  
 Om historiske trækonstruktioner og restaurering  
 -----

Lektor, civilingeniør Erik Reitzel, Instituttet for Husbygning  
 Danmarks tekniske Højskole, Bygning 118, DK-2800 Lyngby

#### Om Aalborg bindingsværk

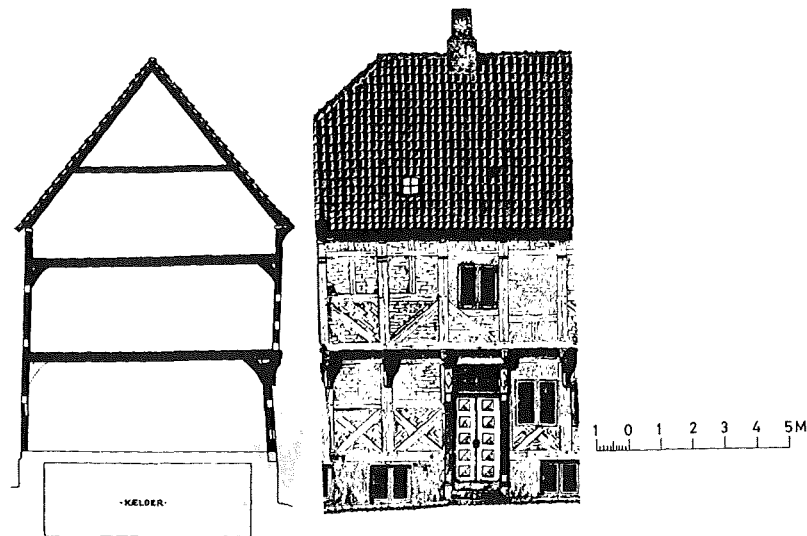
Det er forbavsende, hvordan de historiske trækonstruktioner har været i stand til at overleve ulykker såsom brand, råd, sammenstyrtning m.v., som vi nu på dette symposium lærer at sikre os imod rent teknisk.

Det er ligeså forbavsende så ringe modstand de historiske trækonstruktioner har haft overfor de sidste få generationers ønsker om fornyelse af de fysiske omgivelser og de deraf følgende totalsaneringer.

Aalborg by er et eksempel herpå. Helt op til begyndelsen af 1900-tallet rummede byen sammenhængende kvarterer af enkle, prydløse bindingsværkshuse. Siden da har store gadegennembrud og storstadsdrømme været årsag til, at størstedelen af disse huse er fjernet. Kun enkelte af husene står endnu tilbage.

Inden nedrivningen blev enkelte af husene dog registreret gennem fotografering og opmåling. Dette gælder eksempelvis Østerågade 4, hvor opmålinger blev udført af Nationalmuseet (ved magister Chr. Axel Jensen og arkitekt Mogens Clemmensen).

Det omtalte hus er som mange andre oprindelige Aalborg-bindingsværkshuse karakteristisk ved det meget høje styrterum. (Styrterum er betegnelsen for det lodrette stykke ydervæg over øverste bjælkelag.) Styrterumskonstruktionen medfører trækkræfter i tagkonstruktionens hanebånd og medfører endvidere, at de udskridende kræfter fra tagfoden skal optages ved bøjning i facadestolperne. Som bærende konstruktion er styrterumskonstruktionen derfor ikke rationel. Den er materialeforbrugende og står i modsætning til mange andre logisk og konstruktivt rigtige detaljer ved Aalborg-bindingsværk.



Figur 1. Tværstribet i gavlhuse fra 1550 beliggende Østerågade 4 i Aalborg indtil 1909, [1].

Fra dette hus blev opført og op gennem tiden, viser det sig, at styrterummets størrelse formindskes ved nybyggerier, indtil det til sidst helt forsvinder.

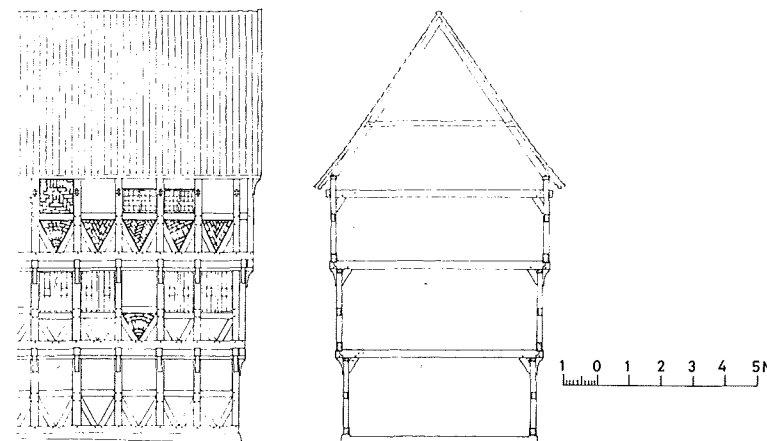
Selv om styrterum giver et stort tagrum, ville denne plads kunne opnås på andre måder, endog med et mindre materialeforbrug.

Såvidt vides, er årsagen til styrterumskonstruktionens forekomst ikke klarlagt, men der kan opkastes den hypotese, at årsagen skal søges i en udvikling fra de tidligere sulehuse til styrterumshuse. Sulekonstruktionen kendes fra tidligere bebyggelser omkring Aalborg, og i en sådan konstruktion forekommer styrterummet helt naturligt. Den analoge udvikling kan iagttages inden for det énetages anonymbyggeri, hvor udviklingen sker fra de ældre sulehuse til højremshusene.

Mange andre forhold ved Aalborg bindingsværk, som f.eks. bjælkelagens udkrægning, kan give anledning til interessante, konstruktive betragtninger. Tilsvarende udkrægnings kendes fra store dele af Europa. Udkrægningerne giver rigtigt udført anledning til en konstruktiv beskyttelse af træet mod vejrliget samt til materialebesparelser, hvilket kan udnyttes enten til spinklere dimensioner eller til større belastninger, even-

tuelt til kombination heraf.

Udkrægningskonstruktionerne forekommer smukt bearbejdet i Aalborg, hvilket endnu den dag idag kan iagttages i nogle af de huse, som efter nedrivningen i Aalborg blev flyttet til "Den gamle By", jfr. figur 2:



Figur 2. Tværstribet og udsnit af facade i det tre stokværk høje pakhus opført 1585 og beliggende Jomfru Anegade 29 indtil 1924. Herefter genopført i "Den gamle By" i Aarhus, [2].

En naturlig udvikling af det ressourcebesparende udkrægningsprincip i byhusene blev senere vanskeliggjort af love og forordninger. Én af de første var Christian V's forbud i 1683 mod københavnerne karnapper og udvinduer. Virkningen af dette forbud forplantede sig snart til det øvrige land og gav utilsigtet anledning til et forøget træforbrug til de bærende konstruktioner.

#### Om historiske konstruktioners brugbarhed i dag

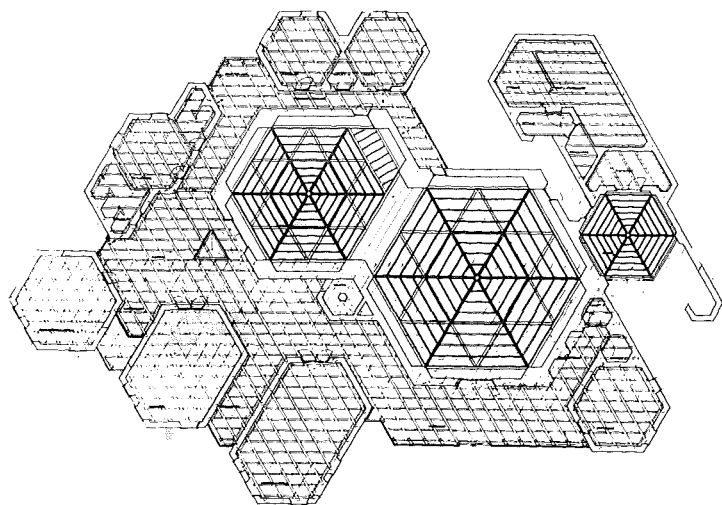
Bygningskonstruktioner har som oftest en levetid på adskillige generationer. Da påvirkningerne og brugen kan være meget kompleks og samtidig varierende gennem tiden, kan det være vanskeligt at gennemføre en fuldt ud tilbundsående analyse af nye konstruktioners eventuelle brugbarhed.

Undertiden må der foretages korttidsforsøg med materialer og konstruktioner, og her kan de historiske konstruktioner bl.a. benyttes til at korrelere resultaterne til brugbare langtids-

værdier. Inden for betonområdet har man eksempler på denne fremgangsmåde, men først i dag synes der tendens til noget analogt inden for træområdet.

For at få et virkeligt indtryk af nye konstruktioner må de først prøves i praksis, og her giver de historiske konstruktioner et righoldigt erfarings- og referencemateriale at bygge på.

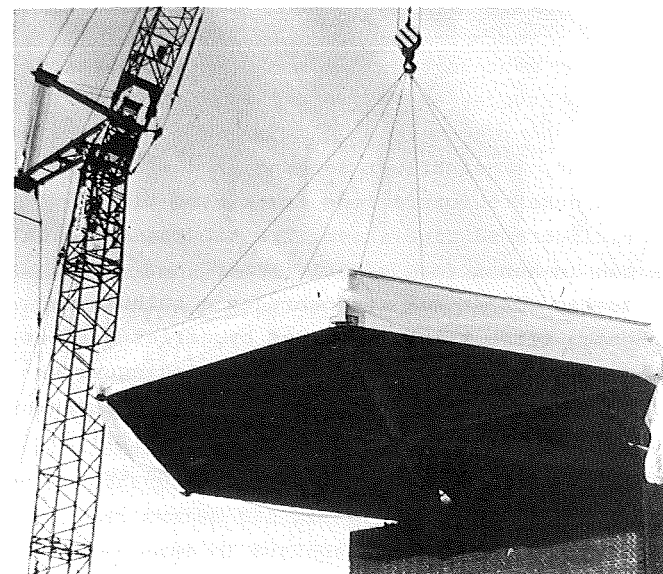
Vi ved eksempelvis, at Palladios studier af antikkens trækonstruktioner, som blev nedfældet i hans "I Quattro Libri dell' Architettura" har øvet stor indflydelse på gitterkonstruktionernes rationelle udvikling til såvel huse, haller som broer.



Figur 3. Plan af kirken i Gl. Holte. Tegningen markerer bl.a. de rumlige tagkonstruktioner over kapel-, kirke- og annekssal. Arkitekt: Halldor Gunnløgsson og Jørn Nielsen. Konstruktioner: Erik Reitzel. Tømrer: Julius Nielsen & Søn.

Der er eksempler på historiske konstruktioner, som i tidens løb er blevet forældede og kostbare i fremstilling, men som med ny teknologi atter er blevet relevante. Noget sådant er sket ved den ny kirke i Gl. Holte, nord for København, hvor man til tagkonstruktionerne over nogle 6-kantede rum har taget udgangspunkt i den plane "konge/dronning-konstruktion". Denne konstruktion har rødder i det antikke og middelalderlige tempel- og kirkebyggeri, men ved kirken i Gl. Holte er tagkonstruktionerne gjort rumligt bærende. Herved opnås, udover den gunstige mulighed for kraftfordeling, en overensstemmelse med det hexagonale plansystem, jfr. figur 3 og 4.

De hexagonale tagkonstruktioner blev i løbet af vinteren 1977/78 udført på jorden under et telt som færdige, præfabrikerede enheder. Efter færdiggørelsen blev tagkonstruktionerne løftet på plads på de færdige vederlag bestående af armerede neoprenlejer og vederlagsplader. Den største af de præfabrikerede tagkonstruktioner har et areal på 132 m<sup>2</sup> og ses under montage i figur 4. Efter ophejsning skulle der kun foretages enkelte tilslutningsarbejder, inden taget fungerede, og disse blev udført få timer efter montagen.



Figur 4. Montage af 132 m<sup>2</sup> præfabrikeret tagkonstruktion til kirken i Gl. Holte, 1978. Eget foto.



Ved projekteringen måtte der udvikles nye træsamlinger, baseret på de gamle tømmeramlinger, men ændret således, at de sikrede kræfternes overførsel i den rumlige konstruktion. Enkelte steder var det nødvendigt at indlægge tallerkenfjedre i boltesamlingerne for at sikre et stadigt træk efter træets svind.

Det er ikke blot de antikke trækonstruktioner, vi kan have interesse af at viderebearbejde idag, men eksempelvis også visse middelalderlige konstruktioner. Især kan her fremhæves tagkonstruktionerne over visse engelske katedraler, som viser spændende materialeøkonomiske træk.

#### Om kildematerialets brugbarhed og restaurering

Historiske konstruktioner har også betydning for andet end den tekniske udvikling. Rigtigt vedligeholdt og rigtigt restaurerede er de historisk kildemateriale, som kan indgå i analyser af tidligere tiders materielle kultur.

I dag, hvor man kan forvente krav om energi- og råstofbesparelser inden for byggeriet (jfr. eksempelvis de danske bemyndigelseslove til miljø- og boligministrene), kan det være relevant at betragte tidligere tiders behandling af energi- og råstofkriser. Det er nemlig ikke første gang, vort samfund står overfor sådanne problemer.

Som eksempel kan man betragte, hvad der skete af bygningsmæssige ændringer på Kattedagøen Læsø efter slutningen af 1500-tallet, hvor øen blev ramt af både en energi- og råstofkrise [3]. Årsagen var, at sandflugt dengang bredte sig over hele øen, og at kun enkelte forkrøblede træer stod tilbage som levn fra de tidligere så rige skove. Træ til konstruktion og brændsel fik man nu kun i form af drivtømmer.

Tidligere var husene udført som træforbrugende bulhuse med et beskedent tangtag. Efter krisen ændredes byggeriet i løbet af få år til et varmezoneopdelt, træbesparende bindingsværkshus med et enormt tangtag som isolering, jfr. figur 5. Løsningerne i det ændrede Læsø-byggeri efter krisen svarer til de løsninger, som vi idag med andre materialer og anden teknologi griber til i den samme situation [3].

Klining med den tangarmerede ler blev udført med velegnet ler fra lokale, gode forekomster, som stadig findes.

Sammenfattende om ændringerne i Læsø-husene kan siges, at de viser en utrolig grad af økologisk tilpasning til den ændrede ressourcesituation.

Derfor er det forstemmende i dag at se én af øens bedst bevarede gårde, museumsgården, i færd med at blive ødelagt af en dårligt udført vedligeholdelse og restaurering, hvor bl.a. lerklining erstattes med murværk eller med ren cementmørtel (for som en impliceret på stedet udtalte i 1978: "Cementmørtel er nemmere at have med at gøre, og det ser pænere ud !").



Figur 5. Typisk Læsø-gård efter krisen i slutningen af 1500-tallet. Eget foto 1971.

En anden af de godt bevarede Læsø-gårde findes i dag på Fri-landsmuseet nord for København. Desværre har man her foretaget en forkert placering i forhold til verdenshjørnerne, idet nord på museet svarer til øst på Læsø. Denne drejning af gården om en lodret akse er ødelæggende for de funktions-, energi- og

lysstudier, der ellers kunne foretages her.

Selv om restaureringsmetoderne ændrer sig gennem tiderne, bør de her fremdragne uheldige eksempler næppe gentages på behandlingen af andre historiske konstruktioner. I så fald vanskelig- eller umuliggøres en videnskabelig brug af husene.

#### Om forsvundne historiske konstruktioner

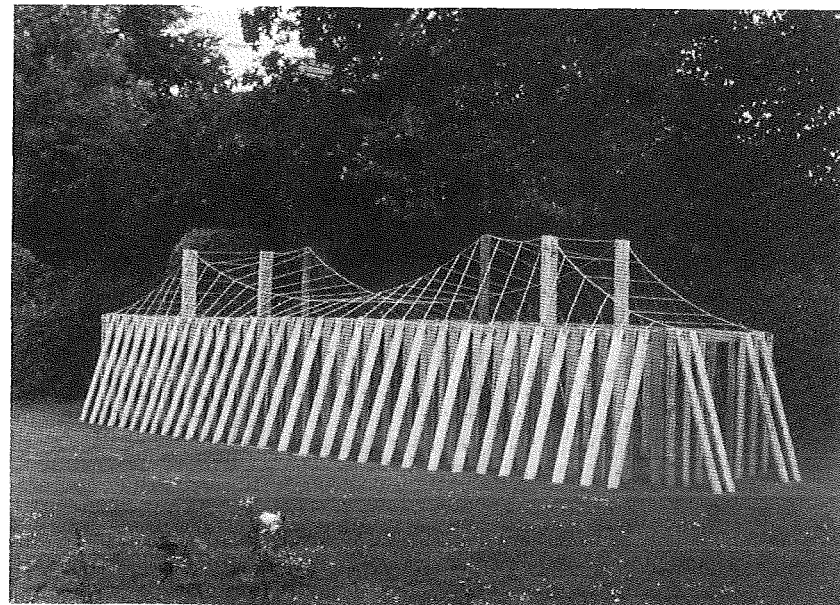
Der findes eksempler på, at historiske konstruktioner, som ville være af interesse for os i dag, er gået til grunde og fuldstændig glemt. Som eksempel herpå kan nævnes trækonstruktionerne på de danske vikingeborge. Her findes kun rester af husenes stolpehuller. Udvendig findes huller for skrå stolper. Herindenfor findes huller for lodrette vægstolper, og midt i huset findes kraftige huller, som hidtil har været tolket som huller fra tagbærende suler. Endnu har man ikke fundet en tilfredsstillende rekonstruktion ud fra sulehusopfattelsen, men i [4] er omtalt en rekonstruktionshypotese, baseret på, at husene har været telte. Herved fremkommer en logisk udnyttelse af stolpehullerne, og samtidig understøttes hypotesen af skriftlige kilder og andre fund.

For at afprøve hypotesen er der i 1978 opført et forsøgshus, jfr. figur 6. Da konstruktionen opnår væsentlige materialebesparelser i sammenligning med et sulehus, og da princippet kan give inspiration til den moderne udvikling af materialebesparende konstruktioner, opnås gennem forsøgshuset også en afprøvning af en "prototype" for en mulig fremtidig konstruktion.

#### Om historiske konstruktioner og undervisningen

Som det fremgår af det foregående, har de historiske konstruktioner også en pædagogisk værdi, idet de fortæller, hvorledes ændrede forudsætninger (råstoffer, arbejdskraft, teknologi, styring m.m.) kan influere på konstruktionsudformningen. På Institut for Husbygning, DTH, har der i dette forår kørt en forsøgsundervisning i disse emner. Som en del af kurset er forskellige, historiske konstruktioner blevet gennemregnet. Dette og tilsvarende arbejder kan bl.a. benyttes til vurdering af vore dages partialkoefficient- og sikkerhedssystem, men dette vil det nok føre for vidt at gå i detaljer med her.

Som det forhåbentlig fremgår af dette indlæg, skal vi ikke i dag plagiere fortiden, men de historiske trækonstruktioner kan som andet historisk materiale hjælpe os med at forme vor fremtid.



Figur 6. 10 m langt forsøgshus udført 1978. Tag- og vægkonstruktioner danner en samvirkende, rumlig bærende konstruktion. Eget foto.

#### Litteratur

- [1] Jensen, Chr. Axel: Dansk Bindingsværk, 1933.
- [2] Engqvist, Hans Henrik: Aalborg Bindingsværk, 1968.
- [3] Reitzel, Erik og Hans Friis Mathiasen: ENERGI, BOLIGER, BYGGERI, 1975.
- [4] Reitzel, Erik: Var Trelleborghuset et telt ?, Arkitekten nr. 20/1975.

-----  
Restaurering av Nordens eldste trekonstruksjoner - stavkirkene  
-----

Førsteantikvar, arkitekt MNAL Lars Roede, Riksantikvariatet  
Oslo 1, Norge

#### Litt stavkirkehistorie

For de fleste står vel Borgund stavkirkes eksteriør som selve kjennetegnet på denne merkelige bygningstypen med sin sammensatte ytre form hvor tak hever seg over tak og hvor "storsnuttede dragehoder og beskjedne kristenkors" strides om herredømmet. Men denne ytre form tilhører bare de store mangesøylede stavkirkene, og mange av disse har i tidens løp tapt dette kjennetegn. Atter andre har allerede fra begynnelsen hatt en langt enklere form.

Ved første blick har kirkene i Borgund og Kvernes ikke mange felles trekk. Men begge er stavkirker med stavkirkens typiske konstruksjon: vegger bygget opp som en ramme av kraftige sviller og stolper med utfylling av tilhugne, stående planker. Holtålen kirke fra Trøndelag representerer den enkleste utgave med sine 4 hjørnestolper. Herfra er det et langt sprang til den høyt utviklede typen med et høyere midtrom båret av frittstående indre søylerekker. Mellom ytterpunktene finnes kirker med mellomstolper i veggene, kirker med en enkelt midtmast, og kirker med redusert antall søyler omkring midtrommet. Rundt skip og kor har mange hatt en beskyttende svalgang.

Man regner med at de stavkriker vi kjenner er produkter av en lang utvikling fra de eldste primitive byggverk med jordgravne stolper. Levninger av slike kirker, sannsynligvis fra misjonstiden, er funnet ved utgravninger i mange stående kirker. Når stavkirkene overhodet har overlevet, skyldes det at man frigjorde seg fra nedgravde stolper og reiste bygningene på grunnmurer, grunnstokker og sviller. En slik frittstående skjelett-konstruksjon krever en annen form for avstivning, og dette pro-

fant middelalderens byggmestre etterhvert flere løsninger av. Den rasjonelle avstivning med andreaskors og bueknær synes man å ha utviklet etter en tids eksperimentering. Flere steder er avstivningene tydeligvis innført etter at stabilitetsproblemer viste seg. Den enkleste utvei var å stille kraftige stokker skrått mot veggen.

I middelalderen har man øyensynlig tillagt stavkonstruksjonen høyere prestige enn lafteverket. Med få unntak valgte man å bygge trekirker på denne måten, og den er forøvrig mest kjent fra særlig påkostede profanbygninger. Derimot var lafteverket dengang som senere den vanlige byggemåte for dagliglivets hus. Det kan synes underlig at stavbygging av kirker nesten fullstendig opphørte etter reformasjonen, men en del av forklaringen er at man hadde nok kirker - behovet for nye meldte seg først da den levende tradisjon var brutt.

Norge har kanskje hatt så mange som 1000 stavkirker i middelalderen. Idag står bare 32 av dem mer eller mindre fullstendig bevart. Så sent som i tiden fra 1850 til 1885 ble omtrent like mange revet. Selv om byggemaåten har vært mest utbredt og utviklet i Norge, er vi ikke alene om den. I Sverige finnes én stående stavkirke og store deler av en annen, og i England står fremdeles et meget primitivt eksempel. Fra Danmark kjennes arkeologiske vitnesbyrd og enkelte løsrevne stavkirkedeler. Stavbygging har vært drevet i hele Nordeuropa, men til kirker gikk man over til å bygge i mur utenfor Norge. I vårt land fortsatte man utover i middelalderen å bygge de fleste kirker av tre, og derfor rakk man å utvikle stavkonstruksjonene videre.

#### De første redningsaksjoner

Det organiserte fortidsvern i Norge oppsto som en reaksjon mot den rivningstrusel som hang over de siste stavkirkene ved midten av forrige århundrede. Vi ville ventelig ha mistet mange flere, om ikke Foreningen til norske Fortidsminnesmerkers Bevaring var blitt stiftet av fremsynte mennesker i 1844. I desperat strid mot fremskrittets krefter lyktes det endelig i 1880-årene å snu stemningen slik at rivning ikke lenger var mulig. I mellomtiden var Foreningen blitt eier av 8 stavkirker når siste utvei var å kjøpe eller overta vedlikeholdet av en overflødig kirke.

Maleren J.C.Dahl, professor i Dresden, var initiativtaker til

opprettelsen av Fortidsminnesmerkeforeningen. Han var den første som "oppdaget" stavkirkene og den første bidragsyter til stavkirkelitteraturen med et stort plansjeverk utgitt i 1837. På en reise i Norge i 1839 fant han Vang stavkirke i Valdres under rivning - og han måtte personlig kjøpe kirken for å redde den. Menigheten ville slett ikke vite av den på stedet, og Dahl måtte søke utveier i utlandet. Kongen av Preussen lot kirken gjenreise i Schlesien i det nuværende Polen - og der står den ennå som verdens første restaurerte stavkirke.

#### De første restaureringer i Norge

Stavkirkebevaring var den nystiftede forenings merkesak. Med iver kastet man seg over Heddal stavkirke i Telemark, hvor menigheten for en gangs skyld var velvillig stemt. Foreningen påtok seg å restaurere kirken, og arbeidet ble overlatt til en dansk arkitekt, J.H.Nebelong - innfødte arkitekter var mangelvare. Men heller ikke noen norsk arkitekt hadde dengang forutsetninger for å løse oppgaven. Nebelong gikk i sannhet grundig til verket - alle etterreformatoriske deler ble nådeløst vraket - og ikke så få av de originale. Uten kunnskaper om stavkirker skapte Nebelong et nesten nytt byggverk, et ektefødt barn av romantikken.

Resultatet vakte øyeblikkelig samtidens vrede og ble foraktelig stampet som et "Conditortempel". Den første begeistring for restaurering ble avløst av en eftertankens tid. Heldigvis lærte Foreningen av dette feilgrepet, og da planen om en utvidelse av Borgund kirke meldte seg i 1853, var det innlysende at den måtte gå ut av bruk som menighetskirke. Foreningen hjalp menigheten med å reise en ny kirke, og vår best bevarte stavkirke ble spart for ødeleggelse. Men ennå var ingen istand til å forstå verdien av de etterreformatoriske tilføyelser, og kirken unngikk ikke å bli hårdhendt rensert for alt inventar.

Nu var Borgund - og er fremdeles - den best barte kirke med middelaldrens katakter nesten intakt. For andre kirker som tiden hadde gått mindre sporløst henover, varte det lenge før man oppga tanken om å restaurere - å gjenskape den formodede originaltilstand. Ytterligere endel kirker ble temmelig hårdhendt restaurert, og borgunds utseende var forbilledet når man manglet sikre holdepunkter. Fortuns og Gols kirker ble således

gjenreist etter mønster av Borgunds etter at de var flyttet henholdsvis til Bergen og Oslo.

Den mest konsekvente restaurering etter den tids forutsetninger ble utført av arkitekt Peter Blix ved Hopperstad stavkirke i Sogn. Foreningen var gått inn som eier, og Blix stilte penger og arbeidskraft til rådighet for en restaurering etter sine egne planer. Bare de middelalderlige delene var i behold, resten var revet før Foreningen overtok. Blix baserte utførelsen på omhyggelige bygningshistoriske undersøkelser og utstrakt viten. Også har ble rekonstruksjoner i analogi med andre stavkirker benyttet, og det meste av protestantisk inventar ble fjernet.

Hopperstad-restaureringen markerte slutten på en periode hvor kravet om en enhetlig stil hersket innenfor monumentpleien. Fra slutten av århundredet våknet interessen for tilføyelsene fra nyere tid. Nu var de få gjenværende stavkirkene heller ikke lenger truet av rivning. Fortidsminnesmerkeforeningen overtok sin åttende og siste stavkirke, Rødven, i 1908. 5 av de 8 fikk stå omtrent urørt i den skikkelse de hadde da de gikk ut av alminnelig bruk.

De fleste stavkirkene forble menighetskirker og har måttet tilpasse seg dette formål. Men fra 1897 har kirkene lykkeligvis vært fredet ved lov og underlagt antikvarisk tilsyn. Derfor er ingen dramatiske inngrep skjedd i første halvdel av dette århundrede, bare en forsiktig tilpasning til liturgiske og praktiske krav og et jevnt vedlikehold. Den antikvariske pleie innskrenket seg i dette tidsrom til partielle restaureringer.

#### Restaurering etter restaurering

Den først restaurerte kirke skulle bli den første til å gjennomgå en restaurering i nyere tid. Jeg har allerede nevnt misnøyen som oppsto rett etter at Heddal stavkirke var fullført i 1850. En interessert samtidig, advokat Bernhard Dunker, uttrykker det slik i et brev fra 1852: " - Jeg beder vore Fortidsminder bevarede for saadan Restauration. Kirken er bleven til den mest moderne Bygning, som landet har. - - En dansk Architect og en dansk Tømmersvend, der intet Begreb havde om den Bygnings Charakter, som har været overgivet til deres Behandling, og ingen

Kjerlighed for det, som vi elske derved, have skjult alting med Paneling, med Høvel, med Farve og Fernis, og forsynet den med en Hoben nederdrægtige Vinduer, der see ud, som om de vare tagne fra et Driivhuus og satte i en Balsal."

Til overmål var arbeidet så slett utført at kirken få år senere måtte repareres i dyre domme. Tanken om en restaurering var fremme i mellomkrigstiden, men ble skjøvet til side under siste krig. Først i 1952 ble arbeidet satt igang etter planer av arkitektene Blakstad og Munthe-Kaas. Målet var denne gang en restaurering tilbake til den opprinnelige tilstand, men oppgaven var langt mer krevende fordi så mange originale deler var fjernet eller forhugget 100 år før. Mange detaljer kom for dagen ved rivning av Nebelongs interiør, andre slutninger kunne trekkes etter skarpsindige bygningshistoriske analyser. Endelig fantes avbildninger av kirken fra før 1850.

Utvilsomt er resultatet blitt så korrekt som det var mulig å oppnå med det grunnlag man hadde. Likevel makter ikke interiøret å inngi betrakteren den samme følelse av alderdommelig verdighet som en "ekte" kirke. Dertil var for lite levnet av middelalderens interiør. Heldigvis er det meste av kirkerommets veggtiler og utskårne portaler bevart, og eksteriøret var kommet forbausende helskinnet gjennom forrige restaurering.

Vi må være tilfreds med at skadene etter en utvilsomt misforstått restaurering er rettet. Det er likevel et spørsmål om man idag ville ha gått løs på Nebelongs kirke, hvis den fremdeles hadde stått urørt. Et enestående minnesmerke over en enkelt arkitekts oppfatning om hvordan en stavkirke burde ha sett ut, skulle også ha krav på oppmerksomhet.

#### Kaupanger - den siste restaurering?

Kaupanger stavkirke i Sogn ble temmelig hårdhendt ombygget i 1862. Tross alt var denne ombygging til en tidstypisk hvitmalt kirke bedre enn rivning. Eftertidens misnøye med resultatet førte til at kirken ble restaurert i årene fra 1959 til 1965 under ledelse av arkitekt Kristian Bjerknes. Før og under arbeidet gjennomgikk kirken en særlig omhyggelig bygningshistorisk undersøkelse med utgravning og oppmåling.

Kirken hører til en gruppe i Sogn med en svært enkel oppbygning av interiøret og nesten blottet for utsmykning. Deres



klare konstruksjon kjennetegnes ved ubrutte søyler uten kapiteler og kryssavstivning. Kaupanger har som særlig kjennemerke en usedvanlig lengde som skyldes en utvidelse i middelalderen.

Bak forrige århundredes panel fant man at kirken hadde beholdt meget av den karkter den fikk ved omfattende byggearbeider i 1600-årene. Tileveggen ble dengangmalt med fargerike ranker og draperier. Videre viste det seg at nesten alt det barokke inventar ennå fantes - delvis inne i kirken, men overmalt i 1862, og delvis oppbevart forskjellige steder i bygden.

Selv om middelalderens utseende i store trekk var klarlagt, besluttet man heller å ta 1600-årenes kirke som rettesnor for restaureringen. Til alt hell var mange av de opprinnelige deler brukt på nytt ved ombyggingen, og takket være de malte dekorasjonene kunne Bjerknæs med stor sikkerhet sette brikkene på rett plass i puslespillet. 1600-tallets vinduer ble rekonstruert, og portalene ble flyttet til sine opprinnelige posisjoner. Dessverre var portalene skamhugget, men det var igjen tilstrekkelig til at de kunne gjenskapes. Veggenes gamle maling ble fremkalt og alt inventar kom på plass. Kirken fikk nytt gulv og nye stolestader. Til tross for utstrakt bruk av nytt trevirke har kirken fått et overbevisende preg av elde. Man nøyde seg med å tone tilføyelsene i den gamle trefargen, uten å restaurere malingen. Det er blitt en vellykket balansegang mellom hensynet til helhetsvirkning og ønsket om autenticitet.

Kaupanger er en kirke i bruk, og restaureringen måtte rette seg etter menighetens behov. Disse hensyn er vel ivaretatt uten alvorlige konflikter med de antikvariske hensyn. En tilnærmet gjenskapning av 1600-tallets eksteriør forutsatte at kirken skulle ha utvendig bordkledning. Dermed var det samtidig mulig å isolere ytterveggene.

#### Ikke-restaurering

Den pietetsfulle restaurering av Kaupanger stavkirke er kanskje også den siste, i ordets egentlige mening, som noen stavkirke vil bli underkastet.

Omkring 1970 var det tale om restaurering av Reinli kirke i Valdres, hvor en større ombygging hadde funnet sted i 1880. Etter omhyggelige undersøkelser ble tanken inntil videre oppgitt

- kirken får stå i fred slik historien har formet den. Bordgulvet fra 1880 blir lagt tilbake over det vakre tilegulv fra middelalderen.

Denne beslutning var følgen av en endring i synet på monumentpleien. Nu anerkjennes 1800-årenes bidrag som historisk kilde-materiale på linje med andre tidsaldres bidrag. Klok av skade frykter man et ettertiden kan komme til å fordømme en favorisering av bestemte perioder. Om vi ikke idag begeistres av forrige århundredes ombygging, er det kanskje fordi vi mangler forutsetninger for en rettferdig bedømmelse. Derfor skal vår generasjon vedlikeholde det overleverte, og levere det videre til kommende slektledd. Om vi gjør feil ved å gi avkall på vesentlige skjønnhetsverdier og aldersverdier, får neste generasjon chansen til å velge annerledes.

I Reinli spilte det selvsagt en rolle at mange detaljer ved den opprinnelige stavkirken var usikre. Dessuten ønsket man å beholde ett intakt eksempel på 1800-tallets stavkirkebehandling.

Sannsynligvis vil vi i overskuelig fremtid ikke oppleve flere stavkirkerestaureringer hvor målet er å rekonstruere en eldre tilstand.

#### Konservering

Blant våre beskjedne bidrag til verdens arkitekturhistorie har stavkirkene en særstilling. De er alene om å vekke nevneverdig oppmerksomhet i utlandet. De er uerstattelige klenodier - vi har ikke én å miste.

Av frykt for at disse verdier skal gå tapt, ofres det mer enn noensinne tid og krefter til stavkirkeforskningen. De blir systematisk dokumentert ved oppmåling og utgravning, slik at kunnskapene om dem i det minste skal være innsamlet før ulykker skulle hende.

Men en virkelig sikkerhet mot forfall og skader må være målet for vår stavkirkepleie. Bare to av dem er brannsikret ved overrislingsanlegg. I 1973 oppnevnte Norsk kulturråd er utvalg til å forestå sikringen av alle stavkirker. Innstillingen er nylig ferdig, og dets viktigste forslag går ut på å beskytte kirkene ved utvendig overrislning og innvendig skumslukning. Utgiftene er beregnet til ca. 300 000 kroner i gjennomsnitt for hver kirke. Den politiske vilje til å bære utgiftene synes god.

Naturens nedbrytende krefter rammer stavkirkene likesåvel som alt annet menneskeverk. Vedlikeholdet har fra tid til annen ført til at skadede originaldeler er erstattet av mer eller mindre nøyaktige kopier. Vi bør være bekymret over utsiktene til at stavkirkene langsomt blir fornyet på denne måten, bit for bit. Istedet bør vi til det ytterste tilstrebe bevaring av autentiske materialer, skadet eller ikke. Ennu er man ikke kommet frem til fullgode metoder som tillater en konsekvent anvendelse av det idelle ønske om konservering. Det vil kanskje lykkes å finne kjemiske midler som kan gi råteskadet trevirke dets fasthet tilbake, uten uheldige bivirkninger.

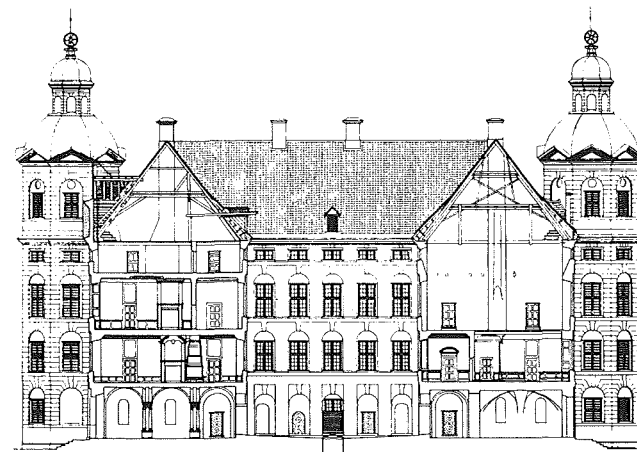
De siste års utgravninger i kirkene har avslørt faretruende tilstander under gulvet. Heldigvis får man samtidig anledning til å bøte på skader som påtreffes. Uvdal stavkirke i Numedal ble utgravet og reparert i 1978 av arkitekt Håkon Christie. Arbeidet kom igang dels fordi man ønsket en arkeologisk undersøkelse, og dels fordi man hadde mistanker om skjulte skader. Gulvet viste seg å ligge direkte på oppfylte løsmasser bak en temmelig skjødesløst opplagt grunnmur. Sviller, grunnstokker og stolper hadde betydelige skader som først nu ble avslørt. Etter at fyllmassene var fjernet, kunne en høyst påkrevet i-standsettelse finne sted. Grunnmuren ble forsterket innvendig omkring et ventilert kryperom. Gulvet ble lagt tilbake på nye bærebjelker etter at alle stolper var understøttet. Når skadens årsak først var fjernet, kunne man beholde tildels sterkt angrepet trevirke og heller overføre belastningene ved hjelp av diskret anbrakte jernbeslag.

Istedet for å rette opp de store setningene ved å løfte kirken tilbake til utgangsstillingen, har man nøyhet seg med å styrke de sammenføyninger som setningene var årsak til. Kirken får stå i fred med alle sine skjevheter. Etter at arbeidet er avsluttet og alt er tilbake på plass, kan endog den mest kresne vanskelig oppdage at der overhodet er skjedd forandringer.

Allerede i 1880 formulerte den engelske bevaringsteoretiker John Ruskin sitt berømte slagord: "Ta vel vare på eders minnesmerker, og det blir aldri nødvendig å restaurere dem!" Hundre år senere anerkjenner vi sannheten i disse ord, og vi forsøker å omsette tanken i handling.

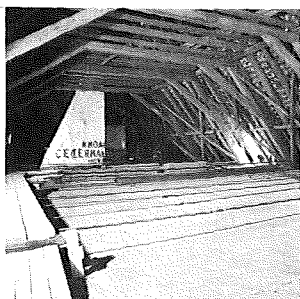
Takstolar på Skokloster Slott

Arkitekt SAR Ove Hidemark, Drottninggatan 59, 111 21 Stockholm, Sverige

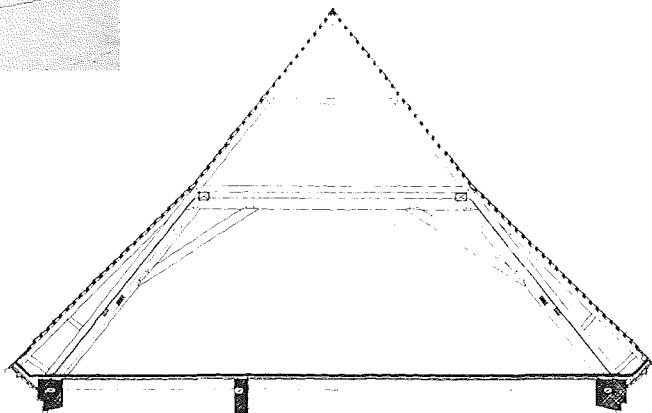


Skoklosters slott började byggas 1654 av Carl Gustaf Wrangel, känd svensk fältherre från 30-åriga kriget och Karl X Gustafs tid. Byggnadstiden för den första etappens stomme inklusive takkonstruktion (ca halva byggnaden) var fem år. Redan vid arbetena med grundmurarna startade tillverkningen av takstolar, förtillverkade i enskilda bitar för att passa ihop på plats när väggarna förts upp till krönnivå. Inhuggna numreringsystem för mon- taget och etappskarvar är fortfarande klart iakttagbara.

Takstolarna och taklaget representerar en genuin byggnadsteknik från 1600-talets mitt. Det är här fråga om slutfasen av en tradition av senmedeltida typ, som utvecklades för kontinentens stora förrådshus och för den höga gotiska takresningens krav. Konstruktionen består av två samverkande delar, det inre lägre och glesare utplacerade bocksystemet, sinsemellan krysstagat och den däröver vilande konstruktionen av smäckra, tätt ställda spiror eller högben, som utbildas till takstolar med hanbjälkar och som bär taktäckningens spröda läktsystem. Takfotens kraftigt utspringande listverk medför en stylning av taklagets nedre del, då takstolarnas högben kräver upplag över murkrönet. Vindsbjälklagets bjälkar utgör det nödvändiga dragbandet. Vindkrafterna och temperaturspänningarna tas upp av den vidjeaktigt elastiska yttre takstolskonstruktionen, först via tegelpannornas eftergivliga yta, därefter via de klena horisontella bärläkten.



Figur 2. Takstolsvinden



Figur 3. Sektion av normal takstol.

Bärläkten vilar i sin tur på de något kraftigare högbenen som har sitt stöd på det ännu något kraftigare remstycket som vilar och är fäst vid bockstolarnas övre hörn. Remstycket förmedlar i sidled krafterna till bockstolarna som slutligen leder tryckkrafterna över till motstående sida av byggnaden, till dess väggpelare och murkrön. Det är här alltså fråga om en klart successivt stegrad dimensionering av ingående virkesdelar ju längre bort från kraftytan man rör sig. Eller tvärtom: ju högre elasticitet i konstruktionen ju närmare området för tryckkrafterna man befinner sig. Knutpunkterna representerar en rik grammatik av exempel på bladningar, tappningar och enkla och dubbla förstötar.

I princip förekommer två skilda typer av takstolar, dels den ovan berörda, men också takstolarna över den oinredda salen. Här avsåg man att lyfta rumsvolymen upp över murkrönsnivå och tvingades därigenom ersätta den dragna bjälken i vindsbjälklaget med en mer komplicerad bockkonstruktion bestående av två på varandra vilande bockstolar och infällda kryssstag som säkring mot utglidning i horisontalled. Takstolstypen är även här av medeltida ursprung, vanlig vid stora katedralbyggen där takstolarna måste ge rum för uppstickande valv och gördelbågar.

Tillsammans med den bevarade taktäckningen, glaserat tegel på läkt och understruket med kalkbruk, utgör slottets takkonstruktion ett genom sin ursprunglighet och storlek unikt stycke representativ byggnadsteknik från 1600-talet.

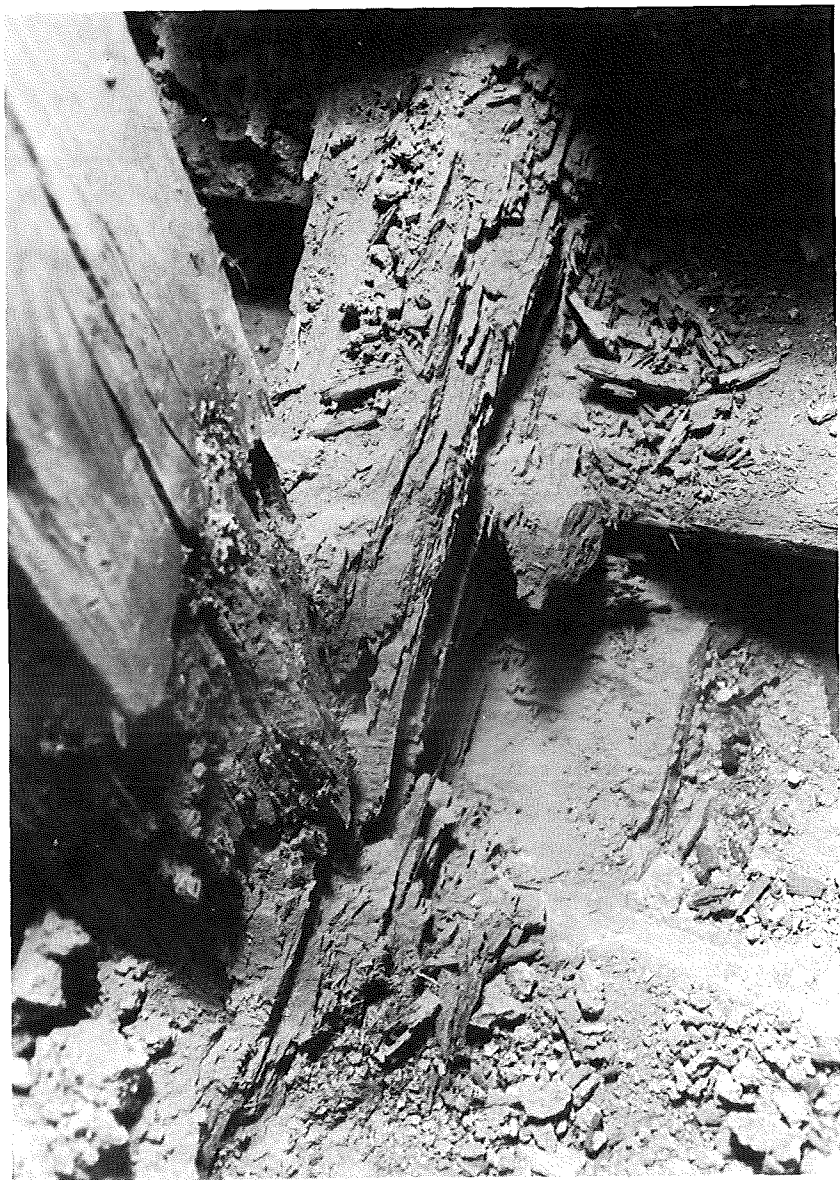
I sina öppna synliga delar befanns allt trävirke i perfekt kondition, välluftat genom mängden små hål och springor mellan takpannorna, men i de vid takfoten dolda inmurade sammanfogningspunkterna hade århundraden av inträngande fukt och brist på luftning förorsakat omfattande rötskador.

Detta stora taklandskap är bevarat till vår tid i kraft av ett ständigt närvarande försynt underhåll genom tre århundraden. De reparationsåtgärder som krävts här har utgått från respekten för den befintliga konstruktionen för att finna de metoder och lösningar som inte rubbar den konstruktiva idén eller det praktiska utförandet. Ett modernt byggnadstänkande med exempelvis tät panel under tegeltäckningen skulle ha medfört inte bara förlusten av ett genuint hantverk från 1600-talet utan också en våldsam stegring av reparationskostnaderna, ett försvårat underhåll av skadat taktegel och en sämre luftning av hela takkonstruktionen.

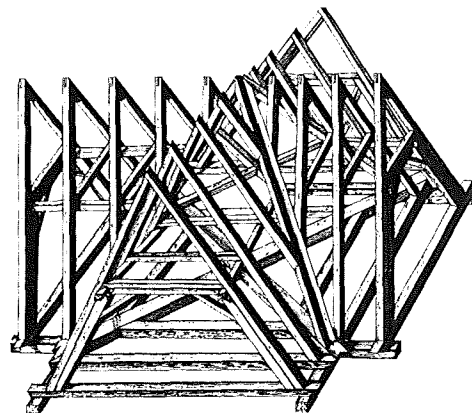
Genom att acceptera ett framtida underhåll som i huvudsak består i att vaka över och komplettera understrykningen av teglet, byta ut en och annan tegelpanna samt genom att koncentrera åtgärderna till enbart de skadade partierna vid takfoten när man den för byggnadens såväl tekniska som kulturhistoriska framtid säkraste och billigaste lösningen. Vi har här försökt göra oss förtrogna med de material och principer som byggnaden själv redovisar och sökt de metoder som utgår från 1600-talets egen begreppsvärld.

Johannes Wilhelms "Architektura civilis" från år 1649 ur slottets bibliotek ger prov på en mängd olika takstolskonstruktioner, av vilka en del ritningar kan betraktas som direkta förelägg för Skoklosters takkonstruktion. Ett ständigt jämförande studium av dels verkligheten och dels en äldre tids kunskap ger möjlighet att tränga in i dåtidens byggnadskonstruktioner, dess begränsningar och möjligheter.

Samtidens byggnadstekniska litteratur ger rika prov på både utläggningar av ytterst teoretisk art och direkta, handgripliga föreskrifter om praktiskt byggande. Ofta är den kombinerad med råd och anvisningar för fortifikatörer, i andra fall utgör den delar av handböcker i den civila konsten att sköta ett gods på landet. Den översvallande mängden böcker undervisar om de klassiska ordningarna och om den beskrivande geometrin, dvs perspektivläran. Därefter följer, i riktning mot den direkt praktiska kunskapen,



Figur 4. Røtskadad sammanfogning av högben och bindare i vindsbjälklag.



Figur 5. Ur Architectura Civilis av Johannes Wilhelm 1648. Principritning för takstolar.

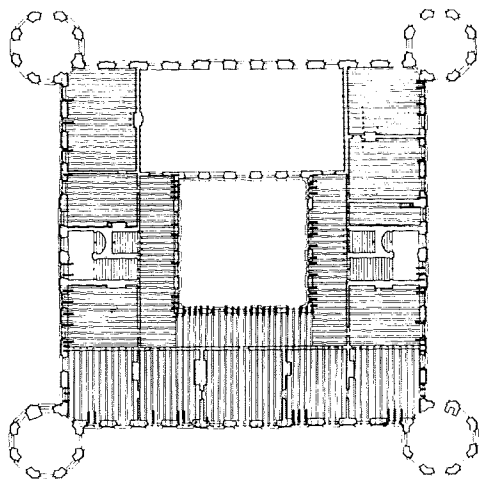
studier över för tiden typiska anläggningar som herrgårdar, tyghus och mejerier fram till böcker om konkret byggande med synpunkter på grundläggning, kalkbruk, takstolar osv.

Skoklosters bibliotek innehåller här en rik mängd tidstypiska böcker i dessa ämnen, en osedvanligt tacksam bakgrund till den på platsen åskådliga tillämpningen. Dessutom en litteratur som till viss del har varit byggherrens egen.

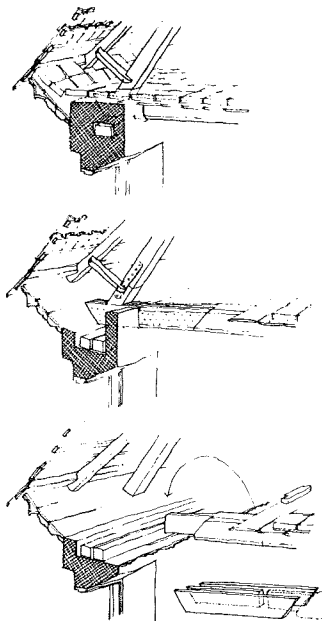
Äldre tiders reparationsmetoder har utgjort förebilden för dagens åtgärder: iskarvningar med nya trästycken till den utsträckning som skadan omfattar, stagneringar och kramlingar av smidda järnstenar och spikförband.

Vid restaureringen gavs varje bjälkände en individuell bedömning. Endast de oundgängligen nödvändiga ingreppen godkändes, rötskadade ytskikt har skalats av och en användbar kärna behållits. I andra och svårare fall har bjälkänden kapats, så snävt som möjligt, och därefter tagits ur på sidorna för att ge ett tillräckligt dragstarkt fäste för en förtillverkad, till den befintliga bjälkänden måttanpassad "gaffel" som trätts över och limmats fast (lim: Cascosinol 1761) samt försetts med ett spikförband som säkerhet och för anläggning av limytorna. För högbenens del har utförandet blivit enklare: här har tryckkrafterna motiverat en stum skarv som hålls i läge med skenor av rostfritt stål på sidorna. Genom dessa utbytesprinci-

per har maximum av den gamla konstruktionen kunnat behållas, takstolarna behållit sin forna spänstiga volym och återfått sin ursprungliga kraftfördelning.



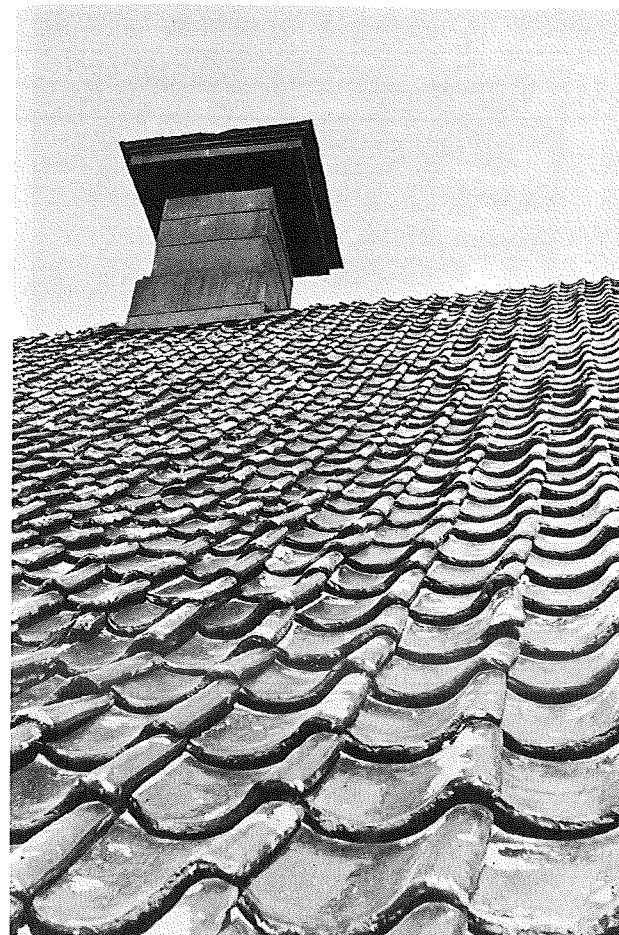
Figur 6. Plan av åtgärdade takstolar.



Figur 7. Perspektivskisser över arbetsförfarande vid reparation  
- före, under och efter.

Arbetena utfördes under ett extremt kallt vinterhalvår med ofta  $-25^{\circ}$  kyla. För att limningarna skulle fungera kontrollerades fuktkvoten och temperaturen noggrant under utförandet. En speciell "kuvös" konstruerades för att lokalt kring skarvpunkten kunna upprätthålla rätt klimat ( $15\%$ ,  $+25^{\circ}$ , 6 timmars limningstid).

Det av röta svårt angripna remstycket byttes ut och ökades i dimension för att bättre klara takstolslasterna över fönstervalven. Endast trä har kommit till användning. Här gäller det framför allt att inte föra in för byggnaden artfrämmande eller alltför hårda material (stålbalkar, betong): den kompletterande delen måste underordna sig i materialhårdhet för att inte skava eller späna sönder sin omgivning.

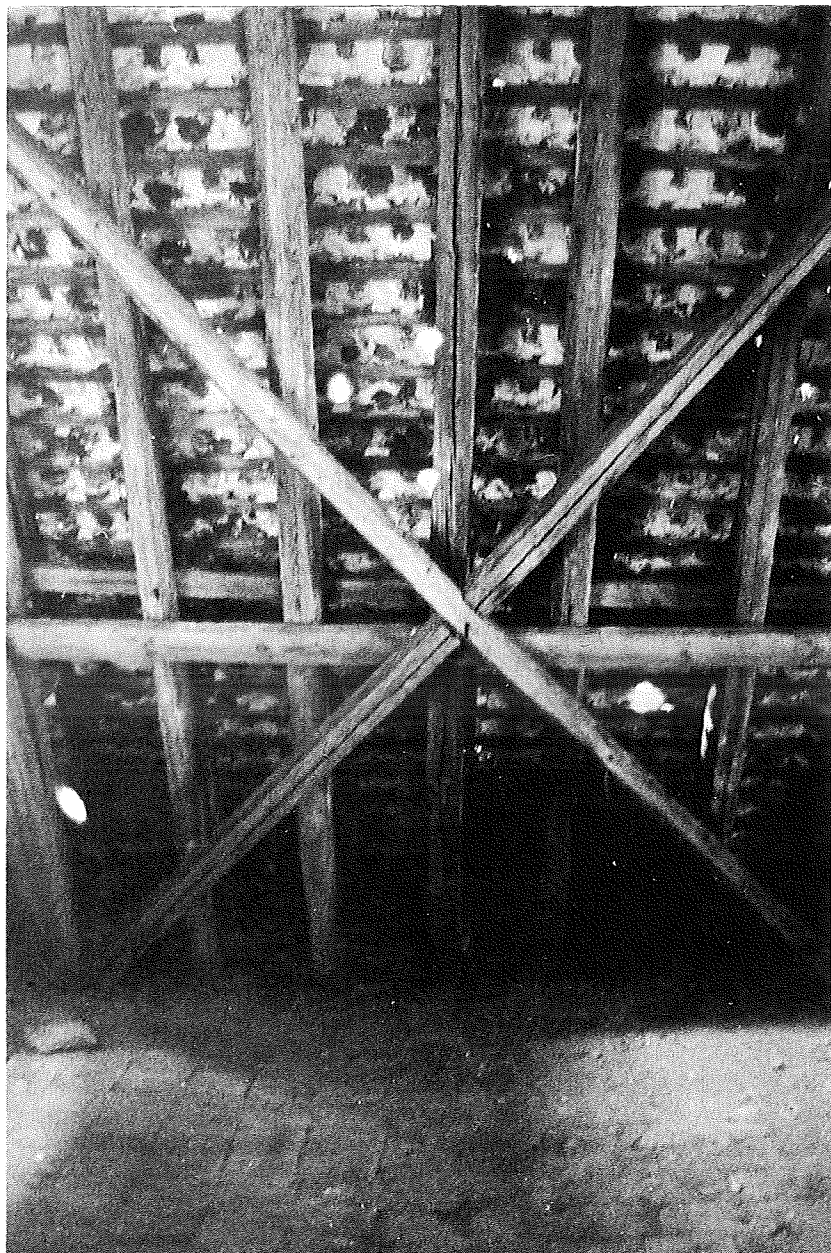


Figur 8. Bild av det holländska takteglet, lagt i bruk på öppen läkt.

Det är dessutom väsentligt att arbeta med tekniska lösningar som tillför byggnaden torra fasta kroppar, vilka vid framtida reparationer kan avlägsnas utan att skada sin omgivning.

De glaserade tegelpannorna, som levererades från Amsterdam 1655, är lagda på öppen läkt och understrukna med kalkbruk, inblandat med nöthår. Det är en takyta som ständigt utsätts för tryck och rörelser genom hård blåst och temperaturvariationer, ett slags sammanhängande päls av tegel som





Figur 9. Takkonstruktionen med taktegel från insidan.

skall skydda mot regn och snö. Att bevara originalkonstruktionen innebär, förutom det självklara historiska värdet, också ett enklare underhåll: alla takpannor är åtkomliga inifrån vinden och kan lätt bytas ut vid behov. Underhållet måste också följa de regler som konstruktionen kräver: ett fett kalkbruk som stryks på underifrån och som bildar en mjuk tätningsmassa mellan pannorna. Bruket skall vara svagare än tegelpannan, bristningen skall ske i bruksfogen, som lätt kan lagas och där pannan har sitt naturliga lås, och inte i pannans botten, den farligaste punkten, vilket sker då bruket är för hårt eller cementrikt och inte medger en sviktning i fogen. Ersättningspannor, tillverkade och glaserade för hand efter förelägg levereras för dagens behov från Polen.

Plåtarbeten vid takfot och i rännalarna har lagts om. Rännalarna var belagda med kopparplåt, som falsats om och återanvänts i sin helhet. Takfoten bestod av starkt rostangripen svartplåt. Den nya plåten är av zink, svartmålad och falsad för hand. Falstyp och plåtstorlekar är identiska med originalet, ett viktigt faktum då en förändring av sådana detaljer i överensstämmelse med modern praxis ändrar en mycket väsentlig rytm i takytorna. Accepterar man modern teknik tvingas man utomordentligt lätt till detaljlösningar som steg för steg riskerar ändra byggnadens hela karaktär.



Figur 10. Skokloster Slott från öster.

---

Restaurering af tagværker i Københavns Domkirke

---

Teknikumingeniør Torben Lund, Rådgivende Ingeniørfirma  
Johs. Jørgensen A/S, Virum, Danmark

Tagværkerne i Vor Frue Kirke er opbygget, således at hvert tredje spær er et hovedspær der udover sin egen last også bærer lasten fra 2 mellemspær via træbjælker oplagt på tværs af spærretningen (se fig. 1 og 2). Tagværkerne indeholder et tøndehvælv med træbuer med en diameter på 16 m. Længden af et spær er ca. 33 m, og det samlede antal spær er 52. Spærafstanden er 1 m, hvilket giver en afstand på 3 m mellem 2 hovedspær. Tagspærene understøttes i fodplan af 2 murede langvægge og af et stoleværk på hver side af hvælvet.

Kirkens historie, kort fortalt

På det sted hvor Københavns Domkirke ligger idag påbegyndtes opførelsen af den første teglstenskirke allerede i slutningen af 1200-årene. Denne kirke, der var i gotisk stil og som blev forsynet med tårn omkring år 1500, nedbrændte i 1728. Efter branden blev kirken genopbygget i barok stil med ændret grundplan. Genopbygningen foregik ikke uden problemer. Således styrtede det gamle tårnmurværk sammen i 1730 og da man murede nye tårnvægge ovenpå de tilbageblevne murrester, styrtede det hele sammen igen.

Endelig i 1734 besluttedes det at fjerne alle murrester inklusive fundamentet og opføre et helt nyt tårn.

Barokkirken blev ramt under det engelske bombardement i 1807 og udbrændte helt.

Genopbygningsarbejdet blev overdraget til arkitekt C.F. Hansen og i 1829 kunne den kirke, vi kender i dag, tages i brug.

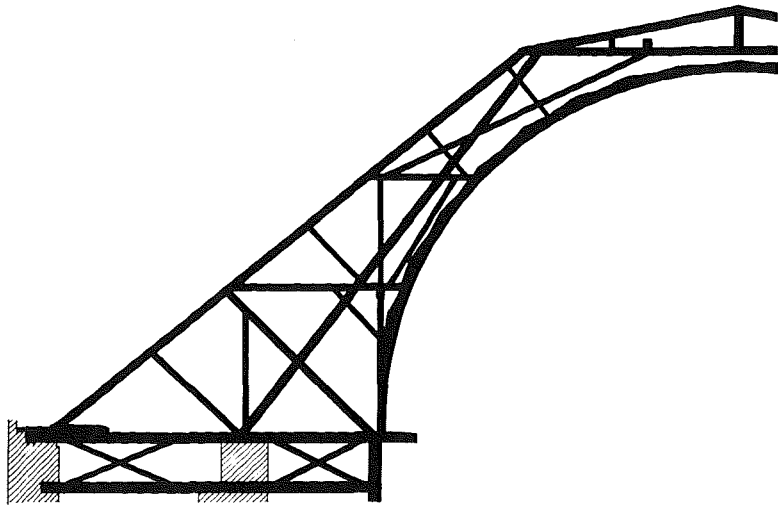


Fig. 1. Typisk hovedspær.

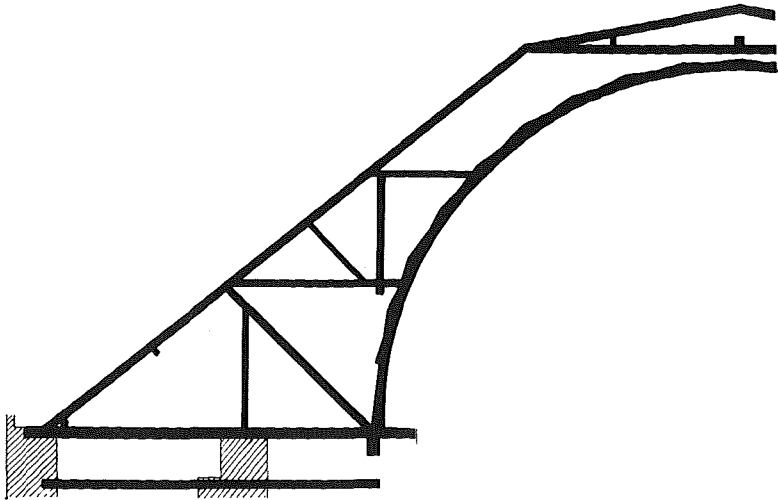


Fig. 2. Typisk mellemspær.

### Restaureringsarbejdet

Restaureringssagen startede i efteråret 1974 under ledelse af arkitekt, professor Vilh. Wohlert.

Den bygning, der skulle restaureres og dermed tagværket, var, som det fremgår af den historiske gennemgang, omkring 150 år gammel.

Projektplanlægningen resulterede i følgende projektfaser for ingeniørarbejdernes vedkommende:

1. Gennemgang af tagværkerne
2. Opmåling
3. Statisk beregning af tagværkerne
4. Tagværkets istandsættelse og forstærkning

### 1. Gennemgang af tagværkerne

Ved gennemgangen af kirkens tagværker konstateredes følgende skader.

#### Brud:

Der konstateredes brud i en del tagbjælker ved overgangen mellem tegl- og kobbertag. Brudfladen går næsten vinkelret på tømmerets sideflader i samme plan som forsatsen. (se fig. 3)



Fig. 3. Hjørnesamling med brud.

Slid:

Der konstateredes slid i snitfladerne i tømmerforbindelserne mellem skråbånd og gulvbjælker. Denne samling er udført som skrå tap med fortsats. De vekslende påvirkninger (som følge af vindsug henholdsvis -tryk på tagfladerne) har medført at skråbåndene har slidt sig op til 10 mm ned i gulvbjælkerne.

Råd:

Af kirkens regnskaber fremgik det, at fodsamlingerne forstærkedes i 1925 med træ- og stållasker med gennemgående bolte. Det konstateredes ved gennemgangen, at trædelene i og omkring disse samlinger var så medtagne som følge af rådgangreb, at en lokal udskiftning var absolut påkrævet.

Skadedyrsangreb:

Det konstateredes, at hele tagværket var angrebet af skadedyr. Der var tale om et aktivt angreb af borebiller (*Anobium punctatum*) og af dødningsgeuret (*Dendrobium partinax*). Tagværket var enkelte steder så hårdt angrebet, at tømmeret måtte udskiftes.

Resultatet af gennemgangen blev fremsendt til bygherren, som besluttede, at tagværkerne skulle istandsættes totalt.

## 2. Opmåling

De eksisterende bygningstegninger var så mangelfulde, at det var nødvendigt at fremstille et komplet sæt opmålingstegninger af såvel trækonstruktioner som af det bærende murværk.

Kirkens tagværk består principielt af 4 spærtyper, der alle blev målt nøjagtigt op som grundlag for de statistiske beregninger. Opmålingstegningerne udarbejdedes i forholdet 1:20 og indeholdt udover de typiske spæropstalter alle oplysninger vedrørende tømmerforbindelserne (tagdybder, fortsatse o.s.v.).

Opmålingsarbejdet besværliggjordes af de store højder i tagrummet, fra spærfod til kip er der en højdeforskel på ca. 10 m. Endvidere hindrede tøndehvælvet en direkte gennemmåling mellem to spærender. Sidstnævnte problem medførte opmåling af samtlige elementers systemlinielængder, således at en geometrisk koordinatberegning af samtlige knudepunkter kunne foretages.

Den ovenfor omtalte opmålingsmetode indebærer, at tagværkets

geometri kendes i udbøjet tilstand.

Ved udførelsen af trækonstruktioner i tidligere tid benyttes ligesom det er tilfældet i dag opsnøring af konstruktionen på et profil. Afsætningen (placeringen) af de i tagværket indgående elementer på profilet foregik ved hjælp af udspændte snore mellem 2 fastlagte punkter. Det er derfor en rimelig forudsætning at antage, at oversiden af de tømmerstykker, der er placeret langs tagflader o.s.v., oprindeligt var retlinede. Denne forudsætning kombineret med de opmålte data benyttedes til optegning af konstruktionernes oprindelige geometri.

## 3. Statisk beregning af tagværkerne

Trækvaliteten blev vurderet til at være mindst som "Uklassificeret konstruktionstræ".

Sne- og vindbelastninger er fastsat i overensstemmelse med DS 410 med bilagsblad, 1. udg., okt. 1966.

Ved vurdering af mulige beregningsmetoder blev det hurtigt klart, at en "håndberegning" af trækonstruktionerne måtte udelukkes. Vi valgte at benytte et EDB-program, der var velegnet til beregning af plane rammer og som kunne køres via vor egen EDB-terminal. Programmet, Civilsystem fra Honeywell Bull giver udover snitkræfterne i begge ender af alle elementer også direkte deformationerne af alle knudepunkter, alt beregnet efter deformationsmetoden.

Inddata er knudepunktskoordinater, understøtningsbetingelser, elementernes samling i knudepunkterne (charnier el. indspænding), tværsnitkonstanter, elasticitetsforhold og belastninger. Tagkonstruktionen består som tidligere nævnt af hovedspær og mellemspær. Det statistiske system omfatter 28 knudepunkter og 46 elementer for et mellemspær og 40 knudepunkter og 77 elementer for et hovedspær. Se fig. 4 og 5.

Beregningsudgangen var som følger. Idet alle mellemspær udover de 6 understøtninger i spærfod understøttes på midten (under kiplinien) af hovedspærene via en drager blev hovedspærene beregnet med hensyntagen til belastningerne fra 2 mellemspær via kipdrageren. Resultaterne af de første EDB-kørsler stemte ikke overens med de under opmålingsarbejdet konstaterede deformationer. Forskellen på den målte og den beregnede lodrette deformation i centerlinien var ca. 50 mm.

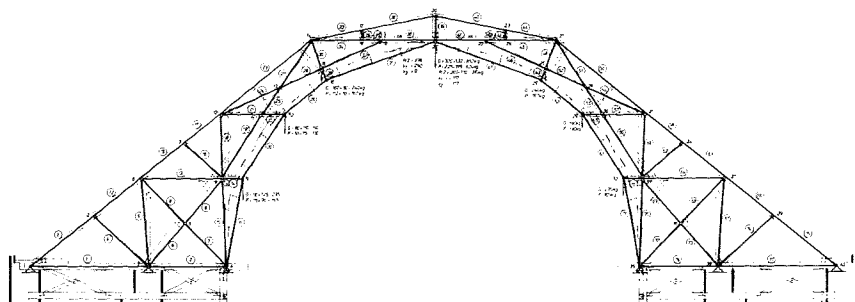


Fig. 4. Statisk system, hovedspær.

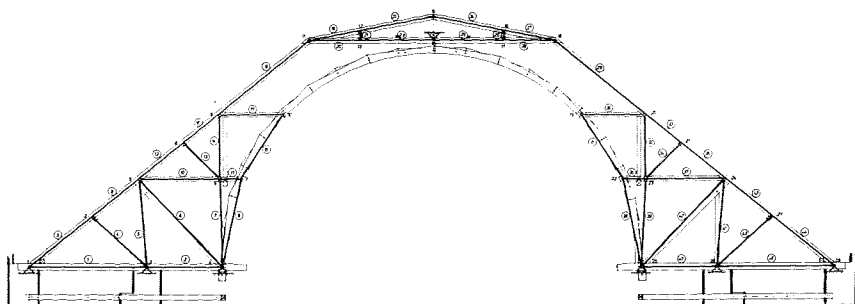


Fig. 5. Statisk system, mellemspær.

Årsagen til ovennævnte uoverensstemmelse viste sig ved beregning af de 16,5 m høje murede facader og af de øvrige langvægge, idet det viste sig at disse ved belastning med tagværkets vandrette reaktionskomponenter for belastningstilfældet egenvægt havde en teoretisk udbøjning svarende til tagværkets nedbøjning i niveau med tagfod. Se fig. 6. Efter at have korrigeret tagværksberegningerne for nævnte deformationer stemte de målte og de beregnede deformationer overens indenfor 10 mm.

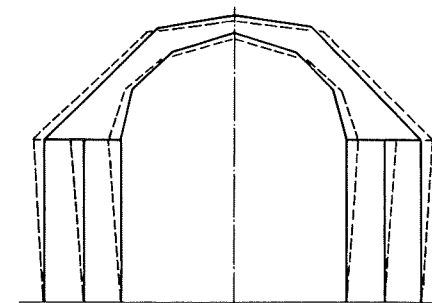


Fig. 6. Forenklet bygningstværsnit.  
 — angiver konstruktionernes oprindelige geometri.  
 --- angiver konstruktionerne i udbøjet tilstand.

Eftersom kirkens langvægge er afstivet vandret i begge ender (ved tårn og ved apsis) er alle elementer såvel som træsamlinger beregnet både for snitkræfterne ved de udbøjede og ved de fastholdte understøtningpunkter i plan med spærfoden.

#### 4. Tagværkets istandsættelse og forstærkning

Det fremgik af beregningerne, at alle bjælke- og stangdimensioner var tilstrækkelige, mens en hel del af tømmerforbindelserne skulle udbygges med beslag for at muliggøre overføring af trækkræfter. Hvad angår overføring af trykpåvirkninger viste det sig ved beregning af tømmerforbindelserne, at disse havde rigelig bæreevne.

For at undgå egensvingninger som følge af klokkeringning besluttedes det at forsyne alle betydende træforbindelser med enkle pladejernbeslag og det viste sig ved en afprøvning efter arbejdets udførelse, at tagværket ikke vibrerer efter forstærkningen. Forbindelserne i tagfod fornyedes, idet alle tag- og gulvbjælker som følge af råd måtte afskæres et stykke fra selve samlingerne. Det nye tømmer samledes til det eksisterende ved længdesamlinger med skrå blade og indpressede mellemlæg med bolte, således at forbindelserne blev momentstive.

Restaureringsarbejderne afsluttedes med en grundig sprøjtning med et insekt- og svampedræbende træbeskyttelsesmiddel.



---

Restaurering af bindingsværk

---

Arkitekt Niels-Holger Larsen, Kunstakademiets Arkitektskole,  
København

Ser man tilbage på restaureringer foretaget omkring århundredeskiftet på bindingsværkshuse, vil man støde på en del eksempler, som vi idag vil tage afstand fra. Datidens arkitekter og museumsfolk ville gerne vise bygningernes oprindelige udseende i alle detaljer, og det resulterede i, hvad vi idag kalder "romantiske" restaureringer med murværk i blanke sten og opmalt bindingsværk, vinduer med kunstfærdigt blyindfattede ruder o.s.v.. Desværre var det tit på alt for spinkle grundlag, at husene blev rekonstruerede. Der blev tillige i mange tilfælde fjernet og ændret så meget, at man ikke kan finde de spor, som kunne danne grundlag for en rekonstruktion idag, eller finde spor til gavn for udforskningen af bindingsværksbyggeriet. Der er endnu en del uafklarede punkter om konstruktionsdetaljer og overfladebehandlinger, og enhver iagttagelse kan have værdi.

Belært af disse lidt hårdhændede restaureringer arbejder man idag mere nænsomt og forsigtigt. Mest muligt bevares og konserveres, og rekonstruktioner foretages kun på grundlag af absolut sikre spor i bygningen.

Ideen med bevaring er ikke kun at præsentere en række stilrene eksempler, men også vise at husene har en alder, og tiden derfor har sat sine spor med lidt ændringer og skævheder.

Restauratorerne bør efterlade bygningen på en sådan måde, at man ikke opfatter deres arbejde! Det er sjældent muligt og næppe altid rimeligt, men det kan være udtryk for den holdning, som bør ligge til grund for restaureringsarbejdet.

I det følgende vil der blive nøjere redegjort for de principper, der idag er gældende ved restaurering af historisk værdifulde bygninger, og desuden lidt om fremgangsmåden.

Undersøgelser.

En større restaurering kræver nogle forudgående undersøgelser af bygningshistorisk og teknisk art, som grundlag for valg af eventuelle rekonstruktioner og til bedømmelse af arbejdets omfang. Også under istandsættelsesarbejdet vil der blive tale om nogle bygningsarkæologiske undersøgelser, og for disse er de forudgående en stor hjælp.

Som basis for undersøgelserne må der foretages en opmåling af bygningen med alle dens skævheder i plan, snit og opstalt.

Bygningshistoriske undersøgelser.

Bygningens alder, bindingsværkets type og vekslende ændringer i huset skal klarlægges. Jo ældre bindingsværket er, des større antikvarisk interesse har det, og der kræves måske ekspertbistand, eventuelt fra et lokalt museum, til undersøgelsen.

Bindingsværket skal nøjere undersøges for gamle tap- og naglehuller og andre sopr med henblik på at optegne en rekonstruktion, hvis der er sket ændringer i facaden og konstruktionen.



Figur 1. Vestergade 7, Køge. Udsnit af tegning med gamle spor indtegnet på opmålingen.

Konstruktionsanalyse

Bindingsværksskellettets konstruktion og samlinger klarlægges med hensyn til det statiske system. Det er vigtigt at vide hvor der er store spændinger i konstruktionens dele, således at samlinger ved eventuelle udskiftninger kan udformes og placeres mest hensigtsmæssigt.

Har bygningen sat sig meget og er kommet ud af lod og water bør man tillige analysere deformationerne, og vurdere virkningerne af disse, hvorvidt nogle dele har overtaget en uvedkommende belastning. Sætninger viser sig meget ofte at være meget gamle fra tiden lige efter opførelsen, og mange forhold er senere tilpasset disse skævheder.

Skadernes omfang og karakter

På tegningerne kan med forskellige signaturer markeres hvor tømmeret er nedbrudt. Det vil dog sjældent kunne fastlægges nøjagtigt inden arbejderne igangsættes, fordi meget kan skjules bag mørtel og maling.

De typiske skader er råd og insektangreb og deraf følgende brud eller sætninger i konstruktionen. For bekæmpelsen af angrebene må deres art bestemmes og årsagen søges. Det kan være opstigende fugt på grund af hævet terræn gennem tiderne, utætheder i tag, tagrende eller nedløb; og sådanne skadelige forhold må fjernes ved restaureringsarbejdet.

Med de ovennævnte undersøgelser har man et godt grundlag for at vurdere omfanget af de nødvendige arbejder, og tilrettelægge dem på fornuftig måde.

Sådanne dybtgående undersøgelser bliver desværre langtfra altid udført, men de vil kunne svare sig. Hvis bygningen er fredet, vil der som regel blive krævet en sådan undersøgelse, eventuelt med bistand fra fredningsmyndighederne.

Hvor grundigt man end udfører sine undersøgelser, så skal man dog være forberedt på at møde overraskelser, og derfor er et intenst tilsyn nødvendigt under hele arbejdet for at notere og vurdere nye forhold som måtte dukke op.

### Restaureringens tilrettelægning

Der skal nu på grundlag af undersøgelserne udarbejdes projekt og gives anvisninger til håndværkere. Der vil melde sig mange spørgsmål om rekonstruktioner, opretning af skævheder, omfanget af udskiftninger, samlingernes udformning o.s.v..

Nedenfor angives nogle betragtninger, som normalt lægges til grund for valg af løsninger.

### Rekonstruktioner og opretning

Det kan være meget fristende at tilbageføre en bindingsværksfacade til dens oprindelige udseende, når det ene spor efter det andet dukker op. Men hvis det medfører, at vinduer og døre derved må ændres radikalt, og tit til mindre dimensioner, så må konsekvensene nøje vurderes. Hvis rummenes interiør og karakter vil blive væsentlig ændret vil det være rimeligt at undlade en rekonstruktion.

Løsholter og skråbånd kan være påmalede, fordi man enten har undladt at udskifte dem med træ, eller blot har overpudset det nedbrudte træ. Sådanne påmalinger bør fjernes og nye dele ind sættes, men vel og mærke kun hvis der er sikre tegn på at der oprindeligt har siddet tømmer. (se figur 1).

Hvor større dele af en bindingsværksfacade må udskiftes skal den nøje kopieres, eventuelt med genindsætning af dele, som der er fundet sikre spor efter. Man bør ikke opdigte en mere regelmæssig inddelt facade for eventuelt at opnå et "pænere" facadebillede. Det gavner ikke i den bygningshistoriske sammenhæng.

Ligeledes vil en fuldstændig opretning af en facades skævheder være betænkelig. Bygningen kan på den måde blive frataget sin charme og sit præg af alder og spor af tidens tand. Desuden vil der som regel være taget hensyn til skævhederne gennem tiden, og en opretning kan få omfattende konsekvenser i tagkonstruktion, indvendige trapper, vægge, døre m.v.. Gammelt kraftigt tømmer, især eg, kan tillige have optaget krumninger, som ikke lader sig rette op.

Nogle restaureringsarbejder bliver så omfattende, at hele konstruktionen må eller kan demonteres. Det giver oplagte fordele ved reparationer og mulighed for at indsætte nye dele på en lettere og korrekt måde. Dog skal det ikke tilstræbes altid

at udtage de murede felter. Det er meget vanskeligt at genskabe den patina, der ligger i murværkets kalklag, og en bevaring må derfor tilstræbes ved fastkiling og efterfugning. Ved nødvendige ommuringer bør de gamle mursten under alle omstændigheder genanvendes, fremfor at opmure felterne med nye glatte sten.



Figur 2. Slotsgade 20, Haderslev.

Her var bygningerne i så ringe stand, at flere dele måtte udskiftes og murfelterne tages ud. I den forreste bygning er murfelterne atter udmuret med de gamle sten. I den bagerste bygning er blandt andet hjørnestolpen af eg blevet udskiftet, og skelletet er klar til udmuring.

Det kan være vanskeligt at udføre statiske beregninger på ældre konstruktioner, og til vurdering af bindingsværkskonstruktionen bæreevne og stabilitet kan en god statistisk fornemmelse sammen med en dimensioneringserfaring være mere gavnlig end formler og regnemaskine alene. Af og til står man dog i den situation, at bindingsværket ikke vil kunne bære en etage-

adskillelse med nye ekstra belastninger; men træværket er dog for godt at udskifte. Her vil det være rimeligt at opsætte en hjælpende konstruktion indvendig og give bindingsværket en reparation og konservering, fremfor at udskifte hele facaden med nyt og kraftigere tømmer.

#### Overfladebehandling

Det er en almindelig opfattelse, at alt bindingsværk skal males eller tjæres, så det klart og tydeligt træder frem. Det har imidlertid langtfra altid været skik og brug tidligere. Meget ofte er bindingsværket blevet overkalket i samme farve som murfelterne. Der kan være byer, hvor gadefacadens bindingsværk har været malet eller tjæret, mens gårdsidens ofte simple bindingsværk har stået overkalket.

Bindingsværk kan stå meget smukt med en overkalkning, så træværket står i let relief. For at bevare egnspræget, både på landet og i byerne, bør overkalkningen, hvor det har været skik og brug, stadig foretages.

Bindingsværkets murfelter bør kalkes og ikke plastikmales. De defusionstøtte malinger tillader ikke den udtørring af træet, som er så nødvendig for dets bevaring; og især hvor bindingsværkets overflade er malet eller tjæret, så udtørring gennem træoverfladen er væsentlig hindret.

#### Reparationsmetoder

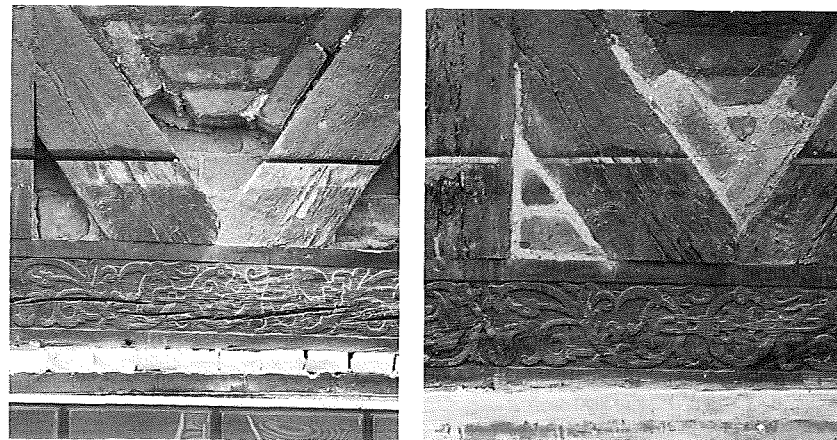
Det gængse princip er at udskifte nedbrudt træ med sundt træ af samme sort, og bekæmpe og beskytte mod angreb, såvel konstruktivt som kemisk.

I ganske specielle tilfælde kan dog andre materialer tages i brug.

En hollandsk udviklet metode blev for nogle år siden introduceret i Danmark. Efter denne metode udskiftes og forstærkes ødelagt træ med glasfiberarmerede støbninger med epoxyørtel. Metoden synes meget fristende at anvende, men restaureringsfolk og fredningsmyndigheder stiller sig lidt skeptiske over metoden, især af æstetiske grunde. Træ og plast vil stå i kontrast til hinanden, og overfladebehandlinger vil patinere forskelligt. Desuden er der ingen sikkerhed for materialernes sammenhæng over en lang årrække. Omkostningerne er trods alt

så store, at metoden kun i særlige tilfælde kan svare sig, og den er da også kun anvendt i meget få tilfælde i Danmark.

Andre epoxyprodukter kan dog tages i anvendelse ved mere konserveringsprægede opgaver, som f.eks. hvor en udskåret dekoration skal udbedres og stabiliseres, se figur 3.



Figur 3. Nørregade 5, Køge. Udbedring af overgangsfod, dvs den rem, der bærer andet stokværk. Tømmeret var meget revnet, og for at undgå vandindtrængning lukkedes de store svindrevner med epoxybaseret modelpasta, der kan forarbejdes som træ. Der ved kunne skæringerne retableres.

Også beton kan erstatte træ, som det flere steder er gjort ved udskiftninger af fodremme, dvs det stykke tømmer, der ligger på fundamentet, og som det øvrige bindingsværksskellet står på. Det er et meget udsat tømmerstykke, der ofte er nedbrudt, og desværre vanskeligt at udskifte. Enkelte steder har man da valgt at støbe remmen i beton i en form, og forankre stolperne til betonen. Metoden bør kun undtagelsesvis anvendes, hvor specielle fugt og styrkeforhold taler for det.

Disse alternative metoder bør kun være undtagelser, da der anvendes fremmede og dermed "falske" materialer i forhold til det øvrige bindingsværk.

De førnævnte gængse principper skal da nøjere uddybes i flg.:

### Træet

Til udskiftning skal anvendes samme træsort, som regel fyr eller eg, som der oprindeligt er anvendt. Træet bør af hensyn til ensartet svind nøjere udvælges, sådan at åreretning og struktur svarer til det gamle det sættes sammen med. Nyt træ må selvfølgelig have en fugtighed svarende til det gamle træ. Bedst er det at anvende gammelt sundt træ fra f.eks. en nedrivning. Herved mindskes problemerne med patinering, og ældre træ er som regel mere roligt og mere tørt en nyt træ. Det er således fornuftigt at gemme kasserede tømmerstykker fra den bygning, man arbejder med, fordi mindre stykker herfra kan anvendes til små reparationer på tømmer der ikke udtages. Reparationerne vil da ses mindst muligt.

Træets overfladestruktur er et stort problem ved indsætning af nyt tømmer, der som regel vil stå i skarp kontrast til det gamle vejrbidte træ. Spor af f.eks. rundsavssnit bør høvles væk ved en grovere håndhøvling i træets åreretning. Der bør ikke gøres forsøg på at efterligne en håndhugget overflade; kun meget sjældent var bindingsværkets retside øksehugget, men som regel savskåret og eventuelt høvlet.

Egetræ kan kunstigt patineres ved at brænde overfladen med blæselampe, og derefter børste overfladen med stålbørste, men det må gøre behersket.

Til udsatte steder kan træet trykimprægneres, eller hvor det er muligt kan delene, gamle og nye vaccumimprægneres, hvorved gamle råd-og insektangreb bliver effektivt bekæmpet.

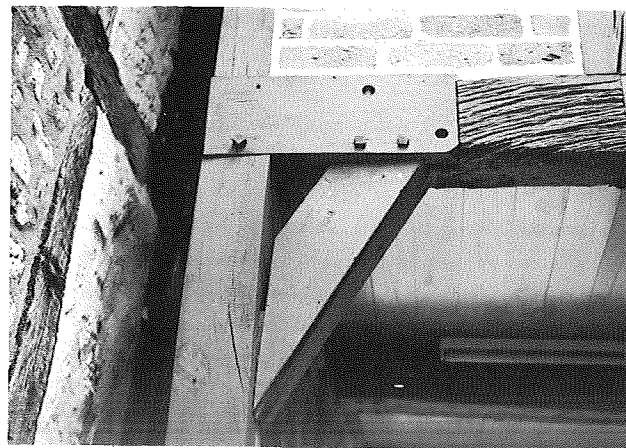
### Samlinger

Der bør overalt vælges samlinger som de oprindeligt anvendte. Det kan være vanskeligt ved f.eks. udskiftning af løsholter, når konstruktionen ikke skilles ad, men der kan da anvendes løse tapper eller lignende. En træsamling styrer og sammenholder bedre de enkelte tømmerstykker, end sømbeslag, der ikke bør anvendes til restaurering af bindingsværk.

Som princip må alle former for beslag, bolte og skruer og søm undgås; metallet er usundt for træet, fordi der dannes kuldebroer, og dermed kondensvand i træet med fare for rust-og rådangreb. Hvor nødvendige bolteforbindelser anvendes skal

spånedeplader og boltehoveder forsænkes og hullet lukkes med en trælus.

Ved skaringer, f.eks. ved reparation af en rådden stolpeende, skal der anvendes gedigne samlinger, og såvidt muligt samlinger der låser sig selv, og tillige sådant udformede, at vand, der løber ned over træet ikke ledes ind i samlingen. Samlingerne kan låses med dyvler, og eventuelt limes med vandfast lim.



Figur 4. Et uheldigt eksempel, hvor der tydeligt er anvendt vådt tømmer, der senere er svundet meget. Boltehullerne burde have været lukkede med en lus.

Der kan anføres nok så fine principper og anvisninger, men hvis der ikke anvendes træ af god kvalitet, og hvis der ikke er en fornuftig holdning hos håndværkerne kan det være vanskeligt at opnå et godt resultat. Problemet viser sig mere og mere, fordi både teknikere og håndværkere er uvante med traditionelt håndværk, og bruger derfor "hurtige" løsninger med beslag og uegnede materialer.

Der er heldigvis kræfter igang i Danmark for at uddanne håndværkere og teknikere til de mange restaureringsopgaver, som i stort tal vil følge med arbejdet for bevaring af bygningerne.

Artiklen her har mest omhandlet principperne, men senere i 1979 vil der udkomme en bog med anvisninger: BYHUSET, byggeskik og råd om restaurering af: C.v. Jessen, N.-H. Larsen, M. Pihler og U. Schirinig, Gyldendal.



---

Styrkedata for 100-årige trækonstruktioner

---

Lektor, civilingeniør Bent-Erik Carlsen, Husbygning, Danmarks Ingeniørakademi, Bygningsafdelingen, 2800 Lyngby

Arkitekt Jesper Engelmark, Kunstakademiets Arkitektskole, Institutet for Byggeteknik, 1055 København K

To væsentlige forhold var baggrunden for det samarbejde, der i godt et år har været mellem de to institutioner vedrørende undersøgelse af de styrkemæssige egenskaber ved gamle bygningsmaterialer, især fra københavnske beboelsesejendomme fra sidste halvdel af det nittende århundrede:

Det første var forstemmelsen ved at se, at man i vore genbrugstider kasserer gammelt tømmer fra nedrivninger. Man skulle i det mindste kunne forvente, at det blev brugt til energifremstilling og opvarmning af huse, men det er ikke tilfældet, - det bliver smidt på lossepladsen, fordi *det* er billigere end at lasse det af på fjernvarmeværket! Det optimale ville naturligvis være at genbruge bygningen med tømmeret på den plads, hvor det oprindeligt var placeret, men nogle bygninger skal jo saneres for at tilfredsstille nutidens krav til de sundhedsmæssige og brandtekniske forhold.

Det andet var en konstatering af, at en relativ lille del af den samlede forskningsindsats - der i sig selv er numerisk lille - i byfornyelsens problematik drejer sig om de rent byggetekniske aspekter. Langt den største del af forskningen har økonomisk, social eller administrativ karakter. Uden at anfægte det samfundsmæssigt relevante i undersøgelser af denne art, må det trods alt understreges, at det er de eksisterende bygninger, der er den fysiske baggrund for selve byfornyelsen.

Der savnes især en grundlæggende viden om den tekniske kvalitet af materialer og konstruktioner i den berørte bygningsmasse, som en vigtig del af grundlaget for prioritering og planlægning af byfornyelsesprocessen. Dette gælder såvel i den mere overordnede fysisk-økonomiske planlægning som i den konkrete vurdering af indsatsen i det enkelte hus.

Man har i flere tilfælde konstateret, at et sundt hus er blevet saneret på bekostning af et konstruktivt ringere, ud fra økonomiske og administrative forudsætninger. På denne baggrund er de her beskrevne undersøgelser blevet iværksat.

Der er taget udgangspunkt i den del af de fleretagers beboelsejendomme, der i sidste halvdel af forrige århundrede blev opført i de københavnske brokvarterer. Af hensyn til de udenlandske læsere skal det nævnes, at der er tale om de landområder uden for Københavns volde, som blev frigivet af militæret ved flytning af demarkationslinien i 1852 [1], [2].

Denne bygningsmasse har for den største dels vedkommende været betragtet som udslidt i teknisk henseende, og var indtil for nylig påregnet nedrevet til fordel for nybyggeri.

Disse bygninger var opført næsten udelukkende af 2 materialer: træ og murværk. Som eksempel på undersøgelser af tekniske delproblemer indenfor disse materialegrupper er der indtil nu foretaget bøjningsforsøg med træbjælker fra et forhus, bygget 1882, og trykforsøg med mursten og murværks-partier fra et baghus, bygget 1875.

Begge undersøgelser er i omfang af resultater små, og der kan ikke drages generelle kvalitetsbetragtninger herudfra. Men hensigten med forsøgene er også at bedømme, hvorvidt baggrundsmaterialet er til stede for at udføre bredere anlagte og dyberegående undersøgelser af forekommende bygningstekniske kvaliteter.

Bjælkerne til bøjningsforsøgene er taget fra huset Jærggade 17-19, matr. nr. 750 Udenbys Klædebo kvarter. Det blev nedrevet 1977 i forbindelse med saneringen af området begrænset af Rantzausgade, Kapelvej, Åboulevarden og Brohusgade. Området i almindelighed og især den karré, hvori huset lå, var og er stadig karakteriseret ved en meget homogen bygningsmasse, hvad angår alder, kategori og størrelse.

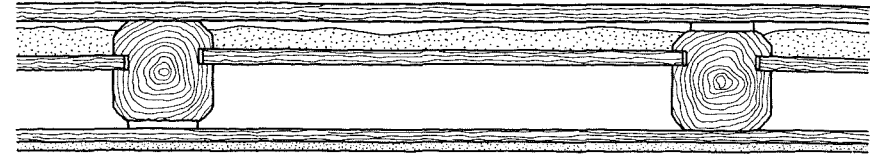
#### Etageadskillelserne

Københavns byggelov af 1871 var gældende i 18 år. I disse år opførtes i København omkr. 3300 beboelsesbygninger med ialt ca. 42000 lejligheder. Den samlede mængde af etageadskillelser i denne bygningsmasse udgjorde op mod 2,5 mill. m<sup>2</sup>. Den efterfølgende beskrivelse af etageadskillelse og deri indgående bjælker i Jærggade 17-19 omfatter ca. 1100 m<sup>2</sup> og må i denne sammenhæng være repræsentant herfor.

Den nøje overensstemmelse med gældende byggelov, som husets ydre mål og overordnede konstruktion udviser, genfindes i den detaljerede udførelse af træbjælkelagene, se figur 1.

De nedenfor gengivne bestemmelser om etageadskillelser konstruktion iflg. Københavns byggelov af 1871 var alle opfyldt - målmæssigt formulerede krav blev efterprøvet ved kontrolmålinger; øvrige krav konstateredes at

opfyldt efter gængs praksis, som beskrevet i byggeteknisk litteratur fra denne periode [3].



Figur 1. Typisk, lodret snit i etageadskillelsen, mål ca 1:10.

§8: "Bjælkerne i en Bygning skulle have et Tversnit af mindst 6 Tommer i Kvadrat, naar Afstanden imellem Understøttelserne ikke er over 5 Alen. For hver halve Alen, som denne afstand tiltager, skal der lægges 1/3 Tomme til Siden i Bjælkens kvadratiske Tversnit.

Man kan ogsaa vælge andre rektangulære Tversnit end kvadratiske, naar Bredden deri er mindst halv saa stor som Høiden og Tversnittet i det Mindste har vundet halvt saa meget i Høide, som det har mistet i Brede."

§9: "To Bjælkens Afstand maa i Gjennemsnit ikke være over 1½ Alen fra Midte til Midte, og idetmindste 1/3 af Bjælkernes Antal maa forsynes med et forsvarligt Anker i begge Ender, saaledes at disse Ankeres Afstande ikke overstige 4½ Alen, hvilken Afstand ogsaa maa iagttages ved Endegavlens Tilslutning med Ankere til Bjælken."

§10: "I Bjælkelagene over og under enhver Beboelsesleilighed skal der anbringes Indskud af Bræder; dette Indskudsdække skal bedækkes med et 2 Tommer tykt Lerlag. Hvor Bjælkerne ere smallere end 7 Tommer, maa Bræderne kun indskydes i Bjælkerne, naar disse gjøres saameget høiere end i §8 bestemt, som Halvdelen af Fordybningen i Bjælken udgjør; i modsat Tilfælde skal Indskudsdækket hvile på Lægter, fastgjort til Bjælkernes Sider."

Som supplement til de specifikke konstruktionskrav står i lovens §16:

"Ethvert Bygningsarbejde skal udføres paa forsvarlig Maade, og dertil skal anvendes gode og paalidelige Materialier."

#### Bjælkerne

Bjælkerne i Jærggade 17-19 var firhugget tømmer med kvadratisk tværsnit, forsynet med noter i siderne til bæring af indskudsbræderne.

Muligheden iflg. §8 for at bruge tømmer med rektangulært tværsnit blev yderst sjældent benyttet - der lå ikke nogen økonomisk besparelse heri. Det samme gælder den alternative anvisning på fastgørelse af indskudsbræder. Maksimal spændvidde i bygningen var 6½ alen. En umiddelbar betragtning af

ordlyden i §8 giver dimensionskravet 7×7 tommer i tværsnit. Imidlertid blev §8 fortolket sådan, at 6×6 tommer var tilladt anvendt op til en spændvidde af 5½ alen, hvorved den krævede dimension generelt nedsattes med 1/3 tomme.

Alt tømmer, der brugtes til husbygning i København, var importeret. Måleenheden i de fleste europæiske lande var tommen, men den var forskellig i faktisk størrelse fra land til land. Af praktiske grunde godkendte bygningsmyndigheden derfor forekommende udenlandsk tommemål som svarende nominelt til dansk, hvad angik tømmerens tværsnitsmål - en praksis, som selv efter metersystemets indførelse (Lov af 4. maj 1907) var gældende langt op i dette århundrede.

Bjælkerne i bygningen skulle med baggrund i ovennævnte og den formodede svenske herkomst, som senere beskrevet, være min. 165×165 mm (1 svensk tomme = 24,7 mm). De udtagne prøvebjælkers tværsnitsmål er i gennemsnit 170×170 mm, højdemålet varierer mellem 164 og 175 mm og breddemålet mellem 160 og 175 mm. (Hvis man tager hensyn til revnerne, ligger bredden mellem 80 og 175 mm.) Faktisk forekommende dimensioner er altså større end krævet efter lovgivningen. Det skyldes, at tømmer blev handlet i hele tommemål. Udgangstværsnittet var derfor 7×7 svenske tommer, men fordi tømmeret sjældent var helt lige, måtte bjælkelaget afrettes ved behugning og/eller påforing.

#### Træet

et har ikke været muligt at bestemme bjælkerens oprindelse på anden måde end ved udelukkelsesmetoden - en almindeligvis anvendelig, men i dette tilfælde bortkommet, kilde er brandtaksationer foretaget under byggeriet.

Af Danmarks import af tømmer i perioden 1877-82 udgjorde den gennemsnitlige import fra Sverige 68%, fra Norge 23%, fra Preussen 5% og fra Rusland 2%. Heraf blev op mod 25% importeret til København. Tømmer fra Rusland og Preussen ("Pommersk fyr") var som regel af større dimension både i tværsnit og længde end påkrævet i boligbyggeriet og (bl.a. af denne grund) dyrere pr. kubikfod end norsk og svensk. Yderligere understøttet ved de små importmængder, kan det derfor udelukkes, at bjælkerne i Jærggade 17-19 skulle stamme herfra.

Af den opdeling i hovedgrupper, der er anvendt i statistikken over import af tømmer, fremgår det, at langt den overvejende del af den norske import gik til andre toldsteder end København, og selvom hele den mulige del af importen fra Norge gik til København, ville den kun udgøre en lille brøkdel af den tilsvarende svenske.

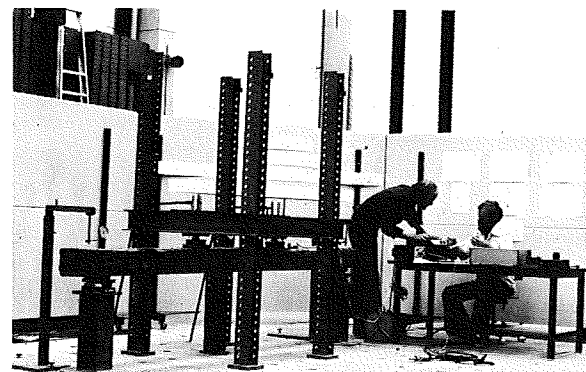
Det må på denne baggrund antages, at bjælkerne var af svensk oprindelse, sandsynligvis fra det sydlige Sverige, efter tidens byggetekniske litteratur at dømme.

#### Forsøgene

Alle forsøg blev udført på laboratoriet ved Danmarks Ingeniørakademi. Foruden bøjningsforsøg med 10 bjælker blev der foretaget trykprøvning af 5 stk 20 20 50 mm klodser fra hver bjælke. Resultaterne fremgår af tabel 1. Figur 2 viser forsøgsopstillingen, hvor de 3 meter lange bjælkestykker blev belastet i 1/3-delspunkterne. Nedbøjningen blev målt for bestemmelse af E-modulet, og en typisk arbejdskurve er vist på figur 3.

Nr.	Type	h	b <sub>min</sub>	F·10 <sup>-3</sup>	I·10 <sup>-3</sup>	M <sub>br</sub>	Y <sub>min</sub>	W <sub>min</sub> ·10 <sup>-3</sup>	σ <sub>br,M</sub>	E <sub>o</sub>	σ <sub>br,C</sub>
		mm	mm	mm <sup>3</sup>	mm <sup>4</sup>	kNm	mm	mm <sup>3</sup>	N/mm <sup>2</sup>	/mm <sup>2</sup>	
01	Fyr	175	110	25,4	96	36,1	78	1231	29	8250	56
02	Fyr	165	95	26,3	62	28,8	82	756	38	13250	70
03	Fyr	175	135	27,6	66	29,0	76	868	33	10050	64
04	Fyr	170	85	23,2	58	23,5	75	733	30	9900	60
05	Gran	185	135	27,3	68	48,3	88	773	63	17700	48
06	Fyr	170	90	25,1	53	23,0	79	671	34	8700	48
07	Gran	170	115	27,2	63	26,2	86	733	36	15700	58
08	Fyr	185	80	27,5	71	32,2	90	789	41	11550	54
09	Gran	170	105	27,9	97	27,6	81	1198	23	8890	71
10	Fyr	175	140	24,8	66	21,9	80	825	27	8700	51
g [ ]		174	109	25,9	70	29,7	82	858	35	11300	58

Tabel 1. Resultatoversigt. Modstandsmoment  $W_{min}$  og mindste afstand fra 0-linie til kant  $Y_{min}$  er fundet ved opmåling.  $\sigma_{br,M}$  er den formelt beregnede bøjningsbrudspænding og  $\sigma_{br,C}$  er den målte trykbrudspænding for de små klodser.



Figur 2. Forsøgsopstillingen.

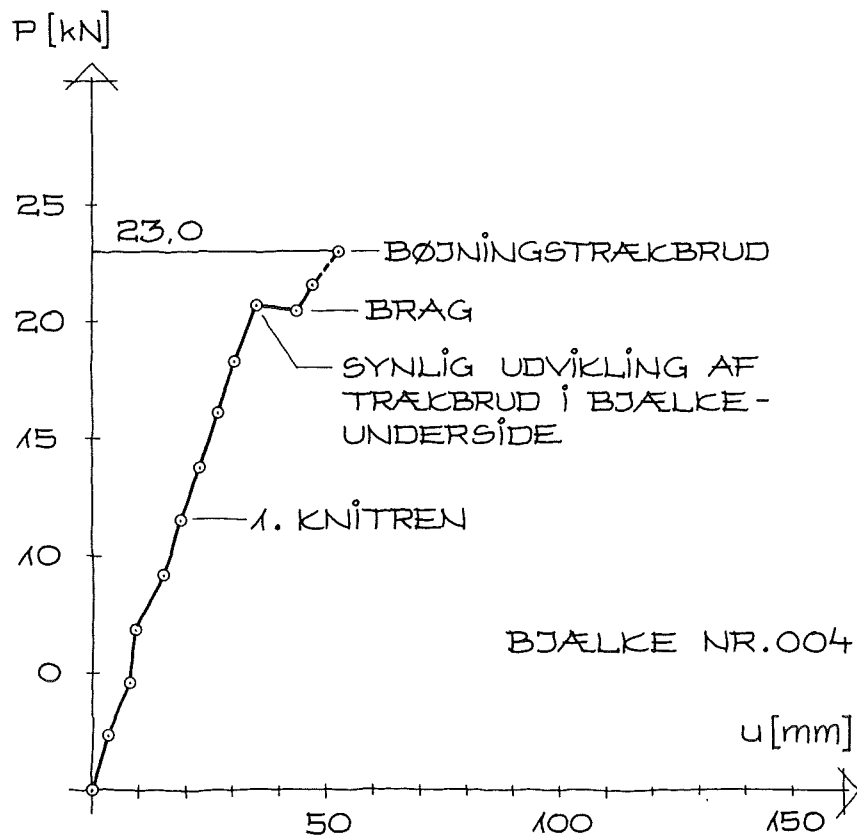


Fig. 3. Typisk arbejdslinie for bjælke. Eksemplet udviser bøjningsbrud, hvilket var tilfældet for 8 bjælker. De 2 sidste udviste forskydning ved vederlaget.

I forbindelse med afprøvningen af de 10 bjælker blev der indkøbt 3 "nye" 175×175 mm, der viste sig at have den samme bøjningsbrudspænding på 35 MN/m<sup>2</sup>.

#### Konklusion

På trods af mange udtørningsrevner og vankanter samt udfresninger til indskudsbrædderne viser det sig, at de gamle bjælker hvad angår styrke og stivhed er fuldt på kvalitetsniveau med en ny bjælke. Med den ressourc knaphed og de priser, vi har i dag, må det nærmest betegnes som uanstændigt, at vi blot kasserer gammelt tømmer. Det kan udmærket genanvendes fx

i flækket form til bjælker og strøer. Endvidere vil forsøg, som de her omtalte, give materialedata til rådgivende ingeniører mv til brug ved ombygninger, der medfører konstruktionsændringer.

#### Litteratur

- [1] Langberg, H.: Uden for voldene, København 1952.
- [2] Ejler Rasmussen, S.: København, København 1969.
- [3] Herholdt, J.D.: Veiledning i Husbygningskunst, København 1875.

-----  
Eksempler på historiske, demontérbare trækonstruktioner  
-----

Lektor, arkitekt m.a.a. Søren Koch, Institutet for Husbygning,  
Danmarks tekniske Højskole, Bygning 118, DK-2800 Lyngby

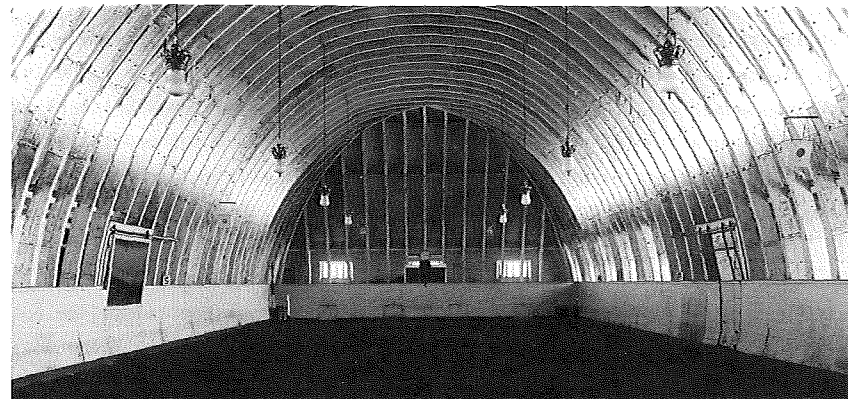


det følgende omtales to af de utallige trækonstruktioner, som det har været anset for økonomisk forsvarligt at nedtage, flytte, genopføre og genanvende. Selvom tiden da det foregik, økonomisk har været anderledes end i dag, synes problemstillingen aktuel, der er mange ligheder med dagens situation, og det viser rigtigt udførte trækonstruktioners lange levetid, mulighed for fornyelse og genanvendelighed.

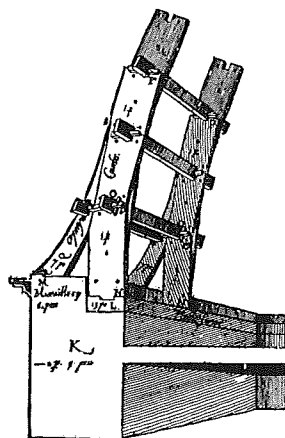
#### Ridehuset i Hørsholm

I foråret 1939 blev ridehuset på Hillerødsholm nedrevet og genrejst i Folehaven ved Hørsholm.

Ridehuset indgik i det anlæg, opført 1742-45 af Lauritz de Thura (1706-59), hvor det berømte kongelige frederiksborgske hestestutteri havde til huse. Ridehuset er dog ikke projekteret af Lauritz de Thura, da det først blev opført i 1812, måske med anvendelse af oprindelige mure. Arkitekten er



Ridehuset i Hørsholm. Nedrevet i Hillerød i 1939, genopstillet samme år i Hørsholm. Foto: S. Koch, Februar 1979.



Fra Architecture de Philibert de l'Orme. Rouen 1648.

ukendt, men stilen tidens nyklassicistiske.

Det spændende ved bygningen er dog ikke dens prunkløse ydre, men den dristige tagkonstruktion, der beskriver et smukt, hvælvet rum.

Konstruktionen over ridehuset, 60x180 fod, spænder frit. Højden fra gulv til tagryg er ca. 43 fod og består af ribber, sammensat af planker, et såkaldt Bohlendach.

Denne konstruktionsform var blevet taget op påny i slutningen af 1700-tallet. Oprindeligt stammer den fra en fransk renaissance-arkitekt, Philibert de l'Orme (ca. 1512-70), der beskriver den i sit værk fra 1561 "Nouvelles invention pour bâtir et à petit frais" (Nye metoder at bygge godt og billigt på).

Philibert de l'Orme giver anvisning på, hvordan man på en simpel måde uden vandrette trækbånd kan konstruere lette træribber til kupler og hvælv. Ribberne består af to eller flere lag korte planker, samlet med bolte eller pløkke, således at stødene i de enkelte lag er forskudt i forhold til hinanden. Overlangs samles de enkelte ribber med vandret liggende brædder, der føres igennem ribberne og fastlåses med kiler.\*

I 1782 blev konstruktionen anvendt til overdækning af en cirkulær gård, 120 fod i diameter, i Halle aux Blé i Paris. Konstruktionen, i form af en halvkugle, blev tegnet af arkitekterne Jaques Guillaume Legrand (1743-1808) og Jaques Molinos (1743-1831) og udført af snedkeren André Jacob Roubo (1739-1791). Den blev opført på et halvt år og var datidens største og

\*En lignende konstruktion blev anvendt ved rekonstruktion af tagkonstruktionen på Domkirken i Rheims, men var dog udført af jernbetonplanker.

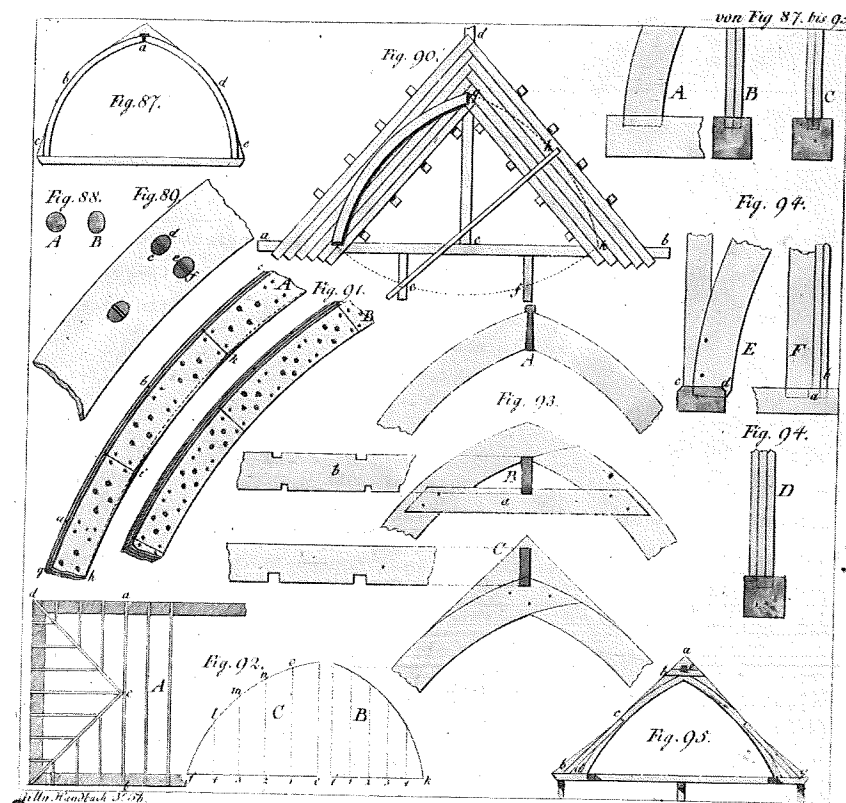


Planche fra David Gilly's Handbuch der Land-Bau-Kunst. Berlin 1797.

letteste trækonstruktion. Den brændte få år efter opførelsen og blev erstattet af en jernkonstruktion.

Det blev dog den tyske arkitekt David Gilly (1748-1808), der i tre bøger, hvoraf han i to udelukkende beskæftigede sig med plankespærskonstruktioner, spredte kendskab til disse konstruktioner.

Den første fra 1797 "Ueber Erfindung, Konstruktion und Vorteile der Bohlendächer", hvori han især beskæftiger sig med det historiske fra Philibert de l'Orme "opfundt" konstruktionen af planketage og med nogle foreløbige anvisninger på opførelse af disse.

Den anden er et to-binds værk fra "Handbuch der Land-Bau-Kunst", hvori, blandt meget andet, planketage er mere udførligt behandlet.



Men Gilly mente, at dette værk var så dyrt, at mange tømrere på landet ville vægre sig ved at købe den, og derved ikke bruge planketaget, og udgav derfor i Berlin i 1801: Anleitung zur Anwendung der Bohlen-Dächer bey ökonomischen Gebäuden und in Sonderheit bey den Scheunen. Bogen er på 36 sider med 6 "illuminirten" kobberstik.

Blandt andre grunde til at udgive bogen nævner han, at nogle planketage ikke var ordentligt udført, "hvorved ikke sjældent disse i sig selv højst nyttige opfindelser snart bliver udskreget som ubrugelige", og "man har og så hørt beklagelser over, at godsejeren, som var overbevist om fordelene ved planketage, og derfor gerne ville lade samme opføre, fra tømreren, som han på grund af omstændighederne kun kunne betjene sig af, måtte høre den undskyldning, at han ikke kendte nok til sagen".

Gilly definerer et planketag således: "Planketage har sfæriske eller udad krummende spær, som er sammenslået af to eller tre lag planker, således at fugerne mellem de hertil nødvendige 5, 6 eller 7 fod lange brædestykker ikke ligger over hinanden". De dimensioner, Gilly opgiver til forskellige spændvidder, varierer kun lidt i de forskellige bøger, de forsigtigste i Handbuch der Land-Bau-Kunst ser således ud:

Spærafstand ved tegltage =  $3\frac{1}{2}$  fod - ved rørtage = 5 fod.

Ved "smalle" bygninger må plankerne ikke være under 10 tommer brede, og ved "brede" bygninger ikke under 12 til 14 tommer brede.

Spændvidde	Antal lag og disses dimension
24-36 fod	2 stk $1\frac{1}{2}$ tomme
36-40 fod	2 stk $1\frac{3}{4}$ tomme
40-45 fod	3 stk $1\frac{1}{2}$ tomme
45-50 fod	3 stk $1\frac{1}{2} + 2 + 1\frac{1}{2}$ tomme
50-60 fod	3 stk 2 tomme

d.v.s.  $\frac{1}{2}$  tomme ekstra for hver gang spændvidden øges med 5 fod.

Blandt fordelene nævner Gilly først og fremmest det ringe trævolumen, der skal anvendes, når plankerne står på højkant, idet: "Man ved, at vandret liggende træ med hensyn til at bære sin last ved samme længder forholder sig som kvadratet på højden multipliceret med tykkelsen. Altså et bredt, 12 tommer højt og 1 tomme tykt, ville overfor en bjælke, 4 tommer høj og 3 tommer tyk, forholde sig som  $144 \times 1 = 144$  til  $16 \times 3 = 48$ , brættet ville altså kunne bære mere end dobbelt så meget, som en bjælke med samme træindhold men i en anden form".

F.eks. siger han, at i forhold til overdækninger med samme spændvidde skal der ved et tag med dobbelt tagstol bruges  $\frac{1}{3}$  mere træ og ved et



Ridehuset i Hørsholm. Del af tagkonstruktion under genopstilling.  
Foto: Mogens Koch, september 1939

mansardtag bruges  $\frac{2}{3}$  mere træ end ved planketage.

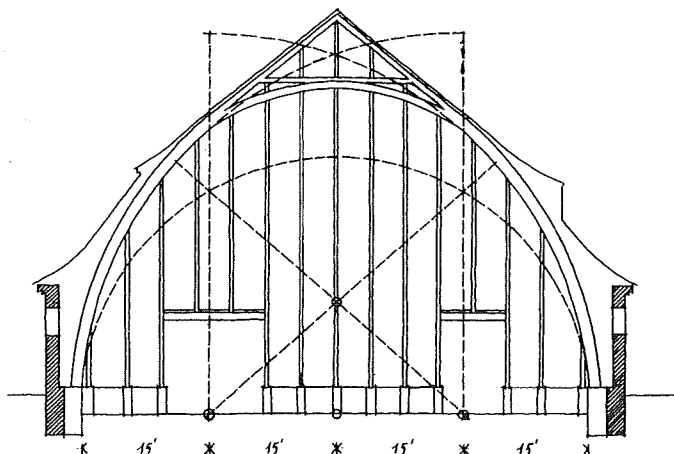
Videre siger Gilly, at selvom planker måske kan være vanskeligere at få fat på end tømmerstokke tilhugget på stedet, kan man bruge træ af ringere kvalitet, der må gerne være knaster i, og ydermere kan man bruge krumt vokset træ, som ellers kun sjældent kan anvendes til bygningskonstruktioner. Og usundt træ kan bortskæres, da man kun har brug for korte stykker.

Og endelig kan man få store, frie rum uden generende konstruktioner, da planketaget er lodret ved understøtningerne, der opstår ingen udadskridende kræfter.

Gilly omtaler udførligt, hvorledes længdestabilitet opnås. Dette kan opnås f.eks. ved at udføre tagkonstruktionerne med valme, og hvor dette ikke er ønskeligt, enten ved indvendige og f.eks. i midten anbragte gitterkonstruktioner fra gulv til tagkip (antallet afhængig af bygningens længde), eller med vindkryds på konstruktionens underside.

Disse kan dog ikke være helt så lange som ved almindelige tagkonstruktioner, på grund af tagets krumning, men kan kun fastgøres på undersiden af 3 spær og på siden af det fjerde. Ved store spændvidder laves to rækker af disse kryds på hver sin side af et vandret-liggende, gennemgående bånd, så en gitterkonstruktion opstår.

Gilly beskriver nøje etablering af profil, opsnøring og afbinding af plankespærene. Snusfornuftigt bemærker han, at selvom spærene er symmetriske, kan det betale sig at lave hele profilet, så to tømmervende kan ar-



Snit i Hørsholm Ridehus 1:200. Tegnet på grundlag af civilingeniør H. Steen Christensens tegninger, med opsnøringsprincip som beskrevet af arkitekt m.a.a. Mogens Koch.

bejde samtidig.

De enkelte plankelag samles dels med træpløkke, dels med søm. Pløkkene skal være ellipsoformede, således at storaksen er parallel med træfibrene, for at træet ikke skal flække ved inddrivning af pløkkene, og disse stemmes af bindige med fladen. Pløkkene forsynes med kiler, der igen anbringes således, at træet ikke flækker.

Den brudte tagform kan bruges direkte ved tækning med rør eller spån og forsynes med opskalkning.

I sine afsluttende bemærkninger siger Gilly, at man generelt kan regne med, at plankespær forarbejdet og rejst koster ca. 1 Groschen pr. løbende fod.

Plankeribberne i ridehuset i Hørsholm adskiller sig på enkelte punkter fra Gilly's anvisninger.

Gilly anbefaler, at man kun bruger et center for opsnørningen af hver halvdel af ribberne, her er til hele tværsnittet anvendt tre centre.

Ifølge Gilly skulle ribbernes dimension ved 60 fods spændvidde være 3 lag 2 tommer tykke og 14 tommer brede. Ribberne i ridehuset er i 3 lag, 2 tommer tykke, men består her i hvert lag af to planker, henholdsvis 8 og 9 tommer brede. Plankerne er af varierende længde fra lidt under 6 fod til lidt under 7 fod.

Støddene er forskudt, og her er indlagt radiære egetræs-"låse", 2x6x17 tommer, fastholdt med to gennemgående bolte. Plankerne er herudover samlet

med søm og dyvler. Ribberne står med ca. 4 fods afstand, ovenpå brædder, derefter lægter og tegl.

Det var på cand.polyt. H. Steen Christensens initiativ og under hans ledelse, at ridehuset blev genrejst, i stedet for blot at blive smidt væk. Efter nedrivning og nummerering blev alle plankerne transporteret til Hørsholm og læsset af, så "det lignede et Sct.Hans bål". Ca. 1/3 af tømmeret måtte erstattes, men Ridehuset står der og vil kunne stå i mange år endnu til glæde for rytterne, og som et smukt eksempel på en Bohlendach-konstruktion.\*

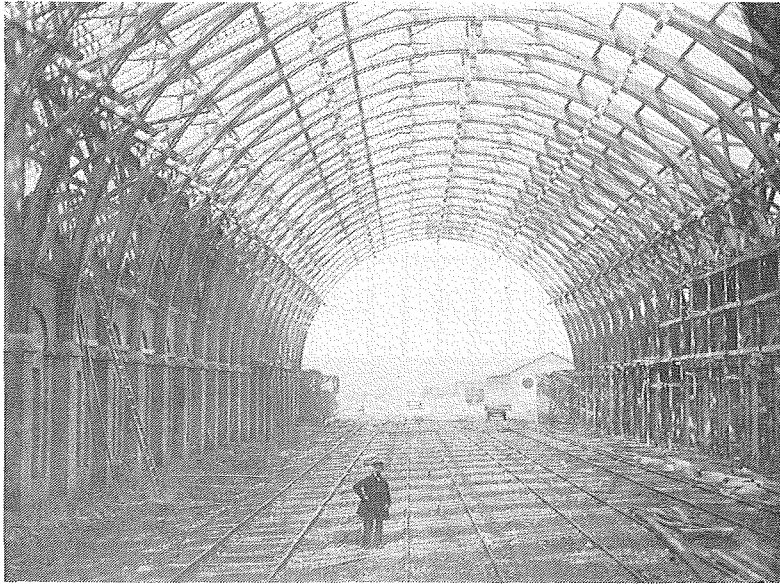
#### Københavns anden banegård



Københavns anden Hovedbanegård, 1863-64. Illustreret Tidende VI, 1864-65.

På Institutet for Husbygning, DTH, stod i et kælderrum, der indeholdt en blandet samling af modeller og byggematerialer, en smukt udført model af en træbuekonstruktion. Det viste sig at være en model i 1:20 af Københavns anden hovedbanegård, opført i 1863-64 af arkitekten J.D. Herholdt, 1818-1902. Grunden til, at modellen findes på Polyteknisk Lærestalt, skyldes nok, at Herholdt underviste her i "Borgerlig Bygningskunst". Og at han underviste

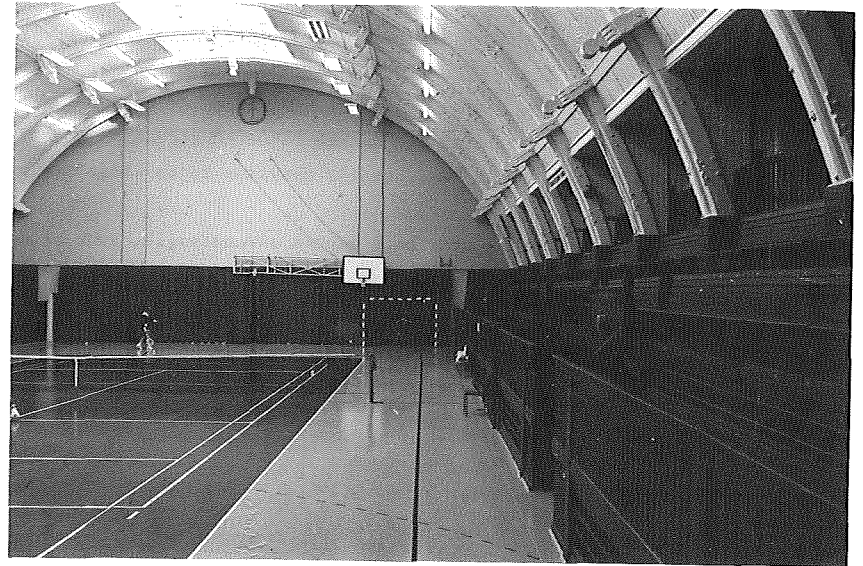
\*Et hus med en lignende konstruktion blev opført på Holmen i 1801 af arkitekt Mogens. På Samlingen af Arkitekturtegninger findes en tegning af arkitekt A.J. Meyer, dateret 18. august 1812, som er en næsten tro kopi af en tegning til en lade i David Gilly's "Anwendung der Bohlendächer" fra 1801).



Københavns anden Hovedbanegård under nedrivning. Ca. 1916. Københavns By-museum.

på Polyteknisk Lærestanstalt skyldes måske hans store interesse for konstruktioners skønhed, et på daværende tidspunkt ikke særligt accepteret synspunkt. Han ønskede, at arkitekturen skulle være ærlig, d.v.s. konstruktionerne skulle være klare og indgå som et arkitektonisk led, materialerne skulle være ægte, hvad der f.eks. gav sig udtryk i hans dyrkning af murstensteknikken.

I Herholdt's hovedbanegård indgik konstruktionen som et vigtigt led i den visuelle oplevelse. Konstruktionen var tegnet og udført af tømrermester I.W. Unmack. Selve den bueformede del af konstruktionen er sammensat af plankestykker, svarende til Philibert de l'Ormes princip. Herholdt beskriver i sin "Veiledning i Husbygningskunst", Kjøbenhavn 1875, konstruktionen således: "...Buekonstruktioner, hvor Hovedbindende bestaa af to Hovedspær og en Bue, forbundne ved Tænger (Fig. 136). Buen, som gives Form af en Halvsirkel eller, hvor Omstændighederne tillade det, hellere en Spidsbue, samles af flere Lag Brædder eller Planker, som boltes sammen (Kjøbenhavns Banegaard). Det vil ved denne Konstruktion komme an paa Buernes Form og Udførelse, dersom Forskydning skal undgaaes. For at give disse Konstruktioner det fornødne Længdestyr, indlægger man ofte Kors af Jernbaand i Kanten af Aasene eller Spærene".



Tagkonstruktionen fra Københavns anden Hovedbanegård, genrejst i Stadion i Aarhus 1920. Foto: S. Koch, februar 1979.

Den nuværende Hovedbanegård, der blev opført i årene 1904-11 af arkitekt H. Wenck (1851-1936), havde Herholdt's konstruktion som forbillede. Ja, konstruktionen er faktisk en tro kopi, blot med en 4 alen 8 tommer større spændvidde og lidt finere detaljering.

Da den gamle banegårdshal skulle nedrives og baneterrænet reguleres, rejstes der krav om hallens bevaring. "Det var egentlig først, da Professor Wenck benyttede denne Konstruktion som Forbillede i Centralbanegaardens prægtige Hal", at man fik blik for, hvor smuk hallen var. Først blev en tredjedel af hallen nedrevet og den resterende del anvendtes som biograf, Palads-teatret, til den endelige nedrivning i 1916. Der kom forslag om, at hallen kunne anvendes til sportshal, torvehal eller bazargade. En avis skriver om hallen: "Dødsdømt - ja. Men der er jo beredt samme Ende en herlig Opstandelse, nemlig ovre i Jylland, hvor der skal laves en ny Banegaard af det gamle Materiale".

Det blev dog ikke som banegård, men som to sportshaller i Aarhus, at konstruktionen genopstod. Den ene af hallerne brændte under den tyske besættelse i 1943, den anden er stadig i brug.

Det var ikke blot trækonstruktionen, der blev genanvendt. Murstenene blev brugt ved opførelsen af en lille haveby, Valby Vænge, ved Vigerslev

Allé, København.

En samtidig avis skriver: "Ved Nedtagelsen af de gamle Træbuer iagttoges den største Omhyggelighed. Ingen Økse fik Lov at hugge sig igjennem, hvor Sammenbindingen ikke vilde løsne sig, naar Skruer og Bolte fjernedes. Det var nemlig Meningen, at denne ualmindelig smukke Tømmerkonstruktion, der fuldstændig havde modstaaet Tidens Tand, skulle benyttes igjen andet Steds i Landet".

Banegården havde 32 buer og til Stadion i Aarhus anvendtes 22. Hvor er de resterende 10 buer ?



Architecture de Philibert de l'Orme. Rouen 1648. Genoptryk 1964. The Gregg Press Incorporated. New Jersey. U.S.A.

Joseph Gwilt. Encyclopædia of Architecture. Longmans, Green, and Co. London 1912.

Mogens Koch. Ridehuset ved Hillerødsholm. Arkitekten 1939.

Chr. Elling. Holmens Bygningshistorie. Selskabet til Udgivelse af Danske Mindesmærker. Henrik Koppel. København 1932.

Elias Cornell. Byggnadstekniken. Byggförbundet 1970.

Knud Millech og Kay Fisker. Danske Arkitekturstrømninger. Østifternes Kreditforening. København 1951.

Kay Fisker. Omkring Herholdt. Arkitekten 1943

-----  
Renovering av träfasader; arkitektoniska och miljömässiga problem  
-----

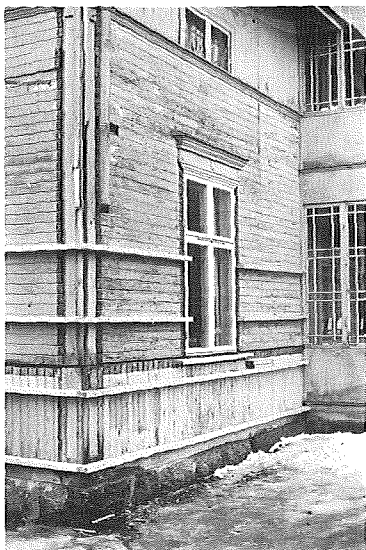
Länsantikvarie Erik Nordin, Länsstyrelsen i Gävleborgs län, Gävle, Sverige

Vad är en renovering av en träfasad och när behöver det ske? Om man med renovering menar underhåll och reparation, ommålning efter byte av skadade delar är det ju något som ska ske fortlöpande och som inte behöver vänta några arkitektoniska problem.

Men om man - som kanske de flesta gör - med renovering menar utbyte av fasaden blir det genast ett problem. Det verkliga motivet för att byta fasad är ju vanligen att man tror att det befintliga är undermåligt på något sätt, fult, omodernt eller tekniskt ofullkomligt och borde bytas mot något bättre. Resultatet av ett utbyte blir ju då en målmedveten förändring.

Denna förändring är dock sällan styrd av arkitektoniska eller miljömässiga överväganden. Den byggande är ofta påverkad att tycka att det gamla är fult av byggmaterialindustrins propaganda och av någon sorts allmän modesituation. Kanske till och med bedömningen att det gamla är tekniskt dåligt styrs av denna propaganda. Det vet vi inget om, värderingar kring enkla hus, deras material och utseende är i förhållande till de kostnader orationella beslut förorsakar samhället förvånande lite studerade, särskilt med tanke på de subventioner samhället samtidigt ger till husombyggnad. Mer om detta senare.

Myndigheternas möjlighet att styra eller åtminstone ge råd är oerhört begränsade. Möjligheten att stoppa en ombyggnad av miljömässiga skäl uppstår först när ombyggnaden kan anses direkt förargelseväckande. Byggnadsnämndens möjligheter att ge råd strandar främst på bristande resurser, och kanske en bristande inlevelse i rollen som rådgivare i arkitektoniska och miljömässiga frågor.



*Panelarkitektur med lister som är svår att tilläggsisolera utan att väsentliga egenskaper i husets arkitektur går förlorade. Panelen var i gott skick och en ommålning hade gjort huset acceptabelt*



*Röd enkel stuga med locklistpanel som får tilläggsisolering med gul laserad lockpanel. Amatörmässigt utförande, klumpiga detaljer. Lagg märke till att takstegen får sitta kvar och bilda köldbrygga. Statliga energisparlån utan efterkontroll.*

### Energibesparande åtgärder

Den väsentligaste miljöförändrande faktorn är förmodligen nu de statliga subventionerna till ombyggnad av hus för att förbättra deras energihushållning. Propagandan kring detta backas skickligt upp av kommersiella intressen. Av något skäl har det varit lätt att få gehör för sådana energibesparande åtgärder som innebär investeringar och ombyggnader medan besparing, justering, underhåll, återanvändning gått trögare att genomföra.

### Energibesparing?

De verkliga samhällsekonomiska följderna av tilläggsisolering, är ännu ganska lite kända. Inför regeringsbeslut om bidrag och lån till åtgärder i befintlig bebyggelse har teoretiskt redovisats tänkbar energibesparing.

Först senare har undersökningar i någon större omfattning om husens verkliga egenskaper ingångsatts. En stor undersökning av 3 000 hus statistiskt spridda både geografiskt och vad gäller huskategorier har visat att de äldre bostadshusen hade betydligt bättre egenskaper än man tidigare räknat med och därmed att möjligheterna att spara energi genom ombyggnadsåtgärder på dessa hus var betydligt mindre än man förutsatt. Däremot fanns mycket att göra på installationsidan, åtgärder som inte påverkar husens utseende.

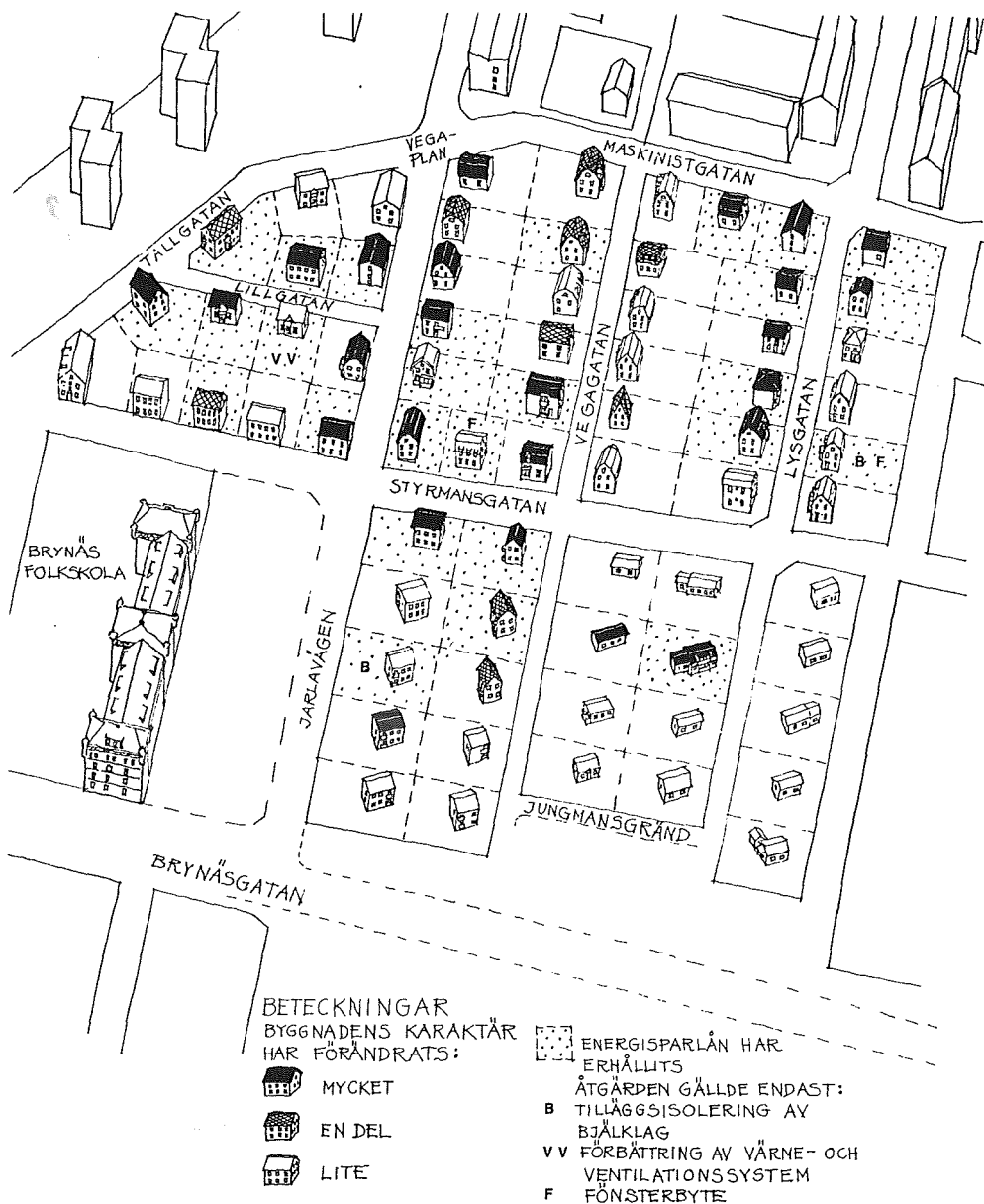
Praktiska undersökningar av olika äldre byggnadskonstruktioner har vidare visat att de hade bättre egenskaper än de teoretiskt beräknade. Undersökningarna visade också på vissa tekniska svårigheter med invändig tilläggsisolering.

De 3 000 husen har använts i ytterligare en undersökning. Genom riksantikvarieämbetet och läns museerna har husen besiktigats av kulturhistoriker med syfte att bedöma de kulturhistoriska förutsättningarna för energibesparande åtgärder. Denna bedömning gav som resultat att 1/4 av alla de 3 000 byggnaderna i undersökningen - slumpvis valda i alla åldrar och kategorier - ansågs ha åtminstone ett visst kulturhistoriskt värde och 1/4 av dessa ansågs ha sådant värde att åtgärder med dem borde ske i samråd med antikvarisk expertis, eller att byggnaderna borde särskilt lagskyddas.

Anmärkningsvärt är att hälften av de hus som klassats som kulturhistoriskt värdefulla är nyare än från 1920. Det finns alltså skäl att begrunda även nyare hus värde innan man bestämmer sig för att bygga om dem.

En preliminär bedömning visar att genom att avstå från energibesparande åtgärder som syns - fasad och fönsterbyten etc i de hus som bedömts ha kulturhistoriskt värde skulle förlora en besparing av 0,7 Twh/år en helt försumbar siffra i sitt sammanhang.





Det studerade bostadsområdet i Gävle. Den övre kvartersraden byggd på 20-talet utom kvarteret längst till höger som är från 30-talet.

### Ett exempel, 8 kvarter i Gävle

Som exempel på kraftig miljöförändring främst genom tilläggsisolering och fasadbyte ska här beskrivas ett bostadsområde i Gävle som studerats närmar. Området består av 8 kvarter; fyra bebyggda på 20-talet, ett på 30-talet och tre på 40- och 50-talen.

Området är på intet vis märkligt men uppvisade en sympatisk enhetlighet och en vårdad trähusarkitektur innan ombyggnaderna började. Stadsarkitektkontoret har inte heller betraktat området som särskilt värdefullt och inte lagt ner större ansträngningar på att rädda miljön vid byggnadslovsprövningar.

40 hus är byggda på 20-talet, av dessa har 18 kraftigt förändrats och åtta måttligt förändrats. 14 hus har bedömts behålla tidigare karaktär. Av de 18 husen har 14 fått energisparlån efter 1974 till fasadombyggnaden. Endast ett hus som fått energisparlån till fasadombyggnad har trots ombyggnaden bedömts behålla i stort sett ursprunglig karaktär.

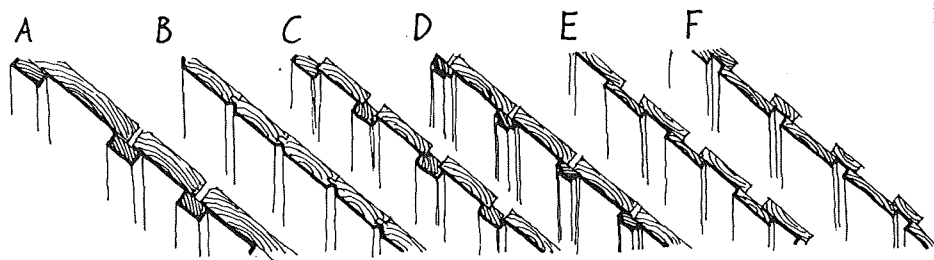
Samtliga dessa hus byggdes med träpanel på plankstomme. Panelen var i regel stående locklistpanel vanligen 6" bred och med smala ofta något fasade locklister, ibland infällda i panelen för att öka tätheten och precisionen. I vissa hus användes liggande fasspånad panel, i några få fall kombinationer.

Samtliga hus målades med ljus oljefärg. Bleka gula, grå och gröna toner var vanligast. Ofta förekom snickerier i avvikande färgton, givetvis samstämd med husets.

Vilka ombyggnader av fasaderna är vanligast? Fyra hus har tegelklätts och 11 har klätts med fasadplåt och ett hus har fått eternitplattor. Alla dessa har bedömts kraftigt avvika från ursprunglig karaktär. Till denna bedömning bidrar att de nya plåtfasaderna är mörkbruna eller skarpt gula. I inget fall har man alltså ens försökt att anknyta till områdets ursprungliga karaktär vid ombyggnaden.

De flesta konstaterade fasadombyggnaderna har emellertid skett med lockpanel av trä, 12 hus har byggts om på detta sätt. Endast i ett fall har den nya panelen givits täckande målning, i alla de andra har panelen lagrats! I inget fall har tilläggsisolering och ny locklistpanel lika ursprunglig kunnat beläggas. Viljan att bevara områdets karaktär har alltså även i detta fall varit liten jämfört med viljan att manifesteras att man gjort något eller föreställningen om lasyrens överlägsenhet från underhållssynpunkt. Färgvalet har även i dessa fall allmänt varit kraftigt avvikande, med bruna och skarpt gula toner som dominerande, och gärna har





Några vanliga stående paneltyper med ungefärlig tidsangivelser.

A gammal sågad rödfärgad locklistpanel. Fram till 1880. B fasspönt 1860-1920. Bredare varianter är vanligen äldre. Nu används smal och tunn fasspönt. C-D lockpanel med falsad locklist och lockpanel med profilerad locklist. Äldre stadsmiljöer, 17- och 1800-tal (breda varianter) och småhus 10- 40-tal. E-F Moderna tunna lockpaneler.



Ett 20-tals småhus före och efter tilläggsisolering och "modernisering". Taket bytt från tegel till plåt, panelen ny, grov och gärna mörkt laserad efter att tidigare varit oljemålad i ljus pastellfärg. Fönster bytta till stora och bruna, alla detaljer utbytta och förenklade.

använts hårt kontrasterande färger tillsammans.

Bedömningen av hur dessa 12 hus karaktär har förändrats var den att sju hus ändrats kraftigt, fyra hus lite, och ett obetydligt.

Typiskt för de ombyggda husen är vidare att verandor klätts in, att alla detaljer blivit klumpiga och hårda.

Allmänt kan alltså sägas att bostadsområdet mycket kraftigt ändrat karaktär. Enhetligheten med ljusa pastellfärger är bruten och har ersatts med en hård kontrastrik och mycket mörk bebyggelse.

Förändringen har också skett fort. 15 av de 20 hus som förändrats kraftigt har fått statligt stöd till förändringen, och förändringen har alltså skett under de senaste 5 åren när dette stöd funnits. 35% av husen kraftigt förändrade under en femårsperiod i ett ganska typiskt äldre småhusområde!

#### Den nya miljön

En sammanfattning av vilka miljöförändringar fasadbytena inneburit kan se ut så här:

Mörka färger - och särskilt lasyrerna suger åt sig ljuset och dödar ytan. Lasyrerna ska ge träets levande yta en chans att synas men de har ofta en egendomligt död och oerhört annorlunda effekt än de traditionella ljusa täckande oljefärgerna.

En lockpanel med breda lockbräder ger ett betydligt dödare intryck än en locklistpanel. En locklistpanel ändrar utseende mer med olika solvinklar, en lockpanel har mindre variation i skuggningen och en omvänd skuggpanel som också ofta använts ser likadan ut i alla belysningar.

Bristen på detaljer - i form av fina listprofiler eller åldrad ådring gör ytan död. Hela fasaden kläs oftast in i 5/8"x6" panel, foder, lister etc är av samma dimension.

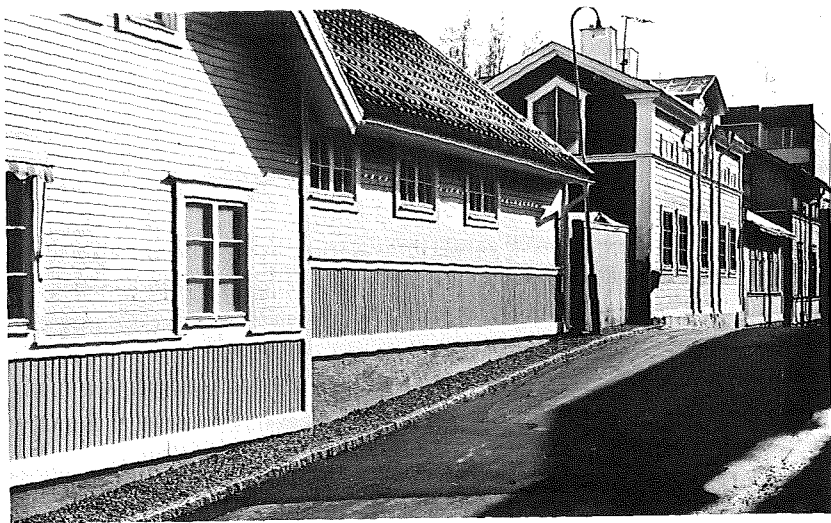
De provisoriska ogenomtänkta detaljlösningarna, ofta klumpigare än förr bidrar till det hårde intrycket. Alla anslutningar vid tak och sockel liksom vid fönster blir annorlunda, de blir fel i proportioner och mister i detaljerna.

Efter renoveringen består fasaden ofta av flera olika material med olika karaktär som inte harmoniskt samverkar, medan formvariationerna, som präglade den äldre fasaden praktiskt taget försvunnit.

Helhetsmiljön förgrovas och splittras. En ljus lugn gatumiljö ersätts med en brokig, vilda färger blandas med dystra och avvisande.



*Nytt hus med avvikande utformning i gammal trästads. Enkel lockpanel med lasyr och svarta knutar och svart taktegel. Huset till vänster är typiskt för området.*



*Nytt hus i gammal trästads med god anpassning. Den lilla skalan finns i det nya huset liksom i de gamla.*

### Propagandan om förändring

Viljan att förändra och reparera, förbättra och snygga till har alltså utnyttjats hårt. Jag har ett intryck att myndigheterna har förletts av den kommersiella inställningen hos byggmaterialmarknadsförarna, lika mycket som de byggande. Ingen har ännu riktigt tagit itu med upplysningen om att det gått till så.

Några exempel: Blanketterna som användes för ansökan för energisparstöd innehöll i början tre alternativ med olika lånebelopp, plåtfasad, putsfasad och tegelfasad. Träfasad nämndes inte! Samma lånevillkor gällde för trä som plåtfasad men blanketten var klart vilseledande formulerad. Än idag saknas uppgift om att man får samma lånevillkor om man tar ned den gamla panelen och sätter upp den igen utanpå isoleringen. En sån upplysning liksom kommentarer om byggnadernas arkitektur och miljövärde har man alltså helt avstått från att ge. Varför det? I vems intresse? Bör inte statliga myndigheter ge en så fullständig information åt den byggande som möjligt så att onödiga misstag undviks?

Vilka miljöförändringar har man då fått av tilläggsisolerandet och dagens idealbildning? Jag tror att följande huvudresonemang är giltiga:

1. Förändringarna är oftast påtagliga. När man kostar på sitt hus en massa pengar - eller arbete, subventionerna gör det billigt - vill man att det ska synas.
2. Marknadsföringsskäl - eller vad det är - gör att det är viktigt att nya färgtyper och fasadmaterial syns och avviker från de oförändrade husen.
3. Självbyggeriet, bristen på experter och överhuvudtaget den dyra arbetskraften gör att det som görs är lite genomtänkt och ofta slarvigt hopkommet.

Vad kan man nu göra åt detta? De lagliga möjligheterna att tvinga fram bättre lösningar är små. Möjligen kan man tycka att en viss styrning skulle kunna vara möjlig att bygga på det faktum att det är statliga subventioner bakom så stor del av förändringarna. Krav på särskilda material och utföranden i värdefulla miljöer - även nyare - borde kunna accepteras.

Viktigast är ändå information. Byggmaterialpropagandan måste bemötas med effektiv information, och alla tillfällen måste användas för sådan information, alla möjligheter att sprida kunskap om det egna husets värde och stolthet över det!

-----  
Rehabilitering av norske trehus  
-----

Førsteantikvar, arkitekt MNAL Lars Roede, Riksantikvariatet  
Oslo 1, Norge

I overskriften er anvendt et ord som i denne sammenheng kanskje er fremmed for tilhørere fra de andre nordiske land. Man taler i svensk og dansk om renovering, mens norsk benytter en annen betegnelse med omtrent det samme innhold: rehabilitering. Ordet har møtt en viss motbør, i offisiell norsk terminologi søker man istedet å innføre det mer nøytrale utbedring, i den tro at almenheten lettere forstår det siste.

Jeg deler ikke motviljen mot betegnelsen rehabilitering, som etter min mening ikke dekker det samme begrepsinnhold som avløserordet. Det er et nyttig ord dersom man bevisst gir det en snevrere definisjon. Innledningsvis vil jeg klargjøre min egen terminologi, idet jeg vil tro at den samme språklige forvirring hersker i nabolandene som i Norge. Hos oss bringer pressen daglige omtaler av hus som er modernisert eller bygget om, og kaller det "restaurering". Denne utbredte villfarelse skader bevaringssaken og hindrer kommunikasjon.

#### Begrepsklargjøring

Restaurering er en måte å behandle eldre gjenstander som innebærer tilbakeføring til en opprinnelig eller tidligere tilstand. I en sammensatt ting som et hus, forutsetter jeg at inngrepene bestemmes av antikvarisk sakkyndige etter forutgående bygningshistoriske og bygningsarkeologiske undersøkelser. Jeg forutsetter en gjennomreflektert stillingtagen til de verdier som skal bevares, fremheves eller tilføres og et sakkyndig valg av midler for å nå disse mål.

I dagens terminologi har betegnelsen restaurering en langt videre definisjon også innenfor fagfolkenes krets. I videste

mening brukes det om ethvert inngrep fra antikvarisk hold - eller om man vil: restaurering er den fremgangsmåte i bygningspleien som til enhver tid bifalles av antikvarene. Etter denne definisjon innbefatter restaurering også sin direkte motsetning, bevaring eller konservering. I mangel av en bedre godtar jeg også denne betydning av betegnelsen restaurering. Alternativet er et mer omstendelig uttrykk: antikvarisk monumentpleie. Når jeg herefter taler om restaurering, tillegger jeg ordet denne videre mening.

Rehabilitering bør anvendes når en bygning oppnår bedre funksjonsdyktighet og omdømme. Tiltak for å avhjelpe forfall etter forsømt vedlikehold er ofte en del av prosessen. Likeledes inngår bygningsmessig tilpasning til et nytt formål, eller tilfredsstillelse av behov som er oppstått i husets levetid.

Til forskjell fra reparasjon og vedlikehold innebærer rehabilitering også en standardhevning. Men når rehabilitering ikke kan betraktes som synonymt med modernisering eller utbedring, skyldes det ordets eldre og snevrere betydning. Også hus kan trenge æresoppreisning.

Rehabilitering bør forbeholdes den ombygging som tar hensyn til de antikvariske verdier man tillegger et hus. De grunnleggende regler for en restaurering blir også retningsgivende for rehabiliteringen i den utstrekning de kan forenes med overordnede praktiske krav.

#### Prinsipløsninger

Ved en rehabilitering bør man tilstrebe det samme antikvariske ambisjonsnivå som ved restaurering, men samtidig erkjenne at kompromisser og avvikelser er nødvendig. Rehabiliteringens skala av mulige problemløsninger blir således den samme som jeg nedenfor har oppstilt for en restaurering:

1. Konservering av overleverte bygningsdeler. I prinsippet forblir gjenstanden urørt. Likevel inngår reparasjon av partielle skader eller forlengelse av levetiden ved f.eks. kjemiske midler.
2. Tilbakeføring til en tidligere tilstand. (Restaurering). Fremkalling av eldre overflater bevart under senere tilføyelser, gjeninnføring av fjernede deler.
3. Kopiering av eksisterende eller dokumenterte bygningsdeler

ved utskiftning eller komplettering.

4. Rekonstruksjon uten forbilder i bygningen selv.
5. Nøytral nyskapning.
6. Demonstrativ nyskapning i vår tids stil (hva nu det er).

Øverst på listen står de ideelle fremgangsmåter ved en restaurering. En rehabilitering skjer helst under strammere betingelser, med knapphet på tid, penger og ekspertise, og med påtrengende praktiske krav å imøtekomme. Vanligvis må man ty til mange av de nederste løsningene.

Ett av punktene foran peker seg ut som viktigere enn de andre. Konservering er selve hovedprinsippet også ved rehabilitering - man skal bevare, ikke skape illusjoner. Også etterpå skal huset ha aldersverdi og troverdighet som historisk dokument. Det forutsetter at alle impliserte har som rettesnor å bevare alt som kan bevares.

Denne grunnregel for antikvarisk bygningspleie er også god økonomi, omenn ikke alltid forenlig med praktiske behov. Når omstendighetene ikke tillater det ideelle, kommer regel nr. 2 til anvendelse: reversible løsninger. Et eksempel er bevaring av en eldre overflate bak en ny. Intet bevis går til spille. Den bevarte originaldel overleveres i gavepakning til fremtidens forskere eller til en mer forståelsesfull brukergenerasjon. uttrykt i en enkel læresetning er det bedre å legge til enn å trekke fra.

#### Bygningsvernets stilling idag

Hva jeg ovenfor har anført som retningslinjer for rehabilitering, er selvfølgelig bare teori. Praksis er betydelig mer komplisert, mest fordi det er lenge før alle nordmenn blir enige om at antikvarisk bygningsvern har sin berettigelse.

Bare et fåtall eldre hus er fredet, og således ved lov underlagt antikvarisk kontroll. Men selv blant disse 2000 hus skjer langt fra alle forandringer under betryggende faglig ledelse. Samfunnets lave prioritering av antikvarisk virksomhet gir Riksantikvaren liten mulighet til å håndheve loven. Mange fredede hus forfaller inntil der foreligger et akkumulert behov for vedlikehold den dag midler endelig kan bevilges til istandsettelse. Når restaurering til slutt finner sted, har Riksantikvaren ikke bemanning til å følge arbeidet kontinuerlig.

Resultatet blir ofte forstemmende når en restaurering utføres av amatører.

Ennu mindre oppløftende blir et overblikk over den store mengde eldre hus som for tiden ombygges helt uten antikvarisk medvirkning, prisgitt eierens skjønn og bare beskyttet av et likegyldig kommunalt bygningsråd med svake lovparagrafer til rådighet. Riktignok blir flere hus bevarert idag enn vi våget å håpe for bare få år siden, fordi argumentet om husenes brukbarhet og økonomiske verdi har fått tilslutning fra politikere og opinion. Det er åpnet adgang til å yte rimelige utbedringslån fra Statens Husbank. Men prisen for denne bevaring kan være en modernisering som etterlater husene ribbet for antikvariske verdier.

Ved siden av den alminnelige mangel på tilslutning til bevaringstanken, er byggebransjens innstilling den største hindring for en forsvarlig rehabilitering av bredden i eldre norsk arkitektur. Byggebransjen er ensidig innstilt på nybygging, og dertil i rask bevegelse bort fra håndverket og i retning av industrien. Og industrien forsyner oss med materialer til nybygging. Stadig flere kommer på markedet, ofte uprøvet. Brukt i bestående hus kan de være katastrofale.

#### Rehabilitering i praksis

I dette avsnitt skal jeg komme inn på den praktiske anvendelse av restaureringsprinsippene på norske trehus. Jeg skal konsentrere meg om den vanlige veggkonstruksjon i tradisjonell byggeskikk, lafteveggen.

Lafteveggen (knuttimring) gir en fleksibel vegg med stor evne til å tåle den mest utbredte feil ved eldre hus: svake fundamenter. Mange er bygget praktisk talt rett på grunnen, eller på en løst stablet grunnmur. Iøynefallende setninger forekommer hyppig. Men de påkjenninger som bokstavelig talt ville ha knekket et hus av mur eller bindingsverk, kan opptas av konstruksjonen uten varig deformasjon av tømmeret. Mindre skjevheter bør man tolerere, mens større setninger kan rettes forholdsvis enkelt, fordi veggens fleksibilitet tillater dem å bli løftet tilbake til utgangsstillingen. Oppstempling og utgravning for nye fundamenter er et vanlig ledd i en rehabilitering. Etter at huset er rettet opp, kan det slippes ned på grunnmuren.

Synlig veggømmer bør vanligvis ikke tildekkes. I de siste århundreder før lafting ble avløst av andre konstruksjoner, var bordkledningen på fremmarsj. Tømmervegger er et relikte som vesentlig forekommer i fjellbygdene og på uthus, og våre få eksempler bør få chance til å leve videre. Bare når klimatiske påkjenninger truer selve tømmerets fortsatte eksistens, kan man forsvare å kle veggene - og ikke nødvendigvis alle. Kledning kun på de mest utsatte vegger har havd i norsk byggeskikk. Ny kledning bør i tilfelle monteres uten varige inngrep i underliggende tømmer.

Bordkledning kom i bruk i ledende byggemiljøer før år 1700, og utbredelsen til fjernere distrikter og lavere samfunnslag foregikk i løpet av det følgende århundrede. Utvendig panel er både teknisk og estetisk betinget, først som beskyttelse og isolasjon, dernest som murimiterende mote. Vannsagen gjorde bordkledning i større omfang mulig, og tekniske fremskritt i forrige århundrede frembrakte nye typer (maskinhøvling av pløyde bord).

Den overleverte kledning skal selvfølgelig bevares, etter at man ved å løsne enkelte bord har forvissnet seg om at de ikke skjuler råttent tømmer. Dessverre er ikke alle overbevist om det gamle panelets verdi, fordi man savner evnen til å oppfatte dets skjønnhet bak et overfladisk forfall. Økonomien tilsier riktignok bevaring, men det nyes prestisje er sterk. I forsvar for bevaring må man fremheve de umålbare verdier ved det gamle. Spor av vær og vind og menneskers bruk kan ikke skapes. Fjerner man tidsdimensjonen, blir i beste fall bare et vakkert hus tilbake.

Tilsynelatende kan tilstanden være elendig, men erfaringen viser at meget kan oppnås med et velprøvet middel som maling. På stående panel kan det være nødvendig å ofre de nederste bordene. Etter renskjøring monteres en liggende planke som avslutning mot grunnmur eller vannbord. Vestlandets og Sørlandets liggende kledning tillater problemfri fornyelse av de mest utsatte nedre bord.

Statlige energisparingslån oppmuntret utallige huseiere til å isolere sine hus og samtidig fornye kledningen. Ved en antikvariske rehabilitering bør man avvise utvendig isolering. Unntaket er de vestlandske hus med liggende bordkledning og

hulrom innenfor. Der er god plass til isolasjon, fortrinnsvis bak det opprinnelige panel.

Ved utvendig isolering bør originalpanelet demonteres forsiktig og settes opp igjen - en vanskelig og tidkrevende prosess med stor fare for at bordene sprekker. En uunngåelig følge av tilleggisolering er en tykkere vegg. Denne forandring av utseendet medfører spesielle løsninger ved overgangen til tak og grunnmur. Vinduene blir sittende dypere i veggen dersom de ikke fornyes eller flyttes lenger ut. Bortsett fra et begrenset distrikt i sørøst-Norge, sitter vinduene helt ute i veggens liv i tradisjonell byggeskikk.

Prinsipielt bør man avstå fra utvendig tilleggisolering. Tømmervegger av massivt tre og to lag panel har i seg selv forholdsvis god k-verdi; helt ned til 0,5 er målt. Billigere og enklere kan man oppnå en betydelig reduksjon av varmetapet bare ved å isolere vinduer og bjelkelag. Men når ytterkledningen likevel må fornyes, kan man overveie å isolere samtidig.

Nytt panel bør stemme overens med det tidspreg som husets øvrige deler bærer. Vanligvis bør man kopiere det bestående. Men stilt overfor et likegyldig eller vansirende panel er det mulig å anvende en eldre type. Forbildet kan finnes bak et nyere, innenfor et tilbygg, eller brukt annetsteds i huset. Uten sikre spor er bygningshistorisk viten en forutsetning for å finne frem til en troverdig eldre type. I tvilstilfeller kan det være mer fornuftig å velge et åpenbart nytt og nøytralt utseende. Hensynet til fremtidig vedlikehold bør alene være nok til å avvise alle former for plast- eller metallpanel på trehus. Disse ersatz-produkter avslører seg alltid som falske. Til tross for produsentenes påstander er de ikke vedlikeholdsfri. Vil de finnes i handelen om 20 år, når en fornyelse tvinger seg frem?

Vinduer fornyes dessverre litt for selvfølgelig ved rahabilitering. Erfaring viser at vinduene som regel er bedre enn sitt rykte, at en værslitt overflate ikke betyr at trevirket er råttent. Maling og kitt, og kanskje eftersyn hos en snekker, kan være nok til å gjøre vinduene så gode som nye. Dermed er det ikke sagt at de tilfredsstillende alle dagens krav. Ett-lags vinduer bør i alle tilfeller forbedres av hensyn til komfort, fyringsutgifter og fremtidig vedlikehold.

Man bør i det lengste tilstrebe bevaring av den utvendige, offentlige side av vinduene, fordi de mer enn andre detaljer bestemmer husets uttrykk. Flere brukbare fremgngsmåter finnes: vanlige innervinduer, nye rammer koblet til de gamle, eller tvilling-glass montert på gamle ruter. Ennvidere kan man fornye vinduets rammer uten å fornye karmen for å unngå montering og tilleggsarbeid med omramming, utforing og tilpassing til åpningen. Ved alle de nevnte utførelser skal vår tids tekniske prinsipper anvendes - tetningslister og ventilert mellomrom.

Nye vinduer eller rammer bør ned till minste detalj kopieres etter de bestående, eller gis et utseende som tilhører den tidsalder huset forøvrig har sterkest preg av. Overromantiske og uhistoriske løsninger må frarådes. I Norge er alt for mange huseiere tilbøyelige til å velge kompromissløsninger med falske sprosser foran glasset eller mellom glassene.

Ingen detalj ved norske hus er for tiden mer utsatt for vilkårlig eller misforstått rehabilitering enn vinduene. Villledet av reklamen tror de fleste nordmenn at moderne tvillingglass gir bedre isolasjon enn tradisjonelle utførelser med to enkeltglass. I virkeligheten isolerer et "gammeldags" vindu bedre mot kulde og støy, og bare letter pussing og vedlikehold taler til de nye konstruksjoners fordel. Dessverre er det fristende for selvbyggeren i tidsnød å velge et tilfeldig vindu fra byggevarerhandlerens lager, uten å ta seg tid til en omhyggelig planlegning. Mange vet ikke at en hvilkensomhelst snekker kunne lage nye vinduer med det originale utseende, nøyaktig tilpasset i format, og bedre og billigere enn det masseproduserte. Når man ehller ikke vet at hele fornyelsen egentlig er overflødig, at en snekker kunne rehabilitere de gamle ennu rimeligere under sakkyndig veiledning, er det et sørgelig bevis på vårt knefall for industrien.

Dersom rehabilitering noengang skulle få en selvfølgelig plass i byggeriet, vil vi oppleve en fornyet efterspørsel etter godt håndverk og gamle, velprøvede materialer - sten, tegl og tre. Materialer som det finnes uuttømmelige forekomster av, som er tilpasningsdyktige, som kan bearbeides med håndkraft og repareres med enkle midler. Også innenfor nybygging kunne man høste fordeler av en slik utvikling. Den gode rehabilitering



av våre gamle bygninger vil føre til at håndverkeren blir re-  
habilitert som skapende bidragsyter, og ikke bare som montør  
for industrien.

-----  
Ett saneringsprojekt för ett trähuskvarter i Kuopio  
-----

Överinspektör, arkitekt  
Antti-Pekka Miettinen  
Bostadsstyrelsen  
Helsingfors, Finland

### 1. Allmänt

Trä har av tradition använts som byggnadsmaterial för stads-  
gårdar i Finland ända fram till 1900-talet. Trästäderna med  
sina breda bulevarder och öppna gårdar, där en frodig växt-  
lighet med träd och buskar väl trivdes, utgjorde en hög-  
klassig urban boendemiljö under senaste sekel.

Mot slutet av 1800-talet blev det vanligare att börja an-  
vända sten som byggnadsmaterial i Finland, och de första  
flervåningshusen byggdes. Byggandet koncentrerades under  
industrialiseringens inledningsskede i huvudsak till sådana  
stora industristäder som Helsingfors och Tammerfors, be-  
roende på det ökande arbetskraftsbehovet och arbetarbefolk-  
ningens snabba bosättning.

De många små städerna i landet fick däremot sova sin törn-  
rosasömn ända fram till andra världskriget. I vissa lands-  
orts- och kuststäder retarderade till och med utvecklingen  
då de traditionella näringarna, såsom t.ex. sjöfarten för-  
lorade i betydelse.

Efter det andra världskriget återspeglades den allt snabb-  
are urbaniseringen och den kraftiga ekonomiska utvecklingen  
överallt i Finland också i den fysiska miljön. I städerna  
innebar det ofta att den stabila trästadstraditionen bröts,  
emedan stadsstrukturen inte stod ut med de radikala föränd-  
ringar, som utvecklingen förde med sig. Man kunde dessutom  
inte styra utvecklingen tillräckligt framsynt och på den  
existerande stadsstrukturens villkor. På många håll hade  
attityderna omformats till förmån för den nya typens stads-  
byggande redan tidigare, men de ekonomiska möjligheterna

öppnade vägen först efter kriget. Man förstod inte värdesätta de goda sidorna i våra trästäder och ta dem till utgångspunkt för planeringen, och på det sättet söndersmulades stadscentra i de gamla trästäderna snabbt såväl estetiskt som psyko-socialt. Före år 1970 var det knappast någon som höjde sin röst till förmån för den finska trästaden.

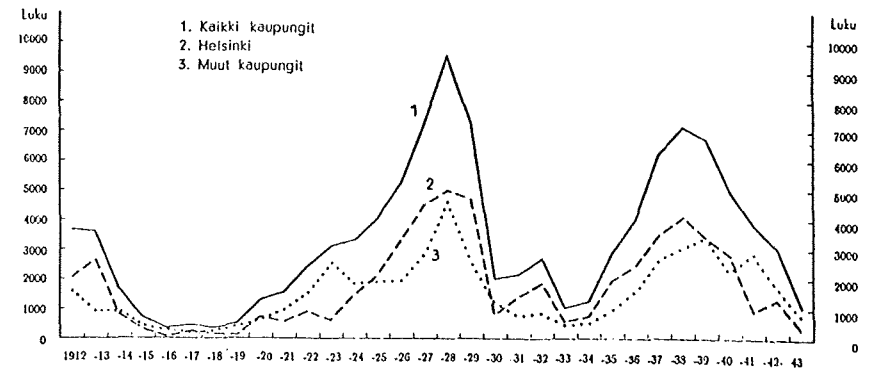
I min framställning skall jag behandla stadsdelen Linnanpelto i Kuopio, som ansetts vara en av våra allra vackraste trästäder. Det gamla Kuopio centrum har fullständigt försvunnit och ersatts med nybyggnader. Linnanpelto företräder en litet nyare trästadstradition i Finland, sådan som den var före andra världskriget. Det är frågan om ett gammalt småhusområde, som i huvudsak byggdes åren 1913-1923. Linnanpelto ligger ca. 1 km från Kuopio centrum och företräder en utomordentlig boendemiljö också enligt nutida standard: fastän det inte finns särskilt mycket service inom själva området, är servicen lättillgänglig omedelbart utanför området och trots närheten till centrum har området bibehållit sitt lugn, ty någon tung trafik passerar inte igenom det.

Största delen av byggnaderna är litet över 50 år gamla och är sålunda i den åldern, då ombyggnadsåtgärderna är av stor betydelse med tanke på bostädernas bruksegenskaper. Hur har det gått i Linnanpelto?

## 2. Utgångspunkterna för byggandet av ett trähuskvarter i Kuopio i början av seklet

Bostadsmarknaden i de finska städerna i början av 1920-talet påverkades framför allt av de stora händelserna under de trettio-fyrtio föregående åren, den snabba industrialiseringen och krigens inverkan på bostadsproduktionen. Så också i Kuopio.

Bostadsstatistiken för Kuopio utvisar att situationen var svår i början av seklet (1901). 39 % av stadens invånare bodde i bostäder på ett rum och enrummarna utgjorde då 44 % av stadens hela bostadsbestånd. I alltför trånga bostäder bodde 14 % av stadens invånare. Största delen av byggnaderna uppfyllde inte ens hälsokraven och nybyggandet framskred



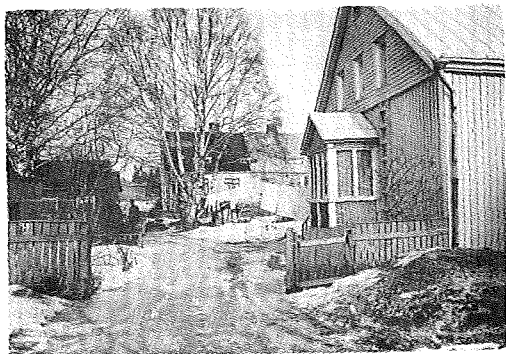
inte lika snabbt som befolkningsökningen i Kuopio skulle ha förutsatt. Sålunda ökade det typiska "inhysingssystemet" snabbt, i enrummarna togs förutom familjemedlemmarna en utomstående "hyresgäst" eller flere.

Medan byggandet i Finland i allmänhet var livligt 1912-1913 avvek situationen i Kuopio radikalt från det övriga landet. Enligt socialstyrelsens statistik färdigställdes det under denna tid inte en enda bostad i Kuopio, fastän stadens invånarantal ökade med flere tusen personer.

På försorg av socialstyrelsen grundades med inspiration från den IX Internationella bostadskongressen i Wien (1910) "Föreningen för befrämjande av allmännyttig byggnadsverksamhet" vid samma tid som Kuopio under tryck av den stora bostadsbristen var tvungen att anskaffa tilläggsmark åt staden, bl.a. anslöts Linnanpelto-området, som hörde till landskommunen, till Kuopio stad. År 1912 började landsförsamlingen arrendera ut parceller, fastän beslutet om planläggningen av området framskötts till in på 1920-talet. Tomter utarrenderades för bebyggande under åren 1913-1917, alltsomallt 25 st.

Arrendatorerna och byggarna var människor med små inkomster, arbetare och hantverkare samt personer som var i statens tjänst, vid järnvägen eller i fängelset.

I arrendekontraktet ingår en stor mängd bestämmelser om hur området skall bebyggas. Detta har varit av avgörande betydelse med tanke på uppkomsten av områdets enhetliga och vackra karaktär: Alla byggnader skulle uppföras av trä och deras yta fick inte omfatta mer än högst en fjärdedel av tomtarealen.



Den återstående delen skulle utnyttjas för trädgårdsland eller planteringar och odlingar. Ritningarna skulle framläggas för godkännande av en av tjänstehusens innehavare utsedd hyresnämnd. Det är dock möjligt, att man inte uppgjorde ritningar för enskilda fall, utan att husen byggdes lika som något av kyrkoherden på förhand godkänt hus. Vid byggandet skulle man dessutom beakta gällande byggnadsstadga och brandförordning i Kuopio stad.

Av dessa hus som byggdes på församlingens arrendetomter har ett tjugotal gamla hus bevarats och dessutom finns ett antal uthus. Några ritningar har inte bevarats i församlingens arkiv, och stadens magistrat hade inte heller något med området att skaffa, då det ännu var beläget på en främmande kommuns område.

Denna del av Linnanpelto-området har så småningom under tre årtionden, från 1930-talet till 1950-talet kompletterats på ett sätt som passar ihop med den gamla miljön. Tomterna har aningen ändrats, ty antalet gator har minskat något i jämförelse med det ursprungliga och detta har inneburit att några tomter har slagits samman till större. De tidigare gatorna syns inte längre i terrängen.

Man inledde byggandet på det område som var i Kuopio stads ägo något år senare, men det skedde mera behärskat. På vårvintern 1922 tillsatte staden en kommitté för att övervaka byggandet. Denna bestod av med hänsyn till situationen synnerligen kompetenta experter. Fullmäktige godkände 1921 en stadsplan för den del av Linnanpelto som var i stadens ägo,

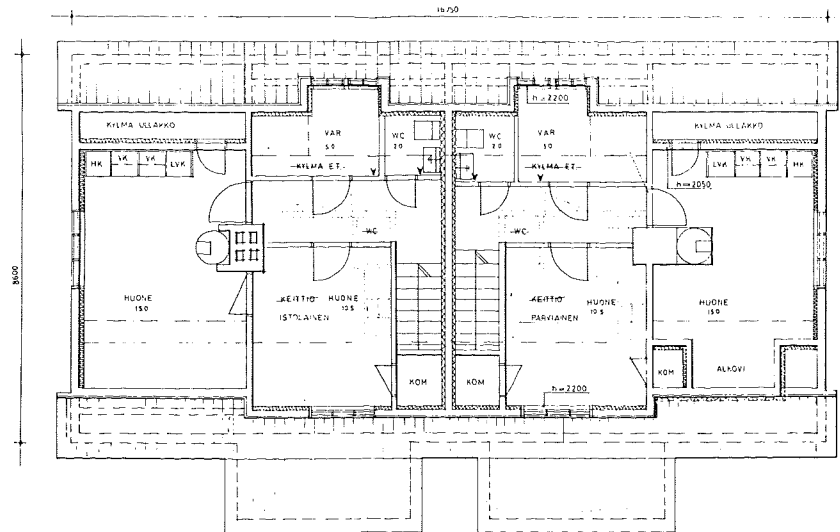
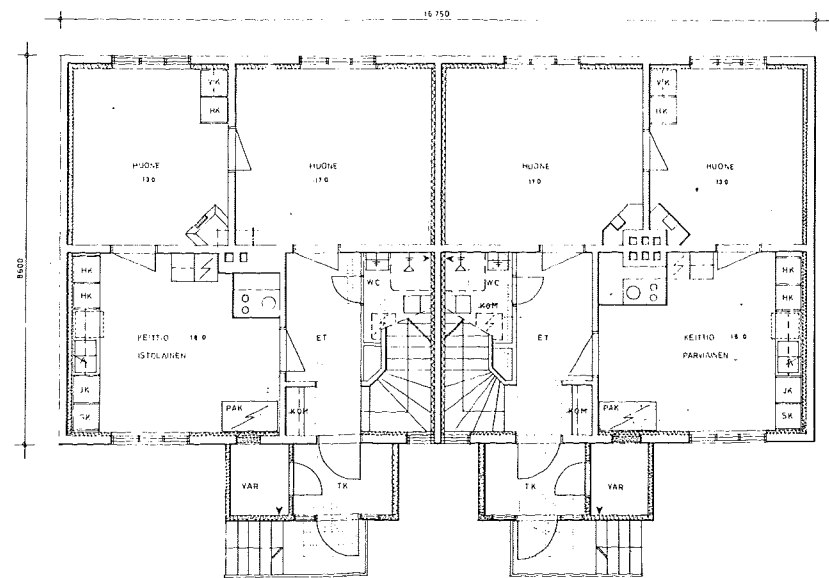
och byggandet skedde i snabb takt under de två påföljande åren. Som ett särdrag i stadsplanen kan nämnas, att de flesta av de små tomterna var avsedda att utnyttjas så, att bostadsbyggnaderna på två bredvidliggande tomter var byggda ihop och att uthusbyggnaden kunde höra till hela fyra tomter. Man syftade till att spara byggnadskostnader och byggnadsmark.



En av de första åtgärderna av nämnden var att uppgöra typritningar "som lämpar sig för Kuopioförhållanden". Nämnden hade dessförinnan fått konstatera, att största delen av de planer, som i samband med låneansökningarna hade inlämnats till nämnden, inte tillnärmelsevis svarat mot de allmänna kraven. Emedan sådana planer rönste ett dåligt öde också vad gällde de statliga lånevillkoren, beslöt man ge i uppdrag åt arkitekt Juho Nykänen att uppgöra typritningar. Det ställdes stora krav på byggnaderna. "De borde vara smäckra, byggda av stock och hållbara, ävensom enkla och praktiska och så billiga som möjligt". Man beslöt bygga en bakugn i varje bostad, ty hembakat bröd användes allmänt i Kuopio.

Husen i Linnanpelto är av "Nykänens typ nr. 1". Typen har sex bostadsrum, en areal om 108 m<sup>2</sup>, 550 m<sup>3</sup> volym och var avsedd för två familjer. Typen påminde om socialstyrelsens parhustyp, som på basen av en tävling hade utvecklats av arkitekterna Elias och Matti Paalanen något år tidigare.

Arbetena utfördes till största delen av de blivande invånarna. I någon mån användes också anställd arbetskraft.



Byggnadsarbetet utfördes med en febril brådska på kvällarna, på nätterna och under helgen med deltagande av hela familjen. Byggarna bodde ju i huvudsak i bräskjul som byggts på området eller i stadens folkskolor eller andra tillfälliga byggnader. Nämnden konstaterade också att byggarna utförde sitt arbete "med förundransvärt stor iver".

Materialet erhöles till stor del ur stadens skogar. Staden sålde förmånligt träd som hade fällts i storm åt byggarna. Dessutom erhöles man trävaror i form av utskottsvirke av träfirmor i Kuopio, dåför tiden användes inte stammarna ända till sista biten såsom i våra dagar.

Finansieringen gav upphov till fortgående svårigheter för många byggare, men med hjälp av stöd av staden och staten fick man likväl området snabbt färdigt.

### 3. Byggnadernas användning och skick i Linnanpelto åren 1920-1970

Stadsplanesituationen i området var rörig under denna tidsperiod, man var av olika åsikt om vad som skulle göras med området. I typhuskvarteren rådde byggnadsförbud. På grund av byggnadsförbudet hade byggnaderna kommit att förfalla en aning.

Byggnadernas skick var varierande under denna period. En del av husen hade skötts väl, en del var i dåligt skick i synnerhet utvändigt. Byggnadernas stockstomme var i allmänhet i utomordentligt skick.

På grund av byggnadsförbudet hade man inte i alla fall kunnat uppnå önskvärd nivå beträffande husens utrustning. Sålunda hade ägarna inte fått bygga bastu i källaren eller företa andra mera betydande ombyggnader. I 1968 års byggnadsräkning konstaterades bl.a. att

- alla hus har vattenledning och avlopp, men att tvättutrymmena och sanitetsutrymmena är bristfälliga
- två av husen i typhuskvarteret har varmvatten, sex centralvärme
- tre tomter har bastu i gårdsbyggnaden
- tjugo hus har uppvärmning med varmluftskamin

Staden har under hela tiden ägt marken i typhuskvarteret och överlätt år 1921 tomterna åt småhusbyggarna för femtio år mot ett litet arrende. Sedan arrendetiden utgått har staden förlängt den med ett år i sänder.

På Linnanpelto-området finns en mycket stor mängd små bostäder. Detta beror i huvudsak på att socialstyrelsen förutsatte att bostäderna i de hus den belånade bestod av högst

två rum och kök. Då också "Nykänens typhus" var sådana hus, bestod de nittiofem bostäderna av

- 28 st bostäder med ett rum
- 3 st bostäder med ett rum och kokvrå
- 37 st bostäder med ett rum och kök
- 3 st bostäder med två rum och kokvrå
- 20 st bostäder med två rum och kök
- 3 st bostäder med tre rum och kök och
- 1 bostad med fyra rum och kök

På området bodde år 1968 262 personer, av vilka största delen var i arbetsför ålder samt barn; pensionärernas andel av invånarna var under 10 %. Invånarnas inställning till områdets framtida öde var i detta skede osäker, en del var dock redan då för bevarande. De som ägde det hus de bodde i trivdes bra, och ville verka till förmån för reparationer och ökade bekvämligheter. De klagade över att byggnadsförbudet hindrade dem att anlägga sanitetsutrymmen och bygga om eller riva de onödiga gårdsbyggnaderna. Hyresgästerna förhöll sig i allmänhet indifferent till ett bevarande av området.

Sammandragsvis kan konstateras om tiden 1920-1970, att området dag för dag levde i förhållanden som är typiska för ett litet småhusområde i närheten av centrum. Generalplanen förutsatte en ersättande sanering av de bostadsområden som omgav centrum. En motorväg hade planerats genom området. Tilläggsmark behövdes för nybyggande. Skulle ett litet trähusområde och dess invånare kunna bibehållas i sin lummiga idyll under ett sådant korstryck?

#### 4. Hur situationen utvecklades 1970-1978

Attityderna och den ekonomiska situationen ändrades snabbt under 1970-talet. Man började värdesätta betydelsen av de gamla goda existerande boendemiljöerna i jämförelse med de enformiga och impulsfattiga områden som producerades under den snabba nybyggnadsperioden. Också i Kuopio såg man det kvalitativa värdet hos Linnanpelto-området i ett nytt ljus. De färdigt utvecklade gårdarna, det till skalan varierande området började verka lockande, men ett ekonomiskt utnyttjande av det gamla bostadsbeståndet under en tid med en

stram penningsituation började också bli ekonomiskt lönande.

Emedan städerna hade fått klart växande problem att sköta de sociala och ekonomiska följderna av ersättande sanering och den nya stadsmiljö som uppstått till följd av de valda lösningarna upplevdes som oredig och svår, mognade attityderna till förmån för en bevarande sanering.

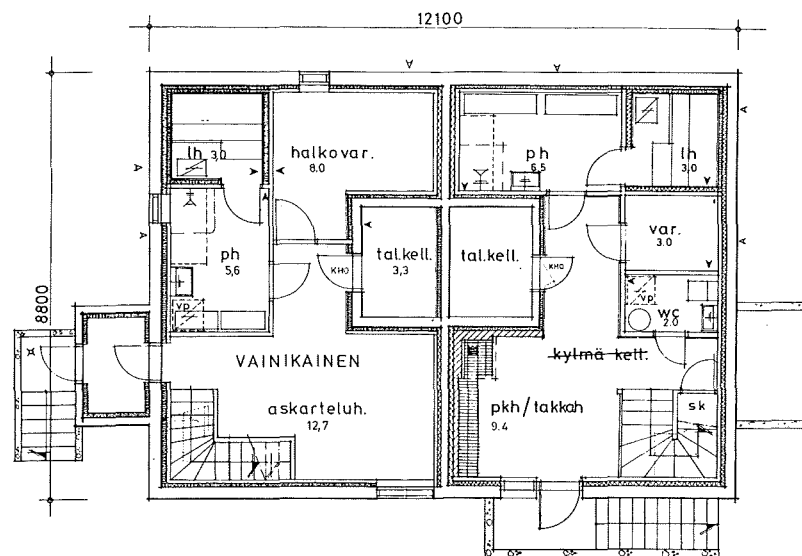
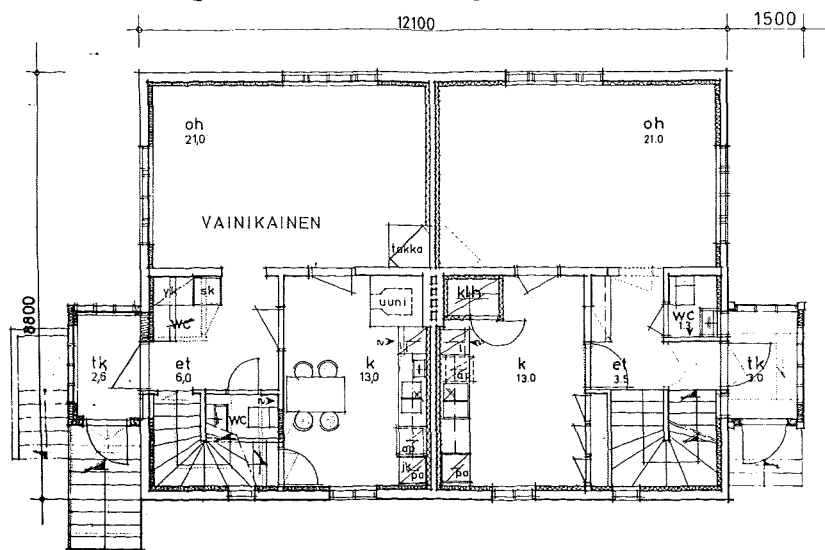
#### Saneringsplaneringen inleddes

- ett preliminärt planeringsprogram uppgjordes och godkändes hösten 1973
  - hösten 1974 färdigställdes en kartläggning av orsakerna till bostadsavgången och undersökningar om hur avgången kan förhindras
  - år 1975 inleddes generalplaneringen, en justering av generalplanen i syfte att genomföra en bevarande sanering samt uppgörandet av bostadsprogrammets åtgärdsprogram
  - åren 1974-1976 utfördes en undersökning över hyresbostädernas skick och en programmering av ombyggnaderna
- Även om de presenterade åtgärderna inte ledde till en direkt saneringsverksamhet, var de av stor betydelse med tanke på att utveckla planeringsberedskapen och framför allt för att starta diskussionen om målen för saneringen.
- De åtgärder som föregick saneringen inleddes omedelbart efter de nämnda utredningarna på Linnanpelto-området.
- i november 1976 fattade stadsstyrelsen i Kuopio beslut om konkreta ombyggnadsutredningar
  - i december 1976 utreddes på detaljplanet de olika planläggningsalternativen varvid man stannade inför en bevarande lösning utgående från generalplanens principer
  - i januari 1977 utreddes principerna för fastighetsarrangemangen och fattades beslut om uppgörande av plan- och fasadritningar utgående från mätningarna
  - i februari-mars intervjuades invånarna om ombyggnadsmålsättningarna och ordnades informationer om åtgärdsrekommendationer och långivningsmöjligheter
  - i april 1977 fattade Kuopio stad beslut om reparationsprogrammet för de i stadens ägo varande fastigheterna
  - i maj 1977 utfördes kvartersplanering och tomtmätningar

- i juni 1977 anskaffades tillfälliga baracker till bostad för invånarna
- i augusti 1977 inleddes reparationsarbetena på de hyreshus som var i stadens ägo
- i september 1977 inleddes planeringen av de hus som var i privat ägo
- i december 1977 inleddes reparationsarbetena på de hus som var i privat ägo.

Det att reparationsarbetena i kvarteret kunde inledas så snabbt efter det att staden fattat de positiva principbesluten om bevarande sanering förutsatte en effektiv information och rådgivning.

- en broschyr om ombyggnad delades ut till 4 000 hus
- i press och lokalradio behandlades ombyggnad i olika sammanhang
- i stadens utrymmen ordnades en informativ och mycket populär kurs om grundreparationsåtgärderna
- i byggnadsinspektionskontoret förordnades en byggmästare att övervaka ombyggnaderna på heltid. Kvällsöppethållning ordnades
- en byggmästare som avlönats med statliga sysselsättningsmedel gick runt i de mest problematiska fastigheterna och gav direkt rådgivning åt invånarna.



Bostadsstyrelsens långivning och genomförandet av projektet  
Enligt lagen om bostadsproduktion kan i Finland ges lån för ombyggnad och utvidgning av egnahemshus samt för ombyggnad av hyres- och andelslagshus. Det är på basen av lagen om bostadsproduktion inte tillåtet att ge lån åt ett hus i bostadsaktiebolagsform. I början av år 1979 trädde i kraft en lag om ombyggnad av bostäder, på basen av vilken man under vissa förutsättningar kan ge lån för grundreparation av alla slags bostadsbyggnader. Det är avsikten att till en början tillämpa lagen på vissa försöksområden, men det är meningen att lagen på basen av de erfarenheter man får och eventuella justeringar senare skall utsträckas till att omfatta hela bostadsbeståndet i Finland. Linnanpelto-området var avsett att vara ett av försöksområdena. Emedan Kuopio stad genom sin aktivitet fick planerna i skick innan den ifrågavarande nya lagen trädde i kraft och då byggnaderna också enligt lagen om bostadsproduktion kunde belånas, sköttes långivningen enligt gammal praxis.



Åtgärderna tog i huvudsak sikte på följande tre grupper:

- konstruktioner
- utrustning
- utrymmes användning

a. Konstruktioner

Såsom i det föregående har nämnts, är byggnaderna i huvudsak byggda av stock, beklädda med bräder och byggda med en relativt högtstående snickarfärdighet.

Man försökte medvetet undvika ändringar i konstruktionen, ty de kostnader dessa skulle ha förorsakat skulle ha varit höga i förhållande till nyttan. De största ändringarna skedde i fråga om trapputrymmena, då man tog i bruk tilläggsutrymmen på vinden.

Värmeisolering och täthet i konstruktionerna uppfyllde i allmänhet inte moderna krav. Sålunda rekommenderade man på Linnanpelto-området tilläggsisolering i väggar och övre boten. Bostadsstyrelsen kräver att man använder isolering som motsvarar minst 10 cm mineralull.

Den yttre brädfodringen i byggnaderna hade på grund av god skötsel för det mesta bevarats i skick, varför det var ekonomiskt att placera isoleringen på innersidan. Samtidigt installerades en tät fuktisolering så att fuktighetsegenskaperna i konstruktionen inte skulle ge upphov till fara för röta då de ändras. Man har i Finland i samband med felaktigt utförda isoleringsarbeten förorsakat en onödig spridning av den farliga golvsvampen 'Merulius laerymaus'. Också med tanke på bevarandet av byggnadernas yttre miljö är det en riktig åtgärd att utföra isoleringen på insidan. Som ytbeläggningsmaterial på insidan användes spånskivefodring.

Isoleringen av vindsutrymmena utfördes med hjälp av mineralullskivor på övre sidan.

Man undersökte fönstren med hjälp av en noggrann inventering. Största delen av fönstren förbättrades värmeekonomiskt genom att installera en tredje skiva mellan rutorna. Det var härvid inte nödvändigt att indela tilläggsglaset i rutor. Fönstren tätades dessutom omsorgsfullt. Endast i några hus hade fönstermaterialet ruttnat så illa, att en reparation

inte var möjlig. Härvid förnyades fönstren i sin helhet och i ytterfönstren användes samma ram- och rutindelning som i de ursprungliga fönstren.

Emedan byggnaderna var parhus, utfördes som en konstruktionsmässig förbättring ljudisolering av den vägg som skiljde åt bostäderna.

b. Utrustning

Enligt de tidigare utförda inventeringarna var trähusen i Linnanpelto synnerligen bristfälligt utrustade. Emedan det fanns fjärrvärmeledning vid kanten av området, förutsatte bostadsstyrelsen anslutning till fjärrvärmenätet i samband med reparationen av uppvärmningssystemet. Man försökte bevara de gamla ugnarna både som reservvärmekällor som för att ersätta den öppna spis man ofta önskade sig få tillbyggd. Bostadsstyrelsen anser inte direkt elvärme vara energiekonomiskt rekommendabel. I de fall då den gamla uppvärmningen med kakelugnar bevaras som enda värmekälla, måste man säkerställa tillgången på trämaterial som bränsle.

I de gamla bostäderna fanns en synnerligen bristfällig sanitetsutrustning. I samband med varmvatten och avlopp förbättrades sanitetsutrustningen i samtliga bostäder. Köken utbyggdes till nästan modern maskinutrustningsstandard. Det fanns för det mesta plats för wc i de tidigare skrubbutrymmena.

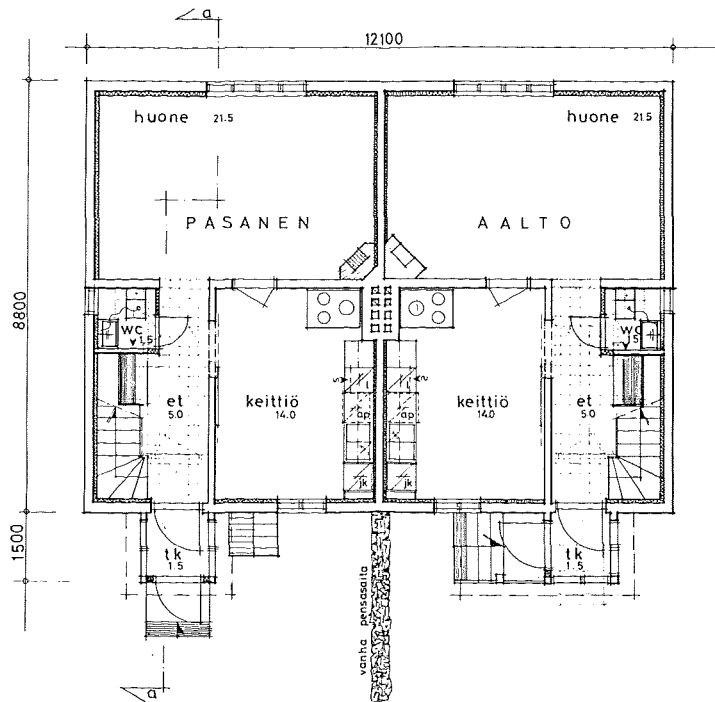
Det var lätt att förbättra utrustningen i trähusen och att uppnå ett ekonomiskt slutresultat.

c. Utrymmesarrangemang

De största åtgärder som utfördes i bostäderna var att bygga in bastu, badrum och tvättutrymmen. I de byggnader som hade tillräckligt stora grund- eller källarutrymmen, förlades bastu och sanitetsutrymmen i källaren. Om klippgrunden var nära, var man tvungen att hitta utrymmen för tvättrummet i bostadsvåningarna.

I vissa byggnader placerades badrummet i utrymmet under trappan.

I några byggnader fanns det outnyttjat vindsutrymme. Allt efter familjernas behov togs vindsutrymmet i bruk för boende.



Bostadsstyrelsen rekommenderar att man utnyttjar tillbudsstående utrymme som alternativ till tillbyggnad, emedan man på detta sätt f r det mesta uppnår den bästa l sningen med tanke på miljön.

#### Slutförandet av ombyggnadsarbetet

Linnanpelto-området är snart grundreparerat i dess helhet. Man har noga antecknat de erfarenheter man har fått under arbetet. Man har insamlat kostnaderna för vart och ett arbete skilt för sig med tanke på en framtida kostnadsutredning. Man försöker noga analysera olika byggnads- och byggherremetoder på basen av det insamlade materialet och precisera de faktorer som påverkar kostnader och tidtabell. Ombyggnader håller i detta nu på att bli en betydelsefull metod att producera bostäder vid sidan av nyproduktion. Nyproduktionsystemen kan endast i begränsad omfattning användas vid om-

byggnadsarbeten eller så att de särskilt tillämpas för dessa. Detta gäller såväl arbete, arbetsmetoder som material. Ombyggnad innebär en utmaning för alla parter i byggandet.

På Linnanpelto-området insamlas erfarenheter på basen av det utförda arbetet, som kan tillämpas då motsvarande tr stadsdelar f rb tras för att uppnå en bättre boendeniv , fördelaktigare anskaffningskostnader och en bättre milj .

#### Bibliografi

- Arkk. Kaisa Ahonen: Kuopion Linnanpelto. Tutkimus 1976.  
 Komiteamietint  1977:43. Ombyggnad av bostadsbyggnaden och bostäder. Ombyggnadsgruppens betänkande.  
 Perusparannus- ja rakennusvalvontaohjeita rakentajille.  
 Rakentajainkustannus Oy, 1979.

---

BPS-renoveringsdetaljer/vinduer

---

Arkitekt m.a.a. Jens Martin Eiberg, BPS-centret, Hørsholm, Danmark

De seneste års erkendelse af et stort behov for at få renoveret den eksisterende bygningsmasse med hensyn til energibesparelser, brandsikring, komfortforøgelse m.v. har affødt et stort behov for ny byggeteknisk viden.

Ved at arbejde med renoveringsopgaver bevæger man sig i et byggeteknisk område, hvorom der idag kun findes begrænset systematiseret viden, anvisninger og erfaringer. Der er et behov for at få udarbejdet og distribueret viden om, hvorledes den type af byggearbejder på en teknisk hensigtsmæssig og arkitektonisk forsvarlig måde planlægges og udføres.

En lang række af de principper og detaljer, der anvendes i forbindelse med renoveringsarbejder kan anvendes fra opgave til opgave - der er behov for at få typiseret en udvalgt mængde af hyppigt forekommende renoveringsprincipper og byggedetaljer - en renoveringsbyggeskik - for dermed at opnå den tids-, pris- og kvalitetsmæssige gevinst, som anvendelsen af typiserede løsninger giver.

#### BPS-projektet om typiske renoveringsdetaljer

På ovennævnte grundlag startede i slutningen af 1977 i BPS-centret<sup>+</sup> et tværfagligt samarbejdsprojekt mellem byggeriets forskellige parter om at få etableret et katalog over typiske byggedetaljer i forbindelse med renovering - "en renoveringsbyggebog". Dette samarbejdsprojekt var en naturlig fortsættelse af den række af BPS-projekter om typiske byggedetaljer, der

---

<sup>+</sup> BPS-centret - centret for Byggeriets Planlægningssystem - er en selvejende institution stiftet af: Byggeriets Udviklingsråd, Praktiserende Arkitekters Råd, Foreningen af Rådgivende Ingeniører, Bygge- og Anlægsrådet og Statens Byggeforskningsinstitut, med støtte af boligministeriet. BPS-centrets formål er at fremme byggeriets kvalitet og produktivitet ved at formidle et samarbejde mellem byggeriets virksomheder, institutioner og organisationer om i fællesskab at udvikle en industriel byggeskik i dansk byggeri.

var gennemført i de foregående år.

Det var projektets formål at indsamle, systematisere, typisere og bearbejde den viden og de erfaringer, der lå spredt hos personer og virksomheder (arkitekter, ingeniører, producenter, håndværkere, udførende og forskningen) indenfor området renovering af eksisterende bygninger. Det var ikke projektets formål at foretage udviklingsarbejder eller forskning på området, men ene og alene at registrere og systematisere foreliggende viden.

Kataloget er planlagt udformet således, at det henvender sig til den "organiserede" del af byggeriet: rådgivende, projekterende og udførende.

#### Projektets organisation

I samarbejdet deltager 50-60 personer med erfaringer fra, viden om og interesse for arbejdet i den eksisterende bygningsmasse.

Projektet ledes af en ledergruppe med repræsentanter fra Praktiserende Arkitekters Råd, Foreningen af Rådgivende Ingeniører, Statens Byggeforskningsinstitut, Teknologisk Institut, Jydsk Teknologisk Institut, Danmarks Ingeniørakademi - Bygningsafdelingen, Bygge- og Anlægsrådet, Byggecentrum, Håndværksrådet samt BPS-centret.

Det tværfaglige samarbejde er organiseret i en række arbejdsgrupper omkring de enkelte bygningsdele. I arbejdsgrupperne indsamles, systematiseres og bearbejdes den viden, der foreligger på de enkelte delområder, således at den kommer til at fremtræde i en fælles form. Til hver arbejdsgruppe er tilknyttet en faglig sekretær med særlig viden og erfaring på det pågældende delområde.

I første omgang er der etableret fire arbejdsgrupper for bygningsdelene: tag, ydervægge, etagedæk og vinduer, heraf er afsnittet om vinduer udkommet. Derudover er det planlagt at iværksætte arbejdsgrupper vedrørende indvendige døre, trapper og indervægge samt for installationsområdet.

BPS-centret har til delvis dækning af omkostningerne i forbindelse med gennemførelse af den første del af projektet modtaget projekttilskud fra Teknologirådet.

#### Renoveringskatalogets opbygning

De forskellige delafsnit i kataloget er forskellige med hensyn til detaljeringsgrad og omfang afhængig af foreliggende tilgængelig viden og erfaringer, men planlagt opbygget principielt over samme læst:

0. Indledning, der bl.a. indeholder indholdsfortegnelse for det pågældende afsnit, brugsanvisning, definitioner, litteraturliste m.v.

1. Datablade/generelt, der bl.a. redegør for den pågældende bygningsdels særlige forhold, lovgivningsforhold, typiske eksisterende konstruktioner, typiske skader og skadesårsager m.v.

2. Datablade/anvisninger, der belyser foreliggende erfaringer og viden vedrørende renovering af den pågældende bygningsdel, bl.a. særtryk af anvisninger fra SOFUS-byg-institutionerne.

3. Detailblade, der angiver konkrete løsninger på renovering af forskellige bygningsdele og de dertil hørende tilslutningsdetaljer for de renoverede bygningsdeles tilslutning til andre bygningsdele.

#### BPS-renoveringsdetaljer/vinduer

Det første afsluttede delafsnit af kataloget indeholder typiske renoveringsdetaljer for typisk forekommende vinduer af træ. Afsnittet blev offentliggjort i september 1978.

I det efterfølgende gennemgås kort hovedindholdet i de forskellige afsnit af "BPS-renoveringsdetaljer/vinduer":

#### Datablade/generelle

I afsnittet beskrives den del af lovgivningskomplekset, der specielt har relation til bygningers vinduer. Derudover indeholder afsnittet en checkliste, der påpeger typisk forekommende skader og mangler i forbindelse med eksisterende vinduer.

#### Datablade/anvisninger

Afsnittet indeholder en beskrivelse af principielle måder at renovere vinduer på, herunder

- udskiftning af underkarme
- udskiftning og reparation af sålbænke
- fuger omkring vinduer
- beslag
- tætningslister
- glasisætning
- redegørelse for varme- og lydisolationsopnåelse ved ændring af den eksisterende vindueskonstruktion
- samt et overskueligt skema, der kan anvendes ved valg af overfladebehandling på grundlag af udfaldskrav til slutresultat samt en redegørelse for den behandlingsmetode, der skal anvendes.

Detailblade

Afsnittet indledes med en detailnøgle, der redegør for hvilke løsningstyper, der kan anvendes på 10 forskellige typiske vinduestyper og hvad man kan opnå med hensyn til varme- og lydisolering på forskellig måde.

For hver af de beskrevne løsninger findes bagerst i kataloget et tilsvarende antal "folde-ud-ark", der er udformet på en sådan måde, at arkene direkte kan påføres diverse detailinformationer og dermed danne grundlag for udbud af og udførelse af vinduesrenoveringsarbejder.

Et meget praktisk og entydigt værktøj i kommunikationen planlæggende og udførende imellem.

Løbende ajourføring

Det er indlysende, at en sådan registrering og systematisering af typiske renoveringsdetaljer ikke har den store værdi, hvis ikke al den viden og de erfaringer, der opstår i disse år, løbende opsamles og distribueres i kataloget.

Derfor udkommer BPS-kataloget i en abonnementsordning, der sikrer kataloghaverne en løbende ajourføring. Projektets faglige sekretærer indsamler og bearbejder løbende de kommentarer og erfaringer, der opstår i den praktiske brug af kataloget og sikrer at disse bliver distribueret til abonnementshaverne.

-----  
Skader på og renovering af tage  
-----

Civilingeniør Knud Prebensen, Cowiconsult, Rådgivende Ingeniører AS  
Virum, Danmark

I 1950'erne og -60'erne var der en vældig ekspansion i byggeriet i Danmark. En stor del af de en-familiehuse og etageboliger, der så dagens lys i denne periode var dækket af flade tage, i mange tilfælde baseret på træelementer.

Boligministeriet støttede i den pågældende periode kraftigt udviklingen i retning af industrialiseret byggeri, idet der - som bekendt - var stor arbejdskraftmangel samtidig med et stort behov for udvidelse af boligkapaciteten.

Der er udført en lang række arkitektonisk og teknisk interessante byggerier. Mange af byggerierne er særdeles vellykkede (dem hører man ikke så meget om!). I andre byggerier har den på projekteringstidspunktet manglende viden om byggematerialer og byggemetoder medført, at de i dag indtager en ret konstant plads i nyhedsformidlingen med overskrifter, der som regel starter med "byggeskandale".

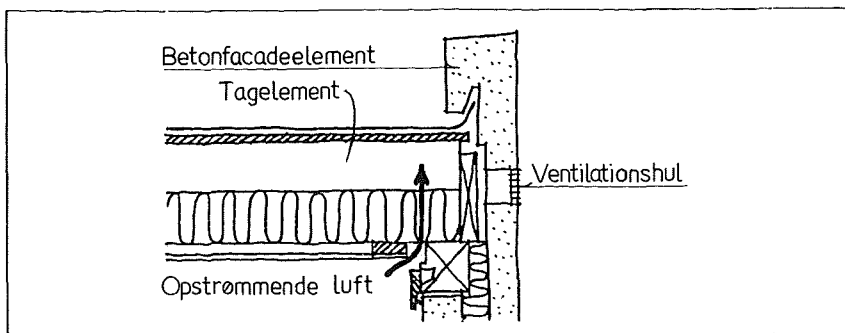
Nogle af årsagerne til tagskaderne samt forslag til udbedringer behandles i indlægget, der bl.a. som eksempel redegør for den i Danmark mest omtalte tagskade i Albertslund-bebyggelsen, som omfatter 2.100 huse.

Årsager til tagskader

Tagkader skyldes ofte en utilsigtet opfugtning af tagkonstruktionen, som kan medføre, at træbaserede tagplader udvider sig. Fugtudvidelsen af tagpladerne kan meget vel blive så stor, at tagpappen sprænges, hvorefter der er risiko for opfugtning i en hel anden størrelsesorden.

Hvorledes sker den første opfugtning af træmaterialet?

Bygningsreglementet kræver, at der på den varme side af isoleringen skal placeres en dampmembran, der sikrer mod diffusion af rumluft op i tagelementet. I de fleste tilfælde konstateres det, at denne membran er ganske effektiv overfor diffusionen, men overfor konvektionen svigter den. Figur 1.



Figur 1.

Sikringen mod diffusion er rimelig tilgodeset, idet der umiddelbart over gipspladeloftet er placeret en plastdampmembran. Helt anderledes ser det imidlertid ud med konvektionen. Overtrykket i boligen i forhold til lufttrykket i tagkassetterne forårsaget af temperaturforskellen presser luft op i taget gennem de fuger, der findes ved samlingen mellem loft og vægge, samt ved ovenlysåbninger. Med luften føres ikke kun fugt op i tagkonstruktionen, hvor den vil kondensere på en kold tagflade, der føres også varme bort, og det kan dreje sig om et ganske betydeligt varmetab.

Udover "skorstensvirkningen" er der dog en påvirkning, som er meget værre: det drejer sig om opstrømning af rumluft på grund af det undertryk, som vindpåvirkning i mange tilfælde skaber i taghulrummet.

#### Undertryk i tagelementer fra vind

Bygningsreglementet, BR 77, og tidligere udgaver, angiver, at tagkonstruktioner opbygget af træ og træbaserede materialer skal forsynes med ventilationsåbninger på mindst 1/500 af det bebyggede areal, placeret således, at ventilationsluften fordeler sig jævnt over varmeisoleringens overside. Ventilationspalterne placeres oftest i tagudhængets underside.

Er det af praktiske grunde vanskeligt at udføre en effektiv ventilation ved denne metode, søges ventilationskravet ofte efterlevet ved montering af tagventilationshætter. Antallet af ventilationshætter beregnes på baggrund af oplysninger fra fabrikanterne, som baserer deres viden på vindtunnelafprøvninger af hætterne.

For at vurdere indflydelsen af et sug på tagfladen, er beregningen udført på baggrund af en trykforskel på 3 mm VS, svarende til vindstyrke 3-4.

Fugttransporten fra badeværelset til loftkassetten udgør:

- |  |         |
|--|---------|
| 1. diffusion ved loft med PE-folie:                          | 0,1 g/h |
| 2. diffusion ved "rør og puds"-loft:                         | 8 g/h   |
| 3. konvektion ved "skorstensvirkning":                       | 80 g/h  |
| 4. konvektion ved "skorstensvirkning" samt sug på tagfladen: | 300 g/h |

Det er ganske tankevækkende, at konvektionen under alle omstændigheder kan resultere i mange gange større fugtbelastninger af tagkassetterne end diffusionen.

Diffusionen gennem 1 cm rørpuds er medtaget for at vise, at selv en loftopbygning med lav dampmodstand er bedre end en nok så god membran, hvor udførelsen ikke er korrekt.

#### Konsekvenser af opfugtning

To konsekvenser af opfugtninger bør vurderes:

- den førnævnte dimensioneringsændring, der kan resultere i, at tagdækningen revner,
- risikoen for svampeangreb i trækomponenterne, når disse er fugtige i længere tid.

Det vil næppe være korrekt altid at lukke tagrummet helt, da risikoen for - i hvert fald mindre fugttilgang - altid er til stede, om ikke andet så ved diffusion, men åbningerne skal sikkert kun betragtes som sekundære ventilationsarrangementer, respektive foranstaltninger til damptrykligning.

I et indlæg om krydsfiner i byggekomponenter på Træsymposiet i København i 1970 havde jeg lejlighed til at orientere om canadiske erfaringer med hensyn til ikke-ventilerede tagkonstruktioner. (Se symposie-rapporten fra 1970 (1)).

Dette startede et samarbejde mellem Statens Byggeforsknings Institut og Cowiconsult. Målinger på et 3.000 m<sup>2</sup> stort tag over et butiksbjggeri i perioden 1971-73 viser, at taget fungerer tilfredsstillende, selv om der hverken er udført membran eller udluftning (2).

En række målinger udført under Teknologiråds-projektet: Tilstandsundersøgelse af flade tage, antyder ligeledes en sammenhæng mellem ventilation og tagkader.

Professor Vagn Korsgaard, Laboratoriet for Varmeisolering, Danmarks tekniske Højskole; Statens Byggeforsknings Institut; Tåsinge Træ A/S og Cowiconsult har endvidere igangsat målinger af de bygningsfysiske forhold i en større tagkonstruktion netop for at skaffe oplysninger om tagventilationens gavnlige eller skadelige indflydelse.



På flade tage optræder der oftest sug hidrørende fra vind. Størrelsen af dette sug er undersøgt nøje i forbindelse med fastlæggelse af normerne for beregning af tages bærende konstruktioner for ekstreme vindlaste. Men størrelsen af suget ved mere normale og langt hyppigere vindhastigheder er ikke belyst. Selv under antagelse af konservative forudsætninger vil dette sug, når der er udluftningshætter på taget, tilvejebringe et så stort undertryk i tagrummet, at rumluften suges op gennem naturlige utætheder i loft eller membran og medfører kondens på tagets kolde dele.

Der er næppe tvivl om, at vi i ovennævnte forhold finder forklaringen og hovedårsagen til fugtskader på tage.

Det er ikke kun på oversiden af taget, der er risiko for undertryk. I mange tilfælde vil der være risiko for undertryk på begge facader, også i tilfælde, hvor taget går skråt op - op til omkring 15%. Ved de tagudformninger, hvor ventilationen baseres på spalter i udhængets undersider, kan der således, antyder undersøgelser, også opstå et undertryk på luv facade - foruden naturligvis på læ facade. Dette resulterer i et undertryk i tagkonstruktionen, også i de tilfælde hvor tagventilationshætter ikke anvendes.

Såfremt konstruktionen er udført på en sådan måde, at der er foretaget en grundig tætning, der sikrer både mod diffusion og konvektion mellem rum og tagkonstruktion, er sagen naturligvis i orden. Det må desværre erkendes, at der i praksis er stor risiko for, at en sådan tætning ikke er effektiv. I praksis må der som nævnt regnes med, at der som følge af utætheder mellem rum og tagrum kan strømme rumluft op i tagrummet.

#### Konvektion og diffusion

For at belyse størrelsesordenen af de fugtmængder, der føres op i et tagrum ved diffusion og konvektion er fugttransporten fra badeværelset (ca 1,75 x ca. 2,50 m) i et gårdhavehus i Albertslund beregnet.

Ved beregning af fugttransporten er bl.a. følgende parametre fastlagt:

- indeklime:	t = 20°C	- udeklime:	t = 0°C
	RF = 50%		RF = 90%

4 tilfælde undersøges:

1. diffusion alene (loft med 0,1 mm PE-folie. 200 PAM)
2. diffusion ved en "gammeldags" opbygning med rør og puds-loft (PAM-værdi: 2,5)
3. konvektion baseret på "skorstensvirkning"
4. konvektion baseret på "skorstensvirkning" samt sug på tagfladen.

For at beregne opfugtninger på grund af konvektion er forudsat en revne mellem ydervæg og loftmembran på 1 mm x 4 m.

Teknologirådet og SBI yder formentlig i 1979 et beløb til yderligere undersøgelse af disse problemer. Såfremt antagelserne er korrekte, vil Bygningsreglementet's krav naturligvis blive ændret.

#### Afvanding af flade tage

Såvel hos de projekterende som hos tagpapbranchen har der - i alle tilfælde i Danmark - været en alt for stor optimisme vedrørende tæthed af flade tage. Det var blevet en norm, at tage kunne udføres helt uden fald eller med et meget ringe fald, f.eks. 1:100. Der skal ikke megen unøjagtighed til under opførelsen eller sætninger på grund af belastninger eller konstruktioners eftergivenhed, før et fald på 1:100 er reduceret til bagfald. Står der vand på taget, vil problemerne mangedobles, idet vandet vil strømme ned gennem den første utæthed. Tagflader bør naturligvis udføres med et fald, der sikrer veldefinerede afløbsforhold med afløbet som laveste punkt! Minimumshældningen bør være ca 1:40.

#### Dimensionsændring i tagpladerne

I langt den største del af husene i Albertslund er der som overplade i tagkassetterne anvendt en dansk produceret bølgekrydsfinerplade. Bøg har som bekendt en fugtudvidelse, der er ca 1,5 gange større end fugtudvidelsen for gran og fyr. Man havde ikke været opmærksom på dette forhold i forbindelse med byggeriet. Dette skulle vise sig at få meget alvorlig betydning.

Bølgekrydsfinerens uegnethed til det formål, den blev anvendt til, havde let været afsløret. Det kan siges ud fra den viden, vi har fra projektet: "Mineraluldbaserede sandwichelementer", der gennemgås på dette Træsymposium.

Materialeforsøg, belastningsforsøg, fugtpåvirkninger, klimakammerafprøvninger og meget andet, som disse elementer og deres delmaterialer blev udsat for, havde hurtigt afsløret dette.

#### Undersøgelse af fugtforhold

En teknologiråds-bevilling samt støtte fra Statens Byggeforsknings Institut, Byggeriets Udviklings Råd, Tagpapbranchen og boligselskaberne til professor Vagn Korsgaard, Laboratoriet for Varmeisolering, Dth., SBI og Cowiconsult finansierer en undersøgelse af, hvorledes huse med fugtskader i tagkonstruktionerne kan reddes.

I Albertslund bliver der målt på 7 grupper hver med 8 huse.

Gruppe 5 udgør referencehuse, hvor der er udført en nødtørftig tætning mod opstrømmende rumluft.

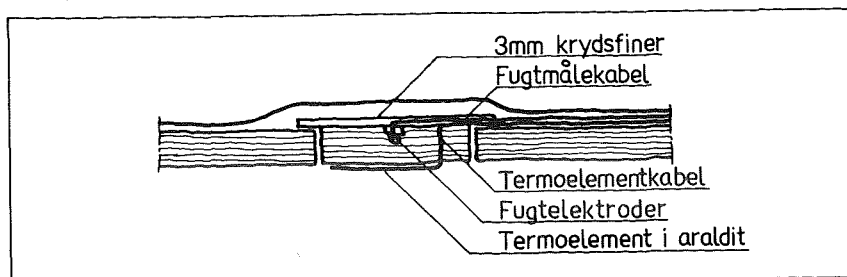
Gruppe 2 og 3 er ekstra-isolerede med 100 mm isolering. Den bestående ventilation af tagrummet er åben i den ene og lukket i den anden gruppe.

Gruppe 1 og 4 har henholdsvis 50 og 150 mm ekstra isolering, begge grupper har lukket ventilation af tagrummet.

Gruppe 6 har fået forbedret ventilationen i de udsatte zoner. Der er ikke udført ekstra isolering.

Gruppe 7 har også forbedret ventilation, og husene er forsynet med mekanisk udsugning fra køkken og bad.

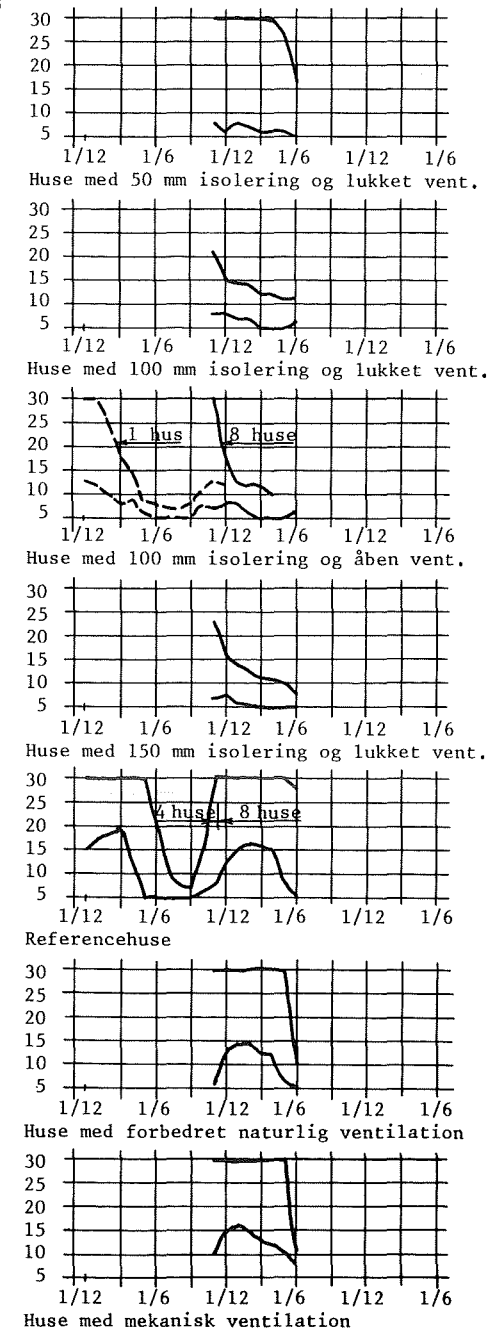
Forsøgene har ikke kun til formål at anvise løsninger i de 1.500 gårdhuse og 600 rækkehuse i Albertslund; sigtet er at få udvidet kendskabet til de bygningsfysiske forhold i huse med flade tage både uden og med merisolering. Iøvrigt foretages der også målinger i to huse med rejste, eternittage.



Figur 2

Cirka 350 målerondeller er indborede i tagkrydsfineren. I rondellerne er indbygget fugtelektroder og termoelementer, således at disse to væsentlige parametre kan kontrolleres. Figur 2.

Målerondellerne vil formodentlig blive anvendt mange steder, hvor træfugtigheder skal kontrolleres. Cowiconsult har også i nybyggeri haft positive erfaringer med metoden, bl.a. i forbindelse med fastlæggelse af det forsvarende tidspunkt for anbringelse af en dampmembran. Rondellerne kalibreres før indbygning. Måleresultatet er væsentlig sikrere end de resultater, der opnås ved traditionelt anvendte elektriske målinger, og er ulige lettere at anvende end tørre/veje-metoden. De på et digital-instrument aflæste målinger indtastes på en programmerbar lommeregner med skriver, der printer de faktiske temperaturer og træfugtigheder, bl.a. korrigeret for træart.



Figur 3.

MAKSIMUM OG MINIMUM TRÆFUGTIGHEDER I %

Som det ses, er der ved en merisolering på 100 mm opnået træfugtigheder, som ligger under den kritiske grænse på 15%. Når denne grænse er sænket fra de traditionelle 20%, skyldes det, at der i mange Albertslund-tage har været kraftige svampeangreb. Det er meget vanskeligere at få standset svampeangreb end at forhindre, at nyt træ angribes, derfor har svampeeksperterne fastsat 15%-grænsen. (Figur 3).

#### Svampeundersøgelse

Undersøgelser udført på baggrund af udborede træprøver for blot et par år siden viste, at der ikke var nævneværdige angreb. I forbindelse med de nødvendige bygningsarbejder i efteråret 1978 i forbindelse med merisoleringen konstateredes der meget kraftige angreb af svampen *Tømmerkorkhat*. Det var nødvendigt at udskifte et stort antal tagplader og spær i husene.

Den tidligere normale metode med udboring af træprøver blev forladt, idet vi ikke havde tilstrækkelig sikkerhed for at ramme angrebne felter med denne metode. Ganske tæt på boreprøver kunne konstateres svampeangreb - grænsen mellem stærkt nedbrudt træ og frisk træ kunne være ganske skarp.



Figur 4.

Registrering ved hjælp af et fjernsynskamera på  $\varnothing$  30 mm, som blev ført ind gennem ventilationshullerne i facaden gav udmærkede resultater. Såvel på fjernsynsskærmen som på fotografierne af skærmen var det meget let at se svampeangreb, for så vidt der var fugtlegemer eller mycelium på ydersiden af spærene og krydsfinerpladen. (Figur 4).

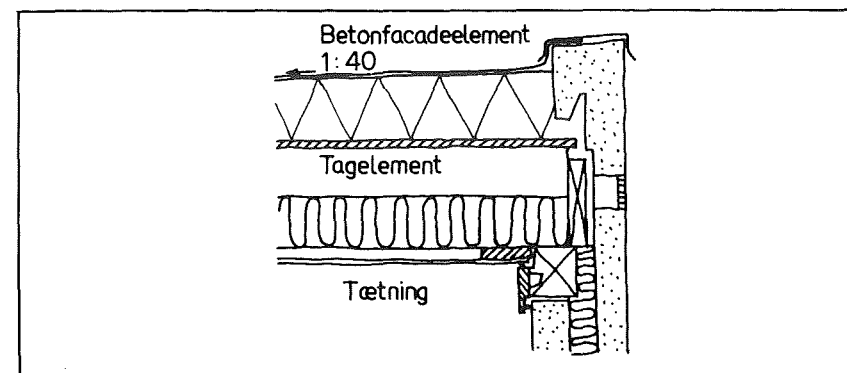
#### Kemisk træbeskyttelse

I samarbejde med eksperter fra træbeskyttelses-, reimprægnerings- og træstaureringsfirmaer arbejdes der på at finde egnede behandlingsmetoder, der er baseret på sprøjtning af tagelementernes indre. En metode, der kan udnytte de eksisterende ventilationshuller i betonfacaderne, hvorigennem fjernsynsinspektionen som nævnt foregår, er nu udviklet. Et rør med dyser skydes ind i elementerne, hvorefter forstøvet træbeskyttelsesvæske (TTU, klasse C) indsprøjtes.

Kemiske træbeskyttelsesmidler bør altid indtage en sekundær plads. Konstruktionen skal beskyttes ved valg af detaljer, der hindrer adgangen af fugt til træet. Dette gælder også i Albertslund.

#### Renovering

De udførte forsøg viser, at det er forsvarligt at anvise boligselskaberne en renoveringsmetode, hvor den konstruktive træbeskyttelse baseres på at merisolere tagene.

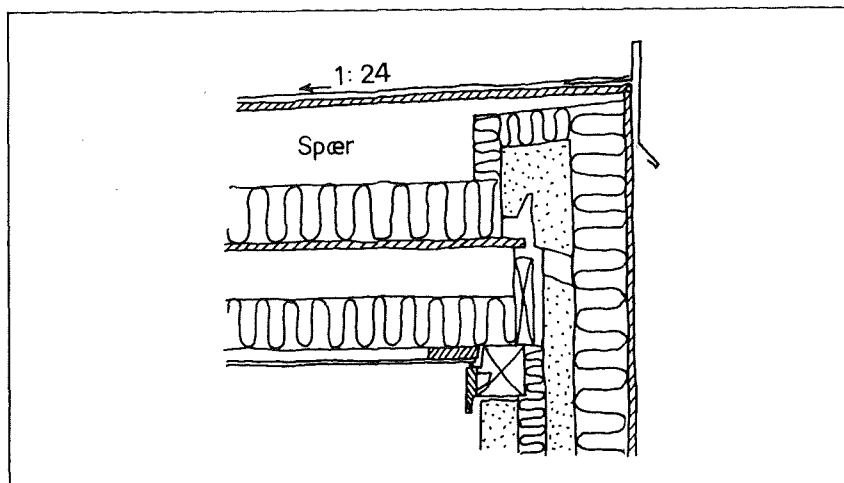


Figur 5.

Da et fladt tag ikke kan accepteres, anvendes kileskårne isoleringsplader, hvorved faldet bliver ca 1:40. Herved opnås, at der ikke på tagene fremkommer "badekar", hvorfra vand kan strømme ned igennem utætheder.

En forbedret beskyttelse kan opnås ved at udføre endnu større rejsning, f. eks. 1:20.

Den rådgivende ingeniør på udbedringen, i-68, har udarbejdet det forslag, figur 6, hvor ikke blot taget merisoleres, men hvor også væggene isoleres med 100 mm mineraluld.



Figur 6

#### Afslutning

Det er ikke kun i Albertslund, der er problemer med de flade tage. Det er heller ikke kun tage opbygget af trækassetter, der er ramt. Der konstateres også problemer i en lang række tage, hvor den bærende del består af beton- og letbetonelementer, men i disse tage er det også i mange tilfælde et træbaseret element, der forstærker effekten af f.eks. mindre utætheder eller byggefugt, nemlig de hårde træfiberplader, som tagpapfabrikanterne i en periode benyttede som trykfordelende element på oversiden af isoleringsmaterialer, direkte under pappen.

I Danmark glæder vi os til at slippe for at høre om problemer med de flade tage, netop derfor er der stor interesse for de forsøg, der udføres i Albertslund, samt forsøgene, der skal eftergive berettigelsen af at udføre ventilation af flade tage.

En af slutbemærkningerne i mit indlæg på Træsymposiet i 1970 går netop på dette spørgsmål: "De fugtmæssige problemer bør undersøges til bunds gennem forsøg. Dette må være forhold, som fabrikanter, projekterende og forskerne må være stærkt interesserede i."

Träbjälklag under dynamisk last  
- laboratorieförsök

T f professor, Tekn Dr Bo Edlund och  
Assistent, Civiling Sven Ohlsson, Chalmers Tekniska Högskola,  
Avd. Stål-och träbyggnad, S-412 96 Göteborg, Sverige

Problem rörande svikt och vibrationer i lätta bjälklag har alltmer uppmärksamats på senare år. Existerande statiska kriterier för bjälklagens styvhet behöver kompletteras med dynamiska kriterier som bl a beaktar vibrationernas inverkan på människan. Uppsatsen beskriver två serier laboratorieförsök, där träbjälklags beteende vid stötblastning registrerats. Studerade parametrar är bl a bjälklagets svängningsfrekvens och dämpning samt mätstorheterna förflyttningsamplitud, hastighet och acceleration hos olika punkter på golvytan. De olika bjälklagen skiljer sig med avseende på materialval, förbandstyp och förstyvande tvärförband.

#### Inledning

I samband med utvecklingen av lätta byggsystem i trä har nyare typer av träbjälklag framkommit, där materialet utnyttjats mer effektivt. Förbättrade skivmaterial används och fogarna mellan bjälkar och golvsivor utförs ofta med styva limförband. Även om sådana bjälklag är relativt lätta är det vanligen ingen svårighet att uppnå tillräcklig böjstyvhet för att uppfylla kraven i Svensk Byggnorm 1975, nämligen att nedböjningen av vanlig nyttig last ej får överstiga  $1/400$  av spännvidden och att bjälklaget har tillräcklig lastfördelning i sidled. Trots detta har vissa olägenheter i nyare småhus förekommit. Bjälklagen har ibland upplevts som obehagliga för brukaren på grund av svikt, knarr eller vibrationer. För att komma till rätta med dessa problem bör man dels söka efter nya, helst dynamiska kriterier för bruksstadiet, dels utveckla förbättrade bjälklagskonstruktioner.

I Svensk Byggnorm anges betr svängningar endast några allmänt hållna funktionskrav i avsnitt 22:12, såsom "Konstruktion skall utformas så, att besvärande svängningar inte uppkommer för dem som vistas i byggnaden ...". För konstruktören finns alltså behov av ett kvantitativt dimensioneringskriterium som leder till en bjälklagskonstruktion som uppfyller dessa krav.

I brist på kriterier för bjälklagens dynamiska beteende kan man använda ställföreträdande statiska styvhetskriterier, t ex sådana som begränsar nedböjningen under en koncentrerad statisk last av viss storlek. I Norge begränsar man nedböjningen hos träbjälklag till 0,9 mm då en punktlast på 1 kN (100 kp) placeras i ogynnsammaste läge. I ett svenskt förslag till Allmänna Konstruktionsbestämmelser 1978 ges ett kriterium av motsvarande typ, men med begränsning till 0,5 mm, vilket alltså leder till styvare bjälklag.

Med syfte att skapa underlag för framtida dynamiska dimensioneringskriterier för lätta byggsystem har ett forskningsprojekt startats vid CTH med stöd av Statens råd för byggnadsforskning. Projektet omfattar svängningsförsök på träbjälklag såväl i laboratoriet som i fält. Denna uppsats behandlar två serier laboratorieförsök med 8 resp 12 bjälklag - de flesta med regler av hyvlat virke och golv av spånskiva. I den första serien jämförs 4 bjälklag med spikförband mellan skiva och regel med 4 spiklimmade bjälklag. Vidare studeras inverkan av förstyvande tvärförband såsom kortlingar och krysskolvning (1), (2). I den andra serien jämförs tre olika standardutformningar från en husfabriks tillverkning med ett antal modifieringar av dessa utformningar (3). Bl a varierar material och infästning hos underflänsens skiva, tvärgående bräders antal, reglarnas dimensioner samt förbandet mellan överfläns och regler. Några bjälklag med golv av lamellträ ingår också.

I försöken mäts olika svängningsparametrar såsom vertikal förskjutning, hastighet och acceleration i olika punkter som funktion av tiden. I serie 2 görs en jämförelse med statisk nedböjning samt även med subjektiva bedömningar av bjälklagets styvhet. Bland tidigare undersökningar av träbjälklags styvhet märks ett norskt arbete från 1958 av H Hansen, se appendix 1 i (1), som omfattade *dele*s statiska försök för att utvärdera den lastfördelningens förmågan hos tvärförband och skivor, *dele*s subjektiva bedömningar av styvheten hos såväl laboratoriebjälklag som bjälklag i färdiga hus. Hansen anger rekommenderade dimensioner för bjälklag som  $\leq 6\%$  av brukarna förväntas bli missnöjda med från styvhets synpunkt. Vid Oregon State University har G Atherton och A Polensek m fl sedan år 1969 studerat statiskt och dynamiskt beteende hos limmade eller spikade träbjälklag. Bl a har man sökt kartlägga samband mellan svängningsparametrar och ett antal försökspersoners reaktion på stötinducerade dämpade vibrationer. Reaktionen är relaterad till koncentrationsförmågan vid en viss typ av arbete.

#### Människans känslighet för vibrationer

Som underlag för dynamiska dimensioneringskriterier för bjälklag behövs kunskap om människans fysiologiska-psykologiska reaktioner vid svängningspåverkan. För att skaffa fram sådan kunskap har ett stort antal undersökningar utförts i olika länder, se översikterna i (1), (4), (5) och litteraturen där, men tyvärr är bristen på överensstämmelse hos resultaten påfallande, se t ex figur i (2). Delvis beror detta på stora skillnader i uppläggning och försöksutförande. Ändå har förslag till normer lagts fram av DIN, VDI, ISO m fl, se t ex kap 2 i (1), sid 55 i (4) samt (5). ISO-normen 2631 ger toleransgränser för helkroppsvibrationer i vertikal resp horisontell riktning. Gränserna anges med intensitetsnivåer för accelerationen som funktion av vibrationens frekvens och varaktighet. Grundkurvorna avser riktvärden för bibehållen arbets- och prestationsförmåga vid visst arbete. Gränsen för nedsatt komfort erhålls genom division med 3,15. Denna norm liksom många andra källor avser en jämn fortgående svängning (vanligen sinussvängning).

Vad gäller det som är av huvudsakligt intresse i vår undersökning, nämligen dämpade svängningar och inverkan av stötinducerad svängning, är antalet tillgängliga forskningsresultat litet. Lenzen (1966) har i en serie försök med betongbjälklag på stålbalkar konstaterat dämpningens stora betydelse och gynnsamma inverkan, se avsnitt 3.6 i (1). Om golvet svängning hade dämpats till "små" amplituder efter ca 5 cykler, märkte försökspersonerna endast stöten, ej vibrationen. Enligt en kanadensisk undersökning (Allen & Rainer, 1976) skulle man t ex vid en dämpning på 12 % kunna öka accelerationens toppvärde i den första oscillationen till ca 30 gånger värdet för en odämpad svängning utan att svängningen upplevdes som mer besvärande. I ovan refererade experiment vid Oregon State University (Polensek, 1970) fann man att *förmåmelsegränsen* för rörelseamplituden var upp till ca 100 gånger högre än vid ren odämpad sinussvängning.

#### Acceptanskriterier för bjälklag

Oenighet råder om vilken parameter (rörelseamplitud, hastighet, acceleration etc) som är avgörande. Dessutom kan ofta sekundära effekter, såsom klirr av porslin, infraljud etc vara av betydelse från psykologisk synpunkt. Därför har man på senare år startat fältstudier innefattande intervjuer med brukarna, bl a i USA (G Atherton m fl) och i Norge (T Ramstad, NBI). I Kanada har D Onysko vid Eastern Forest Products Lab., Ottawa,

nyligen avslutat en stort upplagd undersökning. Bland hans preliminära resultat märks att nedböjningskriteriet för jämnt fördelad last (t ex i SBN 75) inte förmår skilja bjälklag med "gott" resp "dåligt" beteende från varandra, att nedböjningen under 100 kp koncentrerad last kan ge ett användbart kriterium om hänsyn också tas till spännvidden, att toppvärdet på den dynamiska nedböjningen under en impulsbelastning är en mer effektiv parameter för att skilja mellan acceptabla och icke acceptabla beteenden hos bjälklag och att ett kombinerat uttryck som både innehåller nämnda toppvärde och dämpningen effektivt särskiljer tillfredsställande bjälklag.

#### Laboratorieförsök

##### Försöksmetodik

Vid jämförande provning av träbjälklag är det lämpligt att i så stor utsträckning som möjligt utföra modifikationerna endast med berörda skivor, tvärförband etc, d v s regelstommen bibehålls så intakt som möjligt. Härigenom elimineras inverkan av variation i bjälkarnas elasticitetsmodul o dyl.

Lasten påförs som en impulsbelastning (stötbelastning) genom att en lädersäck fylld med sand får falla fritt från en given höjd mot provkroppens överyta. Energinivå och anslags hastighet bör väljas med tanke på de belastningar som kan väntas uppkomma under bruk av den färdiga konstruktionen.

Provkropparna är fritt upplagda med en spännvidd om ca 4 m. Bredden har emellertid begränsats till ca 2,5 m. Ingen ansats har gjorts att applicera något av den nyttiga last som finns på en konstruktion i bruksstadiet av typen möbler, människor etc. Det är emellertid känt att speciellt människor fungerar som dämpare, varför resultatet från mätningar med belastning av människor kan förmodas bli annorlunda.

Var skall man påföra belastningen samt var och vilka parametrar ska man mäta ?

I försöksserierna 1 och 2 utnyttjas den dubbla symmetrin hos provkropparnas plan och mätpunkter fördelas i ett rutnät som täcker ena kvadranten. Stötbelastningen påföres där symmetrilinjerna skär varandra, alltså i mittpunkten, vilken alltid är belägen över en regel. Vertikala komponenter av förskjutning, hastighet och acceleration är de parametrar som är mest relevanta och lämpliga att mäta, se vidare under rubrikerna "Mätmetodik" och "Resultat..."

##### Mätmetodik

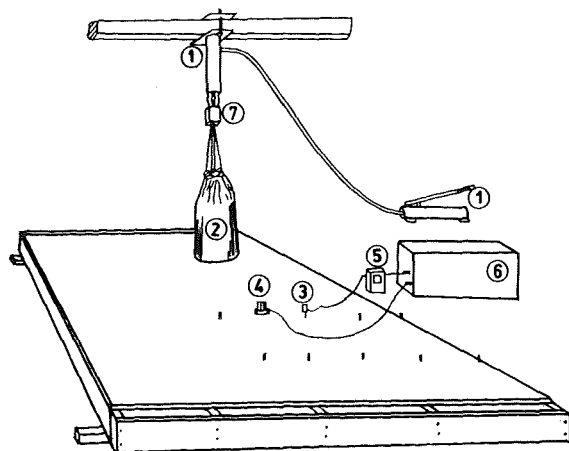
Vid försöksserie 1 mättes två storheter : hastighet och acceleration, båda som funktion av tiden. Hastigheten mättes med en geofon och accelerationen med en accelerometer. Båda dessa givartyper monteras på provkroppen och följer i sin helhet med densamma i svängningsrörelsen. Från dessa givare fås med hjälp av förstärkare o dyl via en kabel en elektrisk signal som är proportionell mot den momentana hastigheten resp accelerationen. Dessa båda signaler registreras med hjälp av en UV-skrivare på ett papper som är känsligt för ultraviolettt ljus. Papperet matas fram med konstant hastighet, varför resultatet blir 2 st grafer som beskriver hastighet resp acceleration som funktion av tiden. Geofonen har emellertid en begränsning vad gäller den maximala förskjutningen från jämviktsläget, varför den inte används under provningarna av serie 2. Däremot används induktiva väggivare. Dessa ger en signal som är proportionell mot förskjutningen från en given punkt (jämviktsläget). De har emellertid den olägenheten att de ska monteras mellan provkroppen och en fix punkt. Under laborieförsöken har detta ganska enkelt lösts genom att arrangera en mätbom som fästs i laboriegolvet. Vid de fältmätningar av pilottyp, som hittills utförts i begränsad omfattning, har dock detta arrangemang medfört vissa problem.

Mellan resp givare och registreringsapparaturen är det möjligt att ansluta ett elektriskt filter, vilket skulle medge en studie av svängningen inom ett givet frekvensintervall.

##### Försöksanordning

Vid försöksserie 1 tillämpades det arrangemang för provkroppar och utrustning som schematiskt framgår av figur 1. Den sandfyllda lädersäcken tillverkad enl ASTM E72 med vikten 18,7 kg frigjordes och fick falla fritt 200 mm. Anslagspunkten var identisk med provkroppens mittpunkt. En hastighetsgivare (geofon) och en accelerationsgivare (accelerometer) användes och signalerna från dessa registrerades efter förstärkning på en pappersremsa medelst en UV-skrivare. Remsan matas av skrivaren fram med en konstant hastighet. Denna hastighet valdes till 125 mm/s vid försöksserie 1, men ökades under serie 2 till 500 mm/s. Vid försöksserie 2 registrerades även förskjutning från jämviktsläget i varje punkt med hjälp av en induktiv väggivare, medan hastigheten ej längre mättes. Vidare förankrades provkropparna längs upplagslinjerna med hjälp av skruvtvingar under serie 2, efter att de endast varit fritt upplagda på träreglar under serie 1.





Figur 1. Principfigur över försöksanordning vid provserie 1.

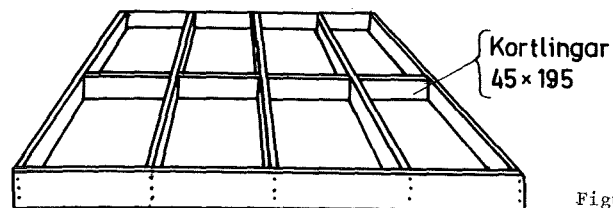
1. - Hydraulisk domkraft + pump
2. - Sandsäck av läder enl ASTM
3. - Accelerometer
4. - Geofon
5. - För-förstärkare
6. - UV-skrivare samt förstärkare
7. - Fyrkantrör

#### Försöksserie 1, provkroppar m m

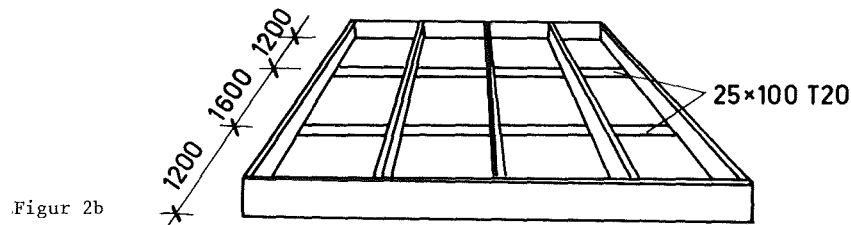
Försöksserie 1 omfattade bjälklag av 8 olika utformningar, tillverkade i laboratoriet vid avd Stål-och Träbyggnad, CTH. Provkropp nr 1 bestod av 5 st träreglar  $45 \times 195 \text{ mm}^2$ , c 600 mm och 2 st kantramar  $45 \times 195 \text{ mm}^2$ . Ovan reglarna spikades 22 mm spånskiva. Prov nr 2-4 åstadkoms genom att förse prov nr 1 med olika tvärförstävande konstruktionselement: kortlingar, bräder tvärs reglarna i underkant samt krysskolvning, se fig 2. Provkropparna 5-8 motsvarar nr 1-4, men skiljer sig från dessa genom att spånskivan spiklimmats till reglarna. Vid försöken var provkropparna fritt upplagda på reglarna, en bit innanför kantramarna, se fig 1.

#### Försöksserie 2, provkroppar m m

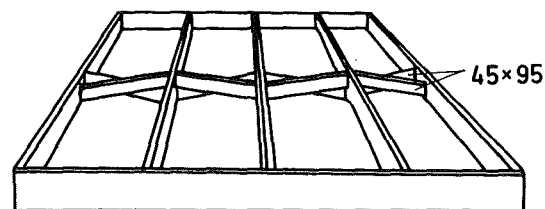
Försöksserie 2 omfattade 10 st bjälklagselement av industriell tillverkning. Serien har utförts på uppdrag av Ernström Modulent ab, som tillverkar prefabricerade småhus. Gemensamt för de olika elementen är: totallängd 3800 mm (inkl kantramar), 5 st huvudreglar c 600 mm samt bredd ca 2400 mm.



Figur 2a



Figur 2b



Figur 2c

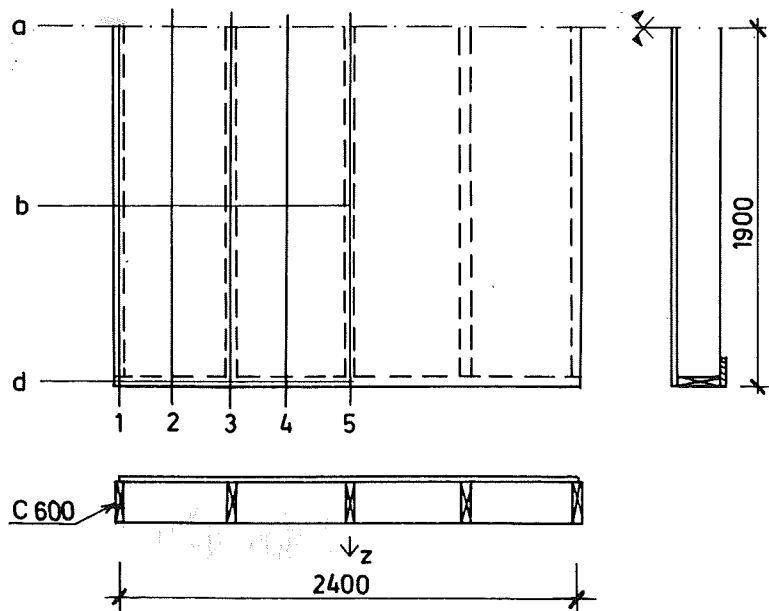
Figur 2. Provkroppar, försöksserie 1. (Spånskivan borttagen)

- a) prov 2 och 6
- b) prov 3 och 7
- c) prov 4 och 8

De olika elementen skiljer sig åt genom:

- 1) Regeldimensionen ( $44 \times 195$  eller  $44 \times 220 \text{ mm}^2$  T20 hyvlat - en provkropp hade sammansatta huvudbärare med boardliv och virkesflänsar),
- 2) Material för undersidan: asfaltimpregnerad porös board mellan tvärgående bräder *eller* spikad byggboard *eller* glespanel,
- 3) Material på översidan: skruvlimmad 22 mm spånskiva *eller* limmade lamellbräder *eller* lamellbräder "flytande" på papp *eller* 22 mm spånskiva förbunden med fogmassa mot reglarnas överkant.

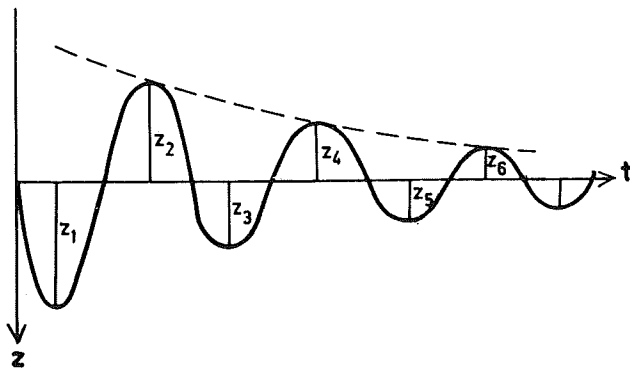
Över upplagslinjen lades en träregel på elementets översida varefter skruvtvingar pressade ned elementänden under försöken. Härigenom simulerades i viss mån sylltryck från väggar i en verklig konstruktion. Själva upplagsytan utformades så att upplagskrafterna fördelades mellan regeländarna och kantramarna, se fig.3.



Figur 3. Provkroppar ur försöksserie 2; plan samt längd- och tvärsektion. Plan och längdsektion visar halv provkropp. Linje a anger fältmitt, linjerna a och 5 är symmetrilinjer. Punkt a5 är anslagspunkt för stöten. Mätpunkter : a2-a5, b2-b5, d3 samt d5.

#### Bjälklagens beteende vid impulsbelastning

En idealiserad bild av sambandet mellan den vertikala förskjutningen  $z$  och tiden  $t$  från anslagsögonblicket visas i figur 4.



Figur 4. Principiellt samband mellan vertikal förskjutning och tid.

Resultaten från mätningarna av vertikal förskjutning visar att provkropparnas rörelsemönster i stort sett kan beskrivas enl följande : Varje "regelstrimla" av bjälklagsproverna rör sig som en böjsvängande fritt upplagd balk. Denna rörelse svarar för den dominerande andelen av förskjutningarna och frekvensen för denna grundrörelse varierar för de olika provkropparna ungefär mellan 10 och 20 Hz. De lägsta observerade frekvenserna återfinns bland de provkroppar där golvskivan ej varit limmad till reglarna i provserie 1. Vid jämförelse av förskjutningen hos två punkter, vilka båda ligger över fältmitt på reglarna, men på olika avstånd från stötbelastningen, kan man iakttaga en fasdifferens som indikerar att en vågrörelse fortplantas tvärs reglarnas riktning. Denna vågrörelse har en lägre frekvens än den ovan beskrivna böjsvängningen. Förutom de två beskrivna delarna av svängningsbilden förekommer högfrekventa svängningar som kan iakttagas i första hand vid studiet av accelerationsgrafnen. Dessa svängningars inverkan på förskjutningarna kan dock anses vara små.

#### Resultat - Utvärdering och analys

Som tidigare nämnts är människans känslighet för vibrationer inte helt klarlagd, varför de olika bestämmande parametrarnas relativa inverkan inte är känd. Generellt kan emellertid sägas, att konstruktionen bör utformas så att nivåerna för amplitud, hastighet och acceleration var för sig reduceras så långt som möjligt. Vidare bör dämpningen vara hög.

Utvärderingen av resultaten från serie 1 har genomförts enligt följande: De efter varandra följande toppvärdena för acceleration resp hastighet (motsvarande  $t$  ex  $z_1$ - $z_5$  i fig 4) har avlästs från UV-remsorna och tabellerats. Detta har utförts för tiden mellan  $t \approx 0,3$  - 1,5 sekunder räknat från stöten. För att eliminera inverkan av tillfälliga oregelbundenheter och skapa en klarare bild av nivåernas variation med tiden har medelvärden för respektive storhet beräknats inom intervallen 0,3-0,5, 0,5-0,7, 0,7-0,9 och 1,1-1,3 sekunder.

Vid försöken enligt serie 2 har det initiella svängningsförloppet från tiden  $t=0$  till  $t \approx 0,5$  sekunder studerats. Utvärderingen har genomförts sålunda :

- 1) De ca 12 första toppvärdena på förskjutningen,  $z_1$ - $z_{12}$ , har avlästs och tabellerats (jfr fig 4) för 8 st mätpunkter, se fig 3. Mätpunkterna d3 och d5 används för att kontrollera upplagsanordningens effektivitet.
- 2) Summan av de första 5 svängningstiderna mäts och ur denna beräknas ett värde på initieell frekvens.

3) Några efter varandra följande toppvärden jämförs och ett med det logaritmiska dekrementet jämförbart medelvärde  $\delta_{medel}$  bildas.  $\delta_{medel}$  är alltså ett mått på hur snabbt förskjutningarnas toppvärden i de 8 mät-punkterna i genomsnitt avtar under de första 6-7 fullständiga svängningarna.

4) Medelvärdet av de två första toppvärdena på förskjutningen  $(z_1+z_2)/2$  beräknas för två av mätpunkterna, a5 och a3. Dessa ger ett mått på provkroppens flexibilitet avseende nedböjning vid stötbelastning.

Generellt gäller för båda provserierna att endast ett element av varje utförande provats. Detta innebär att tillfälliga variationer i utförandegoggrannhet, materialegenskaper etc kan få avsevärd inverkan på resultaten. Vid provserie 1 och delar av serie 2 reduceras dock osäkerheter av dessa slag genom att endast smärre modifikationer, t ex krysskolvning, utförs på ett ursprungligt element för att skapa nästa element. Viktiga egenskaper, som t ex elasticitetsmodul för reglarna, varierar då inte mellan provkropparna.

Det framstår klart av resultaten från serie 1 att för de limmade elementen nr 5-8 registrerades lägre nivåer för både hastighet och acceleration än för prov nr 1-4 vid jämförelse under ett visst tidsintervall. Resultaten visar att av olika vidtagna åtgärder är limning av spånskiva den effektivaste åtgärden för att begränsa verkan av vibrationer under de rådande försöksbetingelserna. De tvärförstyvande förbanden är effektivast vid bjälklag med mekaniska förband mellan golvskira och regler (prov 1-4). Bland de tvärförstyvande förbanden har krysskolvning och därefter kortlingar visat sig effektivast, se (1) samt fig 4 i (2).

Bland resultaten från serie 2 märks att den initiella dämpningen förbättras om ett element med limmad spånskiva beläggs med parkettlamell ovan en tjock papp, d v s enligt det s k flytande golvetts princip. Vidare bör noteras att ett prov med ett elastiskt skikt (fogmassa) mellan golvskira och regler gav hög dämpning. Med ett sådant utförande följer emellertid andra effekter, bl a medges vertikala rörelser mellan golvskira och regler, se vidare (3).

Vid båda försöksserierna har bjälklagselement med bredden ca 2,5 m provats fritt upplagda, vilket innebär att de båda längsgående ränderna varit helt fria. Detta är ju inte fallet för den sammanbyggda konstruktionen i bruksstadiet och besked om bl a inverkan av denna försökstekniska begränsning förväntas från planerade fältförsök på färdiga hus.

### Litteratur

- (1) Edlund, B. - Pettersson, I.: Vibrationers inverkan på människor och byggnader med särskild hänsyn till träbjälklag. Chalmers Tekniska Högskola, Inst.för Konstruktionsteknik, Stål-och Träbyggnad, Publ. S 78:1, Göteborg 1978.
- (2) Edlund, B. : Vibrationer i träbjälklag. Väg- och vattenbyggaren 23(1977), H11, sid 49-50.
- (3) Ohlsson, S.: Provning av träbjälklag under statisk och dynamisk last. Uppdrag av Ernström Modulent ab; CTH, februari 1979.
- (4) Vibrationers inverkan på människan. Föredrag vid Vibrationsdag 77. IVA-rapport nr 116, Ingenjörsvetenskapsakademien, Stockholm 1977.
- (5) Irwin, A.W.: Human response to dynamic motion of structures. Structural Engineer 56A (1978), No 9, p.237-244.

Detta arbete har utförts med stöd från Statens råd för byggnadsforskning, BFR, genom anslag nr 761065-4.

-----  
Stabilitetsberegning af søjler og bjælker efter INSTA/NKB's  
forslag til Nordisk Trænorm  
-----

Ingeniørdocent, cand.polyt., H.J. Larsen, Instituttet for Byg-  
ningsteknik, Aalborg Universitetscenter, Aalborg, Danmark

Et udvalg nedsat under INSTA (Internordisk standardiserings-  
samarbejde) og NKB (Den nordiske komité for bygningsbestemmel-  
ser) har udarbejdet Forslag til Nordisk Trænorm (februar 1978).  
Navnet er måske lidt ukorrekt, for der er ingen planer om at  
udgive en fælles nordisk trænorm; men det forventes, at de or-  
ganer, der er ansvarlige for udarbejdelsen af de tekniske byg-  
gebestemmelser, vil benytte forslaget ved de næste revisioner,  
således at trænormerne i princippet bliver ens.

Et af de områder, hvor der er afvigelser fra nugældende prak-  
sis, er beregning af søjler og kipning af bjælker, og formålet  
med dette indlæg er at redegøre for forslagets regler på disse  
områder. De vil i øvrigt principielt kunne genfindes i det for-  
slag til en international trænorm, som er udarbejdet af CIB  
(Conseil International du Bâtiment) (a).

Først betragtes centralt belastede og tværbelastede søjler  
under forudsætning af, at udbøjning alene kan ske i en af tvær-  
snittets hovedretninger. Derefter behandles ren kipning, og  
til slut omtales mere generelle tilfælde kort.

#### Centralt belastede søjler

Kravet til bæreevne af en søjle vil i det følgende blive givet  
på formen

$$\sigma_c \leq k_s f_c \quad (1)$$

hvor  $\sigma_c$  er normalspændingen,  $f_c$  trykstyrken parallelt med fib-  
rene og  $k_s$  en søjlefaktor, der afhænger dels af materialeegen-  
skaberne, dvs.  $f_c$ ,  $f_b$  (bøjningsstyrken) og  $E$  (elasticitetsmodu-  
len, dels af slankhedstallet  $\lambda = \ell/i$ , hvor  $\ell$  er den frie søjle-

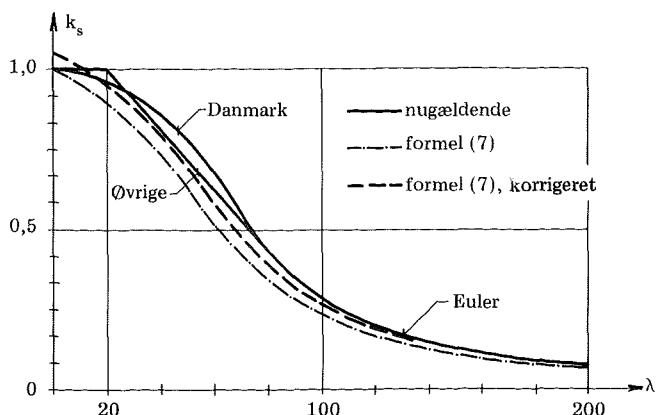
længde, og  $i$  er inertiradius.

For slanke søjler anvendes traditionelt Eulerformlen, dvs.

$$k_s = k_E = \pi^2 E / (\lambda^2 f_c) \quad (2)$$

hvor  $k_E$  er Eulerfaktoren.

For kortere søjler har man i Danmark benyttet den såkaldte Ostenfeld-formel, der i et  $\lambda$ - $k_s$ -diagram afbildes som en parabel, der tangerer Euler-kurven for  $k_s = 0,5$ , se figur 1. Formlen blev oprindeligt blot anbefalet, fordi den var enkel og passede rimeligt med forsøgsresultater. Senere er den blevet begrundet ud fra Engessers søjleformel, der svarer til for normalspændinger over proportionalitetsgrænsen ( $\sim 0,5 \cdot f_c$ ) at erstatte  $E$  i (2) med en spændingsafhængig elasticitetsmodul.



Figur 1. Søjlefaktoren  $k_s$  i afhængighed af slankhedstallet  $\lambda$  for  $E/f_c = 280$ .

I de andre nordiske lande anvendes empiriske udtryk, der i  $\lambda$ - $k_s$ -diagrammet (figur 1) afbildes som to rette linier gennem  $(\lambda, k_s) = (20, 1)$ , den ene vandret, den anden tangent til Euler-kurven. Ved at vælge  $k_s = 1$  for  $\lambda \neq 0$  er der taget hensyn til, at trykstyrken  $f_c$  må bestemmes på prøvelegemer med slankheds-tal større end 0.

Det er en stor fordel ved Ostenfeldformlen, at den giver mulighed for logisk at udvide beregningerne til tværbelastede søjler (bjælkesøjler), hvor det er nødvendigt at kunne beregne udbøjningen, dvs. at kende elasticitetsmodulen. De øvrige lan-

des søjleformel giver kun mulighed for ret grove, empiriske udtryk. Men desværre er der ikke overensstemmelse mellem den arbejdskurve, der findes ved direkte forsøg med materialet, og den der må antages for at forklare søjleresultaterne. Den sidste kommer til at ligge alt for lavt. Det betyder, at reduktionen af elasticitetsmodulen kun er en del - den mindste - af forklaringen på, at  $k_s$  er mindre end  $k_E$ . Den almindelige antagelse nu er, at afvigelsen primært skyldes, at søjlerne ikke er rette - som antaget ved udledelsen af Eulerformlen - men har forhåndskrumninger og -excentriciteter.

#### Den foreslåede søjleformel

Den søjleformel, der er givet i INSTA/NKB-forslaget og også i CIB-forslaget (a), er udledt under meget enkle antagelser, nemlig

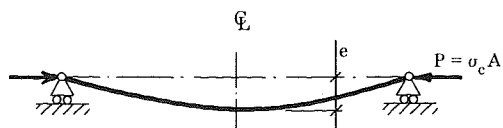
- elasticitetsteorien kan anvendes helt til brud
- for at brud ikke indtræder, skal følgende betingelse være opfyldt

$$\sigma_c / f_c + \sigma_b / f_b \leq 1 \quad (3)$$

- $\sigma_c$  er spændingerne fra en normalkraft, mens  $\sigma_b$  er bøjningsspændinger.
- søjlens forhåndskrumninger og -excentriciteter svarer til en sinusformet udbøjningskurve med en pilhøjde på midten på  $e$ .
- udbøjningen sker i en af tværsnittets hovedretninger. Dette vil være tilfældet, hvis det ene hovedinertimoment er væsentligt større end det andet (fx ved rektangulære tværsnit med sideforhold  $> 2$ ), og må ellers sikres ved søjlens indbygning.

Det er selvfølgelig muligt at opstille en mere forfinet teori, der tager hensyn til ikke-lineære forhold og mindre idealiserede antagelser om geometrien, men det forekommer ikke rimeligt, så længe der ikke kendes en bedre brudbetingelse end den anførte.

På grund af søjlekraften  $P$ , der skrives som  $P = \sigma_c A$ , hvor  $A$  er søjlens tværsnitsareal, får søjlen på midten en tillægsudbøjning,  $\Delta e$ , således at den samlede pilhøjde på midten ændres



Figur 2. Centralt belastet søjle med sinusformet forhåndsudbøjning.

fra  $e$  til

$$e + \Delta e = e \frac{k_E f_C}{k_E f_C - \sigma_c} \quad (4)$$

I middelsnittet er normalkraften  $\sigma_c A$  og momentet  $\sigma_c A(e + \Delta e)$ , og de tilsvarende spændinger er  $\sigma_c$  og  $\sigma_c(e + \Delta e)/W$ , hvor  $W$  er modstandsmomentet. Indsættes i (3) og anvendes betegnelsen  $\varepsilon = eA/W$  findes

$$\frac{\sigma_c}{f_c} + \frac{\sigma_c}{f_b} \varepsilon \frac{k_E}{k_E - \sigma_c/f_c} \leq 1 \quad (5)$$

( $W/A$  er lig med tværsnittets kerneradius, og  $\varepsilon$  angiver altså begyndelsespilhøjden i forhold til kerneradius.)

Lighedstegnet i (4) svarer til, at  $\sigma_c = k_s f_c$ , dvs.  $k_s$  findes af

$$-k_s^2 + k_s \left[ 1 + k_E \left( 1 + \varepsilon \frac{f_c}{f_b} \right) \right] - k_E = 0 \quad (6)$$

$$k_s = 0,5 \left[ 1 + \left( 1 + \varepsilon \frac{f_c}{f_b} \right) k_E - \sqrt{\left( 1 + \left( 1 + \varepsilon \frac{f_c}{f_b} \right) k_E \right)^2 - 4k_E} \right] \quad (7)$$

På grundlag af forsøg, bl.a. (b) og (c) er i INSTA/NKB's Forslag til Nordisk Trænorm foreslået  $\varepsilon = 0,005\lambda$  (i CIB's trænorm-forslag (a) er regnet med  $0,006\lambda$ ), dvs.  $e \sim 0,003\lambda$ . Dette er en ret lav værdi, når man sammenligner med, hvad der tillades af krumning efter sorteringsreglerne, og forudsætter, at der foretages en speciel sortering af træ til søjler.

Med den anførte værdi for  $\varepsilon$  er  $k_s$  indtegnet i figur 1 for de materialeværdier, som svarende til nugældende praksis oprindeligt blev valgt for typiske trækvaliteter, nemlig  $f_c/f_b = 0,90$

og  $E/f_c = 280$ .

Det ses, at kurven generelt ligger lavere end svarende til nugældende praksis. For de slanke søjler har Eulerformlen fungeret tilfredsstillende i mange år, og der er ingen grund til at foreskrive en lavere bæreevne end nu. For de korte søjler skyldes afvigelsen primært, at der for  $f_c$  er anvendt en værdi, der er bestemt for prismer med et højde/bredde-forhold på ca. 3, dvs. med  $\lambda = \text{ca. } 10$ , skønt udtrykket (7) giver en forskel i bæreevne på ca. 5 %.

For at kompensere for disse forhold er der i INSTA/NKB-forslaget derfor sket en forhøjelse både af  $f_c/f_b$  (til 0,95) og af  $E/f_c$  (til 300), hvilket i forhold til nugældende trykstyrker svarer til den kraftigt punkterede kurve i figur 1. Det ses, at afvigelsen fra gældende praksis nu er beskednen.

#### Tværbelastede søjler

For tværbelastede søjler anvendes i praksis i alle tilfælde udtrykket

$$\sigma_c / (k_s f_c) + \sigma_b / f_b \leq 1 \quad (8)$$

I den danske trænorm angives ganske vist et mere kompliceret udtryk, men det tillades i næsten alle tilfælde erstattet af udtrykket (8).

Der er tale om et tilnærmet udtryk. I CIB-forslaget (a) er valgt et mere korrekt udtryk, dels fordi CIB-forslaget skal dække et bredere område med hensyn til materialeparametrene, hvor tilnærmelsen (8) i visse tilfælde kan blive for grov, dels fordi det ellers ikke er muligt at få en sammenhængende behandling af de simple søjleproblemer på den ene side og bjælkeklipping og søjler som del af rammekonstruktion på den anden side. Af de sidstnævnte grunde er det muligt, at man også i de nordiske trænormer vil anvende CIB's udtryk, og det vil derfor blive udledt i det følgende. Det bygger på de samme antagelser som for centralt belastede søjler, men det antages yderligere, at der er en tværbelastning, der giver en sinusformet momentkurve svarende til bøjningsspændingen  $\sigma_b$  i midtersnittet. Den antagne momentvariation er en smule på den usikre side for jævnt fordelt last og på den sikre side for de fleste andre af de tilfælde, der forekommer i praksis. Idet et moment  $M = W\sigma_b$



svarer til, at normalkraften  $N = \sigma_c A$  i midten har en excentricitet  $M/N = W \sigma_b / (A \sigma_c)$ , ses at (5) kan anvendes, hvis blot  $\varepsilon$  erstattes med  $\varepsilon + \sigma_b / \sigma_c$ , dvs. betingelsen for at der ikke sker brud bliver

$$\frac{\sigma_c}{f_c} + \frac{\sigma_c}{f_b} \left( \varepsilon + \frac{\sigma_b}{\sigma_c} \right) \frac{k_E}{k_E - \sigma_c / f_c} \leq 1 \quad (9)$$

eller idet der ganges igennem med  $k_s (k_E - \sigma_c / f_c)$

$$-k_s \left( \frac{\sigma_c}{f_c} \right)^2 + k_s \frac{\sigma_c}{f_c} [1 + k_E (1 + \varepsilon \frac{f_c}{f_b})] - k_s k_E + \frac{\sigma_b}{f_b} k_s k_E \leq 0 \quad (10)$$

Ligning (6) ganges med  $\sigma_c / f_c$

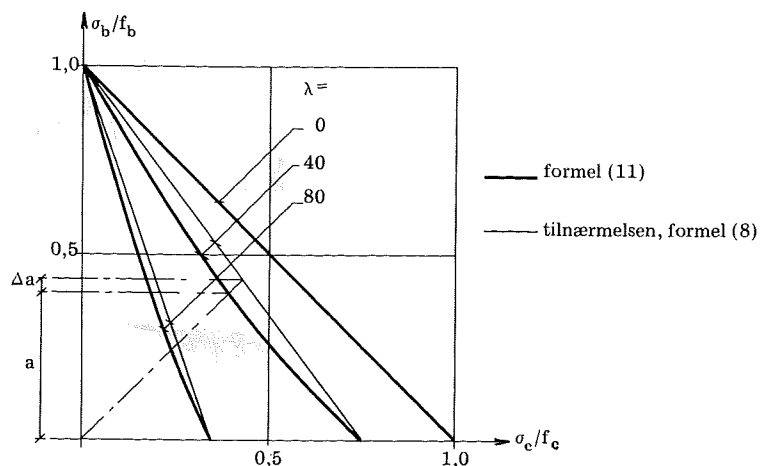
$$-k_s^2 \frac{\sigma_c}{f_c} + k_s \frac{\sigma_c}{f_c} [1 + k_E (1 + \varepsilon \frac{f_c}{f_b})] - \frac{\sigma_c}{f_c} k_E \leq 0$$

og trækkes fra (10):

$$\left( \frac{\sigma_c}{f_c} - k_s \right) \left( -k_s \frac{\sigma_c}{f_c} + k_E \right) + \frac{\sigma_b}{f_b} k_s k_E \leq 0$$

eller

$$\frac{\sigma_c}{k_s f_c} + \frac{\sigma_b}{f_b} \frac{1}{1 - \frac{k_s \sigma_c}{k_E f_c}} \leq 1 \quad (11)$$



Figur 3. Acceptable kombinationer af  $\sigma_c / f_c$  og  $\sigma_b / f_b$  for forskellige  $\lambda$ -værdier for  $f_c / f_b = 0,90$  og  $E / f_c = 280$ . Fejlen ved tilnærmelsen (8) måles som vist som  $\Delta a / a$ .

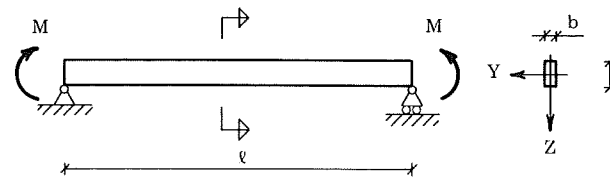
Det ses, at tilnærmelsen (8) svarer til at sætte faktoren til  $\sigma_b / f_b$  lig med 1. Betydningen af denne tilnærmelse fremgår af figur 3, der for de samme materialeparametre, som tidligere er brugt, viser de netop acceptable kombinationer af  $\sigma_c / f_c$  og  $\sigma_b / f_b$ .

### Kipning

Under forudsætning af elastiske forhold vil en bjælke, som vist i figur 4, kun være stabil, når bøjningsspændingerne opfylder betingelsen

$$\sigma_b \leq k_{inst} f_b \quad (12)$$

For større værdier vil bjælken kipe, dvs. bøje ud i sideretningen.



Figur 4. Retliniet, simpelt understøttet bjælke med længde  $l$  udsat for lige store endemomenter. Tværsnittet er rektangulært med  $h > b$

Instabilitetsfaktoren  $k_{inst}$  kan skrives som

$$k_{inst} = 1 / \lambda_b^2 \quad (13)$$

hvor  $\lambda_b$  er slankhedstallet for kipning. Det er bestemt ved

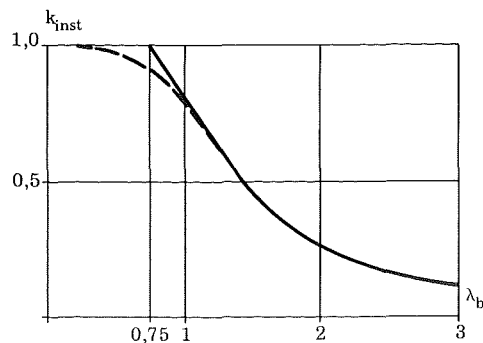
$$\lambda_b^2 = \frac{l W_y f_b}{\pi} \sqrt{\frac{1 - b^2 / h^2}{E I_z \cdot G I_v}} \quad (14)$$

Her er  $W_y = bh^2 / 6$  (modstandsmomentet om y-aksen),  $I_z = b^3 h / 12$  (inertimomentet om z-aksen),  $I_v \sim \frac{1}{3} b^3 h (1 - 0,63 \frac{b}{h})$  (vridningsinertimomentet) og  $G \sim E / 20$  (forskydningsmodulen). Med disse værdier indsat og med  $h \sim 4b$  findes

$$\lambda_b^2 = \frac{1,5 l h}{b^2} \frac{E}{f_b} = \frac{e h}{b^2} \frac{E}{f_b} \quad (15)$$

hvor  $\lambda_e = 1,5l$  er den effektive længde. For andre lasttilfælde forløber regningerne tilsvarende, blot bliver forholdet  $\lambda_e/l$  et andet. For jævnt fordelt last findes således teoretisk  $\lambda_e \sim 1,15l$ , der i INSTA/NKB-forslaget er øget med ca. 15% for at tage hensyn til, at det i praksis ikke er muligt fuldt at etablere den vridningsfastholdelse, som er forudsat ved bjælkeenderne.

Ovenstående gælder kun for slanke bjælker. For små  $\lambda_b$ -værdier angiver INSTA/NKB-forslaget udtryk, som er afbildet med fuldt optrukken streg i figur 5.



Figur 5.  $k_{inst}$  i afhængighed af slankhedsstallet  $\lambda_b$ . De fuldt optrukne kurver svarer til INSTA/NKB-forslaget, mens de teoretiske udtryk efter (d) er angivet punkteret.

I (d) og (e) er  $k_{inst}$  udledt efter de samme principper som for søjler, dvs. at der regnes med en forhåndsudbøjning og en forhånds vridning. Resultaterne af regningerne for typiske værdier af forhåndsdeformationer og materialeværdier er indtegnet i figur 5. Årsagen til, at man ikke har brugt de teoretiske, er, at de i alle tilfælde angiver en reduktion af bæreevnen, hvilket komplicerer beregningerne unødigt.

#### Almene tilfælde

Det almene tilfælde, hvor der både er moment og normalkraft, og hvor der er fri udbøjningsmulighed, er behandlet i (d) og (e), og de tilfælde, der er nævnt ovenfor, er udledt som speci-

altilfælde. I praksis forekommer dette tilfælde så sjældent i trækonstruktioner, at der ikke er givet nærmere regler for det.

I følge (d) kan for en rektangulær søjle med udbøjningsmulighed i begge retninger regnes med

$$k_s = k_{s,y} \left[ 1 - (1 - k_{s,y}) \left( 1 - \frac{k_{s,y}}{k_{E,y}} \frac{b^2}{h^2} \right) \right] \quad (16)$$

Her er  $k_{s,y}$  lig med  $k_s$ -værdien svarende til udbøjning i den svage retning, dvs. y-retningen, se figur 4, og  $k_{E,y}$  den tilsvarende Eulerfaktor.

Optræder der yderligere et moment om y-aksen, se figur 4, kræves at

$$M/M_0 \leq \min \begin{cases} 1 - \sigma_c / (k_s f_c) & (17) \\ k_{inst} \sqrt{1 - \sigma_c / (k_s f_c)} & (18) \end{cases}$$

hvor  $M_0 = \frac{1}{6} b h^2 f_b$ .

#### Litteratur

- Conseil International du Bâtiment (CIB): CIB Structural Timber Design Code, third draft. September 1978.
- Kuipers, J.: Knikproeven of Massive Houten Staven. Stevin-Laboratorium. Rapport 4-63-11-kb-9. 1963.
- Larsen, H.J. & S.S. Pedersen: Tests With Centrally Loaded Timber Columns. Instituttet for Bygningsteknik, Aalborg Universitetscenter. Rapport 7407. 1974.
- Larsen, H.J. & Esko Theilgaard: Laterally Loaded Timber Columns. ASCE, Journal of the Structural Division. 1979 (under trykning).
- Larsen, H.J. & Esko Theilgaard: Bæreevnen af tværbelastede træsøjler, forsøg og teori. Instituttet for Bygningsteknik, Aalborg Universitetscenter. Rapport 7707. 1977.

---

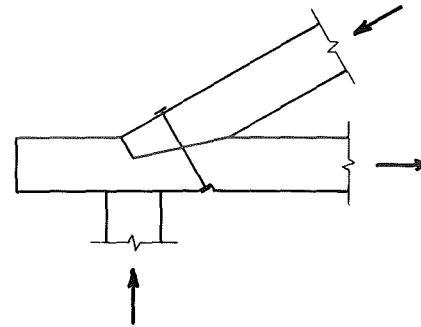
 Brudbetingelser for træ
 

---

Lektor, akademiingeniør A. Rathkjen, Institutet for Bygnings-  
teknik, Aalborg Universitetscenter, Danmark

### 1. Specielle brudbetingelser

I selv de simpleste trækonstruktioner, hvor påvirkningen hovedsageligt er træk eller tryk parallelt med fibrene, forekommer der områder, hvor påvirkningen er mere kompliceret. Som antyd-  
det i figur 1, vil der ofte være tale om træk eller tryk, som



Figur 1

danner en vinkel med fiberretningen. Der er da også i tidens løb blevet fremsat adskillige formler til bestemmelse af træs styrke under enakset påvirkning, som danner en vinkel med fiberretningen. Anvendelse af formlerne kræver i reglen kendskab til styrken ved påvirkning parallelt med fibrene  $\sigma_0$  og styrken ved påvirkning vinkelret på fibrene  $\sigma_{90}$ .

Blandt de mest kendte formler skal nævnes  
Jacobys (1909.1)

$$\sigma_{\theta} = \sigma_{90} \sin^2 \theta + \sigma_0 \cos^2 \theta \quad (1)$$

Howes (1912.1)

$$\sigma_{\theta} = \sigma_{90} + (\sigma_0 - \sigma_{90}) \left(1 - \frac{\theta^{\circ}}{90^{\circ}}\right)^{5/2} \quad (2)$$

Hankinsons (1921.1)

$$\sigma_{\theta} = \sigma_0 \sigma_{90} / (\sigma_0 \sin^2 \theta + \sigma_{90} \cos^2 \theta) \quad (3)$$

Stüssis (1946.1)

$$\sigma_{\theta} = \min \begin{cases} \sigma_0 / \cos^2 \theta \\ \tau_F / \sin \theta \cos \theta \\ \sigma_{90} / \sin^2 \theta \end{cases} \quad (4)$$

I alle formlerne er  $\sigma_{\theta}$  træets styrke, når påvirkningen danner vinklen  $\theta$  med fiberretningen. I Stüssis formel afhænger  $\sigma_{\theta}$  af 3 parametre, foruden de 2 allerede nævnte også af forskydningsstyrken  $\tau_F$ .

Formlerne er alle empiriske, forstået på den måde, at de ikke er specialtilfælde af en mere generel brudbetingelse. Nogle af udtrykkene, Jacobys og Stüssis, understøttes af visse ligevægtsbetragtninger. Andre af udtrykkene har været benyttet i forbindelse med overvejelser om elasticitetskoefficientens variation. Således minder Hagens (1842.1) udtryk

$$E_{\theta} = E_0 E_{90} / (E_0 \sin^3 \theta + E_{90} \cos^3 \theta) \quad (5)$$

i høj grad om Hankinsons, ligesom St.Venants (1864.1) udtryk

$$E = E_0 - (E_0 - E_1) (r/r_1)^2 \quad (6)$$

for elasticitetskoefficientens variation med afstanden fra midten af en træstamme i princippet er opbygget på samme måde som Howes. Også sinusformlen

$$\sigma_{\theta} = \sigma_0 - (\sigma_0 - \sigma_{90}) \sin \theta \quad (7)$$

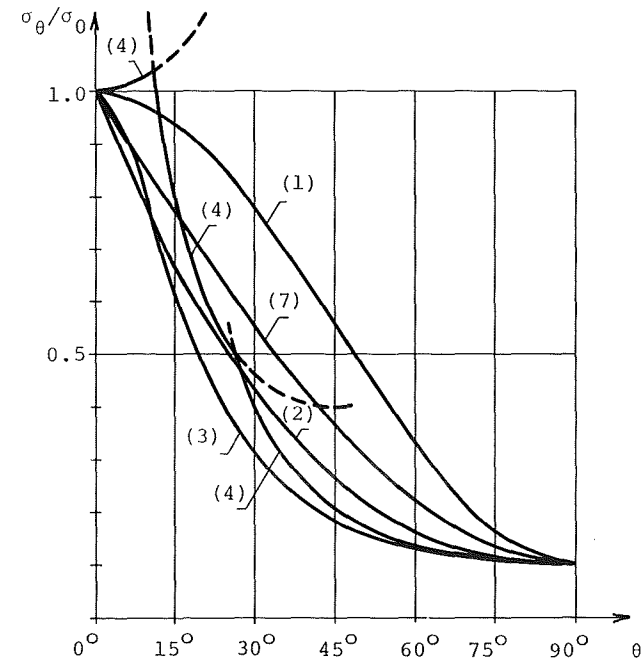
i DS 413 (1974.1) er opbygget som St.Venants og Howes formler. Tilsvarende har Baumann (1922.1) benyttet et udtryk for elasticitetskoefficientens variation, som ligner Jacobys, og Kollmann (1934.1) har angivet en modificeret udgave af Hankinsons

formel

$$\sigma_{\theta} = \sigma_0 \sigma_{90} / (\sigma_0 \sin^n \theta + \sigma_{90} \cos^n \theta) \quad (8)$$

hvor eksponenten  $n$  kan tilpasses forsøgsresultaterne.

I figur 2 er brudbetingelserne (1), (2), (3), (4) og (7) vist.



Figur 2.  $\sigma_{90}/\sigma_0 = 0,1$ ,  $\tau_F/\sigma_0 = 0,2$

## 2. Generelle brudbetingelser

Under arbejdet vedrørende jernbetonskivers styrke fandt Nielsen (1969.1), at den anvendte brudbetingelse i specialtilfældet rent træk fører til Hankinsons formel, mens specialtilfældet rent stræk fører til Jacobys formel. For at undersøge om denne brudbetingelse generelt kunne benyttes for træ, blev der med støtte fra Træfonden udført en række forsøg ved DIAB/AUC, Aalborg. Forsøgene omfattede blandt andet en serie prøvelegemer, som blev bragt til brud under kombineret tryk og forskyd-

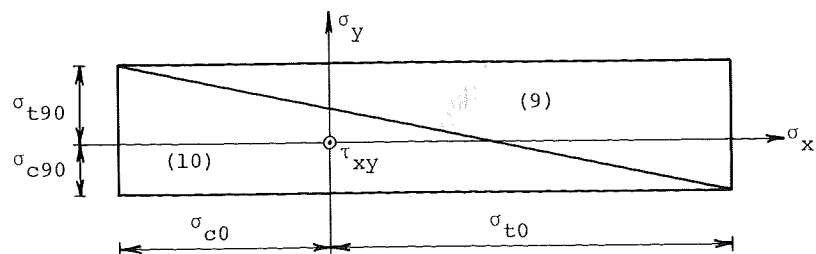
ning. Som det fremgår af rapporten (1978.1) er overensstemmelsen mellem den teoretiske brudbetingelse og forsøgsresultaterne ikke god.

I et  $\sigma_x, \sigma_y, \tau_{xy}$ -koordinatsystem danner den af Nielsen benyttede brudbetingelse for plane spændingstilstande

$$-(\sigma_{t0} - \sigma_x)(\sigma_{t90} - \sigma_y) + \tau_{xy}^2 = 0 \quad (9)$$

$$-(\sigma_{c0} + \sigma_x)(\sigma_{c90} + \sigma_y) + \tau_{xy}^2 = 0 \quad (10)$$

to kegleflader, jf. figur 3.



Figur 3

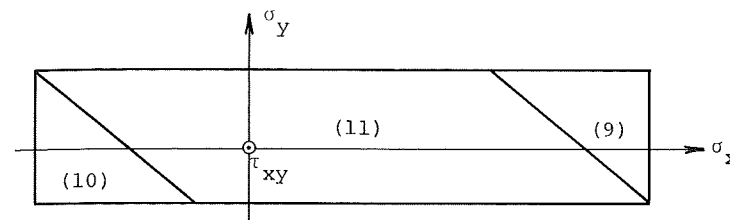
I (9) og (10) er x-retningen parallel med fiberretningen,  $\sigma_{c0}$  og  $\sigma_{t0}$  er trykstyrken henholdsvis trækstyrken i fiberretningen, mens  $\sigma_{c90}$  og  $\sigma_{t90}$  er trykstyrken henholdsvis trækstyrken vinkelret på fibrene.

Ved udledelsen af (9) og (10) forudsatte Nielsen, at der var tale om skiver med så lille armeringsgrad, at man kan se bort fra de specielle forhold i et lille område. Brudbetingelsen gælder derfor kun for svagt anisotrope materialer.

Da træ er et stærkt anisotropt materiale, er det nævnte område ikke lille og man kan ikke se bort fra de specielle forhold, som gælder der.

En forholdsvis simpel tilnærmelse til brudbetingelsen får man ved at supplere (9) og (10) med

$$-(\sigma_{t90} - \sigma_y)(\sigma_{c90} + \sigma_y)/\sigma_{t90}\sigma_{c90} + (\tau_{xy}/\tau_F)^2 = 0 \quad (11)$$

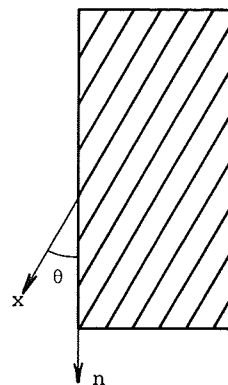


Figur 4

hvor forskydningsstyrken  $\tau_F$  må bestemmes ved forsøg. Udtrykket (11) afbildes i  $\sigma_x, \sigma_y, \tau_{xy}$ -koordinatsystemet som en cylinderflade, jf. figur 4.

### 3. Fortolkning af forsøgsresultater

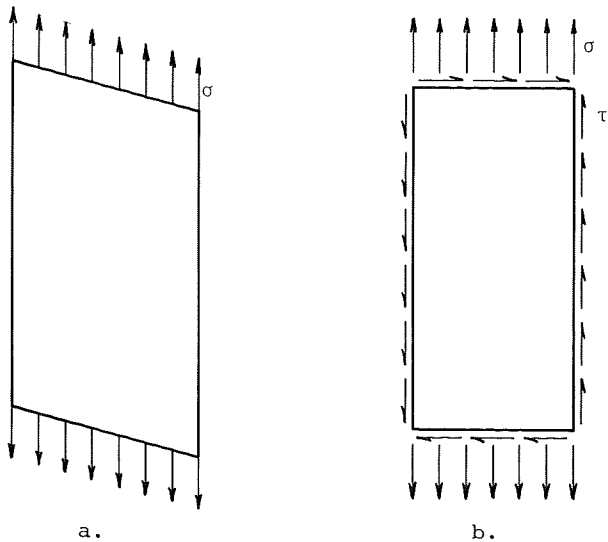
Ved udførelse af forsøg til bestemmelse af styrkeparametre er det, på grund af prøvemaskinernes opbygning, som regel vanskeligt præcist at få rede på, hvilken påvirkning, prøvelegemet udsættes for. Dette spiller en rolle for alle materialer, men især for anisotrope materialer. For nærmere at belyse disse forhold betragtes et skiveformet prøvelegeme, som vist i figur 5, hvor x-retningen er parallel med fiberretningen. Påvir-



Figur 5

kes prøvelegemet til spændingstilstanden enakset træk i n-retningen, vil dets bæreevne være bestemt ved Hankinsons formel. Påvirkes prøvelegemet derimod til tøjningstilstanden enakset stræk, vil dets bæreevne være bestemt ved Jacobys formel. Som det fremgår af figur 2, er der ret stor forskel på bæreevnen beregnet efter de to udtryk for de fleste værdier af vinklen  $\theta$  mellem fiberretningen og retningen for den enakse påvirkning.

Betragtes de deformationer, som prøvelegemet vil undergå, finder man forhold som vist i figur 6. I tilfældet med enakset



Figur 6

træk vil der forekomme kraftige forskydningsdeformationer, jf. figur 6a. For at opnå tøjningstilstanden enakset stræk, skal prøvelegemet påvirkes af såvel normal- som forskydningspændinger, jf. figur 6b. For de fleste trækprøvemaskiner gælder, at påvirkningen er hverken det ene eller det andet af de to tilfælde. Uden en nærmere analyse af prøvemaskinens virkemåde kan man derfor blot konkludere, at bæreevnen vil ligge et sted mellem bæreevnen bestemt ved de to udtryk.

De tidligere nævnte forsøg, hvor prøvelegemet blev bragt til brud under kombineret tryk og forskydning, blev udført på cirkulær cylindriske rør. Rørene blev påført et vridende moment  $M_V$  og en aksial normalkraft  $N$ . Fiberretningen var parallel med cylinderaksen. Antages det, at prøvelegemerne blev påvirket til spændingstilstanden tryk og forskydning, dvs.

$$\sigma_x \neq 0, \sigma_y = 0, \tau_{xy} \neq 0 \quad (12)$$

finder man, at bæreevnen efter (10) og (11) er givet ved

$$(M_V/M_{V0})^2 = 1 - N/N_0 \quad (13)$$

og

$$(M_V/M_{V0})^2 = \tau_F^2 / (\sigma_{c0} \sigma_{c90}) \quad (14)$$

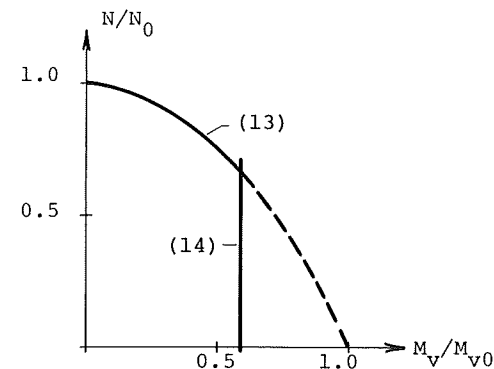
hvor

$$N_0 = \sigma_{c0} \pi (D_u^2 - D_i^2) / 4 \quad (15)$$

$$M_{V0} = \sqrt{\sigma_{c0} \sigma_{c90}} \pi (D_u^3 - D_i^3) / 12 \quad (16)$$

$D_u$  og  $D_i$  er cylinderens ydre henholdsvis indre diameter.  $N$  er regnet positiv som trykkraft.

De to udtryk (13) og (14) er optegnet i figur 7.



Figur 7

Forsøgsresultaterne i (1978.1) tyder på en værdi for  $\tau_F$  på ca.  $0,6\sqrt{\sigma_{c0} \sigma_{c90}}$ .



Litteratur

- (1842.1) Hagen, G.H.L.: Die Elastizität des Holzes. Bericht der k. Preuss. Akademie der Wissenschaften, Berlin, 316-319.
- (1864.1) St.Venant, M.B. de: i hans udgave af Naviers "De la Resistance des Corps Solides", Paris.
- (1909.1) Jacoby, H.S.: Structural Details or Elements of Design in Heavy Framing, Wiley.
- (1912.1) Howe, M.A.: i Engineering News.
- (1921.1) Investigation of Crushing Strength of Spruce at Varying Angles of Grain. Air Service Information Circular.
- (1922.1) Baumann, R.: Die bisherigen Ergebnisse der Holzprüfungen in der Materialprüfungsanstalt an der Techn. Hochschule Stuttgart, VDI-Forschungsarbeiten, Berlin.
- (1934.1) Kollmann, F.: Die Abhängigkeit der Festigkeit und der Dehnungszahl der Hölzer vom Faserverlauf. Der Bauingenieur, 198-200.
- (1946.1) Stüssi, F.: Holzfestigkeit bei Beanspruchung schräg zur Faser. Schweizerische Bauzeitung, Bd. 128, 251-252.
- (1969.1) Nielsen, M.P.: Om jernbetonskivers styrke, Polytek-nisk Forlag.
- (1974.1) DIF's Norm for trækonstruktioner, 3. udgave, Dansk Standard DS 413.
- (1978.1) Nielsen, M.P., A. Rathkjen og L. Pilegaard Hansen: Rapport vedrørende brudbetingelse for træ, København-Aalborg.

-----  
Utmattningsbelastade limträkonstruktioner  
-----

Civilingenjör *Ulf Arne Gårhømmar*, Tekniska Högskolan i Luleå, Avd för Konstruktionsteknik, S-951 87 Luleå, Sverige

1. Inledning

Trä som konstruktionsmaterial har på flera områden trängts tillbaka av armerad betong och stål. Detta kan vara tekniskt och ekonomiskt motiverat i vissa fall, men dock synes en av huvudorsakerna till att trä åsidosätts vara ovillighet och osäkerhet från ingenjörens sida att använda det relativt komplicerade byggnadsmaterialet trä [1]. Ovilligheten grundar sig troligen på bristande kännedom om dimensioneringsmetoder för och beteende hos träkonstruktioner. Tillgången på enkla och ändamålsenliga dimensioneringsmetoder för trä är inte heller alltid lika tillfredsställande som för stål och betong. Forsknings- och utvecklingsarbetet och även utbildningsnivån inom träbyggnad släpar, åtminstone i Sverige, efter motsvarande inom betong- och stålbyggnad.

Trä erbjuder ett mycket stort område av tillämpningar. Tekniskt sett finns många möjligheter att använda trä i bärande funktioner. Speciellt i kombination med andra material kan tekniskt och ekonomiskt optimala konstruktioner erhållas. Möjligheterna med konstruktiv användning av trä och träbaserade produkter är långt ifrån uttömda.

Exempel på nya eller ökade användningsområden för limträ är som bärande huvudbalkar för broar, traverser och telfrar. Kostnadsrelationerna mellan limträ-, stål- och förspända betongbroar är fortfarande ett stort diskussionsämne världen över [2]. Broar kan mycket väl i vissa fall ekonomiskt utföras i limträ. Likaså kan det vara ekonomiskt väl motiverat att för en industrihall eller lagerbyggnad med limträstomme även utforma travers- och telferbalkar av limträ.

Dessa konstruktioner är samtidigt exempel på områden där ingenjören inte har tillgång till några dimensioneringsregler. Broar och travers- och telferbanor utsätts för upprepande dynamisk belastning. I Sverige och i många andra länder saknas dimensioneringsmetoder för utmattningsbelastade trä- och limträkonstruktioner. Avsaknaden av tillämpliga beräkningsföreskrifter kan ofta medföra att man väljer ett annat material. Oviljan eller osäkerheten att använda limträ i nämnda sammanhang kan ofta härledas till att praktiska dimensioneringsmetoder inte finns att tillgå. Genom att skapa dimensioneringsregler för utmattningsbelastade limträkonstruktioner kan limträindustrin konkurrera på lika villkor gentemot andra byggnadsmaterial t ex stål där beräkningsanvisningar utarbetats och normerats.

Nedan lämnas en redogörelse för grunddragen i utmattning av trä- och limträ. En empiriskt grundad dimensioneringsansats på säkra sidan ges och dessutom lämnas ett förslag till nyanserat synsätt på utmattningsdimensionering av trä/limträkonstruktioner.

## 2. Utmattning av trä

Utmattningsbeteendet hos massivt trä är relativt lite känt och ännu mindre känt är utmattningssegenskaperna hos träbaserade produkter såsom limträ, plywood, spån- och fiberskivor.

Fiberstrukturen hos trä verkar göra det mindre känsligt för upprepande belastning än vad kristallina material är. I förhållande till statistiska brott-hållfastheten ( $\sigma_0$  resp  $\tau_0$ ) förefaller utmattningshållfastheten ( $\sigma$  resp  $\tau$ ) för trä vara högre än för stål. Amerikanska m fl undersökningar [3-7] över träs utmattningshållfasthet vid böjning och skjuvning kan sammanfattas approximativt i Wöhlerdiagrammet enligt figur 2.1.

Trä uppvisar inte någon utpräglad utmattningsgräns inom det cykelantal (N) som är praktiskt intressant, dvs  $< (2-10) \cdot 10^6$  cykler. Det finns dock undersökningar som tyder på gränslivslängder på  $2 \cdot 10^4 - 20 \cdot 10^6$  [8]. Av figuren framgår att alternerande belastning är mest ogynnsam. För byggnads-konstruktioner är dock pulserande eller flukturerande belastning mest vanligt förekommande. Normalt tillämpas spänningsförhållandet  $R = \sigma_{\min} / \sigma_{\max} = 0.1$ , vilket beaktar närvaro av ständig last av typ egentygnd. Det framgår också att utmattningshållfastheten m h t skjuvning är lägre än m h t böjning.

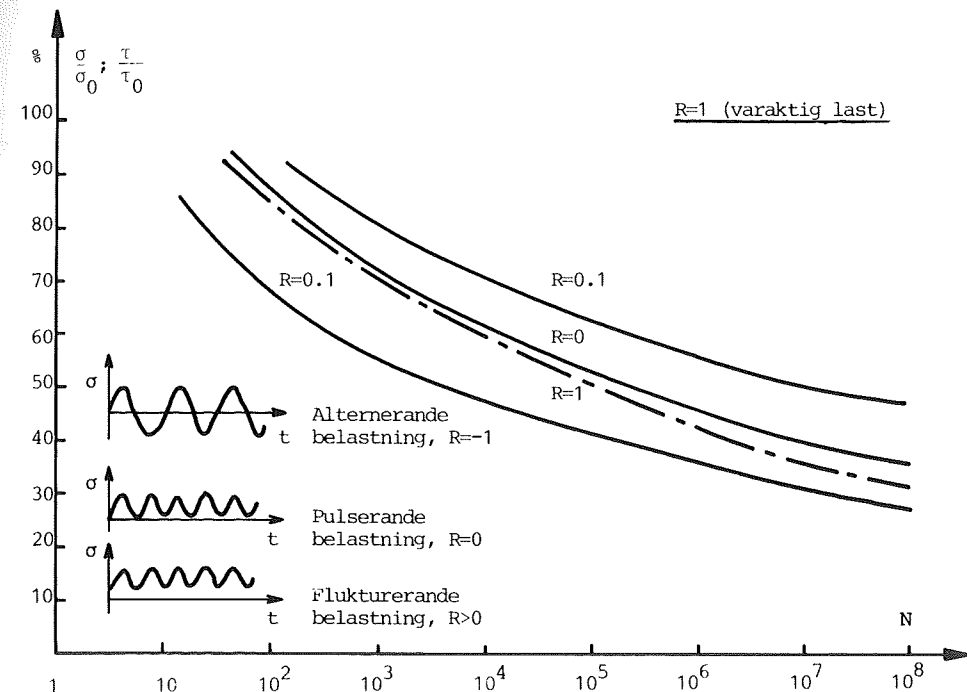


FIG 2.1 Wöhlerkurvor vid böjning (—) och skjuvning (- - -)

Skjuvutmattningshållfastheten inkluderar inverkan av torksprickor upptill halva balkbredden. Utmattning m h t skjuvning är således mer kritisk än motsvarande för böjning. Kurvorna är framtagna för upprepande belastningar med frekvenser inom intervallet ca 5-40 cykler/sekund, dvs relativt höga frekvenser. Proven är utförda under normala klimatbetingelser dvs vid en temperatur av ca 20°C och en fuktkvot av ca 12-15% (r.f. ca 60%). Undersökningarna är utförda med små provkroppar.

Utmattningsbrott vid böjning inleds vanligen med ett tryckbrott och följs sedan av ett slutligt dragbrott eftersom träs hållfasthet vanligen är lägre vid tryck än vid drag. Brottets karaktär är detsamma som det statistiska. Utmattningsbrott är därför svårt att särskilja ifrån det statistiska varför orsaken till en konstruktions brott inte alltid kan klarläggas. Dock förefaller utmattningsbrottet vara "kortare" i brottytan (inte så markerad längsavspjälkning i dragbrottet), speciellt vid alternerande belastning p g a den inledande tryckstukningen [8].

Snedfibrighet, impregnering, förändring i fukthalt och temperatur, kälverkan, densitet, andel sommar/höstved m m inverkar på hållfastheten [4,6,8]. Någon volymeffekt har inte kunnat konstateras, dvs utmattningshållfastheten avtar i samma proportion som statiska brotthållfastheten ( $\sigma/\sigma_0$  konstant) vid ökad provkroppsstorlek [9]. Speciellt noterbart är belastningsfrekvensens inverkan. För stål som är ett icke-viskoelastiskt material vid låga temperaturer är belastningsfrekvensen (inom praktiskt förekommande områden) insignifikant för utmattningshållfastheten. För viskoelastiska material inverkar dock belastningsfrekvensen. För trä under pulserande tryckbelastning (låga frekvenser) parallellt fibrerna återges frekvensberoendet i fig 2.2 [10].

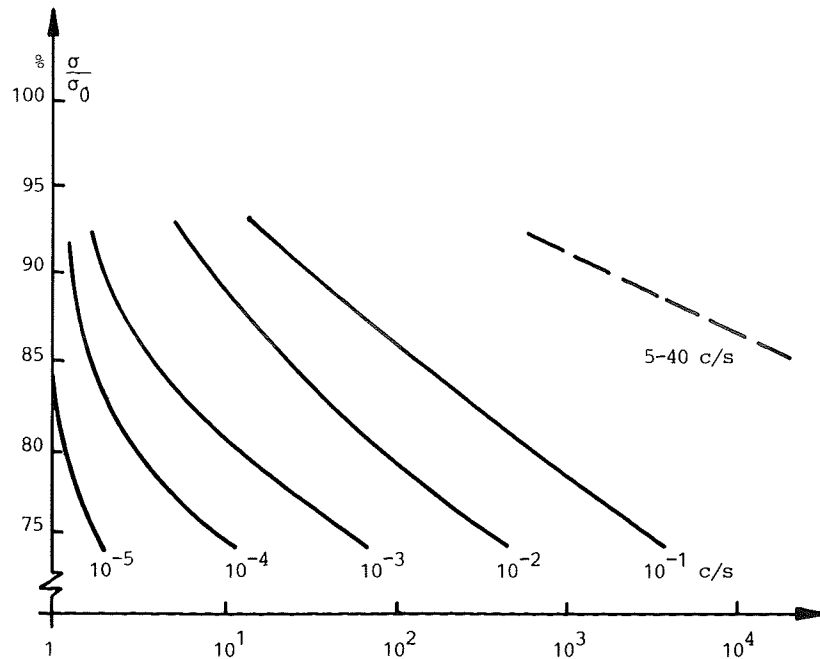


FIG 2.2 Wöhlerkurvor vid varierande belastningsfrekvens (tryck)

Som framgår av figuren är inverkan av frekvensen mycket stor och kan ej bortses ifrån. Utmattningshållfastheten vid höga frekvenser är indikerad i figuren (den streckade linjen) [5]. För trä är det således ej tillräckligt att dimensionera utifrån konventionella Wöhlerkurvor vid lågcykelutmattning, såvida inte belastningsfrekvensen beaktas.

Utmattning brukar betecknas som en empirisk vetenskap, där experimentellt bestämda Wöhlerkurvor (med beaktande av inverkan av faktorer) ligger till grund för dimensionering. Få teorier har ställts upp för att förutsäga utmattningsbrott. På senare år har brottmekaniska studier visat sig framgångsrika vid utmattning av t ex stål. Utmattningsdimensionering enligt sk tröskelvärdesmetoder eller sprickpropageringslager av typ Paris' lag baserar sig på brottmekaniska teorier. Dessa tekniker skulle kunna tillämpas även för trä, såvida inte utmattningsmekanismen utgörs av tryckstökning av träs cellväggar. Utmattningsbrottet inleds genom att mikrosprickor uppträder som växer sig större till makrosprickor som sedan propagerar och orsakar det slutliga brottet. Om utmattningsbelastningen upphör innan dessa mikrosprickor uppstått är träet intakt och har kvar sin ursprungshållfasthet [7,11]. En annan typ av brottkriterium har ställts upp av Bach [12] baserat på energibetraktelser för ett viskoelastiskt kontinuum. Kriteriet utsäger att brott, under isotermska förhållanden, uppkommer när den upplagrade viskoelastiska energin uppnår ett för materialet konstant värde ( $R_V$ ), dvs

$$W_C^V(t_f) = -W_C^E(t_f) + \int_0^{t_f} (\dot{W} - \dot{D}) dt = R_V \quad (2.1)$$

där

$W_C^V(t_f)$  = den viskoelastiskt upplagrade elastiska energin vid brott

$W_C^E(t_f)$  = den momentant reversibla elastiska energin vid brott

$\dot{W}$  = hastigheten för på systemet utfört arbete

$\dot{D}$  = dissipationshastigheten för icke-elastisk energi

$t_f$  = tiden till brott

Om detta brottkriterium tillämpas på trä med antagande om linjärt viskoelastiskt beteende och för en pulserande rektangulär last (jfr fig 5.2) erhålles uttrycket

$$R_V = (\sigma^2/2) \int_{-\infty}^{\infty} L(\tau) \{ [1 - \exp(-t_f/\tau)] \cdot \\ \cdot \{ [1 + \exp((2n-1)t_f/\tau)] / [1 + \exp(t_f/\tau)] \} d(\ln\tau) \quad (2.2)$$

där

$\sigma$  = maximal spänningsamplitud

$L(\tau)$  = retardationsspektrum

$\tau$  = retardationstid

$t_1$  = halva cykelperioden

$n$  = antalet cykler vid brott

Ekvationen utsäger bl a

- att tiden till brott avtar med ökad periodlängd (minskad frekvens) ( $\sigma$  konstant)
- maxspänningen i förhållande till antalet cykler till brott beror av periodlängden (frekvensen)

Det andra påståendet stöds av fig 2.2. Försök visar dock att Bachs brottkriterium inte är kvantitativt riktigt ( $R_V$  kunde ej påvisas vara konstant) [10].

### 3. Utmattning av limträ

Limträ uppvisar ingen större skillnad i utmattningsbeteende gentemot massivt trä. Utmattningsbrott uppkommer inte i själva limfog. Någon väsentlig inverkan av limtypen har inte kunnat konstateras [13]. Typiska Wöhlerkurvor för limträ vid pulserande belastning framgår av fig 3.1.

Limträ uppvisar åtminstone i denna undersökning en klarare utmattningsgräns. Vid böjning ligger den vid 60%, ett värde som motsvarar limträets proportionalitetsgräns. Det framgår av fig 2.1 och 3.1 att utmattningshållfastheten för limträ är ungefär 20% högre än för massivt trä. Långtidshållfastheten för dessa limträbalkar beräknas till 65%, varför utmattning skulle vara mer kritisk i detta fall. Utmattningskurvan för böjning följer väl uttrycket

$$\sigma = (\sigma_0 + AN^B \sigma_u) / (1 + AN^B) \quad (3.1)$$

föreslaget av Stüssi, där A och B är konstanter och  $\sigma_u$  utmattningsgränsen.

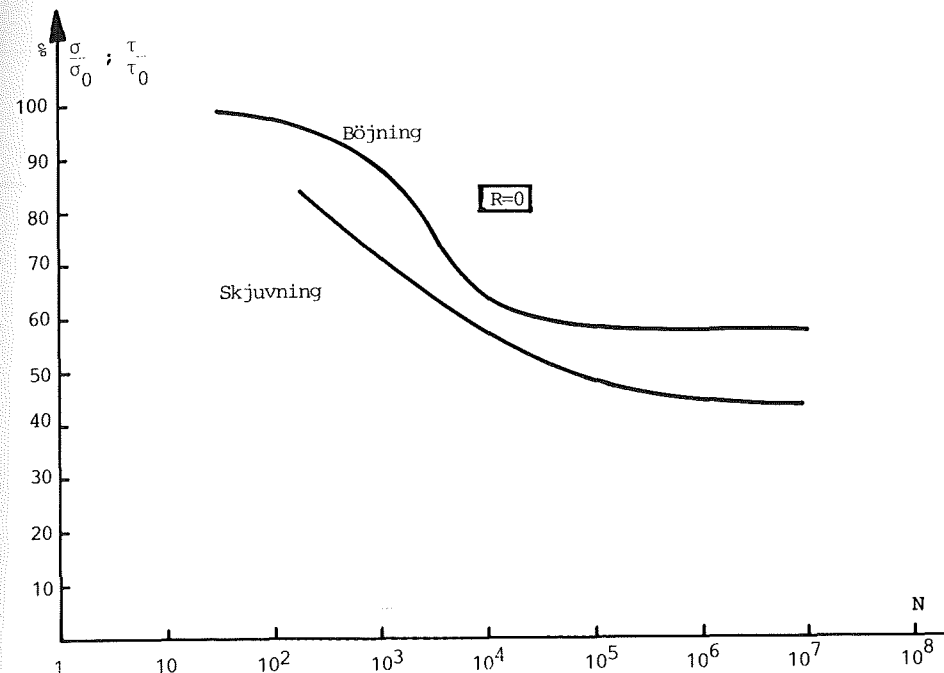


FIG 3.1 Wöhlerkurvor vid böjning och skjuvning

Om  $\sigma_0$  och  $\sigma_u$  är kända behövs således endast två försök för att bestämma hela Wöhlerkurvan.

Kurvan för böjhållfastheten i fig 3.1 är avgörande för böjbelastade balkar om längd/höjdförhållandet överstiger ca 16, i övrigt blir skjuvning avgörande. Utmattningsgränsen för skjuvning är betydligt lägre än för böjning varför större försiktighet vid dimensionerande skjuvning måste tas.

### 4. Empirisk dimensioneringsansats

Det är ändamålsenligt att relatera hållfasthetsreduktionen med hänsyn till utmattning till reduktionen p g a långtidslast. I Sverige beaktas långtidseffekten genom Madisonkoefficienten 0.6. Wöhlerkurvorna enligt fig 2.1 bygger på motsvarande förutsättningar som Madisonkurvan. 60% hållfasthetsreduktion tillämpas även för limträ. Om dimensionerande cykelantal väljes, normalt på säkra sidan, till  $10 \cdot 10^6$  bör tillåtna hållfasthetsvärden för detta cykelantal inte väljas högre än vad som motsvarar långtidshållfastheten.

Som utmattningslast väljes flukturerande last  $R = 0.1$ . För limträ erhålles då

$$\sigma_{till,utm} = \sigma_{till,statiskt} \quad (4.1)$$

$$\tau_{till,utm} = 0.9 \tau_{till,statiskt} \quad (4.2)$$

Reduktion av hållfastheten vid böjning är enligt fig 3.1 inte nödvändig medan däremot vid skjuvning, här valt till 10%. Observera att fig 3.1 avser hållfastheten vid  $R = 0$ . Vid  $R = 0.1$  förhöjs hållfastheten. Denna dimensioneringsansats ansluter i princip till amerikansk dimensioneringspraxis för massivt trä [16].

### 5. Nyanserad utmattningsdimensionering

Belastningar på broar och från traverser och teltrar är troligen att hänföra till lågcykliska. Frekvensens inverkan bör därför inte bortses ifrån. Dimensioneringsansatsen i föregående avsnitt är alltför schablonartad för att på ett rättvisande sätt beakta utmattningssegenskaperna. Inte heller torde den vara tillfredsställande ur ekonomisk synpunkt. Det är därför angeläget med ett mer nyanserat betraktelsesätt. En ansats till ett sådant nyanserat synsätt ges nedan.

För att kvalitativt beskriva effekten av lågcykelutmattning är det ändamålsenligt att betrakta ytterlighetsfallen. Det ena extremfallet utgörs av "noll" cykler, dvs varaktig last och det andra extremfallet av ett mycket stort antal cykler innan brott sker. För att illustrera väljes att betrakta trä som ett linjärt viskoelastiskt material med tillämpbarhet av Boltzmanns superpositionsprincip. Dessutom väljes en pulserande rektangulär last enligt fig 5.1

Krypdeformationen kan då skrivas [14]

$$\begin{aligned} \epsilon_{kr} &= \epsilon_{kr}^0 + \Sigma \Delta \epsilon_{kr} = (\sigma/E)f(t) + (\sigma/E)\Sigma\{f(t-t_2) - f(t-t_1)\} = \\ &= (\sigma/E)f(t) + (\sigma/E)\Sigma\{f(t-t_2) - f[t-t_2+(1-\beta)T]\} \end{aligned} \quad (5.1)$$

där  $\epsilon^0$  avser första pålastningen,  $\Delta \epsilon$  följande av- och pålastningar,

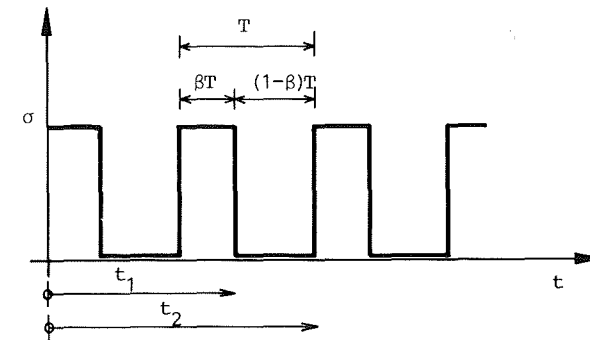


FIG 5.1 Pulserande rektangulär påkänning

E elasticitetsmodulen och  $f(t)$  krypfunktionen. Om  $T \ll t$ , dvs ett stort antal cykler, erhålles

$$\epsilon_{kr} = (\sigma/E)f(t) - (1-\beta)(\sigma/E)\int_0^t f'(t-t_1)dt_1 \quad (5.2)$$

som efter integrering ( $f(0) = 0$ ) ger

$$\epsilon_{kr} = \beta(\sigma/E)f(t) \quad (5.3)$$

För den periodiska lasten  $\sigma$  erhålles således samma krypdeformation som för en lägre konstant last med beloppet  $\beta \cdot \sigma$ , dvs i proportion till maxlastens varaktighet.

Maximal deformation vid maxlast blir då

$$\epsilon_{max} = (\sigma/E) + \beta(\sigma/E)f(t) = (\sigma/E)[1 + \beta f(t)] \quad (5.4)$$

Med ett brottkriterium enligt

$$\epsilon_{max} = \epsilon_0 = \sigma_0/E \quad (5.5)$$

dvs brott vid en viss kritisk totaldeformation  $\epsilon_0$ , giltig under både korttidslast och pulserande last, erhålles

$$(\sigma/E)[1 + \beta f(t_f)] = \sigma_0/E \quad (5.6)$$

som kan omskrivas till en hållfasthet vid lågcykelutmattning enligt

$$\frac{\sigma}{\sigma_0} = \frac{1}{1 + \beta \cdot f(t_f)} \quad (5.7)$$

Varaktig last motsvarar  $\beta \rightarrow 1$ . Är varaktighetskurvan känd kan således utmattningshållfastheten vid pulserande last ( $\beta < 1$ ) beräknas. Av ekv (5.6) framgår att utmattningshållfastheten är större än varaktighetshållfastheten. Förhållanden åskådliggörs i fig 5.2. Detta resultat överensstämmer kvalitativt med den första utsagan baserad på ekv (2.2). Kurvan för pulserande last ( $\beta < 1$ ) gäller endast för stora  $t$ . För pulserande last mellan dessa ytterlighetsfall bör hållfastheten ligga däremellan, vilket bekräftas av japanska undersökningar, streckad linje [15].

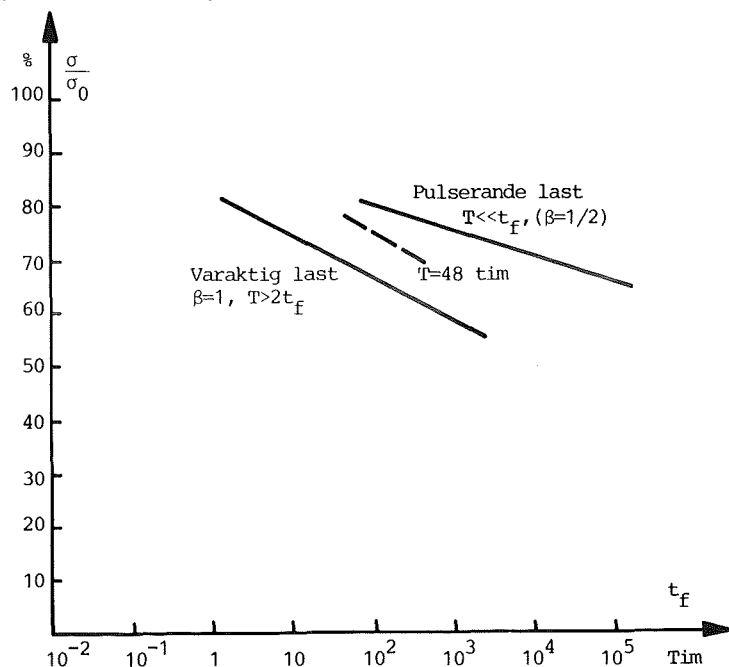


FIG 5.2 Lågcykelutmattningshållfastheten

Jämfört med konstant last är således upprepande last fördelaktigare m h t hållfastheten. Det kan alltså vara ekonomiskt välmotiverat att beakta denna effekt vid lågcyklisk utmattningsdimensionering. Bro- och traversbalkar av limträ får därvid ökad konkurrenskraft. Principen är dock framtagen under förenklade förhållanden. Det är därför nödvändigt att utveckla

metoden under beaktande av mer realistiska förhållanden såsom träets icke-linjära viskoelasticitet, flukturerande lastens belopps- och tidsfördelning, inverkan av fukt och temperatur m m. Vid höga belastningsfrekvenser måste tröghetskrafterna beaktas och vid korta varaktighetslaster i form av impulser, träets dynamiska hållfasthet m m.

## 6. Avslutning

Utmattning av limträ är inte tillräckligt väl klarlagt, varken experimentellt eller teoretiskt. Tillgängligt experimentellt underlag bedöms dock vara tillräckligt för en dimensionering på säkra sidan. Tillåtna påkänningar i vilka långtidseffekten är beaktad kan tillämpas även vid utmattning, med undantag vid skjuvning där 10% reduktion är nödvändig. Detta gäller både hög- och lågcykelutmattning. Vid lågcykelutmattning, som bedöms vara vanligast för limträkonstruktioner, föreslås en mer nyanserad och ekonomisk dimensioneringsmetod.



## 7. Litteratur

- [1] Gehri, E & Gasser, H.H: Timber construction, IABSE Surveys S-7/78, IABSE Periodica 4/1978, Nov 1978
- [2] Scarisbrick, R.G: Laminated Timber Logging Bridges in British Columbia, Journal of the Structural Division, ST 1, 11832, pp 19-34, Jan 1976
- [3] Kommers, W.J: The fatigue behaviour of wood and plywood subjected to repeated and reversed bending stresses, U.S Forest Products Laboratory, No. 1327, Madison 1943
- [4] Lewis, W.C: Fatigue Resistance of Quarter-Scale Bridge Stringers in Flexure and Shear, AREA Bulletin, No. 583, pp 397-419, 1963
- [5] Lewis, W.C: Design considerations for fatigue in timber structures, Journal of the Structural Division, ST 5, 2470, pp 15-23, May 1960
- [6] Sieminski, R: über die Dauerfestigkeit des Kiefernholzes, Holz als Roh- und Werkstoff, 18 Jg, Heft 10, pp 369-377, Okt 1960
- [7] Imayama, N. & Matsumoto, T: Studies on the Fatigue of Wood I, Journal of the Japan Wood Research Society, Vol 16, No. 7, pp 319-325, Nov 1970
- [8] Kollmann, F: Technologie des Holz und der Holzwerkstoffe, Zweite Auflage, I Band, pp 865-878, Springer-Verlag, 1951
- [9] Fuller, F.B. & Oberg, T.T: Fatigue Characteristics of Natural and Resin-Impregnated, Compressed, Laminated Woods, Journal of the Aeronautical Sciences, Vol 10, pp 81-85, Mar 1943
- [10] Bach, L: Frequency-dependent fracture in wood under pulsating loading, Danmarks tekniske Højskole, Lab for Bygningmaterialer, 33 pp (ännu ej publicerad)
- [11] Imayama, N. & Matsumoto, T: Studies on the Fatigue of Wood II, Journal of the Japan Wood Research Society, Vol 20, No. 2, pp 53-62, 1974
- [12] Bach, L: Reiner-Weissenberg's Theory Applied to Time-Dependent Fracture of Wood Subjected to Various Modes of Mechanical Loading, Wood Science, Vol 5, No. 3, pp 161-171, Jan 1973
- [13] Sterr, R: Untersuchungen zur Dauerfestigkeit von Schichtholzbalken, Holz als Roh- und Werkstoff, 21 Jg, Heft 2, pp 47-61, Feb 1963
- [14] Fabricius, O. (Red.): Träkonstruktioner, Kap 8:1 "Säkerhetsfrågor vid träkonstruktioner" av L. Östlund, Kungl Tekniska Högskolan, Inst för Brobyggnad, Stockholm 1969
- [15] Sugiyama, H: On the Effect of the Loading Time on the Strength Properties of Wood, Wood Science and Technology, Vol 1, pp 289-303, 1967
- [16] Timber Construction Manual, American Institute of Timber Construction, John Wiley and Sons, Inc., Second Edition, pp 3-39, New York 1974

## Håltagning i limträbalkar - förslag till två olika dimensioneringsmetoder

Assistent, civilingenjör B. Johannesson, Institutionen för Konstruktions-teknik, avd. Stål- och Träbyggnad, Chalmers Tekniska Högskola, 41 296 Göteborg, Sverige

Två metoder för dimensionering av limträbalkar med hål presenteras. Metoderna är baserade på resultat från försök med fullskalebalkar. Dimensioneringsreglernas giltighetsområde och behovet av ytterligare undersökningar diskuteras.

Inledning

Försök (1), (2) och (3) har visat att bärförmågan hos limträbalkar minskar om man gör stora hål i balklivet. Försöken visade också att kvadratiska hål gav en större reduktion av bärförmågan (spricklasten) än runda hål vars diameter var lika med det kvadratiska hålets sidlängd.

Två metoder för dimensionering av limträbalkar med hänsyn till hål skall presenteras. Den ena metoden - "skjuvspänningsmetoden" - är en enkel empirisk metod, som har utvecklats direkt från försöksresultaten. Enligt denna metod bestäms först tillåten skjuvspänning varefter tillåten tvärkraft vid hålet beräknas. Den andra metoden - "skjuvkraftsmetoden" - har en något mer teoretisk bakgrund än den förra. Både försöksresultaten och resultat av FEM-beräkningar, (1), har använts. Här erhålls tillåten skjuvkraft direkt ur ett dimensioneringsdiagram.

Försöken i (1), (2) och (3) utfördes vid olika tidpunkter och på olika platser. Emellertid används försöksresultaten i det följande som om det inte fanns några direkta skillnader mellan försöken. (Orsaken är att varje försöksserie för sig ger för litet underlag.)

Försöken omfattade nästan enbart balkar med hål placerade i områden där den dominerande belastningen var skjuvbelastning. I den fortsatta framställningen behandlas därför endast denna typ av balkar. Detta innebär givetvis en viss begränsning av metodernas tillämpningsområde.

Läsaren måste uppmärksamma att de föreslagna dimensioneringsmetoderna baseras på ett fåtal försöksresultat och att balkstorleken, hålformen och

hålstorleken varierades i ringa utsträckning. Det är nödvändigt att ytterligare försök görs där man studerar inverkan av sådana parametrar som hålstorlek, hålform och hålets placering.

#### Försöksresultat (1), (2) och (3)

Försöksbalkarnas geometri definieras med beteckningar enligt fig.1. Balkdimensionen och spännvidden var antingen 90 x 500 mm och 5 m eller 80 x 550 mm och 8,4 m.

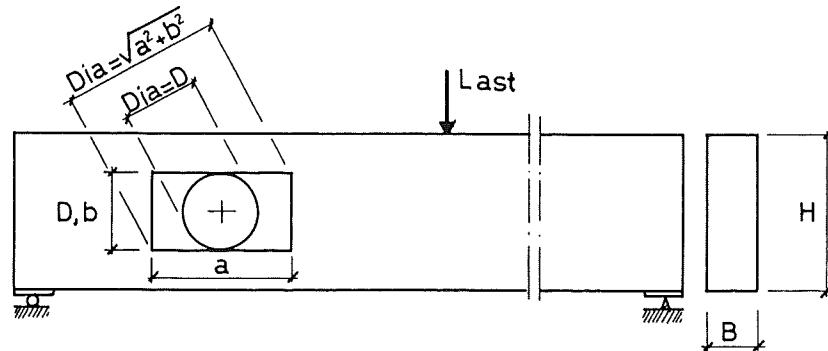


Fig.1 Beteckning på försöksbalkarnas geometri. Schematisk framställning av belastningsfall.

Hålen var runda (11 st), kvadratiska (8 st) eller rektangulära (8 st) med största sidoförhållandet  $a/b = 2$ . Förhållandet  $Dia/H$  mellan håldiagonalens längd och balkhöjden varierade mellan 0,3 och 0,7. För flertalet försöksbalkar var  $Dia/H$  omkring 0,5. (För runda hål är  $Dia = D =$  hålets diameter och för rektangulära hål är  $Dia = \sqrt{a^2 + b^2} =$  hålets diagonalmått.) De fyrkantiga hålen i (1) och (2) tillverkades med avrundade hörn med radien 25 mm. Samtliga hål var placerade med centrum i neutralaxeln.

Alla försöksbalkar utom en, erhöll brott genom uppsprickning vid hålet. En typisk uppsprickning vid hål visas i fig.2.

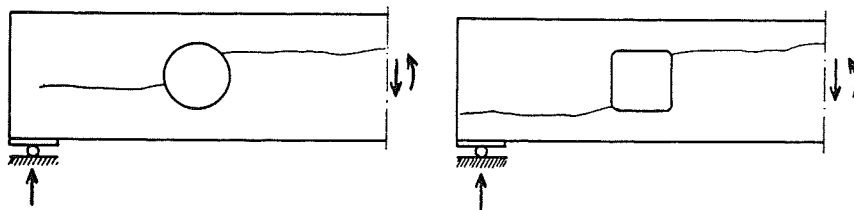


Fig.2 Typiskt sprickmönster intill cirkulärt och rektangulärt hål vid visad belastningsriktning.

I (1) definieras brottlasten som den lägsta last vid vilken uppsprickning började. I många fall var denna last lika med den maximala lasten. Ur (2) och (3) kan man dock inte helt klart utläsa om rapporterade brottlast avser lasten vid uppsprickning eller den maximala lasten. I denna uppsats kommer dock resultaten att behandlas som jämförbara.

I utvecklandet av skjuvspänningsmetoden används den beräknade skjuvspänningen vid hålet vid brott. Skjuvspänningen beräknas på nettotvårsnittet,  $d$  v s efter avdrag för hålet, enligt ekv.(1).

$$\tau = 1,5 T/B(H - b) \quad (1)$$

$T$  är tvärkraften vid hålet vid brott.

Tillåtna skjuvspänningar beräknas ur de erhållna brottspänningarnas medelvärden (eg. medelvärdeskurva) genom division med faktorn 4,3 som består av en säkerhetsfaktor 1,8, en faktor för långtidslast 1/0,6 och en faktor 1/0,7 för spridning i försöksmaterialet. Faktorn 1/0,7 är en uppskattning av spridningen i hållfasthet hos försöksbalkarna baserad på den normala hållfasthetsspridningen hos trä med variationskoefficienter mellan 15 % och 20 %. Försöksunderlaget i (1) - (3) var alltför litet för att ge en riktig uppskattning av spridningen.

Ett fåtal försök med balkar med hål i tvärkraftsfritt område visade att dessa balkar hade avsevärt större bärförmåga än balkar med motsvarande hål i tvärkraftsbelastat område. För den senare typen av försöksbalkar visade det sig även att bärförmågan i huvudsak var ungefär lika stor oavsett var hålen - lika till storlek och form - placerades, förutsatt att hålen låg i ett tvärkraftsbelastat område. Naturligtvis varierade bärförmågan även i dessa fall, eftersom den bestämmande hållfasthetsparametern - draghållfastheten vinkelrätt mot fibrerna - normalt varierar avsevärt för trä. Andra faktorer som kan leda till tidig sprickbildning är limfogar av dålig kvalitet, kådlåpor, torra spruckna kvistar m.m.

Vid försöken och från FEM-beräkningar kunde iakttagas att tvärkraften fördes förbi hålet av två "dragfält" i sned vinkel mot balkaxeln. Dessa sneda dragkrafter gav upphov till sprickornas typiska lägen enligt fig.2.

"Skjuvkraftsmetoden" baseras på förekomsten av dessa dragfält. Den för bärförmågan avgörande belastningsarten tycks vara skjuvbelastning. Av försöksresultaten och FEM-beräkningarna att döma bör det vara tillräckligt att dimensionera balkar med stora hål dels med hänsyn till aktuell tvärkraft enligt de metoder som beskrivs senare, dels med hänsyn till böjmoment genom att reducera tröghetsmomentet i snittet med hål. En övre be-

gränsning av hålets storlek måste alltid göras. Där stora böjmoment och stora tvärkrafter förekommer samtidigt, exempelvis vid innerstöd i en kontinuerlig balk, måste böjmomentets inverkan på sprickbildningen speciellt beaktas.

#### Dimensioneringsmetoder

##### Skjuvspänningsmetoden

Enligt denna metod erhålls tillåten skjuvspänning ur ett diagram, (streckad kurva i fig.4), med kvoten  $Dia/H$  som ingångsparameter. Försöken visade nämligen att parametern  $Dia/H$  var lämplig. De undre och övre kvarvarande delarna av balken vid hålet kan betraktas som konsoler, inspända i resten av balken och belastade med den aktuella tvärkraften vid hålets centrum. Genom denna konsolverkan uppstår stora dragspänningar vinkelrätt mot fibrerna vid konsolinfastningarna såsom fig.3 schematiskt visar. Dessa dragspänningar, som är avgörande för när brottet uppstår, ökar dels med ökande konsollängd, dels med minskande konsolstyvhets. Å andra sidan bör det inte uppstå några spjälkande dragspänningar om det bara finns en kort horisontell springa längs neutralaxeln. Med kvoten  $Dia/H$ , som parameter vid bestämning av tillåten skjuvspänning (och brottspänning), kan man beakta inverkan på dragspänningarnas storlek av både konsollängden och konsolstyvhets. De lokala dragspänningarna vid hålen blir vid detta betraktelsesätt proportionella mot tvärkraftens storlek. Det föreföll därför lämpligt att försöka bestämma tillåten skjuvspänning som funktion av en geometrisk parameter, ex.vis kvoten  $Dia/H$  i stället för att använda dyra datorberäkningar med FEM-metod. Dimensioneringsmetoden blir härigenom analog med den som används i Svensk Byggnorm 1975 (4) vid urtag i balkände.

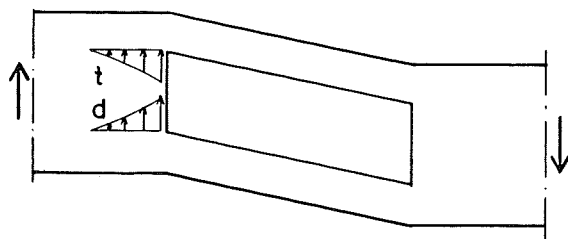


Fig.3 Schematisk framställning av kraftöverföring vid hål med d) dragspänningar och t) tryckspänningar vinkelrätt mot fibrerna.

I fig.4 har de experimentella brottspänningarna enligt ekv.(1) avsatts som funktion av kvoten  $Dia/H$  för varje hål. Samtliga försöksresultat från balkar med hål i tvärkraftsbelastat område har använts. Förhoppningsvis är det inte alltför stora skillnader mellan materialet i försöksbalkarna när det gäller den dominerande hållfasthetsparametern - draghållfastheten vinkelrätt mot fibrerna. Som framgår av fig.4 ligger nästan alla provbalkars hållgeometri inom ett mycket begränsat intervall nämligen  $0,4 < Dia/H < 0,75$ . Den helldragna kurvan genom försöksvärdena är en antagen brottkurva. Dess övre del vid  $Dia/H = 0$  fås av att tillåten skjuvspänning  $\tau_a = 1,2$  MPa vid balkar utan hål, vilket ger brottspänningen  $\tau_B = 4,3 \cdot 1,2 = 5,2$  MPa om "säkerhetsfaktorn" 4,3 används för att överföra tillåten påkänning till en medelbrottspänning. Den horisontella delen härrör från antagandet att mindre hål med, säg,  $Dia/H \leq 0,1$ , troligtvis inte påverkar bärförmågan i någon större utsträckning. Den tillåtna hålstorleken måste begränsas uppåt. Tyska rekommendationer (4) maximerar hålstorleken till  $Dia/H = 1,08$  för rektangulära hål och  $Dia/H = 0,4$  för runda hål. I fig.4 har dessa gränser ökat till  $Dia/H = 1,2$  resp 0,5. Ett rektangulärt hål med  $Dia/H = 1,2$  bör givetvis endast tillåtas i tvärkraftsfria balkdelar, såvida inte balken förstärks runt hålet. Försöksresultaten ger  $\tau_B \approx 2,1$  MPa för  $Dia/H = 0,5$ . I fig.4 har den antagna brottkurvan inlagts som tre räta linjer genom de diskuterade punkterna. Troligtvis motsvarar den verkliga brottkurvan ett icke-linjärt samband, men i brist på fler försöksresultat har en approximation med räta linjer använts.

Hittills har endast begränsningen  $Dia/H$  diskuterats. Emellertid måste ju även förhållandet  $b/H$  mellan hålets vertikala höjd och balkhöjden begränsas uppåt. Som övre gräns sätts  $b/H = 0,5$  eftersom alla balkar, utom en, hade  $b/H \leq 0,5$ . Vidare får ett hål inte placeras alltför nära upplag eftersom det krävs att balken är hel på en viss sträcka mellan upplag och hål för att de tidigare omtalade "dragfälten" skall kunna överföra tvärkraften. En lämplig begränsning kan vara att hål placeras med centrumavståndet minst 0,1 x balkens spännvidd från upplaget, dock så att avståndet mellan upplag och närmaste hålkant är minst lika med balkhöjden. Fyra försöksresultat finns från balkar med hål närmare upplag än balkhöjden. Dessa resultat skiljer sig inte från övriga resultat.

Tillåten skjuvspänning (streckad kurva i fig.4), att användas i ekv.(1) för beräkning av tillåten tvärkraft, erhålls genom att dividera den antagna brottkurvan med "säkerhetsfaktorn" 4,3.

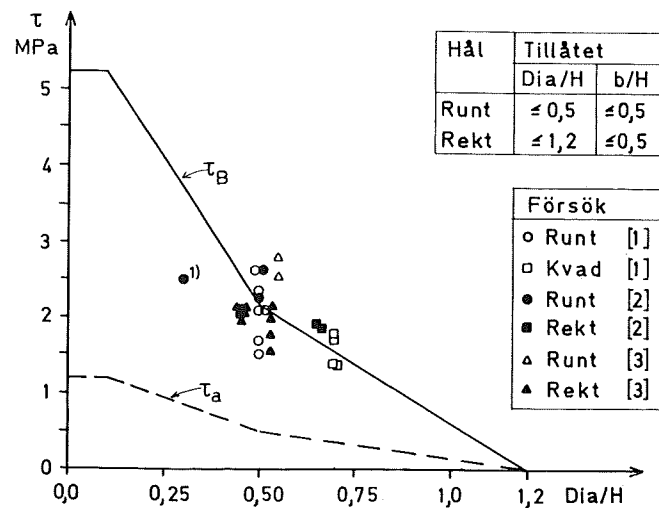


Fig. 4 Samband mellan brottskjuvspänningar enligt ekv.(1) och parametern Dia/H. Helt dragen linje är en antagen brottkurva och streckad linje är föreslagen tillåten skjuvspänning. 1) anger maximal skjuvspänning i en balk som erhöill böjbrott i balkmitten.

#### Skjuvkraftsmetoden

En formel för tillåten skjuvkraft vid ett hål i en limträbalk skall presenteras. På samma sätt som tidigare kommer endast tvärkraftsbelastning att behandlas. Vid formelutvecklingen skall vi utgå från den normalspänning  $\sigma_\varphi$  i en vinkel mot fiberriktningen, som skjuvspänningarna i en limträbalk förorsakar.

I en kvadratisk skiva, som belastas av jämnt fördelade skjuvspänningar  $\tau$  längs kanterna, kan normalspänningen  $\sigma_\varphi$  i en vinkel mot skivkanten skrivas

$$\sigma_\varphi = \tau \cdot \sin 2\varphi \quad (2)$$

med maximalt värde  $\sigma_\varphi = \tau$  för  $\varphi = 45^\circ$

Analogt kan vi bestämma normalspänningarna i olika riktningar i en skjuvspänningspåverkad del av en limträbalk genom att skära av balken i en vinkel mot balkaxeln, jfr fig. 5a. Om balken har rektangulärt tvärsnitt är den maximala normalspänningen 1,5 gånger medelspänningen och uppträder i neutrallagret. Om ett hål upptas vid neutralaxeln minskar den lastbärande balkdelen men inte den aktuella tvärkraften. Detta innebär att balkdelarna vid sidan av hålet tvingas att bära mer last. Från försöken och FEM-beräkningarna vet vi att dragspänningen vinkelrätt mot fibrerna längs en hori-

sonnell linje från hålet är ungefär triangulärt fördelad med en spänningstopp vid hålkanten. Av detta kan vi dra slutsatsen att normalspänningen  $\sigma_\varphi$  också kan antas vara ungefär triangulärt fördelad med en spänningstopp vid hålkanten.

Om vi antar triangulär spänningsfördelning också i en balk utan hål, fig. 5b, erhålls maximal normalspänning

$$\sigma_\varphi^{\max} = 2 \cdot (T/BH) \cdot \sin 2\varphi \quad (3)$$

Här är  $(T/BH) \cdot \sin 2\varphi$  lika med medelspänningen  $\sigma_\varphi$

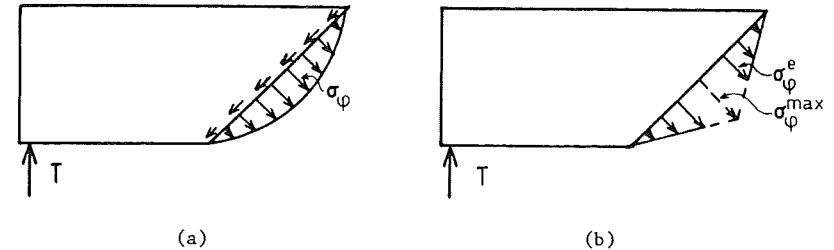


Fig. 5 Normalspänning  $\sigma_\varphi$  i en balk förorsakad av tvärkraften T. a) Parabolisk fördelning b) Triangulär fördelning.

Spänningsfälten  $\sigma_\varphi$  bildar ett dragfält på vardera sidan om hålet. Antar vi att dragfältet har bredden  $l$  när inget hål finns och att bredden minskar till  $l_r$  på grund av hålet, kan vi skriva maximal kantspänning  $\sigma_\varphi^e$  intill hålet enligt ekv.(4).

$$\sigma_\varphi^e = \left( l/l_r \right) \sigma_\varphi^{\max} \quad (4)$$

Dragfältens lutningsvinkel  $\varphi$  och bredderna  $l$  och  $l_r$  definieras i fig. 6. Bredden  $l$  hos ett dragfält är avståndet mellan två parallella linjer, den ena genom hålets centrum och den andra genom en punkt belägen på höjden  $h_1$  från balkens underkant och på samma horisontella avstånd från hålets närmaste kant. Bredden  $l_r$  är avståndet mellan sistnämnda linje och en tredje parallell linje som antas tangera hålets närmaste kant. Bredderna  $l$  och  $l_r$  måste väljas så att  $l/l_r = 1$  om inget hål finns. Den övre begränsningen är  $\sigma_\varphi \rightarrow \infty$  när hålets höjd närmar sig balkhöjden (dvs  $l_r \rightarrow 0$ ). Vid runda hål kan detta sista villkor inte uppfyllas eftersom  $l_r \neq 0$  även när håldiametern är lika stor som balkhöjden. I praktiken spelar detta ingen roll eftersom håldiametern bör begränsas till högst halva balkhöjden ( $D \leq 0,5 H$ ).

Med beteckningar enligt fig.6 är  $l$  och  $l_r$  vid runda hål:

$$l = l_r + D/2 = \frac{H}{2} \sin \rho + \frac{D}{2} \left(1 - \frac{\sin 2\rho}{2}\right) \quad (5)$$

$$l_r = \left(\frac{H}{2} - \frac{D}{2} \cos \rho\right) \sin \rho$$

Ett motsvarande uttryck kan formuleras vid rektangulära hål (6).

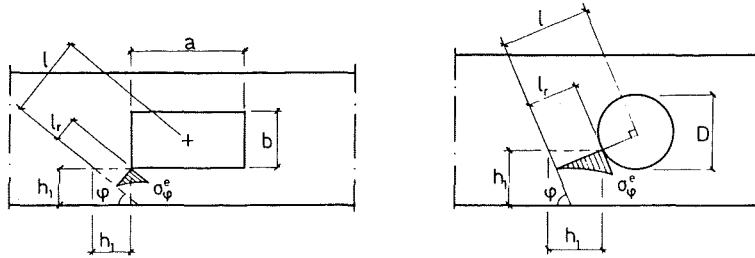


Fig.6 Definition av dragfältsbredder  $l$  och  $l_r$  vid rektangulära och runda hål.

Ur ekv.(4) kan vi efter insättning av  $l/l_r$  och  $\sigma_p^{\max}$  bestämma sambandet mellan kantspänningen  $\sigma_p^e$  och dragfältets lutning  $\rho$  för de olika försöksbalkarna. Den beräknade brottspänningen  $\sigma_p^{eB}$  får vi om tvärkraften  $T$  motsvarande brottlasten i de olika försöken insätts.

I fig.7 jämförs denna beräknade brottspänning  $\sigma_p^{eB}$  med draghållfastheten  $\sigma_p^B$  för balkmaterialet vid olika vinklar mellan kraft och fiberriktning. Ett sådant hållfasthetssamband bestämdes för materialet i försöksbalkarna i (1). Vi skall nu använda det enkla brottkriteriet att balkens bärförmåga (spricklast) uppnås när den beräknade spänningen  $\sigma_p^e$  blir lika med draghållfastheten  $\sigma_p^B$ . Av fig.7 framgår att den bästa överensstämmelsen mellan draghållfastheten och den beräknade brottspänningen erhålls för  $\rho \approx 60^\circ$ . Det framgår vidare att draghållfasthetens medelvärde är ungefär 1,25 gånger medelvärdet av de beräknade brottspänningarna. Faktorn 1,25 skall i fortsättningen användas som en korrektionsfaktor, vilken beaktar att spänningskoncentrationen intill hålet troligen är något större än vad den triangulära spänningsfördelningen anger.

Försöksresultaten i (2) och (3) motsvarar betydligt större spänningar  $\sigma_p^{eB}$  än resultaten i (1). Anledningen kan vara att brottlaster i (2) och (3), såsom tidigare påpekats, kanske är maximala laster större än spricklasterna. Dessutom finns en viss osäkerhet i tillämpningen av hållfasthetssambandet i fig.7 för materialet i balkarna i (2) och (3).

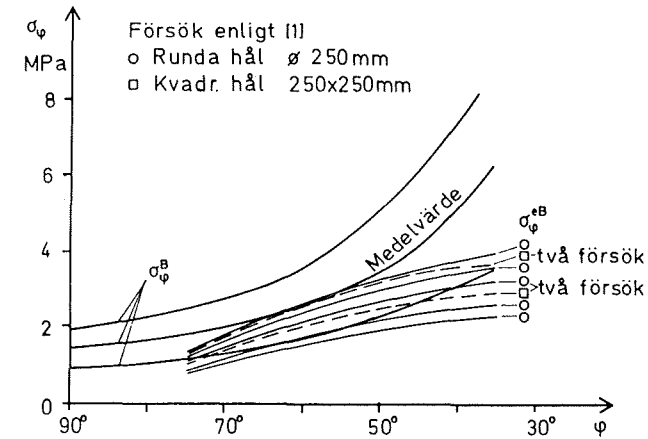


Fig.7 Jämförelse mellan beräknade brottspänningar  $\sigma_p^{eB}$  för provbalkarna i (1) och draghållfastheten  $\sigma_p^B$  hos limträvirke.

Vi kan nu uppskatta storleken på den tvärkraft  $T_c$  som ger upphov till sprickor:

$$T_c = \frac{1}{1,25 \cdot 2 \cdot l/l_r} \cdot \sigma_p^e \cdot BH / \sin \rho \quad (6)$$

Antas värdena  $\rho = 60^\circ$  och  $\sigma_p^{eB} = 2,5$  MPa baserade på fig.7 motsvara den lägsta brottlasten kan vi skriva:

$$T_c = 1,16 \cdot k_h \cdot BH \quad (\text{MN}) \quad (7)$$

där  $k_h = (H - D/2)/(H + 0,66 D)$  för runda hål och  $k_h = (H - b)/(H + a - 0,42 b)$  för rektangulära hål. Används "säkerhetsfaktorn" 4,3 såsom tidigare fås tillåten tvärkraft i en limträbalk av kvalitet L40 vid hål utan förstärkningar:

$$T_a = 0,27 \cdot k_h \cdot BH \quad (\text{MN}) \quad (8)$$

Enligt ekv.(8) är tillåten tvärkraft  $T_a = 0,27 BH$  för balk utan hål, medan den enkla balkteorin ger  $T_a = 0,8 BH$  om tillåten skjvuspänning  $\tau_a = 1,2$  MPa används. Skillnaden beror på att det värde som används för  $\sigma_p^{eB}/4,3$  här inte svarar mot  $\tau_a = 1,2$  MPa.

På samma sätt som vid skjvuspänningsmetoden antar vi nu att små hål med  $D/a/H \leq 0,1$  inte reducerar bärförmågan. Ekv.(8) begränsas till att gälla för  $0,3 \leq D/H \leq 0,5$  resp.  $0,3 \leq b/H \leq 0,5$ . Inom det mellanliggande intervallet tillämpar vi rätlinjig interpolation. Parametern  $b/H$  styr giltighetsom-

rådet för ekv.(8) vid rektangulära hål. Härigenom fås olika tillåtna tvärkrafter vid olika  $a/b$  men samma  $b/H$ . Maximal hålstorlek begränsas till  $D/H \leq 0,5$  resp.  $b/H \leq 0,5$  och  $a/b \leq 3$ .

Fig.8 visar sambandet mellan tillåten tvärkraftsbelastning  $T_a/BH$  och hålstorlek  $D/H$  resp.  $b/H$ . De heldragna kurvorna ger tillåtna värden. De streckprickade kurvorna visar tvärkraftsbelastningen  $T_a/BH$  enligt ekv.(8) utanför dess antagna giltighetsområde.

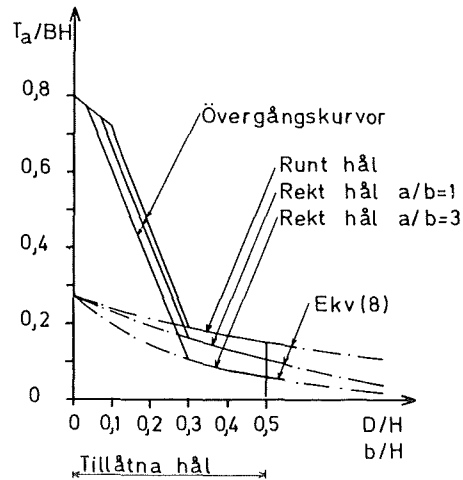


Fig.8 Samband mellan tillåten tvärkraftsbelastning  $T_a/BH$  och hålstorlek  $D/H$  resp.  $b/H$  för runda hål och rektangulära hål med sidoförhållandet  $a/b = 1$  resp. 3. Limträ L40, klimatklass 1, vanligt lastfall. Streckprickade kurvor anger ekv.(8) utanför dess antagna giltighetsområde.

#### Sammanfattning

Två olika metoder för dimensionering av limträbalkar med hål utan förstärkningar har presenterats. Underlaget för metodutvecklingen har visats vara begränsat varför metodernas giltighet är bestyrkt endast i begränsad utsträckning. Emellertid är extrapoleringarna ur försöksresultaten rimliga men kräver trots allt ytterligare försök utförs. Bl.a. måste inverkan av olika hålstorlekar, hålformer och placeringar av hål undersökas. De presenterade dimensioneringsprinciperna bör kunna tillämpas även för balkar av vanligt konstruktionsvirke eller andra träbaserade produkter.

Metoder att förstärka limträbalkar med hål finns men deras funktion är ännu så länge inte klarlagd. Detta är därför ytterligare ett intressant område för fortsatt forskning.

#### Litteratur

- (1) Johannesson, B.: "Holes in Plywood Beams and Glued Laminated Timber Beams. Chalmers Tekniska Högskola, Inst. avd. Stål- och Träbyggnad. Publ. S 77:4 Göteborg 1977.
- (2) Bengtsson, S. - Dahl, G.: "Inverkan av hål nära upplag på hållfastheten hos limträbalkar". Lunds Tekniska Högskola, Byggnadsteknik II, Lund 1971.
- (3) Kolb, H. - Frech, P.: "Untersuchungen an durchbrochenen Bindern aus Brettschichtholz". Holz als Roh- und Werk-Stoff, 35 (1977), sid. 125-134.
- (4) "Richtlinien zur Verstärkung von Durchbrüchen in Brettschichtträgern". FMPA Bauwesen, Stuttgart 1976.
- (5) Johannesson, B. - Edlund, B.: "Stress Peaks and Cracking near Holes in Glulam Beams". Uppsats presenterad vid the IUFRO Wood Engineering Meeting, Vancouver, Canada, August 1978.
- (6) Johannesson, B.: "On the design of Glued Laminated Timber Beams with Holes". Chalmers Tekniska Högskola, Inst.avd. Stål-och Träbyggnad. Int.skr. S78:10, Göteborg 1978.

Detta arbete baseras delvis på ett tidigare projekt som utfördes med stöd från Statens råd för byggnadsforskning, BFR, genom anslag nr 740126-6.

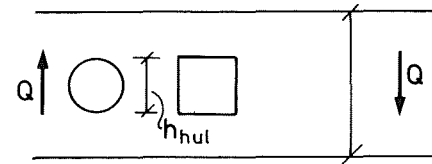


---

 Huller i forskydningspåvirkede limtræbjælker
 

---

Lektor, civilingeniør H. Riberholt, Afdelingen for Bærende Konstruktioner,  
 Danmarks tekniske Højskole, 2800 Lyngby, Danmark

Forsøgsresultater


Der regnes formelt på resttværsnittet. Herved fås

$$\tau_f = \frac{3}{2} Q \cdot \frac{1}{(h-h_{\text{hul}}) \cdot b}$$

Forsøgsresultater: [1] Kolb og Frech. Holz als Roh- und werkstoff 35 (1977).

[2] Johannesson og Edlund. Stress peaks and cracking near holes in glulam beams.

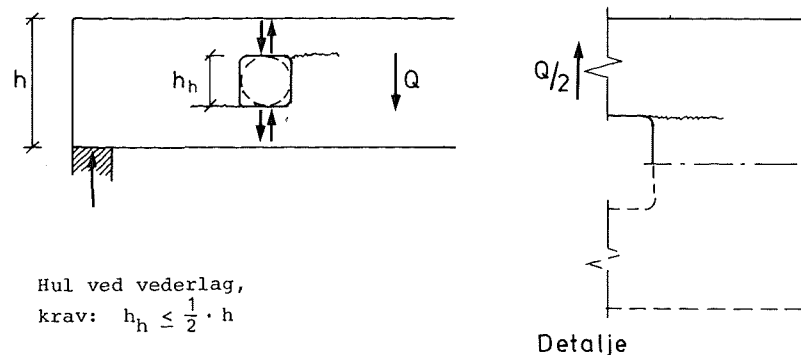
Brudværdierne af  $\tau_f$  er angivet i tabellen bagest.

Styrkeeftervisning

Forholdene omkring huller i limtræ svarer til forholdene i en bjælke udskåret i undersiden ved understøtning. Se nedenstående figur.

Det er derfor nærliggende at prøve at anvende samme formelsystem, d.v.s.

$$\tau_f < f_v^{\text{red}} = F_{ak} \left(1 - \frac{h_{\text{hul}}}{h}\right) \cdot f_v$$



Figur. Kraftforløb ved huller. Huller afrundes med  $r \geq 25$  mm

Værdier af Fak

Korttid	Langtid	
1,1	0,8	for runde huller
0,8	0,6	for kvadratiske huller med afrundede hjørner
0,5	0,4	for rektangulære huller med længde = $2 \cdot h_h$ , længde af hul $< \frac{1}{2} \cdot h$

Faktoren Fak er indført bl.a. fordi det vides, at limtræbjælker er mere følsomme over for udskæringer end konstruktionstræ.

I [2] er der anvendt en forskydningsstyrke på  $f_v = 6$  MPa. Sammenlignet med trænormers styrketal er dette i overkant, hvorfor der her anvendes  $f_v = 5,0$  MPa. [1] omhandler tyske forsøg, og det er skønnet rimeligt at anvende  $f_v = 5$ , idet forsøg med bjælker uden huller har vist forskydningsstyrker, der var større end 4-4,5 MPa.

Der er angivet to forskellige skøn for faktoren Fak, og det ses klart, at de største værdier passer bedst med korttidsforsøgene. Imidlertid er bruddet et flækningsbrud, der i høj grad styres af tværtrækstyrken, og da langtidsstyrken for denne påvirkning regnes at være  $0,4 \cdot$  korttidsstyrken, mens faktoren på de øvrige styrketal er 0,6, er det fundet rimeligt at anvende de mindste værdier for Fak ved langtidspåvirkninger.

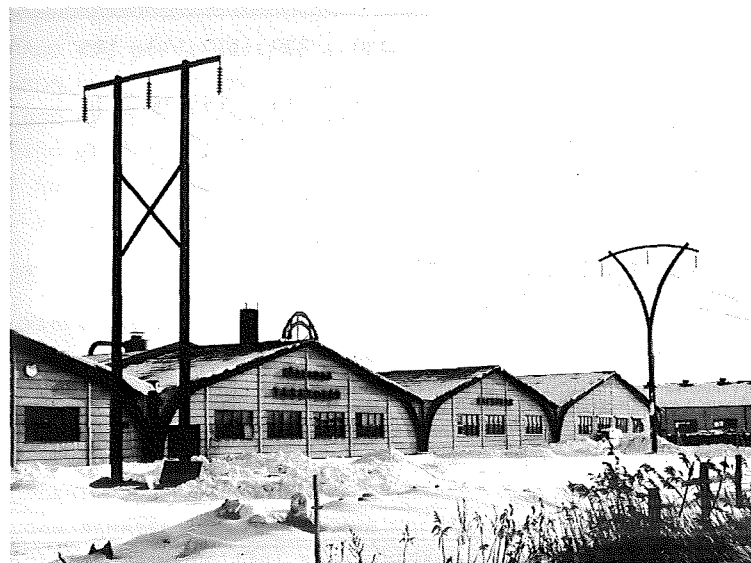
TABEL. Sammenligning mellem forsøgsresultater og empirisk formel.

Ref.	Hul form	$h_{\text{hul}}/h$	middelværdi $\tau_f^{\text{brud}}$ MPa	$f_v^{\text{red}}$ Korttid MPa	$\tau_f^{\text{brud}}$ er middel af flg. forsøg
[1]	○	300/550	2,69	2,5	III J
	□	250/550	2,08	2,18	II D + II E
	□ 250	150/550	1,86	1,82	II G + II H
[2]	○	250/500	2,57	2,75	L1 + L3 + L5
	○	125/500	1,8 *	4,13	L6
	□	250/500	1,80	2,0	L2 + L4

\* Største påførte last. Medførte hverken revner eller brud.

-----  
Stora kraftledningsstolpar av limträ  
-----

Seth Isaksson ingenjör ASSI Träförädling avdelning för  
limträutveckling Töreboda Sverige.



El-förbrukningen ökar snabbare än den totala energikonsumtionen. Den totala el-användningen inom Sverige beräknas öka från 88 TWh 1977 till 91,6 TWh 1978 och 95,6 TWh 1979 d.v.s. 4,1 % för 1977-78 och 4,4 % för 1978-79.

Det råder politisk osäkerhet om den svenska elanvändningen och vilka produktions-källor som skall tillfredsställa el-behovet. Oavsett var el-energin produceras innebär ökningen att såväl stamnätet som distributionsnätet måste utvidgas och kompletteras.

Under den närmaste 10-årsperioden planerar kraftföretagen i Sverige att bygga ca. 1700 km ledningar för spänning 220 KV och högre. Aktuellt i Sverige är att bygga 800 KV-ledningar för att minska energiförlusterna och samtidigt minska markbehovet. Dessa nya högeffektledningar skall binda samman samtliga svenska kärnkraftverk i ett nytt stamlinjenät för att fördela stora energibelopp vid obalans i fördelningen,

vilket kan uppstå i samband med översyn eller haveri i en kraftanläggning.

Måttuppgifter i meter för olika ledningstyper  
Ledningstyp i KV

Avstånd i meter	800	400	220	130	70	40	20 <sup>+</sup> )
Avstånd mellan stolpar, medelspannlängd	400	360	230	230	170	140	125
Medelstolpens höjd från mark till regel	34,5	24,4	15	15	15	10	10
Avstånd mellan stolpben	24	17,8	6	4	3	--	--
Avstånd mellan fasler	15,5	9,0	6	4	3	1,2	1,1
Avstånd mellan mark och lägsta punkt på faslina	11	7,8	7	6,5	6,2	6	6
Säkerhetsavstånd mellan faslina och växande träd	5	3,5	2,5	1,5	1	1	1
Bredd på skogsgata	46	44	40	36	34	6	6
Bredd på byggnadsfri zon	71	38	32	28	26	10	10

Sveriges totala ledningsnät bestående av luftledningar och kabel uppgick till nära 400 000 km år 1975 enligt beräkningar av Svenska Elverksföreningen. Stamnätets längd har beräknats till 12 800 km vilket motsvarade ca 3 % av hela ledningslängden. Uppgifterna om ledningslängderna för region- och distributionsnäten är däremot osäkra men visar att den övervägande delen av nätet eller nära 370 000 km motsvarande 92-93 % av landets hela ledningsnät, avser spänningen 20 KV eller lägre.

Byggandet av nya ledningar under tioårsperioden 1966 - 1975 har beräknats till omkring 15 000 km.

#### Anläggningskostnader för ledningar

I följande tabell anges exempel på anläggningskostnader per kilometer inklusive viss ersättning för markintrång - i 1978 års prisnivå för olika typer av kraftledningar.

-----  
+) 10 KV ledningar byggs numera i regel i 20 KV standard  
-----

Kostnaderna är genomsnittsvärden och avser ledningar som går fram i jord- och skogsbruksbygder.

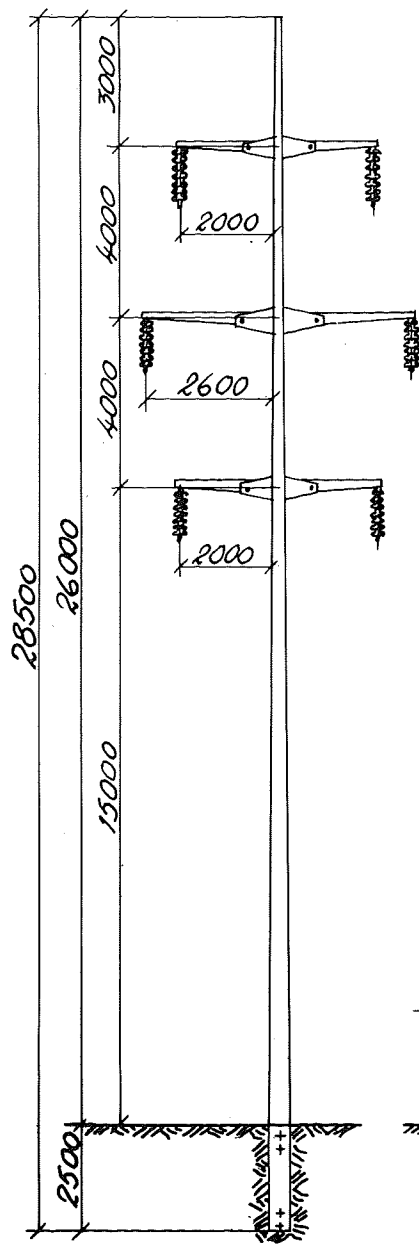
Ledningstyp	Anläggningskostnad Tusen kr/km i 1978 års prisnivå
800 kV, portalstolpar av limträ	1 600
400 kV, -"- av limträ	900
220 kV, -"- av limträ	400
130 kV, -"- av trä	350
40 kV, enkelstolpar av trä	200
20 kV, -"- av trä	200

Vinkelstolpar och specialkonstruerade stolpar är dyrare att anlägga än stolpar som står i rak linje. Kostnaderna domineras av material- och arbetskostnader. För en 400 kV ledning exempelvis utgör materialandelen ca 40 % och andelen för arbetskostnader m m ca 60 %.

Vattenfalls anläggningskostnader för stamnätet har under den senaste tioårsperioden uppgått till omkring 150-200 milj kr/år.

Motsvarande kostnader för region- och distributionsnäten är betydligt högre och torde kunna uppskattas till minst 1 200 milj kr/år.

Limträstolpar har ett nära samband med de befintliga elementen i landskapet. Trä är också en energisnål råvara som förnyas succesivt genom barrskogens tillväxt. Använt såsom ledningsstolpar kan trä medverka till att minska de elektriska förlusterna vid distribution av elektrisk energi.

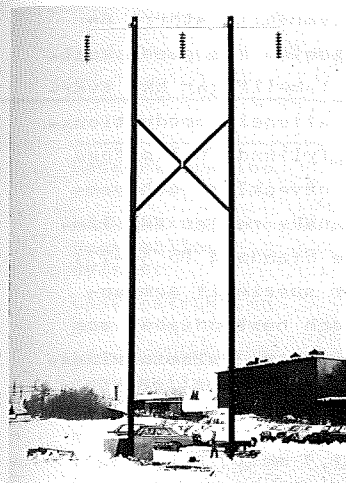
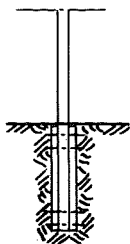


### Enkelstolpe

Vid enkelstolpar placeras fasledarna ovanför varandra med erforderlig distans mellan ledarna. Vid högspänning erfordras då stora stolplängder. För 130 kV blir stolplängden 25 - 30 m inkl. delen under marknivån.

Vid stolphöjder över 15 m ger enkelstolpar av limträ möjlighet till större stolpavstånd än vanliga rundvirkesstolpar. Lika så är limträstolpar rakare än naturvuxna stolpar, vilket förbättrar passning och linjeföring.

Långa rundvirkesstolpar är numera svårt att anskaffa till önskade kvantiteter. En grov furustolpe tar 200 år att odla till maximal storlek. En motsvarande limträstolpe kan limmas samman på några dagar av impregnerat virke lagerhållet i standarddimensioner.



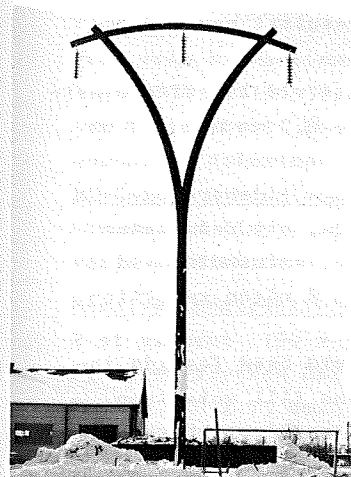
### Parstolpe

I många fall önskas parstolpar för att hålla nere ledningshöjdens profil. En låg ledning ger också färre stagningar i brytpunkterna.

Parstolpar med regelhöjd över 15 m höjd sammanfogas i sidled med ett kryss eller två kryss vid de största stolphöjderna. Krysset innebär att de båda stolparna samverkar i sidoriktningen som en ram och nedför momentet delvis som drag- och tryckkrafter i stolparna. Denna princip ställer större krav på grundläggningen om ramfunktionen skall kunna utnyttjas. Parstolpen ger möjlighet till stolpavstånd på 300 m i raklinjer, vilket innebär litet markintrång för själva stolparna eftersom de saknar stagningar.

### Y-stolpen

Denna konstruktion ställer sig något dyrare än parstolpen. Den är tänkt som ett alternativförslag där naturvårdssynpunkter kan bli avgörande för exempelvis rekreationsområden eller i strövområden nära tätorter. Y-stolpen ger fördelar genom att den enkla stolpen innebär mindre hinder på odlade fält. Den avbildade stolpen består av fyra limträelement vardera 140 mm breda sammanlimmade till en konstruktiv enhet med dimensionen 560 x 500 mm nedtill. Upptill består vardera grenen av två 140 mm element sammanlimmade till en konstruktiv enhet med dimensionen 280 x 250 mm i toppen.



Fogfyllande U-lim

Kraftledningstolpar erfordrar sektionstvårsnitt större än vad som uppnås med standardvirke. Möjligheten att genom kantlimning av lameller och förskjutning av lamellfogar öka tvärsnittsdimensionerna passar ej bra i en rationell produktionslinje. Tekniken att med hjälp av ett fogfyllande U-lim foga samman färdiga limträelement har därför utvecklats och provats i samarbete med AB Casco. I amerikanska regler för limträstillverkning (AITC Voluntary Products Standard PS 56-73) medges fogtjocklekar upp till 1,6 mm för speciellt sammansatta limtyper. De krav på hållfasthet och beständighet som gäller för konventionella tunna limfogar betr. delamineringsmotstånd och skjuvhållfasthet har direkt överförts till att gälla även för tjocka limfogar.

Enligt våra bedömningar skall värdet 1,5 mm inte behöva överskridas vid limningar i fabrik av aktuella stolptyper. De idag i Norden godkända fenol-resorcinollimmen har goda fogfyllande egenskaper och kan med fyllnadsmedel i härdaren ytterligare förbättras.

Vid AB Casco har ett par modifierade limtyper provats enligt de standardprov som utföres vid godkännandeprovning av lim för bärande konstruktioner d.v.s. skjuvprovning enligt BS 1204, delamineringsprovning enligt ASTM D 1101-59 och block-shear test enligt ASTM D 905-49. Alla resultat har med god marginal uppfyllt normkravet.

Tendensen till kallflytning har testats vid långtidsbelastning av tre olika fogtjocklekar 0,1 mm - 0,7 mm och 1,6 mm fog. Slutsats kan sammanfattas sålunda:

1. Limmets hållfasthet visar mycket ringa tidsberoende. Om man beaktar spridningen, kan man säga, att resultaten icke ens visar signifikant hållfasthetsminskning vid långtidslast men rimligtvis finns ändå någon reduktion vid större provserier.
2. Limfogens hållfasthet försämras ej vid ökad fogvidd in till 1,6 mm. Sparare finns en tendens till motsatsen, nämligen att fogvidden 1,6 mm visat en något högre hållfasthet.

Testresultat: För fabriksstillverkade pelare sammanlimmade av limträelement

Konstruktion	Märkning	Elementfogens delaminering %	Skjuvhållfasthet MPa	Fiberbrott efter upphuggning av fogen %
Lådskonstruktion prov över tving	B	0	9,8-8,8 9,2-7,3	85-70-95-70
Lådskonstruktion prov mellan tvingar	B	0	8,2-7,2 7,7-8,8	70-85-60-75
Lådskonstruktion prov över tving	D	0	8,8-7,3 8,3-6,6	85-70-65-70
Lådskonstruktion prov mellan tvingar	D	0	8,2-8,2 8,4-8,2	90-95-70-75
Massiv konstruktion prov över tving	B	0	7,8	80
Massiv konstruktion prov mellan tvingar	B	0	8,8	75
Massiv konstruktion prov över tving	D	0	8,3	85
Massiv konstruktion prov mellan tvingar	D	0	8,2	90

Testning

Prov från sammanlimmade pelare har delaminerings-testats enligt ASTM D 1101-59. Därefter har elementfogen huggits upp och % fiberbrott bedömts. För de konventionella limfogarna uppmättes delaminerings-% mellan 0,5 - 2,7 %.

Limfogens dimensioner Lådsektionen hade yttermåtten 400 - 400 mm med limyta 90 x 75 mm i varje prov och fyra fogar i varje sektion.

Massiva konstruktionen

2 st element 190 x 570 mm sammanlimmade.

Fyra provstycken har testats av vardera konstruktion.

Fogyta 570 x 75 mm.



Svenska NORMER för kraftledningsstolpar av limträ. Utdrag ur remissförslag dat. 78-09-15.

### 1. Omfattning

Dessa bestämmelser gäller för beräkning, utförande och tillverkningskontroll av kraftledningsstolpar av limträ.

### 2. Normer och bestämmelser

Nedanstående normer och bestämmelser skall innehållas. Vid avvikelser mellan nedanstående normer och bestämmelser samt "Bestämmelser för kraftledningsstolpar av limträ" gäller de senare.

SEN 36 01 01-06 Dimensionering av friledning  
för starkström

SIS 05 61 10 Impregnerat trä, klassindelning

SBN 1975 Svensk Byggnorm  
Kapitel 27 Träkonstruktioner

Svensk

Limträkontroll 1977:1 "Regler för L-trä"

### 3. Tekniska krav

#### 3.1 Hållfasthetsklasser

Stolparna utföres normalt i hållfasthetsklass L 40. Siffran står för limträets karakteristiska böjbrottpåkänning i MPa. Inre lameller i L 40 får ha annan lägre hållfasthet. Se L-regler 1977:1, pkt 6,2. Övriga hållfasthetsklasser är L50, L30, L20.

3.2 Virke Furuvirke skall användas. En stor splintvedsandel eftersträvas. Virket sorteras enligt "Regler för sortering samt kvalitetskrav för virke till limträkonstruktioner", utgiven av Svensk Limträkontroll.

3.3 Limförband Limningsklass U enligt Svensk Limträkontrollens regler och bestämmelser. Limfogen skall vara vatten- och väderbeständig samt tåla temperaturer från - 50° C till +200° C.

3.4 Utformning Stolpen skall utformas så att kärnvirke i så ringa utsträckning som möjligt förekommer i dess yta. Ändytan i stolpens topp bör skyddas mot fuktupptagning.

3.5 Impregnering Stolparna tryckimpregneras minst enligt Klass A, SIS 05 61 10. Stolpar avsedda för nedgrävning i mark bör från rotändan till 1 m över markbandet, vara impregnerade enligt klass M, SIS 056110 eller motsvarande, i en zon av minst 20 mm från

mantelytan.

#### 3.6 Bearbetning

För att inte försämra stolpens rötskydd får de ytor på lamellerna som vid tillverkningen avses komma i stolpens mantelyta ej hyvlas eller utsättas för annan grövre bearbetning efter impregneringen. Ej heller får mantelytan på den färdiga stolpen hyvlas eller utsättas för grövre bearbetning. Om smärre bearbetning såsom håltagning för regelinfästningar o.d. ej kan undvikas, skall bearbetade partier efterbehandlas på tillfredsställande sätt.

#### 3.7 Belastningsfall

Stolparna dimensioneras för de belastningsfall som anges i SEN 36 01 04 pkt 3. Belastningsfall.

För belastningsfall 3 punkt 3.2.3 får alternativt beräkning göras för bortfall av 100% dragkraft i ogynnsammaste ledaren vid isfria linor och 0°C före islast och krypning. Hänsyn får därvid tagas till konstruktionens utböjning och övriga ledares stagande inverkan. Beräkningsgången i detta alternativa beräkningssätt beskrives i bilaga 1. Uppkommer stora vridpåkänningar skall hänsyn tagas till dessa.

./.

#### 3.8 Tillåtna påkänningar

##### Belastningsfall 1 o. 2

Erforderlig säkerhetsfaktor vid böjning är 2,0 och vid knäckning 2,5.

Påkänningen för limträ L 40 får därvid ej överstiga de värden som anges i tabell 1.

Tabell 1. Tillåten påkänning och elasticitetsmodul för limträ L40.

Högsta tillåtna påkänning och elasticitetsmodul	MPa
Böjning	20,0
Böjning	12,0
Tryck, parallellt fibrerna	12,0
Tryck, vinkelrätt fibrerna	3,0
Längssskjuvning	1,2
Tvärskjuvning	0,5
Elasticitetsmodul	11000
Skjuvmodul vid längssskjuvning	550

- 1) Då virke av olika kvalitet ingår i tvärsnittet, skall reduktion vid böjning i olika riktningar ske enligt SBN 27:212.
- 2) Konstruktion utsatt för permanent böjning, t ex vissa vinkelstolpar och isolatorreglar.
- 3) För delar av stolpe, som är i direkt kontakt med mark, reduceras tillåten påkänning med en faktor 0,9.
- 4) Se figur 27:212 a i SBN 75.

### Belastningsfall 3

Då konstruktionen beräknas enligt SEN 360104 pkt 3.2.3 gäller tillåtna påkänningar enligt belastningsfall 1 och 2 angivna ovan. Då konstruktionen beräknas enligt alternativt beräkningssätt i pkt 3.7 skall konstruktionen utformas så att följande samband innehålles:

$$\frac{\sigma_{\text{tryck}}}{\sigma_E} + \frac{\sigma_{\text{böj}}}{\sigma_B} \leq 1$$

$$\text{där: } \sigma_{\text{tryck}} = \frac{s \cdot P_{\text{tryck}}}{A}$$

$$\sigma_E = \frac{P_E}{A}$$

$$\sigma_{\text{böj}} = \frac{s \cdot M}{W}$$

$$\sigma_B = \frac{M_B}{W} \quad (\text{Böjbrottpåkänning. För limträ L 40 } \sigma_B^{\text{böj}} = 40 \text{ MPa})$$

$s = \text{lastfaktor} = 1,2$

$P_{\text{tryck}} = \text{aktuell vertikallast}$

$A = \text{tvärsnittsarea}$

$P_E = \text{eulerknäcklast i den riktning det böjande momentet verkar}$

$M = \text{aktuellt böjmoment (vertikallastens moment medräknas)}$

$W = \text{böjmotstånd}$

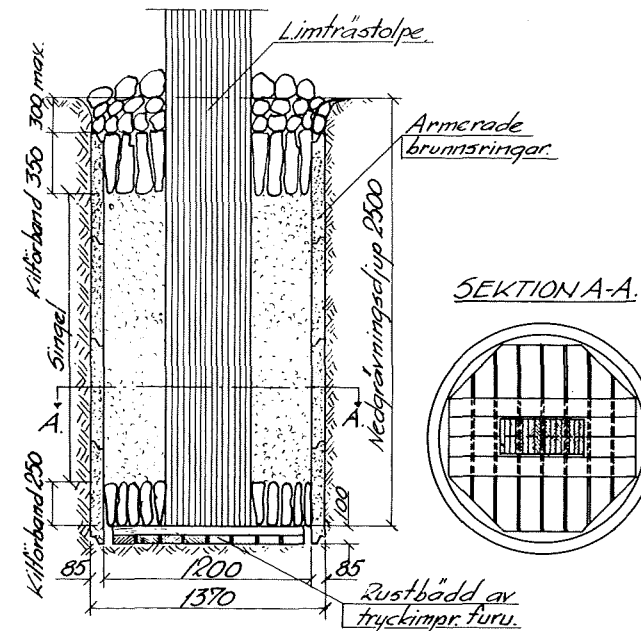
$M_B = \text{brottmoment utan hänsyn till tryckkraften}$

### Grundläggning

Rundvirkesstolpar har sedan gammalt stabiliserats genom direkt nedgrävning i marken. Detta system ger ett minimum av arbete och materialtransporter, eftersom som regel befintliga jordmassor använts för återfyllning. Även för limträstolpar tillämpas denna princip dock rekommenderas en återfyllning med singel för att öka stolpens livslängd. Återfyllning med matjord och växtlighet runt stolproten har visat sig minska livslängden.

En nackdel med principen med nedgrävda stolpar är att markdelens tillstånd låter sig svårigen besiktigas vid slutet av beräknad funktionstid. Detta skapar en osäkerhet såväl för den som klättrar i stolpen som för ledningens funktion.

Därför kommer troligen för stamlinjenäbet även wire-stagade stolpar att rekommenderas där limträstolpen avslutas ovan marknivån. Stagningar ökar dock markintrånget och kräver dessutom betongplintar även för stagpunkterna.



### Rötskydd

För ledningsstolpar är livslängden av avgörande betydelse vid val av material. Stolpens egen materialkostnad är ringa i förhållande till den totala anläggningskostnaden.

För delar ovan mark är det tillräckligt med rötskydd klass A enligt SIS O5 61 10 om inträngning och saltupptagning kontrolleras enligt nordiska impregneringskontrollregler. För jordbandet är påfrestningarna svåra t.o.m. för kärnvirket. Soft rot kan uppträda även i saltimpregnerade stolpar. Därför anses att en saltimpregnering klass A före limning skall kompletteras med ytterligare en tryckimpregnering av den färdiga stolpen enligt följande alternativ enligt kundens önskemål om färg och ytbeskaffenhet.

- a. Kreosotimpregnering
- b. Oljelösligt impregneringsmedel
- c. Royalmetoden

Inträngning skall uppgå till minst 20 mm vilket erhålles genom tryckimpregnering. För att få inträngning även i kärnvirket bearbetas stolpens yta med mejselformade knivar av c:a 25 mm längd. Knivarna orienteras så att man endast skiljer fibrerna åt utan att hugga av dem.

Inträngningen i kärnvirket kommer därför i huvudsak att regleras av djupet och omfattningen av incisingen.

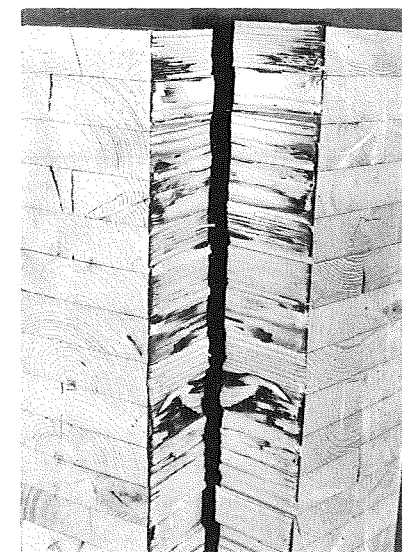
I samarbete med Träskyddsinstitutet har vi kontrollerat inträngningen i kärnvirket och uppnått en tillfredsställande och jämn inträngning av minst 30 mm även i kärnvirket.

8 st limträstolpar finns nu nedgrävda på Träskyddsinstitutets provfält i Simlångsdalen för utvärdering av funktionen och livslängden.

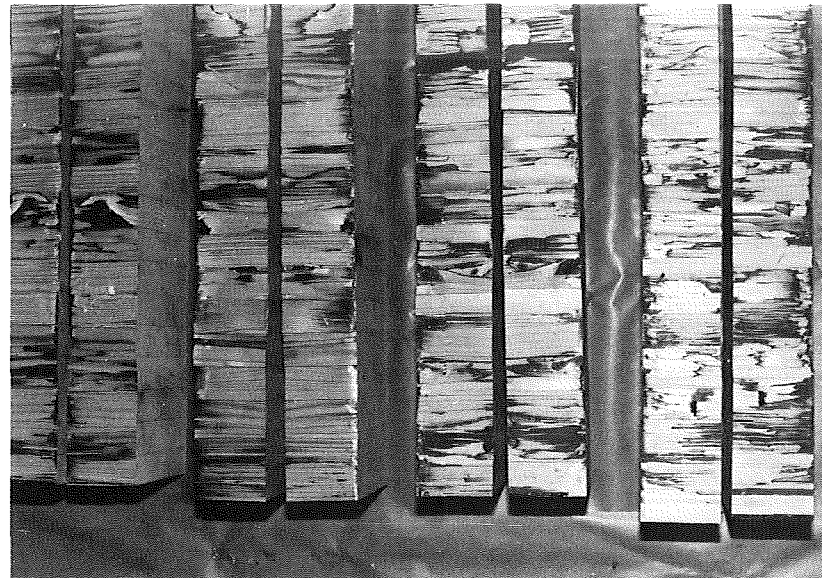
Från USA har hämtats 20 års erfarenhet av funktion och beständighet för limträstolpar. Även i Norge har man efter 15 år goda erfarenheter av limträ använt såsom toppreglar till kraftledningar på Västlandet. Detta nya användningsområde för limträ skall förhoppningsvis leda till en produktionsökning av samma storleksordning som den nuvarande produktionen.



Sammanlimmade limträelement



Utseende efter upphuggning



Upphuggna limfogar

-----  
I- og kassebjælker

Bjælker med åbne, stumpe kropstød  
-----

Lektor, ingeniør F. Toft Hansen, Institut for Bygningsteknik, Aalborg  
Universitetscenter, 9000 Aalborg, Danmark

#### Indledning

Lette, limede I-bjælker eller kassebjælker med kroppe af træbaserede plader er ofte økonomisk fordelagtige i forhold til almindeligt konstruktionsstræ, og ville være det i mange flere tilfælde, hvis man kunne undgå at gøre kropstødene kraftoverførende.

Formålet med denne undersøgelse har været at opstille en simpel beregningsmetode til fastlæggelse af forskydningsbæreevnen, således at det er muligt at afgøre, om åbne kropstød er acceptable.

Forsøgene omfattede i alt 116 bjælker, I-bjælker og kassebjælker, fordelt på 24 forsøgsserier, heraf 16 med åbne stumpe kropstød. Der undersøgtes forskellige kropmaterialer (krydsfiner, fiberplader og spånplader) samt geometriens indflydelse (kroptykkelse, bjælkehøjde og flangebredde). Se nærmere herom i tabel 1.

#### Forsøg

For at prøve teoriens holdbarhed fremstilledes først 18 prøvebjælker, jvf. figur 1 og tabel 1 serie 0.1 - 0.5, med krop af 1/2" canadisk krydsfiner (AC, exterior) med yderfinerens fiberretning i bjælkernes længderetning. Flangerne var af høvlet nåletræ T300. Ved serie 0.2 og 0.3 var der indlagt åbne kropstød, og ved serie 0.4 og 0.5 blev fugen i kropstødet udfyldt med lim iblandet træsmuld.

Herefter blev suppleret med yderligere 98 prøvebjælker fordelt på 19 serier, se tabel 1, serie I.1 - I.7, II.1 - II.8 og III.1 - III.4.

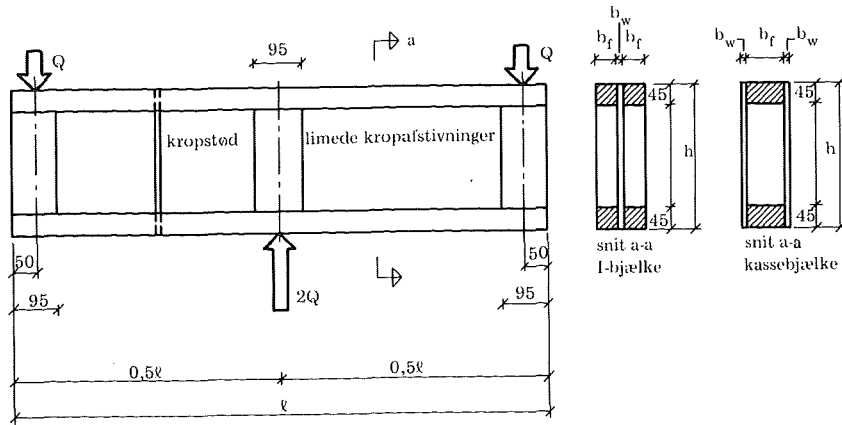
Til flangerne anvendtes høvlet småknastet gran.

Kroppene i serie I.1 - I.7 var af Canadian Softwood Plywood (COFI csp) i tykkelse 1/2" og 11/16". Fiberretningen i yderfineren var parallel med flangerne.

Til serie II.1 - II.8 anvendtes 8 mm svensk, hård træfiberplade (K-board

K35). Ved kassebjælkerne skete limningen på mønstersiden.

Til serie III.1 - III.4 anvendtes almindelig spånplade med tykkelse 10 mm og 16 mm.



Figur 1. Prøvebjælker. Mål i mm. Kropmaterialer og målene  $b_f$ ,  $b_w$ ,  $h$  og  $l$  er angivet i tabel 1. I de bjælker, hvor der er kropstød, er det placeret i den ene ende som vist.

Bjælkerne blev limet med en resorcinol-fenollim (hærdetemperatur  $40^{\circ}\text{C}$ ). Bjælkerne i serie 0.1 - 0.5 lå i klimatelt ( $20^{\circ}\text{C}$  og relativ luftfugtighed 75%) i 4 uger, inden forsøgene fandt sted. De øvrige bjælker blev opbevaret udendørs under presenning, til prøvningen fandt sted. Umiddelbart før prøvningen målt flangerens fugtighedsprocent med en elektrisk fugtmåler. Værdierne lå i hovedsagen i intervallet 10-14%. Enkelte var dog oppe omkring 16-17%, uden at det gav noget udslag i brudlasten.

Til selve prøven var valgt en lastopstilling med minimale sekundære virkninger. Ved lejefladerne sikrede en kraftig stålplade med udfræsning for kropplade, at kontaktrykket udelukkende overførtes til flangerne.

Der var 3 karakteristiske brudformer for bjælker med åbne kropstød (se figur 2):

#### Brudform A:

Lodret forskydningsbrud i kropplade umiddelbart op ad limfuge mellem krop og flange. Bruddet optrådte på begge sider af det åbne kropstød, fortrinsvis dog ved trækflangen mellem stød og bjælkeende og ved trykflangen mellem stød og mellemunderstøtning.

Tabel 1. Oversigt over forsøgsmateriale og prøveresultater

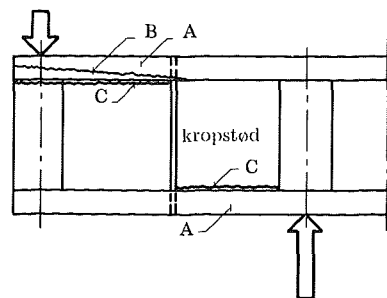
Serie	Krydsfiner										Kasse			
	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	I.1	I.2	I.3	I.4	I.5	I.6	I.7	I.8	I.9
Kropplade	Krydsfiner										Kasse			
Tværsnit	I										I			
Kropstød	Nej	Ja	Ja + lim		Nej		Ja		Ja		Ja		Ja	
h (mm)	400	400	400	400	400	400	400	240	400	500	400	400	400	400
$b_f$ (mm)	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	45
$b_w$	1/2"	1/2"	1/2"	1/2"	1/2"	1/2"	1/2"	1/2"	1/2"	1/2"	1/2"	1/2"	1/2"	1/2"
$l$ (mm)	2100										2400			
Brudlast kN	53,4	30,2	33,4	39,7	25,6	31,1	12,4	13,8	15,6	16,7	13,8	13,8	13,8	13,8
$Q_{\text{middel}}$														

Serie	Træfiberplade										Kasse		Spånplade	
	II.1	II.2	II.3	II.4	II.5	II.6	II.7	II.8	III.1	III.2	III.3	III.4	III.5	III.6
Kropplade	Træfiberplade										Kasse		Spånplade	
Tværsnit	I										I		I	
Kropstød	Nej	Ja	Ja		Nej		Ja		Nej		Ja		Ja	
h (mm)	240	340	240	240	240	340	240	240	240	240	240	340	340	340
$b_f$ (mm)	26	26	16	26	26	26	45	70	26	26	26	26	26	26
$b_w$	8 mm										10 mm		16 mm	
$l$ (mm)	1200										1200		1200	
Brudlast kN	25,1	32,2	16,0	14,2	17,5	17,5	9,2	9,8	21,6	11,8	11,8	11,8	13,4	13,4
$Q_{\text{middel}}$														

Brudform B:

Langsgående flækning af trækflangen fra kropstødet og mod bjælkeenden.

Bruddet forekom normalt sammen med brudform A.



Figur 2. Brudformer

Brudform C:

Denne brudform optrådte kun for spånplader og var karakteriseret ved trækbrud i kroppladen. Bruddet opstod ved underkanten af trækflangen mellem kropstød og bjælkeende samt ved overkanten af trykflangen mellem stød og mellemunderstøtning. I enkelte tilfælde slog bruddet igennem som brudform A på de yderste 5-10 cm mod bjælkeenden.

En umiddelbar vurdering af forsøgene viser, at kassebjælkerne alle har svigtet ved brudform A. Endvidere ligger kassebjælkerens brudlast uventet lavt. Afvigelsen kan ikke forklares ved fejl i limningen, men skyldes formentlig, at der kommer uens fordeling af lasten på de to kroppe. Dette understøttes af undersøgelser i USA, hvor der foreskrives en reduceret forskydningsstyrke for kassebjælker.

Beregning

Til beregning af åbne kropstød er der opstillet 2 metoder:

Den første ret simple beregningsmetode, der var udgangspunktet for disse undersøgelser, er baseret på den antagelse, at forholdene omkring limfugen mellem krop og flange i en zone ved kropstødet er plastiske nær brud, og at brud indtræder, når den gensidige flytning mellem krop og flange når en materialeafhængig grænseværdi  $u_{lim}$ .

Beregningsmetoden er nærmere beskrevet i [1] og [2].

De væsentligste konklusioner er:

Forskydningsstyrken  $Q$  af et åbent kropstød kan beregnes af

$$Q = 3,7 \sqrt[4]{u_{lim} E_f I_f (f_{v,90} h_f)^3}$$

hvor  $u_{lim}$  er en materialekonstant,  $E_f I_f$  er flangens bøjningsstivhed,  $h_f$  er flangehøjden, og  $f_{v,90}$  er pladens rullende forskydningsstyrke.

Formlen forudsætter, at bruddet sker som forskydningsbrud i fugen mellem krop og flanger. Sker bruddet som træk i kroppladen vinkelret på flangen, erstattes  $f_{v,90}$  af  $f_t b_w / (2h_f)$ , hvor  $f_t$  er trækstyrken, og  $b_w$  er kroptykkelsen.

For kroppe af krydsfiner og træfiberplade har forsøgene givet  $u_{lim} = 0,5$  mm, for spånplader 0,125 mm. I praksis bør anvendes forsigtigt ansatte værdier, fx 0,3 mm og 0,1 mm.

Bruddet kan evt. ske som kroppladeforskydning. Dette kan undersøges ved at fordele forskydningskraften jævnt over en højde på  $0,6h$ , hvor  $h$  er bjælkehøjden. Da der er tale om en meget lokal påvirkning, kan der her regnes med 10-20% højere forskydningsstyrke end normalt.

Endvidere skal flangerne ved stødet have tilstrækkelig styrke til at optage forskydningskraften. Også her kan der regnes med 10-20% højere styrker end normalt.

Ved kassebjælker skal der tages hensyn til risikoen for uens påvirkning på de to kroppe. Til forholdene er nærmere undersøgt, anbefales det at regne med, at  $2/3$  af forskydningskraften går til den ene krop.

Den anden teori til beskrivelse af forholdene ved kropstødet, hvor hele forskydningskraften skal overføres fra flangerne til kroppen, er fremsat af H. Riberholt, 1975. Denne teori er baseret på en lineær elastisk arbejdsurve.

Der er flere kærve i hjørnet kropplade-flange. For at kunne vurdere forholdene i hjørnet af kroppladen, hvor påvirkningen er størst, er derfor valgt at bestemme middelspændingen på et tværsnit af kroppladen på  $b \times 3b$  (hvor  $b$  = kroppladetykkelsen). Denne middelspænding skal da holdes mindre end styrken.

Da den opstillede teori kræver adgang til et finite-element program, er der i [4] angivet en metode til bestemmelse af den omtalte middelspænding, således at de statiske beregninger kan udføres ved håndkraft. Se nærmere herom i [3] og [4].



Konklusion

For krydsfinerbjælker med I-tværsnit er der meget tilfredsstillende overensstemmelse mellem forsøg og beregning efter begge metoder.

For kassebjælkerne ligger brudlasten lavere end beregnet, hvilket formentlig skyldes, at der for denne type kommer uens fordeling af lasten på de to kroppe.

For træfiberbjælkerne med I-tværsnit er der ligeledes meget tilfredsstillende overensstemmelse. Også her ligger kassebjælkernes brudlast uventet lavt.

For spånpladebjælkerne er overensstemmelse mellem teori og forsøg acceptabel.

Litteratur

- [1] Theilgaard, Esko og Larsen, H.J., 1977. Limede I-bjælker af træ. Delrapport nr. 1. Rapport nr. 7703. Institutet for Bygningsteknik, AUC.
- [2] Hansen, F. Toft, Larsen, H.J. og Theilgaard, Esko, 1978. Limede I-bjælker af træ. Delrapport nr. 3. Rapport nr. 7804. Institutet for Bygningsteknik, AUC.
- [3] Riberholt, Hilmer, 1975. Vierendeelbjælker. Nordisk Trätidsskrift, Hæfte nr. 3.
- [4] Riberholt, Hilmer, 1978. Limede vierendeelbjælker af træ. Intern rapport nr. I 60. Afdelingen for Bærende Konstruktioner, DTH.

-----  
Bjælkar av sammanlimmade fanér  
-----

Civiling. Kurt Tennig, Töreboda

Föreliggande rapport avser att redovisa testförsök utförda på Chalmers Tekniska Högskolan av konstruktioner uppbyggda genom sammanlimning av fanér av relativt låg kvalitet till en slutprodukt med såväl hög som framförallt jämn hållfasthet.

Inledning.

Allt sedan Weimaringenjören Otto Hetzer i början på detta sekel fick sitt patent på limmade träkonstruktioner har strävan i utvecklingen varit att öka hållfasthetsegenskaperna och reducera spridningen i limträ. Efter hand har emellertid ett visst hållfasthetstak nåtts, mycket beroende på att fingerskarvningstekniken stagnerat i sin utveckling. Stålarmering av limträbjälkar liksom superlameller av olika slag med förskjutna fingerskarvar i draglamellen har tekniskt men knappast ekonomiskt gett några fördelar. Ur konkurrenssynpunkt är nu tendensen inom limträindustrin att öka ingående lamelltjocklek med följd, att den positiva utvecklingen i hållfasthet och spridning får stå tillbaka för ekonomiska fördelar.

Under senare tid har ett antal rapporter publicerats, där man gått den motsatta vägen att sammanlimma tunna fanér med ensartad fiberriktning till bärande konstruktionselement. I USA och Kanada, där denna utveckling kommit längst, går produkten under den officiella beteckningen PLV (Parallel Laminated Veneer).

Trus Joist Corporation, med grundaren och uppfinnaren Art Troutner i spetsen, har hittills lyckats bäst med att industriellt och kommersiellt utveckla PLV till ett konstruktionselement med hög hållfasthet och liten spridning. Denna speciella PLV-produkt har givits tradenamnet MicroLam.

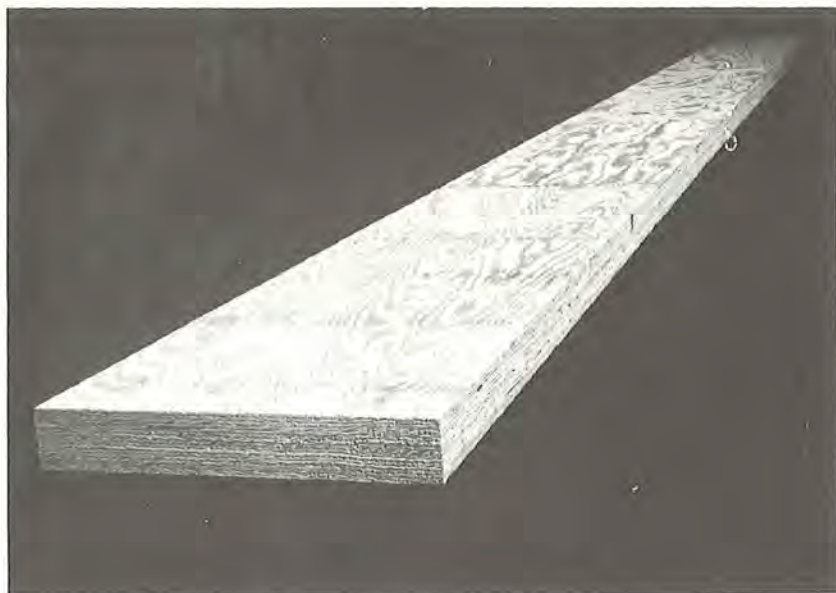


Fig.1. Micro=Lam tillverkas med bredden 60 cm och tjockleken 19 till 64 mm beroende på antalet fanér, som sammanlimmas. Micro=Lam-skivan kapas vid frammatningen ur den kontinuerliga pressen till 24 m längd.

Under den relativt korta tid, som Micro=Lam funnits på marknaden (7 à 8 år) har efterfrågan utvecklats till en produktionsvolym på 100.000 m<sup>3</sup> per år och en 50%-ig utbyggnad planeras ytterligare under de närmast kommande åren.

En introduktion av Micro=Lam på den Europeiska marknaden är f.n. på gång och licenstillverkning av materialet kommer inom kort att påbörjas.

Micro=Lam och den med flänsar av micro=lam uppbyggda I-balken har på basis av provningar utförda på Chalmers i Göteborg typgodkänts av Statens Planverk i december 1978.

En kortfattad sammanställning av dessa provningar av Micro=Lam vid CTH jämte kommentarer följer här nedan.

#### Provning av Micro=Lam vid CTH.

Samtliga provningar utfördes på importerade Micro=Lam-produkter tillverkade på Trus Joist fabrik i Eugene, Oregon.

Ingående råmaterial var fanér av Douglas Fir.

#### Dragprovning Micro=Lam.

Provet utfördes i dragbänk med mätlängden 500 mm. Sektionsarean varierade från 38x44-190 mm och från 44x64-112 mm.

Resultat:

Antal prov	$E_{flat}^{böj}$	$\sigma^d$	$\delta$	$\sigma_k^d$	$E^d$	$\delta$	$E_k^d$
24	16860	49,3	11%	38,7	15860	7%	15090 MPa

Motsvarande amerikanska provningar enl. (2) ger följande värden:

Antal prov	$\sigma^d$	$\delta$	$\sigma_k^d$
362	45,2	12%	36,3 MPa

Statens Planverk har i typgodkännande Nr 2840/77 medgivit en tillåten dragpåkänning i klimatklass 1 och 2 av 13,0 MPa.

#### Tryckprovning parallellt fiber.

10 prov utfördes med sektionsarean 44x64 mm. Provlängden valdes så att slankhetstalet var mindre än 30 för att elastisk knäckning skulle undvikas, samtidigt som en kort sträcka för töjningsmätning vid provets mitt kunde antas opåverkad av randeffekter från lastplattorna. Töjningen mättes med induktiva givare.

Antal prov	$\sigma^t$	$\delta$	$\sigma_k^t$	$E^t$	$\delta$	$E_k^t$
10	50,1	9,0%	41,4	17550	9,2%	16240 MPa

Motsvarande amerikanska provningar enl. (2) ger följande värden:

Antal prov	$\sigma^t$	$\delta$	$\sigma_k^t$
15	56,8	8,0	47,8 MPa

Statens Planverk har i typgodkännandebeviset medgivit en tillåten tryckpåkänning i klimatklass 1 och 2 av 14,0 MPa.

Böjprovning Micro=Lam.

Böjprovning utfördes dels som högkantsböjning och dels som lågkantsböjning.

På högkant böjdes 4 balkar med dimensionen 38x110 mm och 5 balkar med dimensionen 63x178 mm. Spännvidden var 2,01 m och lastavståndet 0,35 m.

På lågkant böjdes 5 plankor med dimensionen 44x178 mm och 5 plankor med dimensionen 63x178 mm.

Antal prov	$\sigma^b$		$\sigma_k^b$	$E^b$		$E_k^b$
	Högkant	Lågkant		$\delta$	$\delta$	
9	66,8	9,1%	53,9	13910	7,6%	13050 MPa
10	69,7	8,3%	57,5	17060	7,3%	16080 MPa

Den markanta skillnaden i E-modul för hög- och lågkantsböjning torde bero på att provkropparna i båda fallen utgjordes av ställningsplankstyp, där ytterfanéren var av högre kvalitet.

Motsvarande amerikanska provningar enl. (2) ger följande värden på högkantsböjning:

Antal prov	$\sigma^b$		$\sigma_k^b$	$E^b$		$E_k^b$
	Högkant	Lågkant		$\delta$	$\delta$	
33	80,4	10,7%	64,5			
209				16240	7,8%	15480
244				16450	8,1%	15680

Av ovanstående framgår, att resultaten av provningarna på CTH i stort överensstämmer med de värden, som motsvarande amerikanska provningar visat. Speciellt god överensstämmelse har erhållits i den extremt låga spridning av testresultaten.

Litteratur.

- (1) Chalmers Tekn. Högskola, 1977.  
"Provningsrapport, Hållfasthetsprovning av Micro=Lam-lameller".  
Sept. 1977.
- (2) Kunesh, R.H. 1976.  
"Micro=Lam: a new structural laminated veneer material".  
Paper presented at Annual Meeting, Forest Products Research Society,  
Toronto, Ontario, Canada, July 1976.

- (3) Neubauer, Loren W. 1978.  
"Column strength of parallell laminated veneer and plywood".  
Forest Products Journal, Vol.28 No.3.
- (4) Sharp, Donald J.P.E.  
Products & Systems Engineer.  
Trus Joist Corporation.  
"Improved reliability of glued laminated beams by use of micro=lam tension laminates".
- (5) Braun, M.O. - Moody R.C.  
"Bending strength of small glulam beams with a laminated veneer tension lamination". Forest Products Laboratory, Madison, Wisconsin.
- (6) Tenning, Kurt. 1978.  
"Micro=Lam, Limträ med tunna lameller".  
Väg- och Vattenbyggaren Nr.3, 1978.



---

Gitterkonstruktioner. Oversigt over beregningsmetoder

---

Lektor, civilingeniør H. Riberholt, Afdelingen for Bærende Konstruktioner, Danmarks tekniske Højskole, 2800 Lyngby, Danmark

Der redegøres for den forventede videre udvikling af statiske beregningsmetoder i de nordiske lande, samt hvordan dette vil foregå.

De fremtidige beregningsmetoder skitseres, og der gives begrundelser for valg af metoder.

#### 1. Baggrund.

I de nordiske lande anvendes der for øjeblikket nogle enkle og simple metoder til statisk beregning af træspær. Disse metoder kan til dels være rimelige i spær, hvor der kun er små ekscentriciteter. Men de spær, der fremover vil blive anvendt i praksis, vil indeholde større ekscentriciteter, blandt andet på grund af de øgede isoleringstykkelser.

Endvidere anvendes der forskellige udgaver af de simple beregningsmetoder i de forskellige nordiske lande. Der vil kunne opnås flere fordele ved at anvende ens beregningsmetoder.

De metoder, der anvendes for øjeblikket, giver ikke en dækkende beskrivelse af de statiske forhold i et spær. De kan derfor ikke anvendes til at forbedre vor viden, og vil dermed kunne virke bremsende på de bestræbelser, der udfoldes vedrørende bedre udnyttelse af træs styrke i spærfag.

Endvidere har de simple metoders ufuldstændige beskrivelse medført, at man forskellige steder i landene har søgt at forbedre de simple metoder ved at modificere dem, så de inkluderer nogle af de effekter, der optræder i gitterspær, men ikke alle. Disse ukomplette metoder fører til resultater enten på den sikre eller usikre side afhængigt af hvilke effekter, der medtages i beregningerne.

Der er således flere årsager til, at det er ønskeligt at få fastlagt realistiske metoder til statisk beregning af træspær.

Der er derfor nedsat et udvalg på 4 personer, en fra hvert af landene Danmark, Finland, Norge og Sverige. Dette udvalg vil på basis af de fore-

liggende eksperimentelle og teoretiske undersøgelser af spærs styrke og stivhed udarbejde rekommandationer for statistisk beregning af træspær. Herunder vil udvalget søge at afklare, hvilke effekter der er væsentlige for træspærs statistiske virkemåde.

Desuden er der nedsat et tilsvarende udvalg, der beskæftiger sig med styrken af forbindelser af tandplader/spikerplater. Dette udvalg har allerede fungeret et stykke tid, og vil snart udsende rekommandationer vedrørende statistiske beregninger af tandpladeforbindelser.

## 2. Struktur af rekommandationer.

Af praktiske årsager tænkes rekommandationerne opdelt i følgende 3 emneområder.

1. Analyse af kræfter og momenter.
2. Eftervisning af træts/virkets styrke
3. Eftervisning af tandpladernes/spikerplaternes styrke.

Opspaltningen i 3 områder er kun mulig under visse forudsætninger, hvorfor der stilles indbyrdes krav mellem emneområderne. Rekommandationerne vil blive udarbejdet, så de danner et sammenhængende hele.

Inden for det første emneområde, "analyse af kræfter og momenter", stiles der mod at opstille en rekommandation, der er generelt anvendelig, og som derfor skulle være vejledende for statistisk beregning af alle typer træspær. Som basal statistisk model tænkes der anvendt en rammemodell.

Imidlertid er det erkendt, at statistisk beregning ved hjælp af en rammemodell kræver anvendelse af computer, idet opstilling og løsning af de styrende ligninger er et omfattende numerisk arbejde. Der stiles derfor mod også at opstille simple håndberegningemetoder for hyppigt anvendte spærtyper, således at den simple metode giver cirka samme resultat som rammemodellen. Rammemodellen vil derfor have den væsentlige funktion, at blive anvendt ved kalibrering af de simple metoder, hvorved der tilstræbes ensartet sikkerhed for forskellige typer af træspær.

Det andet emneområde tænkes behandlet ved, at der opstilles rekommandationer, der giver generelle metoder til styrkeeftervisning af træet. Disse metoder vil overholde de nationale trænormers krav til eftervisning af træets styrke.

Det tredje emneområde, "eftervisning af tandpladernes styrke", tænkes baseret på analysen af kræfter og momenter (emneområde 1). Tandpladeforbindelserne tænkes påvirket af kræfter og momenter fra de tilstødende trædele, og der vil blive opstillet rekommandationer for, hvordan styrken af

forbindelserne bør eftervises.

## 3. Analyse af kræfter og momenter.

### 3.1 Generelt om forudsætninger.

Når man vil udføre en analyse af kræfter og momenter i træspær, er det nærliggende at anvende de eksisterende videnskabelige resultater og kombinere disse med teori for bærende konstruktioner. Herved når man imidlertid frem til nogle temmeligt komplicerede metoder, der nok giver en god beskrivelse af de virkelige forhold i træspær, men som desværre ikke er acceptable til praktisk brug, idet de er for omfattende. For at forenkles beregningemetoderne må man derfor undersøge de forskellige effekter, der optræder i træspær, og kun medtage de væsentligste i de statistiske beregninger.

De praktiske muligheder for at tage forskellige effekter i regning influerer også på de metoder, der kan vælges. For eksempel må omfattende iterative metoder undgås i praktiske beregningemetoder.

Endvidere bør der tages hensyn til, at de praktiske metoder bliver operationelle. Det vil herunder være væsentligt, at de opstillede metoder gør det muligt at udføre dimensioneringen af et konstruktionselement uden at man behøver at have kendskab til alle øvrige konstruktionselementer i spæret. For eksempel vil det være ønskeligt, at træet/virket kan dimensioneres uafhængigt af tandpladerne.

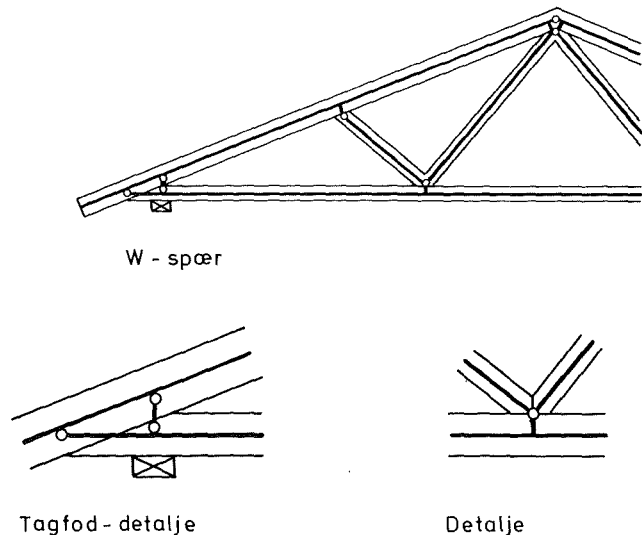
### 3.2 Skitse af den basale rammemodell.

Da udvalgsarbejdet ikke er færdigt, kan der her kun gives en skitse af den basale rammemodell. Bilag 1 indeholder en gennemgang af de statistiske forhold, som bør indgå i overvejelserne vedrørende skitsen.

Rammemodellens geometri fastlægges ved, at bjælkeelementerne/systemlinierne er placeret i midten af trædelene, se figur 1, der viser et eksempel.

Det antages, at træet er lineært elastisk indtil brud. Denne antagelse er ikke helt korrekt, men dels er den med til at forenkles beregningerne, og dels har man ikke anvendt andre verificerede fysiske modeller ved spærberegninger. Endvidere antages, at trædelene har konstant stivhed langs bjælkeaksen. Denne ikke helt korrekte antagelse, se [Källsner og Norén, 1978], kan medføre, at man vil regne med forskellige styrketa] ved samlinger og midt mellem disse, ligesom det gøres i England

Modelleringen af samlingerne i et spær er ofte af væsentlig betydning for



Figur 1. Rammemodel for W-spær samt detailudformning af samlinger.

fordelingen af momenterne. I flere rapporter [Brynildsen and Booth, 1967], [Egerup, 1975] og [Brynildsen, 1976] er dette forhold undersøgt, men man må konkludere, at man i dag ikke har den fornødne viden til generelt at kunne modellere samlingerne som fleksible konstruktionselementer.

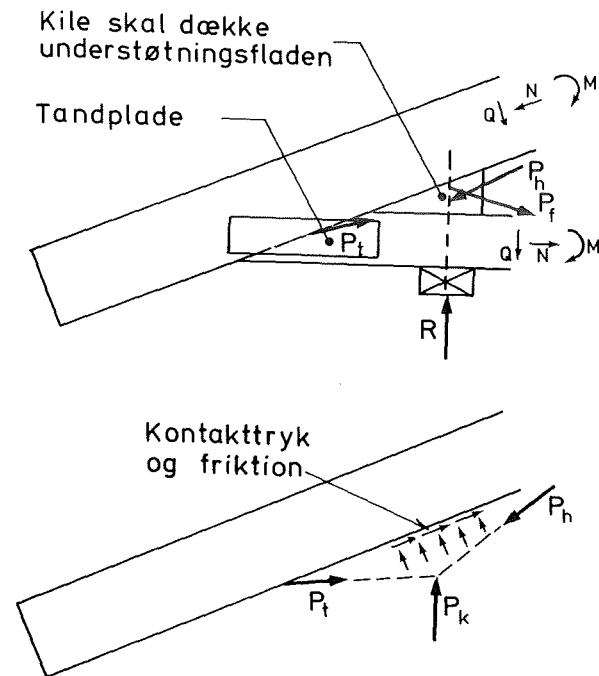
På basis af de målte deformationer i de spær, der er lavet langtidsforsøg med ved SBI i Danmark, er der foretaget en teoretisk undersøgelse af, hvordan momentfordelingen varierer med forbindelsernes stivheder. Det viser sig, at momentfordelingen ikke er særlig følsom heroverfor, selv når der anvendes stivheder, der enten er væsentligt større eller mindre end de, der er målt for de aktuelle tandpladeforbindelser.

Da samlingernes virkemåde endvidere afhænger af, hvordan og hvor nøjagtigt de er produceret, foreslås det, at der anvendes en grov inddeling, nemlig at samlingerne antages at virke enten som led eller som momentstive ueftergivelige forbindelser. Som en hovedregel antages, at samlinger virker som led, idet leddene placeres i systemliniernes skæringspunkt, når tyngdepunkterne af pladernes effektive arealer er tæt ved dette punkt. Hvis tyngdepunkterne derimod i væsentlig grad er forsat i forhold til systemlinierne, bør der tages hensyn til den herved optrædende ekscentricitet,

der specielt i hoved og fod/gurtene kan have en væsentlig betydning.

Denne hovedregel for samlings virkemåde kan fraviges, idet man kan betragte dem som ueftergivelige forbindelser. Dette kræver, at samlingens fysiske virkemåde for de påvirkninger, som den udsættes for, er sådan, at de deformationer der optræder i virkeligheden ikke får nogen særlig indflydelse på fordelingen af kræfter og momenter. Som eksempler på ueftergivelige samlinger kan nævnes tagfoden samt skarringer under visse forudsætninger.

Der kan gives følgende forklaring på, at tagfodsamlingen kan regnes ueftergivelig, når spærets understøtning er placeret tæt ved tagfoden. Reaktionen  $R$  sikrer, at der er kontaktryk mellem spærets hoved og fod, og om nødvendigt kan der placeres en kile, der dækker hele understøtningsfladen, se figur 2.



Figur 2. Kraftforløb i fodsamling.

Kraften  $P_h$  er ækvivalent med resultanten af  $(Q, N, M)$  i spærets hoved



og tilsvarende gælder for kraften  $P_f$  i spærets fod. Ligevægten af den del af hovedet, der er vist nederst på figur 2 opfyldes ved, at summen af kraften  $P_t$  i tandpladen og resultanten  $P_k$  af kontaktrykket er lig med  $P_h$ . Der er her set bort fra belastningen på den viste del af hovedet, men denne last er normalt negligibel sammenlignet med  $P_h$  og vil i øvrigt ikke ændre forbindelsens virkemåde. De deformationer, der optræder, vil være små, når der er god pasning mellem trædelene; specielt vil vinkeldrejningerne i hoved og fod næsten være ens, hvorfor det er acceptabelt at modellere samlingen som en ueftergivelig momentstiv samling. Om modellen udformes som vist på figur 1, eller om den udformes som et stift hele, er ikke særligt afgørende.

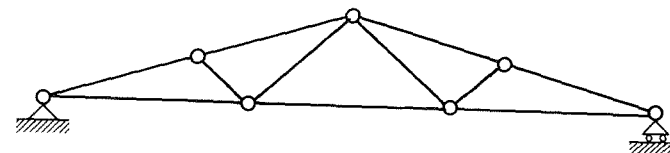
Skarringer kan under visse forudsætninger også betragtes som ueftergivelige forbindelser, hvilket gør den statiske analyse lettere, da man ikke behøver at skønne skarringernes placering, og endvidere kan disse placeres mere fleksibelt, når dimensioneringen af træet er foretaget. En af forudsætningerne er, at det moment, som skarringen påvirkes med, ikke medfører for stor vinkeldrejning mellem de to trædeles ender. Dette tænkes sikret ved, at momentpåvirkningen skal holdes passende lavt i forhold til brudtilstanden, idet de store deformationer først optræder tæt ved brud.

### 3.3 Skitse af simpel analysemetode.

Hidtil er der blevet dimensioneret mange spær ved hjælp af led-modeller og koefficienter til bestemmelse af momenter. Denne metode har vist sig at være praktisk anvendelig, hvorfor det er nærliggende at anvende den fortsat, dog i justeret form.

Hvor ekscentriciteterne er små, kan normalkræfterne findes rimeligt nøjagtigt ud fra ligevægtsligningerne opstillet for ledmodeller, se figur 3. Momenterne i hoved og fod kan findes ved hjælp af momentkoefficienter, der gives sådanne værdier, at man opnår omtrent samme værdier, som den basale rammemodel giver. Eventuelt kan man lægge sig på den sikre side og derved opnå simple momentkoefficienter. Bilag 2 viser et eksempel på momentkoefficienter, når man ønsker at tage hensyn til, at taghældningen har indflydelse på momentfordelingen.

Hvor ekscentriciteterne er store, bør dette tages i regning. For eksempel, dersom understøtningen ikke er placeret helt ude under tagfoden, vil der optræde meget store momenter i hoved og fod selv ved indrykninger på ca.  $\frac{1}{2}$  m. I bilag 3 er der angivet nogle formler til bestemmelse af normalkraft og moment, og disse giver omtrent samme værdier som den basale rammemodel. Analysen af resten af spæret kan tilnærmet foretages ved, at der



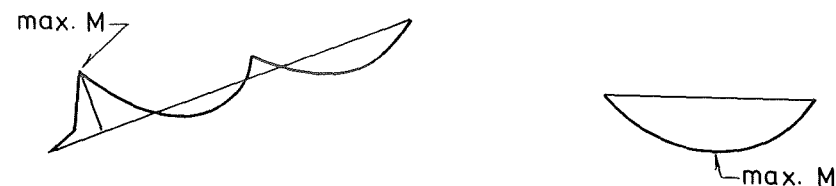
Figur 3. Led-model for W-spær.

ses bort fra understøtningsekscentriciteten.

### 4. Styrkeeftervisning af træet.

De forskellige landes Trænormer foreskriver generelt, hvordan styrkeeftervisningen skal foretages, og kan som hovedregel ikke fraviges. Men hvor der optræder særlige effekter i træspær, kan det være acceptabelt at anvende andre metoder.

Det er specielt for træspær med tandpladeforbindelser, at de i høj grad er indre statisk ubestemte, hvorved der er mange spidser på momentkurverne. Derimod oplægges træbjælker ofte simpelt understøttet, se figur 4.



Figur 4. Momentkurver for hoved i ekscentrisk understøttet spær samt for simpelt understøttet bjælke.

Det fremgår af figuren, at den strækning, hvorover momentet antager værdier tæt ved  $M_{\max}$ , relativt er størst for den simpelt understøttede bjælke. Sandsynligheden for, at der forekommer en væsentlig fejl (en stor knast) på denne strækning, må derfor være større for bjælken end for spærhovedet, hvorfor brudsandsynligheden også er størst for bjælken. Hvis man derimod ønsker samme brudsandsynlighed i begge konstruktioner, kan man tillade større maksimalt moment i spærhovedet end i bjælken. I bilag 4 er der opstillet en teori, der beskriver sikkerheden af trækonstruktioner.

Denne teori er anvendt til at bestemme, hvormeget man kan forøge momentstyrken for forskellige understøtningsekscentriciteter og alligevel have samme sandsynlighed for brud i spærhovedet. Resultaterne er optegnet i fi-

gur 5. Momentforøgelsen er angivet som en faktor  $M_{fak}$  på den normbestemte styrke FM. Forudsætningerne er følgende

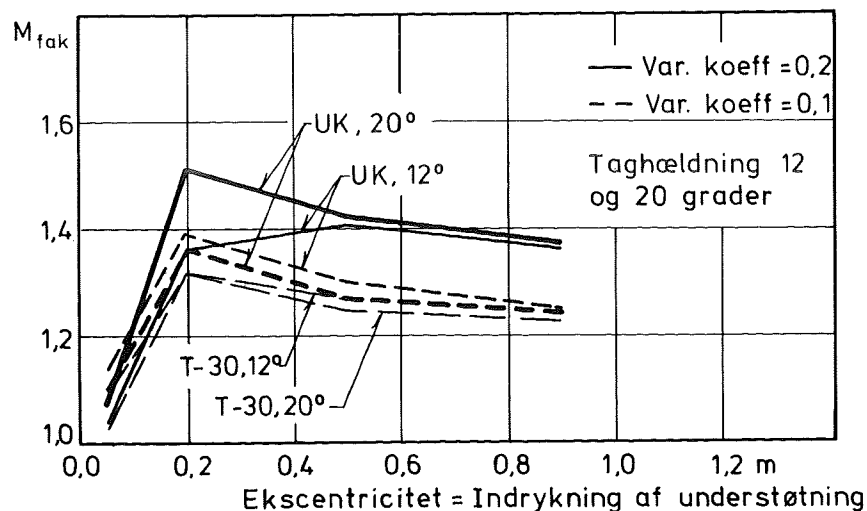
$$\frac{1}{\lambda \cdot L_t} = 0,12$$

$F_t(c)$  antages normalfordelt med variationskoefficienter på 0,1 eller 0,2.

Styrkeeftervisningen ved tagfod ønskes foretaget ved

$$c = \frac{|N|}{FN} + \frac{|M|}{M_{fak} \cdot FM} < 1,0$$

hvor N og M er påvirkningerne samt FN og FM er de tilsvarende styrker baseret på den Danske Trænorm og tværsnitsdimensioner på 45 x h mm. FN og FM antages at være defineret som 5% fraktilen i  $F_t(c)$ .



Figur 5. Beregnet faktor  $M_{fak}$  til forøgelse af momentstyrken i W-spær som funktion af understøtningsekscentriciteten. Sandsynligheden for brud er ens i alle spærhoveder.

Af figur 5 kan man konkludere, at det er acceptabelt at forøge momentstyrken med en faktor, når man foretager en styrkeeftervisning af spærhovedet ved tagfoden i et ekscentrisk understøttet spær. Det foreslås at finde

størrelsen af denne faktor ved kalibrering med centrisk understøttede spær, hvorved fås

$$\text{Faktor på momentstyrke} = \frac{M_{fak}(e)}{M_{fak}(e \sim 0)}$$

Da de stokastiske undersøgelser endnu ikke er færdige, er det for tidligt at fremkomme med endelige forslag til værdien af faktoren, men det tyder på, at for W-spær vil faktoren antage værdier på 1,2 - 1,3.

##### 5. Styrkeeftervisning af tandpladerne.

Styrkeeftervisningen skal foretages på basis af de kræfter og momenter, som forbindelsen påvirkes med af de tilstødende trædele. Disse kræfter og momenter fremkommer ved den statiske analyse. Da det nedsatte udvalg snart vil fremlægge rekommandationer henvises der til disse. Det skal dog nævnes, at man tilstræber at få fjernet det polære inertimoment af beregningerne.

##### 6. Afslutning.

Gennem det udvalgsarbejder der er sat igang tilstræbes det at få foretaget en tilbundsgående undersøgelse af de statiske beregninger af træspær. Det er hensigten, at denne undersøgelse skal resultere i rekommandationer, der hviler på begrundede argumenter, og som tager hensyn til alle de effekter, der optræder i træspær, så godt som man nu kan i dag. Der håbes således på, at man kan nå frem til ensartede beregningsregler, hvorved samhandelen lettes og "konkurrencen på sikkerhed" fjernes.

##### Litteratur.

- Brynildsen O.A. and Booth L.G. 1967. Structural analysis of timber trusses with semi-rigid joints. Presented at meeting of IUFRO Section 41 - Munich September 1967.
- Brynildsen, O.A. 1976. Structural models for trussed rafters. Paper presented at meeting of IUFRO Group "Wood Engineering".
- Egerup, A.R. 1975. Theoretical and experimental determination of the stiffness and ultimate load of timber trusses. Structural research Laboratory. Tech.Univ. of Denmark.
- Egerup, A.R. 1977. Forsøg med tværbelastede mellemunderstøttede træøjler. F 73 RAM. Danmarks Ingeniørakademi. (Tests with laterally loaded timber columns over two spans).

Foschi, R.O. 1977. Analysis of wood diaphragms and trusses. Part II: Truss plate connections. Canadian journal of civil engineering. Vol 4, No. 3, 1977.

Källsner, Bo og Norén, Bengt 1978. Influence of stiffness variation on the load-carrying capacity of a wooden beam on three supports. Svenska Trä-forskningsinstitutet. STFI-meddelande serie A nr. 583.

Riberholt, H., Nielsen, P.C. 1976. Timber under combined compression and bending stress. Rapport R70. Structural research Laboratory, Technical University of Denmark.

Senft, John F. 1973. Further studies in combined bending and tension strength of structural 2 by 4 lumber. Forest Products Journal Vol. 23, No. 10.

#### Bilagsfortegnelse

Bilag 1. Oversigt over forhold, der har indflydelse på træspærs statiske virkemåde.

Bilag 2. Momentkoefficienter.

Bilag 3. Snitkræfter ved indrykket understøtning.

Bilag 4. Bærende trækonstruktioners sikkerhed.

Bilag 1. Oversigt over forhold, der har indflydelse på træspærs statiske virkemåde.

#### Definition af geometri.

I al den nævnte litteratur har man anvendt trædelenes tyngdepunktslinier som systemlinier.

#### Modellering af samlinger.

Den statiske modellering af samlingerne i træspær har en del indflydelse på momentfordelingen i trædelene. I flere tilfælde anvendes der i den hen-viste litteratur fysisk og geometrisk ikke lineære modeller, men det er vanskeligt og omfattende at bestemme samlingernes virkemåde generelt.

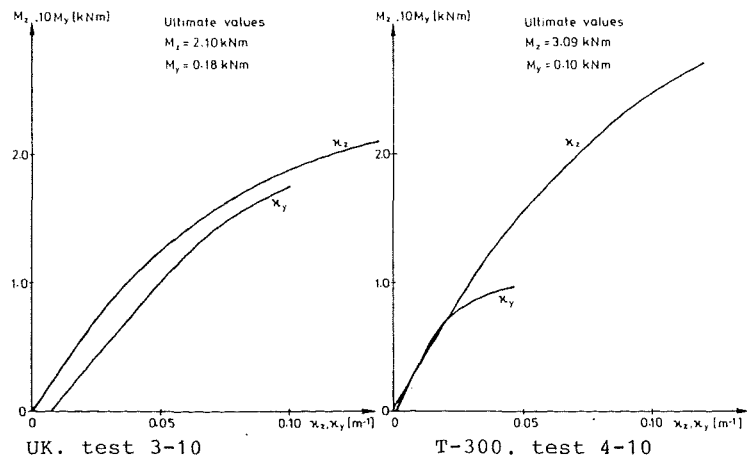
#### Statik.

Som oftest anvendes en 1. ordens teori, hvor ligevægtsligningerne opstilles i referencetilstanden (den udeformerede tilstand). Momenter (og kræfter) i den deformerede tilstand findes som oftest ved nogle tilnærmede metoder. Normalt undersøger man kun momenterne i de trykkede stænger, fordi der her er tale om en momentforøgelse. I trækstænger ser man bort fra, at momenterne i den deformerede tilstand normalt er mindre end momenterne i referencetilstand. I [Senft 1973] er det angivet, at man ved forsøg med tværbelastede trækstænger har fundet, at en meget stor del af tværlasten "bæres af hængekøjevirkningen".

#### Den fysiske model - konstitutive ligninger.

Det er ved forsøg fundet [Egerup 1977] og [Riberholt og Nielsen 1976], at trætværsnit påvirket med kombineret tryk og bøjning har en ikke lineær sammenhæng mellem krumning og moment. Det bemærkes, at arbejdslinierne i figur 1.1 er korte.

For trætværsnit påvirket med kombineret træk og bøjning må der forventes et sprødt brud, da træ som materiale har et sprødt brud ved trækpåvirkninger.



Figur 1.1 Typiske arbejdslinier for krumning  $\kappa$  og moment  $M$  om den stærke akse  $z$  og svage akse  $y$ . [Riberholt og Nielsen 1976].

#### Den fysiske model - varierende stivhed langs bjælkeaksen.

I [Källsner og Norén 1978] er det antaget, at stivheden varierer langs bjælkeaksen. På basis af målinger af stivhedsvariationen har man fundet, at for træbjælker over to fag ændres momentfordelingen, så momentet over midterunderstøtningen bliver mindre, end hvad man ville have fundet med konstant stivhed. Dette kan omfortolkes således: Dersom man regner med konstant stivhed, så kan man til gengæld acceptere større momentstyrker ved mellemunderstøtninger.

#### Den fysiske model - tidsafhængige fænomener.

Det er velkendt, at deformationer i træ er tidsafhængige. Dette anvendes ofte som argument for, at der vil ske en omlejring af kræfter og momenter i statisk ubestemte konstruktioner. Men det må her erindres, at dersom alle elementer i en konstruktion (også statisk ubestemt) følger samme lineær viskoelastiske konstitutive lov, så vil der ikke ske nogen omlejring, men alene en forøgelse af deformationerne.

Omlerjing af momenter og kræfter kan ske i statisk ubestemte konstruktioner, enten hvor forskellige konstruktionselementer følger forskellige lineære viskoelastiske love eller under antagelse af en ikke lineær viskoelastisk lov. Der haves imidlertid ikke kendskab til, at sådanne forhold er blevet undersøgt for træspar eller lignende trækonstruktioner.

## Bilag 2. Momentkoefficienter.

I "Design specifications for metal plate Connected wood trusses 1978, Truss Plate Institute" er der angivet en metode, hvor man ved hjælp af momentkoefficienter kan finde momenter  $M$  i hoved og fod/gurtene.

$$M = \text{Linielast} \cdot (Q \cdot L)^2 / 8$$

Størrelserne  $Q$  og  $L$  findes af efterfølgende figur og tabeller. Værdierne er fastlagt ved kalibrering med resultaterne af en rammemodel. Det kan bemærkes, at faktoren  $Q$  afhænger af taghældningen, hvilket blandt andet beror på, at knudeflytningerne og dermed de negative momenter ved knuderne varierer med taghældningen.

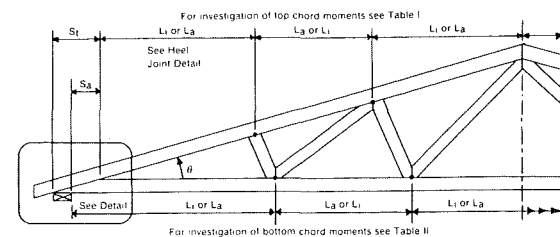


TABLE I

Panel Point Moment		Mid-Panel Moment	
Q	L	Q	L
One Panel Not Applicable	One Panel Not Applicable	One Panel 0.90	One Panel <sup>3</sup> $L_1 + S_1$
Two Panels 0.90	Two or Three Panels <sup>1</sup> Largest of: $0.9 L_1$ , or $\frac{(L_1 + L_2)}{2}$ or $0.9 L_2$	Two Panels <sup>2</sup> $0.58(\cot \theta)^{0.23}$	Two or Three Panels <sup>3,4</sup> Largest of: $0.9(L_1 + cS_1)$ , or $\frac{(L_1 + L_2)}{2} + cS_1$ , or $0.9(L_2 + cS_1)$
Three Panels 0.85		Three Panels <sup>2</sup> $0.53(\cot \theta)^{0.36}$	

<sup>1</sup> If  $S_1$  exceeds 24 inches, add excess to end (heel) panel  $L_1$  or  $L_2$  (see Figure 2).

<sup>2</sup>  $Q = \alpha(\cot \theta)^{\beta}$  but shall not be less than 0.74.  $\alpha$  and  $\beta$  are constants derived from PPSA analysis.

<sup>3</sup>  $S_1 = S_1 - B$  but not less than zero.  $cS_1$  shall be added only to the length of the end (heel) panel.

<sup>4</sup>  $c = 0.5$  for two panels.  $c = 0.33$  for three panels. If neither  $L_1$  nor  $L_2$  are end (heel) panel lengths, then  $cS_1 = 0$ .

TABLE II

Q	L
One Panel 1.0	One Panel $L_1$
Two or More Panels 1.0	Two or More Panels L is largest of: $0.9 L_1$ , or $\frac{(L_1 + L_2)}{2}$ , or $0.9 L_2$

## Bilag 3. Ekscentrisk understøttede spær.

## Tilnærmet snitkraftanalyse ved tagfod.

Resultanten R (vederlagskraften) beregnes.

Knodekraften  $P_1$  findes af

$$P_1 = (u+a) \cdot q_h \cdot (e + \frac{1}{2}(u+a))/e \\ + 0,5 \cdot e \cdot q_h + 0,5 \cdot b \cdot q_f \\ + a \cdot q_f \cdot (b+a/2)/b$$

Normalkræfterne i hoved og fod findes af

$$N_h = -(R - P_1) / \sin \beta$$

$$N_f = (R - P_1) / \operatorname{tg} \beta$$

Summen af moment i hoved og fod over vederlag

$$M = -a \cdot \operatorname{tg} \alpha \cdot N_f - \frac{1}{2} q_h (a+u)^2 - \frac{1}{2} q_f \cdot a^2$$

Dette fordeles på hoved og fod. Dette gøres ved hjælp af parameteren n

$$n = \frac{R_h}{R_f} = \frac{\cos \alpha \cdot b^2 (a+e) E_f I_n}{e^2 (a+b) E_f I_f}$$

$$R_f = (R - P_1) / (n+1)$$

For spær af W-typen findes momenter ved følgende formler.

Momentet i foden findes af

$$M_f = -a \cdot R_f \cdot \frac{b}{a+b}$$

Momentet i hovedet findes af

$$M_h = M + |M_f|$$

## Styrkeeftervisning i tværsnit over vederlag.

$$\text{Hoved: } \sigma_N = |N_h|/A \quad \sigma_b = |M_h|/W$$

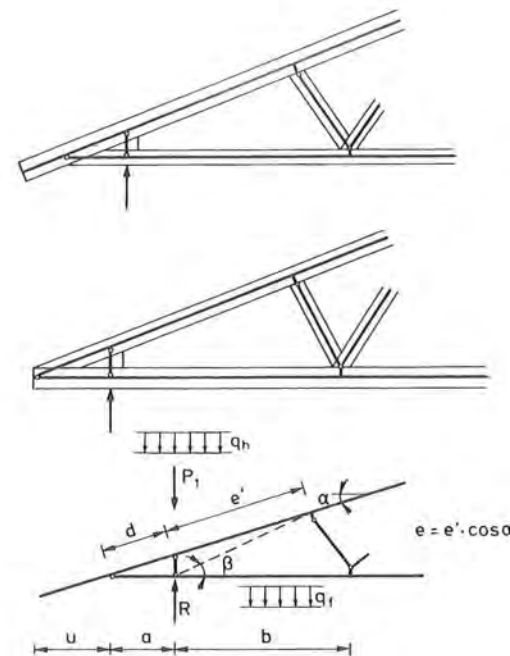
$$\frac{\sigma_N}{f_c} + \frac{\sigma_b}{Mf_h \cdot f_b} \leq 1,0$$

$$\text{Fod: } \sigma_N = N_f/A \quad \sigma_b = |M_f|/W$$

$$\frac{\sigma_N}{f_t} + \frac{\sigma_b}{Mff \cdot f_b} \leq 1,0$$

 $f_c$ : trykstyrke $f_t$ : trækstyrke $f_b$ : bøjningsstyrke

$Mf_h$  og  $Mff$  er momentforøgelsesfaktorer for hoved og fod. Faktorerne afhænger af spærtype bl.a. og vil blive fastlagt senere.



## Bilag 4. Bærende trækonstruktioners sikkerhed.

## Kumuleret styrkefordeling af konstruktioner bestående af flere komponenter.

Det antages, at brud kun opstår på svage steder langs med bjælkeaksen.

Forekomsten af sådanne svage steder kan beskrives ved en Poisson proces, hvor hændelserne betragtes som stokastiske variable.

Den totale proces er således bestemt af følgende:

$\lambda$  Intensiteten af svage steder langs bjælkeaksen.

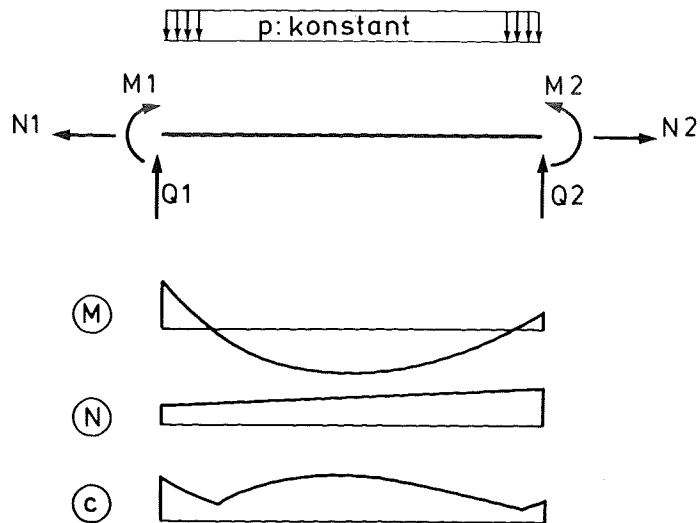
$F(\cdot)$  Fordelingsfunktionen af styrken af et tilfældigt svagt sted.

Den ekstreme fordelingsfunktion  $G$  af styrken af en bjælke påvirket med kombineret normalkraft og bøjningsmoment kan udledes fra følgende antagelser:

Det antages, at brud kun sker ved en kombination af  $(N, M)$ ,

medens der f.eks. ses bort fra forskydningsbrud.

Det antages, at bruddet er et sprødt brud.



Figur 1. Bjælke.

Det er nødvendigt at kende brudkriteriet for et svagt sted (tværsnit). Det er her valgt for at anvende den normale lineære kombination af relative spændinger, men andre kan også bruges.

$$c = \frac{|N|}{F_N} + \frac{|M|}{F_M} \leq cr \quad (1)$$

hvor  $F_N$ : Tværsnitsstyrke for normalkraft

$F_M$ : Tværsnitsstyrke for moment.

$cr$ : Kritisk værdi af  $c$ . (Normalt 1).

Lad  $F(cr)$  være den kumulerede fordelingsfunktion af  $c$  for et svagt tværsnit. Bjælken inddeles i  $NS$  elementer i hvilke  $c$  i formel (1) er "konstant". Sandsynligheden for intet brud (overlevelse) i bjælken kan udtrykkes ved et produkt af sandsynligheder for overlevelse af hvert element.

$$\begin{aligned} P\{\text{Ingen brud i bjælken}\} &= \prod_{i=1}^{NS} P\{\text{Ingen brud i elementet}\} \\ &= \prod_{i=1}^{NS} [1 - P\{\text{svagt sted}\} \cdot P\{c \geq cr | \text{svagt sted}\}] \\ &= \prod_{i=1}^{NS} [1 - \lambda \cdot \Delta S \cdot F(cr)] \end{aligned} \quad (2)$$

hvor  $\Delta S$  er længden af bjælkeelementet. Formel (2) gælder for ekstreme værdier og for  $\Delta S \rightarrow 0$  fås den nøjagtige værdi for sandsynligheden for overlevelse. Hvis  $c$  er konstant langs bjælken haves en homogen stokastisk proces for hvilken overlevelsessandsynligheden gives ved

$$\begin{aligned} 1 - G(c) = P\{\text{Ingen brud i bjælken}\} &= \exp[-\lambda \cdot L \cdot F(c)] \end{aligned} \quad (3)$$

hvor  $L$  er bjælkelængden.

Hvis konstruktionen består af flere bjælker fås

$$\begin{aligned} P\{\text{Ingen brud i konstruktionen}\} &= \prod_{\text{alle bjælker}} P\{\text{Ingen brud i hver bjælke}\} \end{aligned} \quad (4)$$

Tilsvarende fås, dersom konstruktionen består af flere konstruktionskomponenter, eller hvis hver komponent har flere stokastiske uafhængige brudformer. Det understreges, at formlen kun gælder for ekstreme værdier f.eks.



små værdier for brudsandsynligheden.

$$P\{\text{Ingen brud i konstruktionen}\}$$

$$= \prod_{\text{komponenter}} \prod_{\text{alle brudformer}} P\{\text{Ingen brud i komponent p.g.a. en brudform}\} \quad (5)$$

#### Estimering af parameteren $\lambda$ og den kumulerede fordelingsfunktion.

Dette kapitel handler kun om bjælker af konstruktionstræ.

Parameteren  $\lambda$  er intensiteten af svage tværsnit langs bjælken. Det kan vises, at forventningsværdier af afstanden mellem svage steder er  $\lambda^{-1}$ .

$$E\{\text{afstanden mellem svage steder}\} = 1/\lambda \quad (6)$$

Da det er umuligt at bryde den samme bjælke to gange i to forskellige tværsnit tæt ved siden af hinanden, synes det at være umuligt ved direkte målinger at påvise to svage steder tæt ved siden af hinanden. På grund af dette er det valgt at sætte afstanden mellem svage steder lig med afstanden mellem knaster. For nåletræer synes det rimeligt, da knaster eller knastgrupper ofte udløser bruddet.

På grund af dette vil  $\lambda$  afhænge af vækststedet, og værdien af  $\lambda$  vil ligge i området

$$\lambda \approx 2 - 4 \text{ m}^{-1}$$

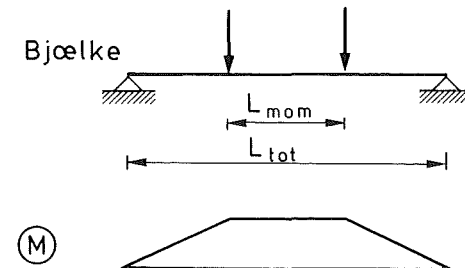
For øjeblikket synes det ikke muligt ud fra prøver at bestemme fordelingsfunktionen for styrken af svage tværsnit påvirket til kombineret normalkraft og bøjningsmoment. Hvis den fremsatte teori alene anvendes til konstruktioner, hvor bøjningsmomenterne er dominerende, vil det være rimeligt at bestemme fordelingsfunktionen ved bøjeforsøg alene.

Som et resultat af bøjeforsøgene findes fordelingsfunktionen  $F_t$  ud fra styrken af det svageste tværsnit langs den afprøvede længde  $L_t$ .

Den afprøvede længde afhænger af forsøgsproceduren. Hvis det klassificerede tværsnit blot anbringes i momentspændet, fås

$$L_t = L_{\text{mom}} \quad (7)$$

Hvis bjælken undersøges før forsøget, og det er muligt at udpege det



Figur 2. Bøjeforsøg.

værste tværsnit, så dette kan placeres i momentspændet fås

$$L_t = \text{bjælkelængde} \stackrel{?}{=} L_{\text{tot}} \quad (8)$$

Spørgsmålstegnet betyder blot, at det sidste lighedstegn afhænger af forsøgsproceduren. Ved anvendelse af formel (3) kan den ekstreme fordelingsfunktion  $F$  for bøjningsstyrken af et tilfældigt svagt tværsnit udtrykkes ved fordelingsfunktionen  $F_t$  fundet ved forsøgene.

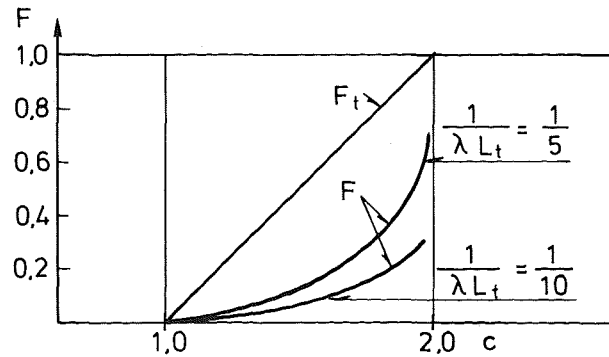
$$P\{\text{Ingen brud i bjælken}\}$$

$$= 1 - F_t(c) \\ = \exp[-\lambda L_t F(c)]$$

som giver

$$F(c) = -\frac{1}{\lambda L_t} \ln(1 - F_t(c)) \quad (9)$$

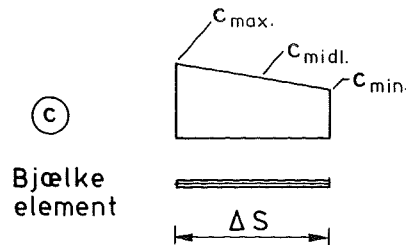
Ligning (9) kan opfattes således, at man skal anvende  $F(c)$  som fordelingsfunktion af et tilfældigt svagt tværsnit for at finde fordelingsfunktionen  $F_t(c)$  som fundet ved forsøg. Figur 3 giver et indtryk af forskellen mellem de to fordelingsfunktioner.



Figur 3. Eksempel.  $F_t$  er antaget at være en lineær funktion af  $c$ .

#### Beregning af $P\{\text{Ingen brud i bjælken}\}$ .

I det generelle tilfælde må  $P\{\}$  beregnes ved numeriske metoder. Her er valgt en simpel og direkte metode.



Figur 4. Et bjælkeelement med næsten konstant styrke.

For at være i stand til at bestemme den numeriske fejl, er der beregnet tre værdier af  $P\{\}$

Minimumsværdi

$$P_{\min}\{\} = \Pi[1 - \lambda \cdot \Delta S \cdot F(c_{\min})]$$

Maximumsværdi

$$P_{\max}\{\} = \Pi[1 - \lambda \cdot \Delta S \cdot F(c_{\max})]$$

Middelværdi

$$P_{\text{midl}}\{\} = \Pi[1 - \lambda \cdot \Delta S \cdot F(c_{\text{midl}})]$$

$P_{\min}$  og  $P_{\max}$  giver grænserne for den teoretisk korrekte værdi for  $P\{\}$ .

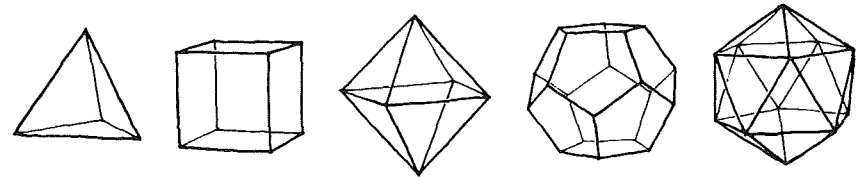
---

Stabilitetsundersøgelser for positivt krummede skivesvøb

---

Akademiingeniør Ture Wester

Kunstakademiets Arkitektskole, Institutet for Byggeteknik,  
København.



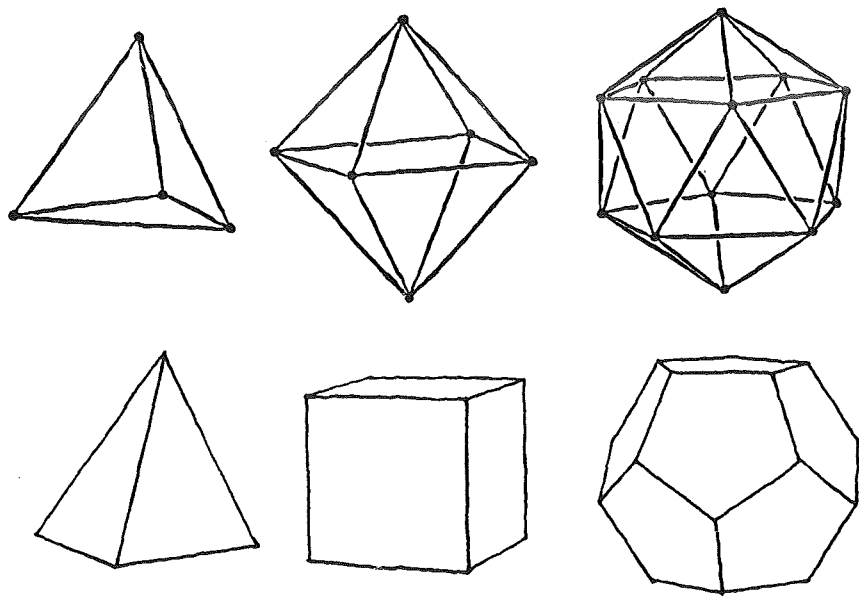
Figur 1. De regulære polyedere: Tetraeder, hexaeder (kube), oktaeder, dodekaeder og ikosaeder i nævnte rækkefølge.

De regulære og semiregulære polyedre har ofte været udgangspunkt for overvejelser om positivt dobbeltkrummede, enkelt sammenhængende, faceterede svøb, normalt kaldet domes. Oktaederet og især ikosaederet er geometrisk og statisk fremragende behandlet af den amerikanske konstruktør og filosof R. Buckminster Fuller. Tilsyneladende har de regulære polyedre, der er sammensat af flader med et kantantal større end 3, altså kuben og dodekaederet, været betragtet som legemer af mindreværdig statisk natur der nok er stabile hvis de udføres af flader, men kun i kraft af de imaginære stænger, som fladen kan opdeles i for at danne stabile 3-kanter.

I faget "Bærende Konstruktioner" på Kunstakademiets Arkitektskole i København, er der, under civ.ing. docent Jørgen Nielsens ledelse, i mange år arbejdet med skivekonstruktioners natur, og som et led i denne proces påbegyndtes en analyse af polyedre som skivekonstruktioner.

Herved blev det klart, at netop kuben og dodekaederet, udført af flader, var rene skivesvøb, altså konstruktioner, der er i ligevægt ved, at der alene overføres forskydningskræfter mellem naboflader. Herved bliver hjørnerne inaktive, og kan for så vidt bortskæres uden fladens stabilitetsforhold ændres. Skivesvøbet er fladeaktivt, mens gittersvøbet er knudepunktsaktivt. Det mest kompakte polyeder af alle, tetraederet, et oplagt stabilt gittersvøb, viser sig overraskende samtidigt at være det mest kompakte skivesvøb af alle.

Karakteristisk for skivesvøb er at de konstruktionsaktive elementer, til forskel fra gittersvøb, har stor udstrækning. Skivekræfterne fordeles i hele fladen og kraftoverførsel mellem skiverne foregår over hele samlingslængden, hvorved træbaserede pladematerialer, f.eks. krydsfiner vil være velegnet. Samlingen vil normalt på grund af dens store længde kunne udføres på enkel vis med traditionelle træsamlingsmetoder.



Figur 2.  
De tre regulære knudepunktsaktive polyedere (gittersvøb)  
samt de tre fladeaktive (skivesvøb)

### Stabilitetsbetragtninger

I det følgende kaldes antal flader:  $f_l$   
 antal kanter:  $k_a$   
 antal stænger:  $st$   
 antal knuder:  $kn$   
 antal hjørner:  $hj$

Der skal mindst 3 kanter (støttelinier), der alle er fastholdt, til at fastholde en ny skive i rummet. Forudsætningen er at de 3 støttelinier ikke må være parallelle eller skære hinanden i samme punkt.

$$3 \times f_l \leq k_a$$

Da minimumsantallet af understøtningsbetingelser for rumlig fastholdelse af et rumligt stabilt skivesystem er 6 retninger (støttelinier), fås for en rumlig stabil fastgjort skiveopbygning:

$$3 \times f_l \leq k_a + 6 \quad (1)$$

Betingelsen er helt analog med den der gælder for gitteropbygninger hvor

$$3 \times kn \leq st + 6$$

Begge betingelser er nødvendige, men ikke tilstrækkelige. Endvidere gælder, at en skive, der er understøttet langs 3 kanter, som ikke alle er parallelle, eller går gennem samme punkt kaldes sekundær, idet skiven kun kan aktiveres, når den påvirkes af en ydre belastning. Sekundære skiver kan normalt fjernes uden at konstruktionens stabilitet ændres. En skive der er understøttet langs 4 eller flere kanter, som ikke alle er parallelle eller går gennem samme punkt, kaldes primær, idet skiven aktivt kan medvirke til sikring af konstruktionens stabilitet. For at modstå en belastning på en skive, er det maksimalt nødvendigt med reaktionskræfter virkende på 3 andre skiver. Disse skiver kan alle være sekundære. Opbygges en skivekonstruktion udelukkende af sekundære skiver, skal der således anvendes 4 skiver.

### Geometriske betragtninger

For konvekse enkeltssammenhængende lukkede svøb gælder Eulers polyedersætning

$$hj + f_l = k_a + 2 \quad (2)$$

Kombinerede betragtninger

Sammensættes ovennævnte statiske minimumskrav (1) med Eulers polyedersætning (2) fås

$$3 \times hj \geq 2 \times ka \quad (3)$$

Betragtes et svøb, hvor alle hjørner har  $n$  tilstødende kanter fås

$$n \times hj = 2 \times ka \quad (4)$$

der sammen med (3) giver

$$3 \times hj = \frac{6}{n} \times ka \geq 2 \times ka$$

$$n \leq 3$$

dvs.

Da et hjørne aldrig kan have færre tilgående kanter end 3, må alle hjørnerne i et skivesvøb altså have 3 tilgående kanter

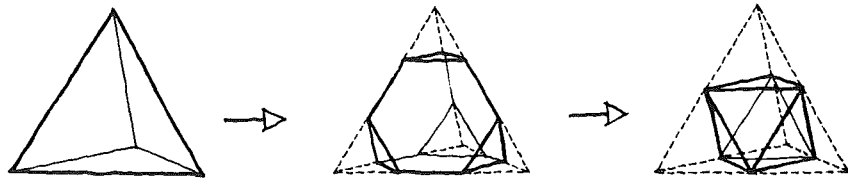
dvs.  $3 \times hj = 2 \times ka \quad (5)$

Såfremt et hvert konvekst enkeltsammenhængende lukket svøb er stabilt, hvilket meget tyder på at det er, vil (5) og dermed (1) være ikke blot en nødvendig, men også tilstrækkelig betingelse.

Forskydningsknudesvøb

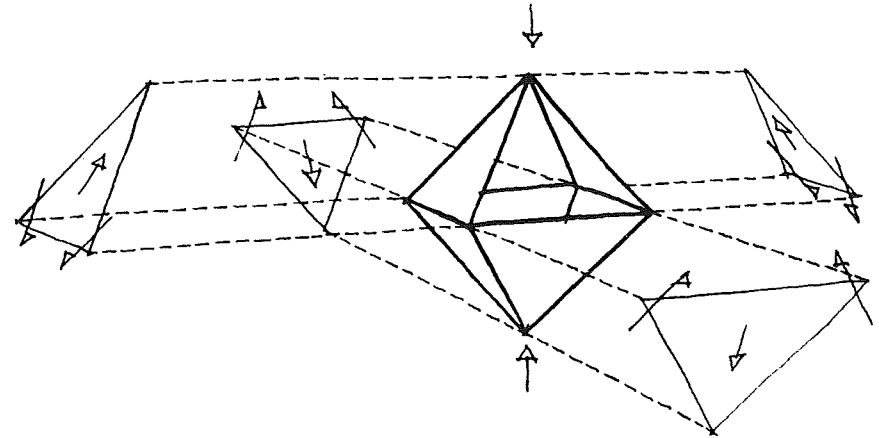
Som tidligere omtalt er stabile skivesvøb karakteristiske ved at hjørnerne er inaktive, hvorfor man kunne skære dem af uden at opbygningens stabilitet ændres.

Tænkes afskæringerne udvidet til der kun er et punkt tilbage af støttelinierne, må systemet stadig være stabilt, og forskydningskraftoptagelsen mellem 2 naboflader sker alene i den oprindelige støttelinies retning. Denne konstruktionsform kaldes forskydningsknudesvøb og den opstår ved at afskære hjørner af stabile skivesvøb.



Figur 3. Udvikling fra skivesvøb til forskydningsknudesvøb

Ved afskæringen af tetraederets hjørner opstår oktaederet, der er forskydningsknudesvøbnes grundlegeme, opbygget af netop 4 sekundære skiver.

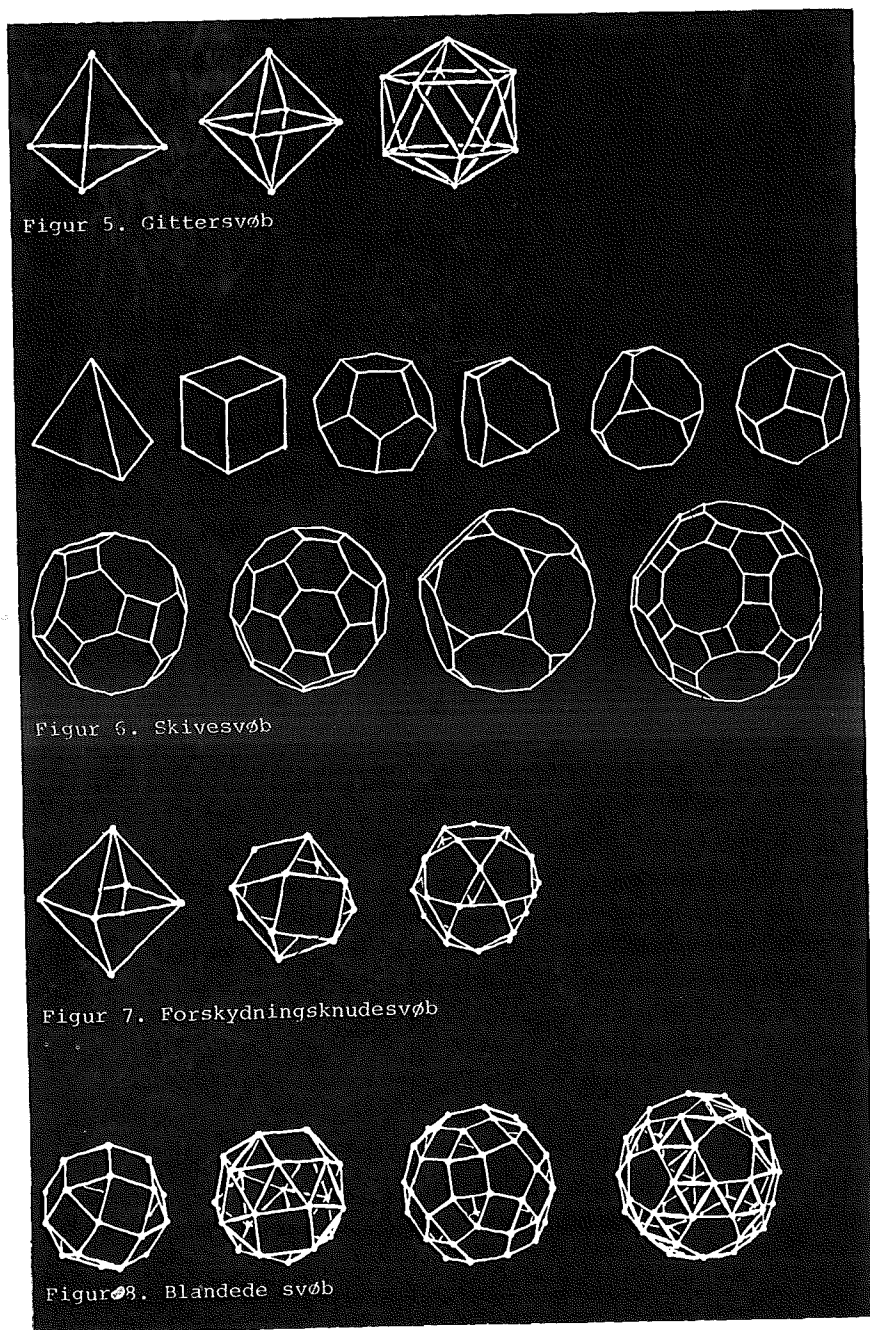


Figur 4. Oktaederets virkemåde som forskydningsknudesvøb

Polyedernes konstruktive orden

Inddrages den tilsvarende viden om gittersvøb kan de regulære og semiregulære polyedere klassificeres således:

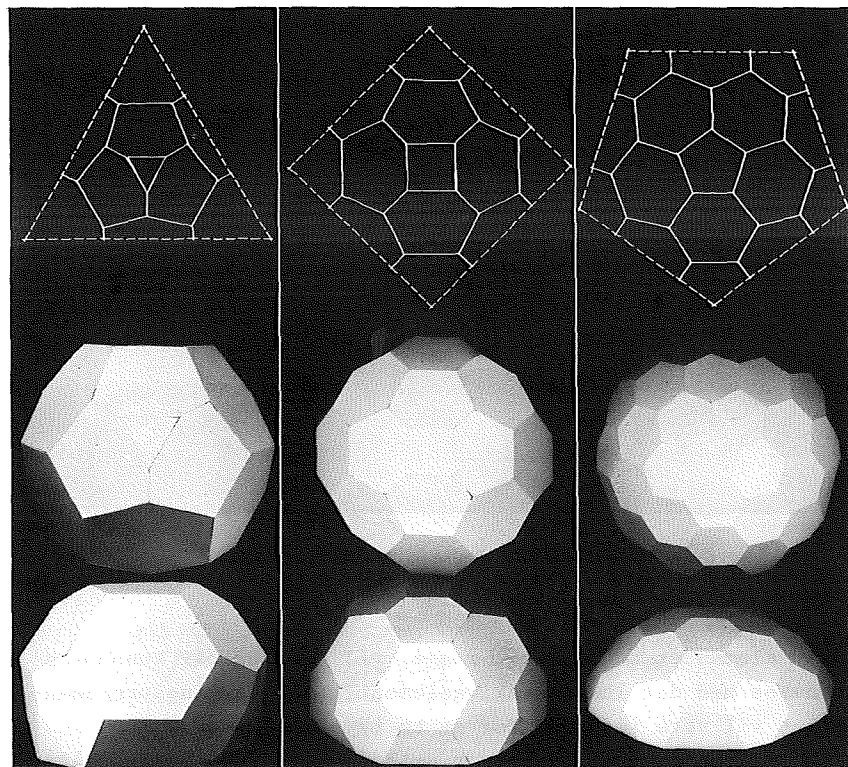
- 1: at alle der alene har trekantede masker er rene gittersvøb. (se fig. 5)
- 2: at alle der alene har tre kanter gående til knudepunkter er rene skivesvøb. (se fig. 6)
- 2a: af alle skivesvøb kan der afledes forskydningsknudesvøb ved at afskære hjørner, således at den oprindelige kant svinder ind til et punkt. (se fig. 7)
- 3: at alle der ikke opfylder ovennævnte krav kaldes blandede svøb, idet de statistisk set er en kombination af gitter-, skive- og forskydningsknudevirkning. (se fig. 8)



### Visioner for anvendelse

Tetra-, hexa- og dodekaederets sideflader vil ved anvendelse til bygværker normalt få urimeligt store enkeltstiver, idet kravet til bøjningsstyrke og -stivhed for kræfter vinkelret på skiven, vil gøre disse stærkt materialekrævende.

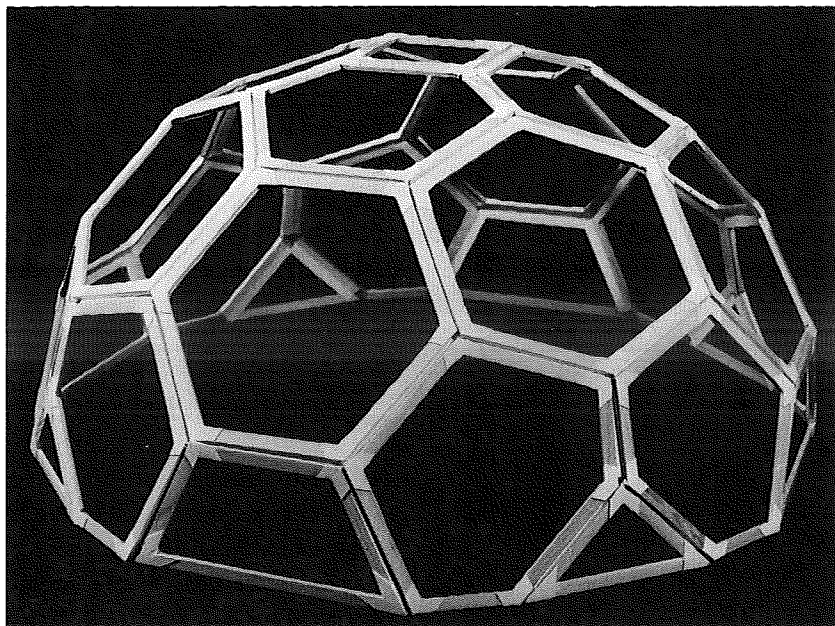
For at undgå dette, kan fladerne yderligere faceteres, således at de oprindelige polyederflader svinder ind og der udfyldes med 6-kanter mellem dem (hexagonering), på en sådan måde at alle fladerne f.eks. berører samme indskrevne kugleflade. Geometrisk kan legemerne finmaskes med 6-kanter i ubegrænset antal, således at fladestørrelsen frit kan afvejes ud fra pladevirkningen, samlings- og produktionsforhold. Det bemærkes at fladerne i de viste eksempler ikke har ens geometri, hvert af eksemplerne indeholder 6 forskellige fladetyper.



Figur 9.  
Eksempler på hexagonering af tetraeder, kube og dodekaeder



Det er naturligvis muligt at lave huller i skivesvøbet inden for visse spilleregler og grænser. Således vil huller af mindre omfang midt i skiverne kun uvæsentligt ændre konstruktionens styrkeforhold. Bliver disse huller store ændrer skiverne sig henimod rammer, dvs. der opstår bøjende momenter i fladens hjørner. Tages der hensyn til dette forhold, vil rammesvøb naturligvis være anvendelige, her eksemplificeret over den hexagonerede kube.

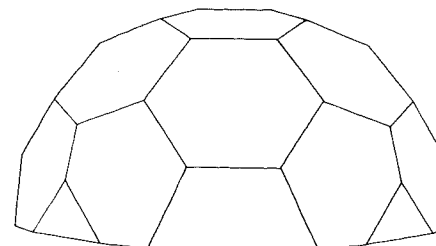


Figur 10. Den hexagonerede kube som rammesvøb

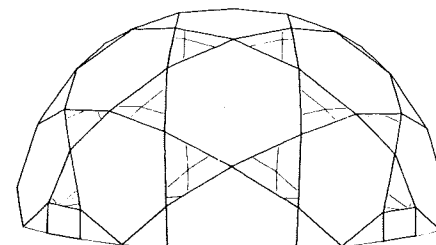
Skiveelementet udhulet til ramme, vil problemløst kunne kombineres med det lukkede skiveelement, idet samlingsproblematikken vil være identisk for de to typer.

Rammeelementerne kan derfor umiddelbart bruges til at åbne op for dagslys mm. i et ellers særdeles lukket skivesvøb.

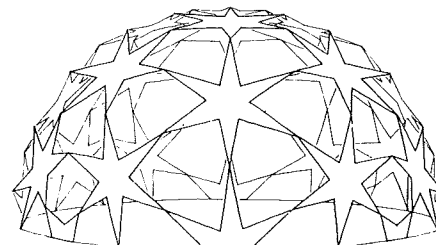
Af ovennævnte skivesvøb kan afledes forskellige forskydningsknudesvøb, her eksemplificeret på grundlag af den hexagonerede kube.



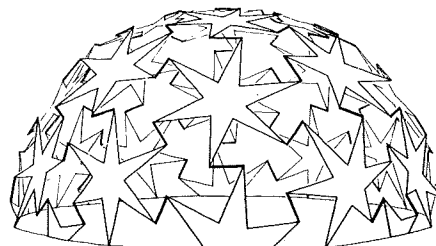
Grundsystem (skivesvøb)



Afskæring af hjørner  
(forskydningsknudesvøb)



Reducering af fladernes areal.  
(forskydningsknudesvøb)



Knudepunkterne forskydes for hinanden og forbindes langs det oprindelige skivesvøbs støttelinier.  
(blandingssvøb).

Figur 11. Udvikling fra skivesvøb over forskydningsknudesvøb af forskellig åbningsgrad til blandingssvøb.

Konklusion

Selvom artiklen ikke direkte angiver eller vurderer konstruktionstypernes egnethed ud fra produktionstekniske kriterier, mener jeg at principperne er så bæredygtige, at de i større eller mindre omfang, må komme til at indgå i overvejelser om valg af overdækninger til produktions- og sportshaller, aulaer, kirkerum mm.

Endvidere er det rimeligt at antage, at en videreudvikling af emnet, vil afdække en række andre anvendelsesmuligheder inden for fladebårne konstruktioner med minimalt materialeforbrug samt angive retningslinier for opbygning af skivekonstruktionernes pendant til rumgitre.

At træbaserede byggematerialer synes naturlige til omtalte opbygninger, kan kun inspirere til yderligere arbejde i samme retning.

Litteratur

- (1) Mogens Buhelt, Jørgen Nielsen, Jens E. Stålby:  
"Skiveopbygningers Stabilitet 1", SBI-anvisning 82, 1976.
- (2) Ture Wester: "Polyedernes Konstruktive Orden"  
Kunstakademiets Arkitektskole, 1976.
- (3) Omfattende litteratur om og af R. Buckminster Fuller.
- (4) Ole Vanggaards nærværende artikel: "Skalkonstruktioner med firkantede træelementer.

Tegninger: Arkitekt Georg Rotne.

-----  
Gitterskalskonstruktioner i træ  
-----

Akademiingeniør Ole Vanggaard, Institutet for Byggeteknik, Kunstakademiets Arkitektskole, København.

Gitterskaller af træ kan opbygges af et plant rektangulært net af trælægter som er forbundet med hinanden i krydsningspunkterne. Nettet kan deformeres til skalkonstruktioner med en meget fri geometri. Trænettet vil ved forbindelse til faste rande blive stift og kunne anvendes til konstruktioner med anselige spændvidder med et minimalt træforbrug.

Det konstruktive princip er udviklet af arkitekten Frei Otto. Den største skalkonstruktion af denne type er opført i Mannheim (fig. 1). Den har en største fri spændvidde på ca. 60 meter med et materialeforbrug på kun 0,021 m<sup>3</sup> træ pr m<sup>2</sup> skal. Skallen er projekteret og opført i samarbejde med rådgivende ingeniør Ove Arup & Partners.

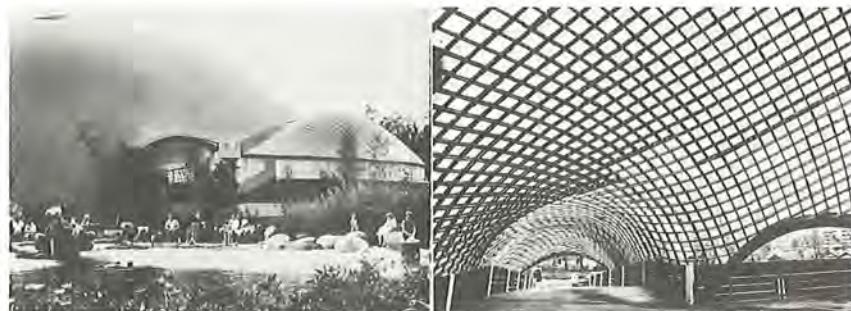


Fig. 1. Den hidtil største gitterskalskonstruktion har en spændvidde på ca. 60 meter, opbygget af 4 lag lægter 50 x 50 mm. pr. 50 cm. Mannheim. Arkitekt Frei Otto.

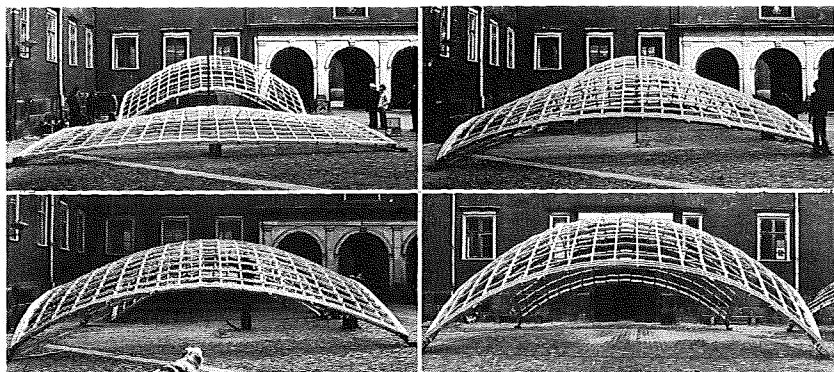


Fig. 2. Rejsning af gitterskal på Arkitektskolen i København, Foråret 1978.

En studiegruppe på arkitektskolen som kalder sig "Billighus" tog i foråret 1978 denne konstruktionstype op til undersøgelse og gennemførte et fuldskalaforsøg med skaller på ca. 80 m<sup>2</sup>.

Skallen er dannet af et plant kvadratnet 9,50 x 9,50 meter. Nettet har lægter pr. 50 cm. Nettet er opbygget af to lag lægter i begge retninger anbragt oven på hinanden. Herved kan lægtestørrelsen nedbringes til 14 x 40 mm, hvilket muliggør en kraftig krumning på skallen. Det øverste lag lægter udføres med lange huller således at bøjningen kan foretages uhindret. Lagene boltes sammen med 8 mm bolte, som først spændes når skallen er rejst. Nettet er opdelt i 4 sektioner og kan udfø-

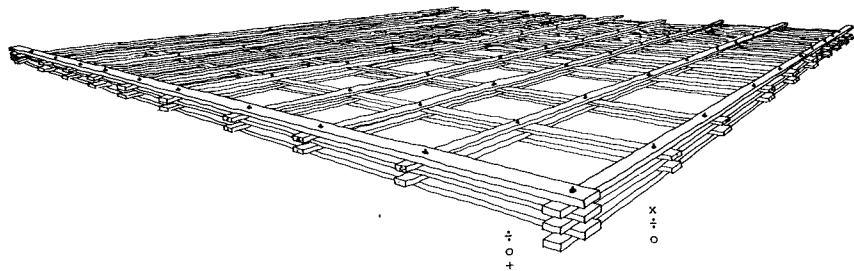


Fig. 3. Skalsegment af 2 lag 14 x 40 mm. lægter pr. 50 cm.

res i almindeligt konstruktionstræ i standardlængder på 4,80 meter. Hvert element kan klappes sammen og transporteres på en almindelig lastbil. Samlingen mellem skallens sektioner foretages som en laskesamling.

For at gøre skallen rumlig stabil, og for at lette rejsningen af skallen anbringes der diagonaler over hjørnerne af rundjern som spændes under rejsningen. Skallen kan samles og rejses på en arbejdsdag. Randen er forstærket med et ekstra lag lægter.

Konstruktionsforsøget er blevet gennemført i 1:1 for at få et kendskab til de problemer denne konstruktionsform indeholder. Der er blevet gennemført 2 forsøg, og de dårlige erfaringer fra den første skal er blevet rettet i den anden skal. Jeg mener, at der ved fuldskalaforsøgene er indvundet en del viden

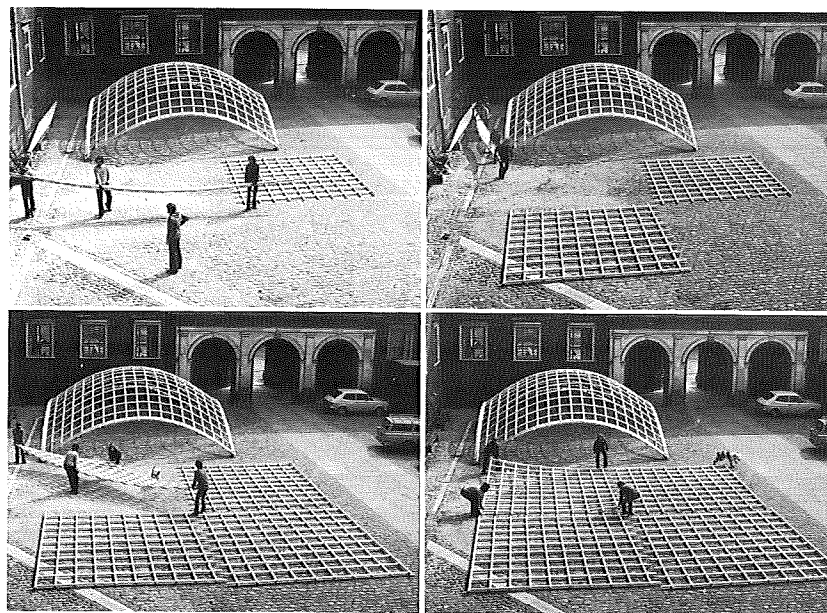


Fig. 4. Gitterskallen er opdelt i 4 sektioner, hver 4,80 meter.



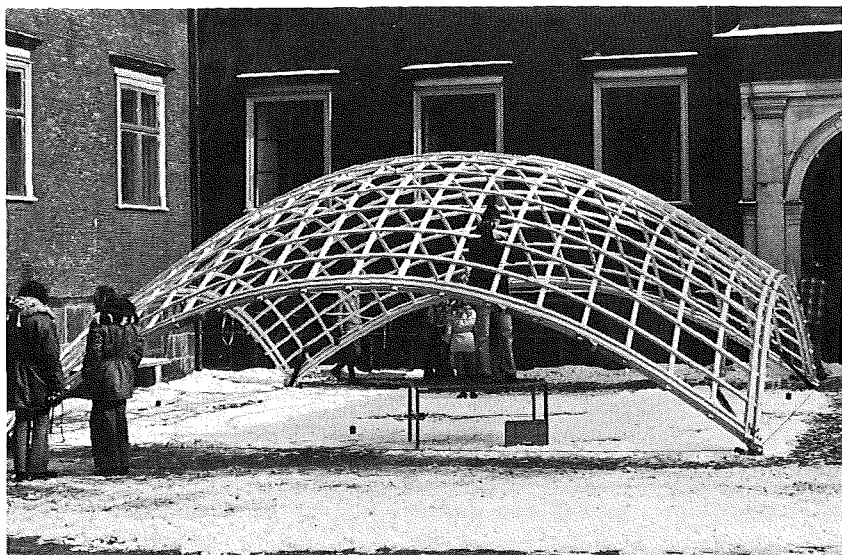


Fig. 5. Gitterskallen rejst.

af teknisk og ikke mindst formgivningsmæssig art, som er nødvendig når man skal vurdere og tilpasse nye konstruktionsmetoder.

Skallen er udført som en midlertidig konstruktion, som er påregnet overdækket med en armeret plastfolie. Den er demon-

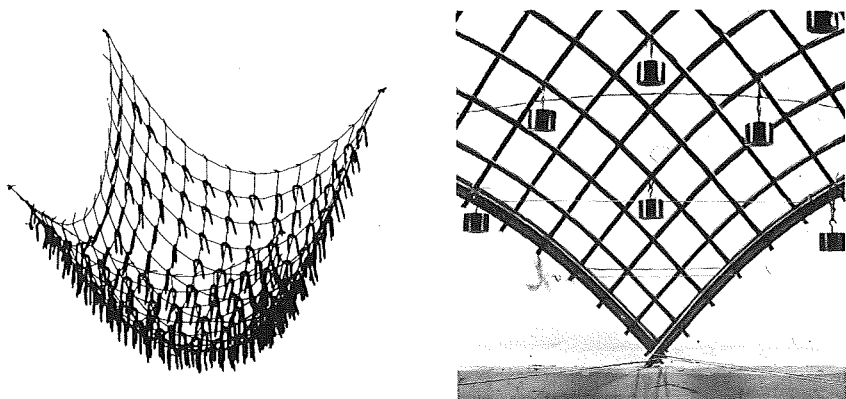


Fig. 6. Modelforsøg til belysning af former og kræfter ved rejstning.

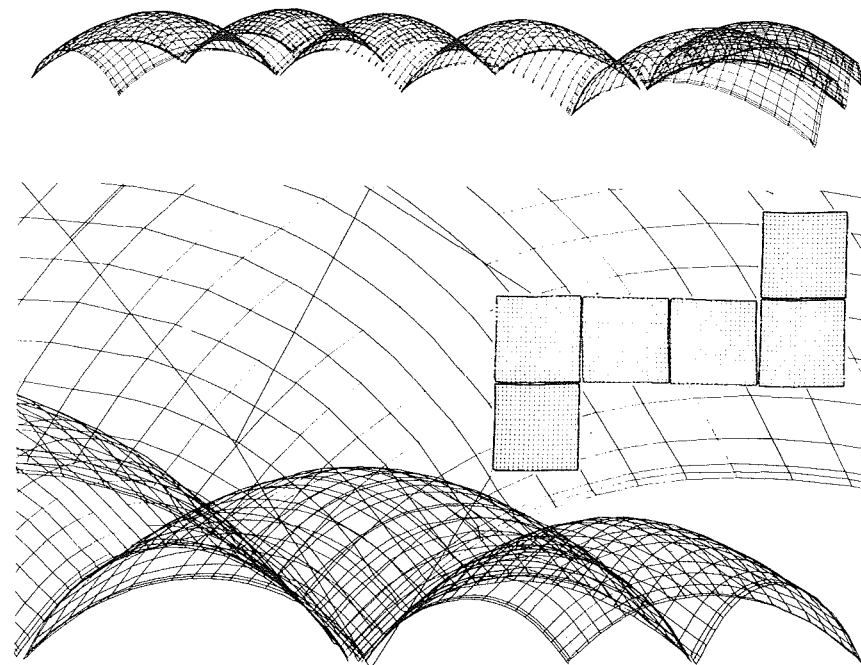


Fig. 7. Datalogisk tegning af en sammensætning af flere skalenheder. Geometrien er bestemt ved fotometrisk opmåling.

tabel, og har været nedtaget og opstillet flere gange. Man må dog erkende, at det ikke er uproblematisk at montere og demontere en trækonstruktion af så tynde emner.

Det er min opfattelse, at gitterskallen indeholder et konstruktionsprincip som har visse anvendelsesmuligheder, ikraft af sit ringe træforbrug, og rige formningsmuligheder. Systemet har hidtil kun været anvendt til konstruktioner med begrænset levetid, og i bygninger hvor de klimatiske krav er minimale. Tilpasningen til en egentlig klimaskærm afventer endnu sin afprøvning. Fig. 8 og 9 viser et projekt fra et forslag til en sportshal i Københavns omegn udarbejdet af arkitekt m.a.a. Ole Asbjørn Birch i samarbejde med Ove Arup & Partners.

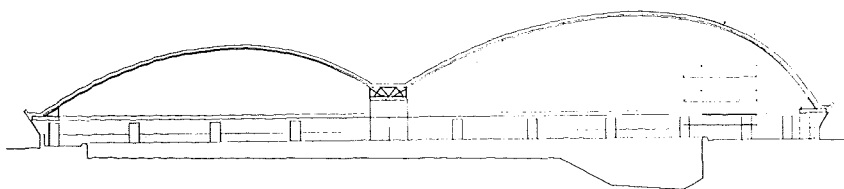


Fig. 8. Projekt til svømmehal ved København med gitterskalsoverdækning. Arkitekt m.a.a. Ole Asbjørn Birch.

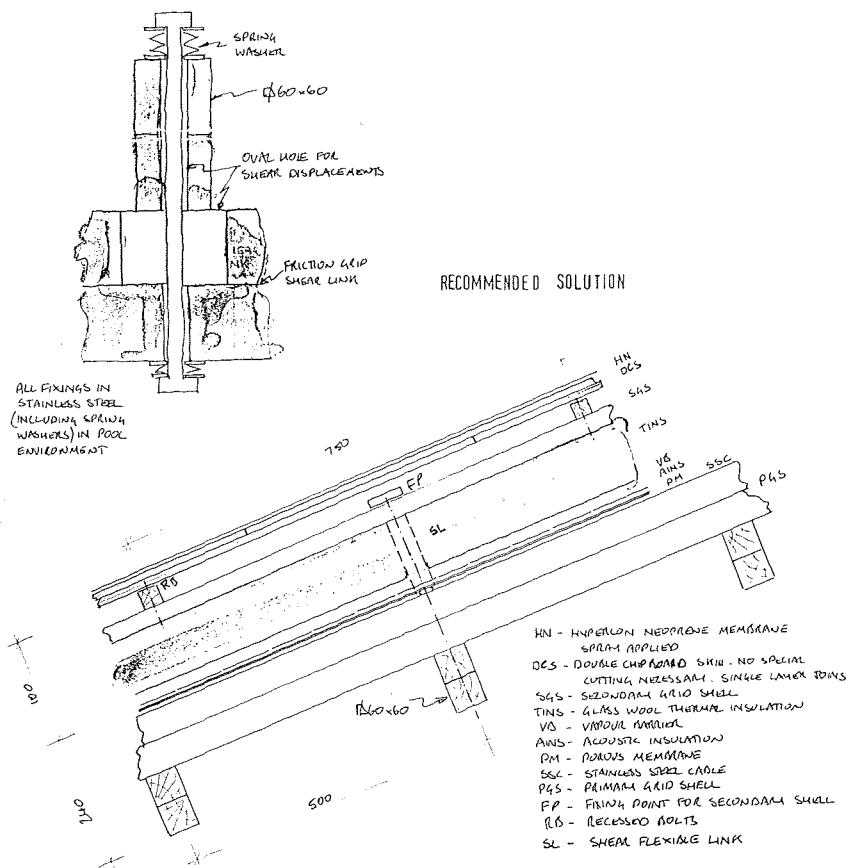


Fig. 9. Detaljer til gitterskal fra fig. 8. Projekt: Ove Arup & Partners.

Modelforsøgene på Kunstakademiet er gennemført af arkitektstuderende Ida Christensen, Karin Franijeur, Kurt Hilscher, Mogens Jæger, Lars Kirkeby Hansen, Poul Børge Pedersen, Jesper Pedersen og Torben P.E. Rasmussen i samarbejde med lærerne, arkitekterne m.a.a. Pete Avondoglio, Cort Ross Dinesen samt civilingeniør Anders Christensen og forfatteren.

#### Litteratur:

- (1) IL 13. Multihalle Mannheim, Institut för leichten Flächentragwerke, Stuttgart 1978.
- (2) Billig hus 2, Kunstakademiets Arkitektskole, København 1978.

---

Skalkonstruktioner med firkantede træelementer

---

Akademiingeniør Ole Vanggaard, Institutet for Byggeteknik, Kunstakademiets Arkitektskole, København.

Skivekonstruktioner er særligt egnet til trækonstruktioner som sandwichelementer, stressed-skin konstruktioner, eller andre træelementer med et flangemateriale af en kraftoverførende plade. Overførslen af kræfter til elementet er sædvanligvis det svageste led.

Dette arbejde koncentrerer sig om anvendelser, hvor træelementerne medvirker til en rumlig skalkonstruktions hovedbæring med rene forskydningskræfter langs elementets kanter. Herved udnyttes den svage samling maksimalt, og konstruktionerne kan optimeres.

Indlægget beskæftiger sig med konstruktioner som et enkeltstående svøb, opbygget af en fasetet flade med træelementer.

Undersøgelsen satser på at udvikle konstruktionsmetoder som er velegnede for en rationel produktion, hvorfor det baserer sig på anvendelsen af firkantede elementer som oplægges på et rumligt risteværk beslægtet med det af Frei Otto udviklede gitterskalssystem, som omtalt i et andet indlæg i denne beret-

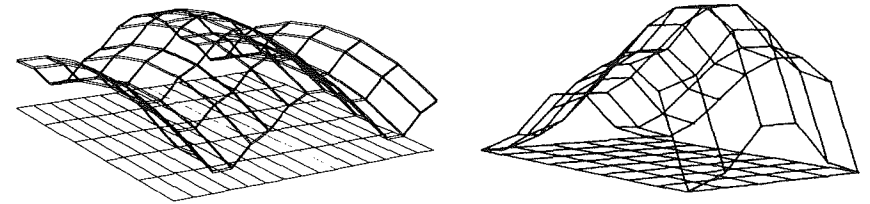


Fig. 1. Skalflader dannet af træelementer som deltager i den bærende konstruktion.



ning. (3). Risteværket kan danne en montageunderstøtning for elementerne samtidig med at de kan indgå i den færdige konstruktion som rene træk eller trykstringere, medens elementerne virker som forskydningsfelter. Samlingen mellem element og stringer kan udføres som søm, skrue eller nittesamling, men en mere rationel samlingsmetode må kunne udvikles. Dette er imidlertid endnu ikke sket, ligesom ribbernes konkrete udformning heller ikke er fastlagt. Undersøgelsen er baseret på den antagelse at samlingen vil kunne overføre en regningsmæssig forskydningskraft på 25 kN/m.

Arbejdet er koncentreret om at udvikle et alment anvendeligt materialeøkonomisk og simpelt rumligt byggesystem til mellemstore spændvidder som udnytter egenskaberne ved fabriksfremstillede færdige træpladeelementer maksimalt.

Arbejdet er blevet bearbejdet og fremsat som et løsningsforslag til idekonkurrencen om anvendelsen af Glasuld-baserede sandwichkonstruktioner, som er udskrevet af Superfos Glasuld A/S. Dette forslag blev tildelt 2. præmie december 1978. Stud.ark. Henning Ørbæk har udarbejdet datategningerne.

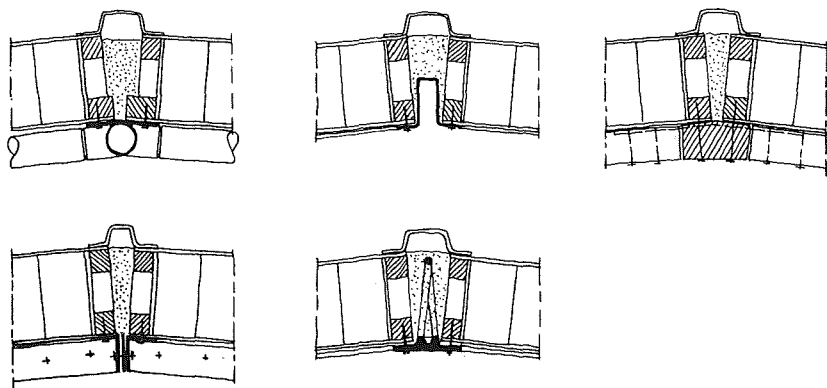


Fig. 2. Mulige samlingsdetaller mellem skive og stringer. Samlingen skal kunne overføre 25 kN/m.

### Geometriske og statiske forhold

De skalformer som er behandlet fremkommer ved at et rektangulært mønster projekteres på en krum flade, hvorved der fremkommer en inddeling på fladen af "firkanter".

De figurer som dannes ved en projektion af et rektangel på en krum flade vil almindeligvis ikke have de fire hjørner i et plan. Undtagelsen er bl.a. andet de flader som kan beskrives på formen:

$z = f(x) + g(y)$ , hvor axerne  $x$  og  $y$  er parallel med rektangellets sider. Fladerne kaldes ofte translationsflader idet de fremkommer ved at den ene kurve  $f(x)$  kan glide på den anden kurve  $g(y)$ .

Denne familie indeholder en række velkendte former:

Cylinderen, hvor den ene ledelinie er en ret linie.

Den Hyperbolske Paraboloid, hvor en opadrettet parabel bevæger sig på den nedadrettede parabel, samt

den Eliptiske Translationsskal, hvor en ellipse (cirkel) bevæger sig på en anden ellipse (cirkel), rettet mod samme side.

En del af translationsskallerne kan benyttes til konstruktioner, hvis de understøttes rigtigt, medens andre er ustabile. De stabile skaller danner det som af Ture Wester (2) (5) er blevet betegnet som blandingssvøb.

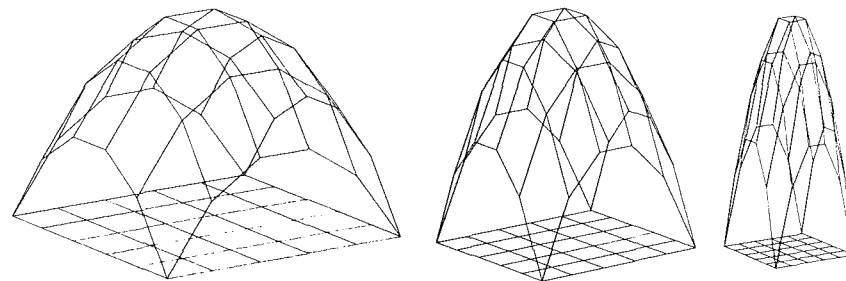


Fig. 3. Parabolsk translationsflade med varierende pilhøjde.

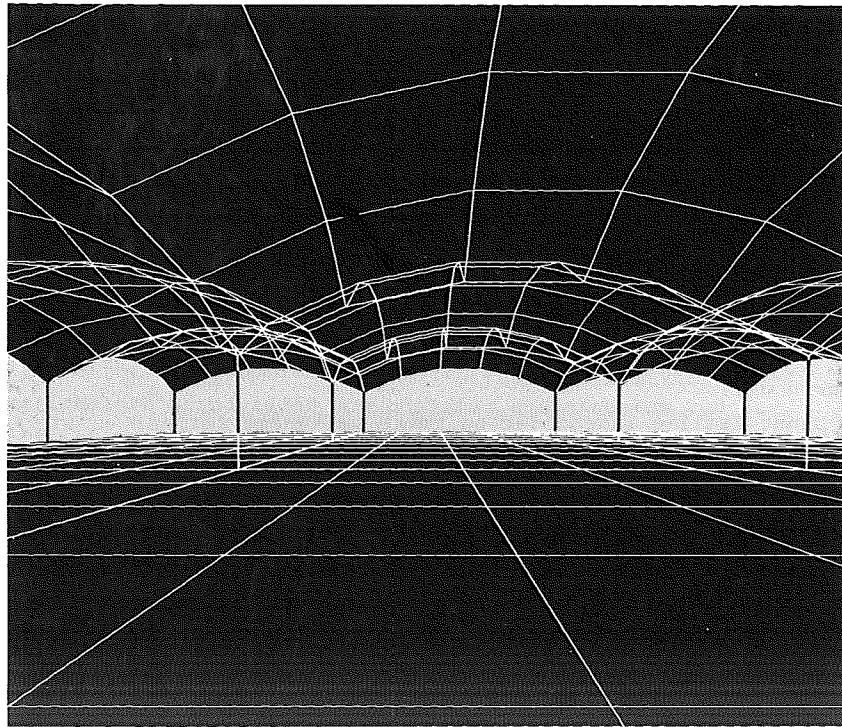


Fig. 4. Datalogisk tegning af et halinteriør med cirkulære translationsskaller opbygget af skiveformede træelementer.

#### Den cirkulære translationsskal

Den cirkulære translationsskal med en relativ lille pilhøjde er en af de mest generelt anvendelige skaltyper i denne familie. Den kan danne grundlag for en økonomisk typekonstruktion.

Det rumlige risteværk som skal bære træelementerne kan anordnes som et simpelt system. I de hidtil gennemarbejdede eksempler er der anvendt en 5 deling, hvorved skallen kun kommer til at indeholde 4 forskellige elementtyper, som for flade skalformer ikke har store afvigelser fra kvadratet.

Elementerne kan fastgøres til stringerne med søm eller skruer, stringere skal kunne overføre kræfter over knudepunktet, da denne skalopdeling er et blandingssvøb.

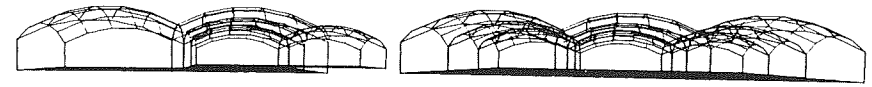


Fig. 5. Exteriør af haller med cirkulære translationsskaller.

Stringerne kan være af træ eller stål. På fig. 2 er vist en række forskellige forslag. Stringersystemet kan dimensioneres således at det kan bære elementerne under montagen.

Understøtningerne ved randen kan være en lodret fastholdelse af alle kantens punkter, men statisk er det tilstrækkeligt at fastholde skallen for rene forskydningskræfter.

Hvis skallen ikke er understøttet ved randen skal der almindeligvis anvendes en kantdrager, som kan være af lamineret træ, eller en rørformet stålbue.

En gennemregning af en konkret skal med en spændvidde på 20 meter, og en elementstørrelse på ca. 4 meter viser at det er muligt at gennemføre denne skal med rimelige dimensioner og samlinger.

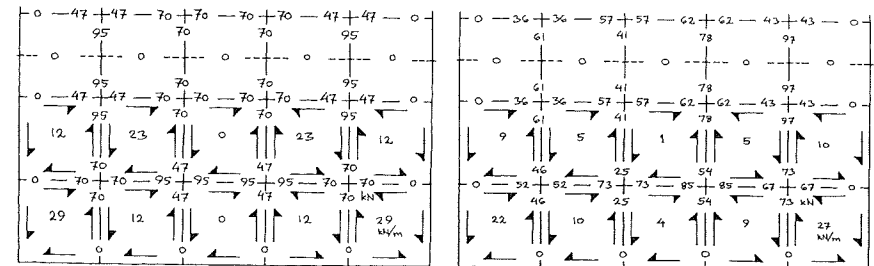


Fig. 6. Vandret projektion af skal- og stringerkræfter for en cirkulær translationsskal med en spændvidde på 20,00 meter. Symmetrisk belastning til venstre. Skæv belastning til højre. Stangkræfter i kN. Skivekræfter i kN/m.

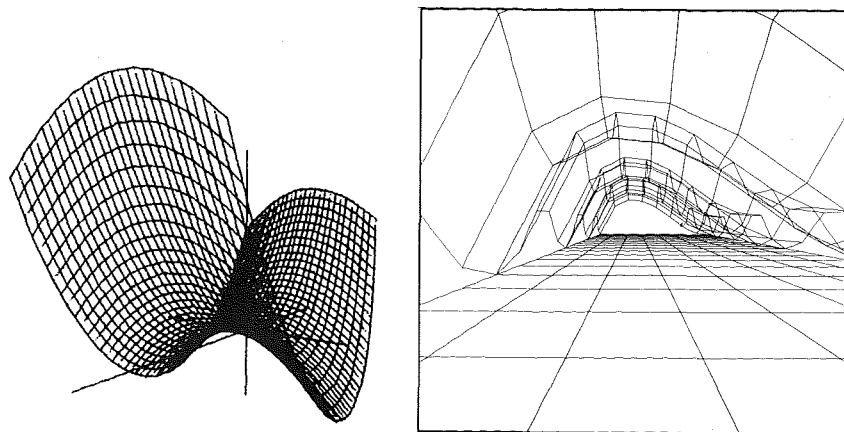


Fig. 7. Til venstre: Hyperbolsk paraboloidflade, hvis stabilitetsforhold er uheldige. Til højre: Interiør fra en sammenstilling af skalformerne fra fig. 1. (højre).

#### Den hyperbolske paraboloid

Den hyperbolske paraboloid er en af de mest anvendte translationsskaltyper. Den kan anvendes med rektangulære afskæringer langs ledeparablerne, hvorved det vil være geometrisk muligt at anvende den i dette konstruktionssystem. Man må imidlertid advare mod en ukritisk anvendelse af denne form, da den ikke er stabil over for symmetriske laste. Skalformen kan anvendes, men vil kræve et momentstift risteværk. Det er muligt, at det kan gøres rationelt, men forholdene er endnu ikke undersøgt nærmere.

Den manglende stabilitet ved den hyperbolske paraboloid gælder sikkert også andre negativt krummede skaller, og det er nødvendigt på et tidligt stade af en projektering, at undersøge sådanne former for såvel symmetrisk som skæv last. En simpel teori som afslører disse forhold, er så vidt forfatteren er bekendt, endnu ikke udviklet.

#### Cylinderskallen

Cylinderskallen -hvælvet- har på grund af sin geometriske simpelthed en række umiddelbare fordele. Det kan formes af relativt smalle elementer. Det vil dog på grund af cylinderens en-

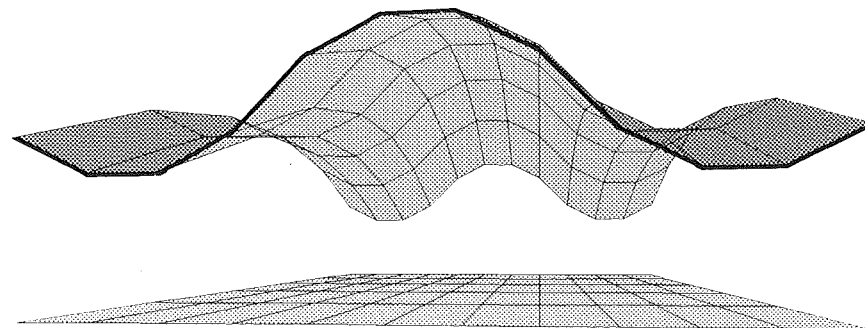
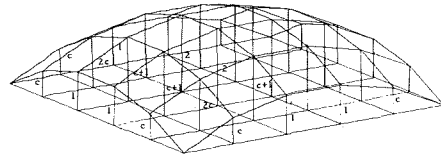


Fig. 8. Gamle former vil med moderne rationel teknik give designeren et rigere formudtryk i hænde.

keltkrummethed, almindeligvis være nødvendigt med bøjningsstive ribber i skallens tværetning. Skallen har en række umiddelbare fordele fordi alle elementer kan gøres ens.

#### Andre skalformer

De veldefinerede geometriske former giver muligheder for udvikling af konstruktionssystemer som er anonyme og økonomiske. Det er sandsynligt, at byggesystemet har sin særlige betydning ved at muliggøre en meget fri rumlig design. Figurene antyder nogen af den formrigdom som findes indenfor den angivne teknik. Det er ikke nye ukendte former, men gammelkendte konstruktioner, som imidlertid ikke i deres traditionelle udformning, som murede hvælv, beton eller stålskaller, længere er relevante i forhold til den teknologiske udvikling, i vores del af verden. Projektet forsøger at fremdrage et grundlag for konstruktioner med et rigere formudtryk som samtidig kan opføres som rationelt fremstillede materialebesparende trækonstruktioner. På denne måde kan projektet altså også ses som en udfordring til den ensporede formverden som indenfor alle materialer har været resultatet af den industrielle tekniske udvikling.



### Optimalskaller

Den cirkulære translationsskal, giver relativt store forskydningskræfter i hjørnefeltene. For at undersøge, om nogle beslægtede skalformer har gunstige forhold, er der blevet gennemregnet en række skalformer med varierende form, formerne er bestemt ved en enkelt parameter  $c$ , som vist på figuren.

$c = 2/3$  giver en parabolisk translationsskal. Undersøgelsen er udført med  $c$  værdier varierende fra 0 til 2.

Visse værdier af  $c$  giver skalformer som er uheldige da de har flade partier, hvorfor kræfterne omkring disse værdier vokser mod uendeligt. Af fig. 9 ses, at visse små værdier omkring  $c = 0.25$  giver rimelige skalkræfter, og interessante og brugbare former. Disse former kræver imidlertid yderligere undersøgelser.

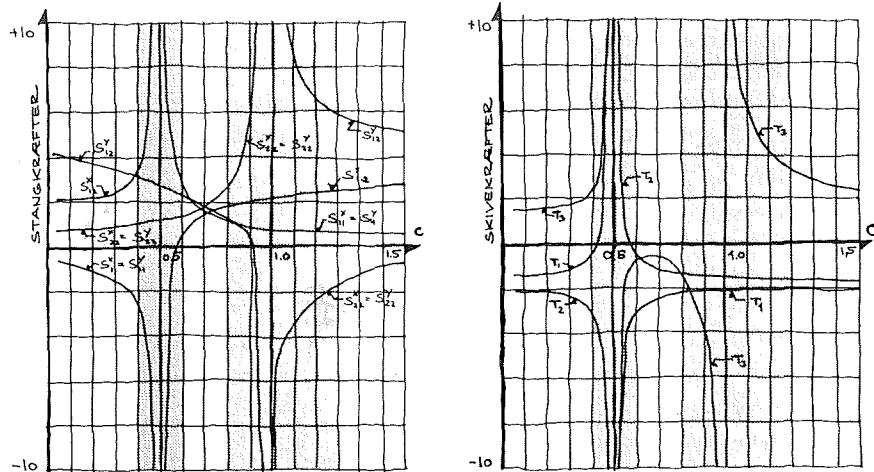
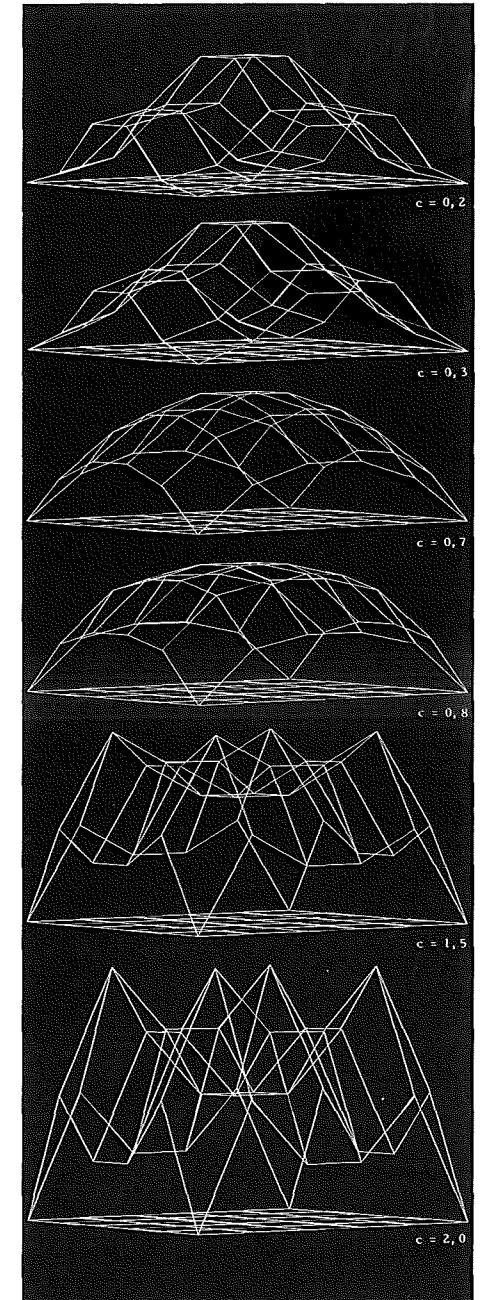


Fig. 9. Stangkræfter (til venstre) og skivekræfter (til højre) for skaller med varierende geometri.  $c = 0.66$  er den paraboliske translationsskal.

Fig. 10. skaller med varierende form, som angivet på forrige side. Skallerne er tegnet for følgende  $c$ -værdier: 0,2 - 0,3 - 0,7 - 0,9 - 1,5 - 2,0.



### Litteratur:

- (1) NIELSEN, JØRGEN. Kræfter i gitterflader. Nordisk Betong, 8. årgang 1964, side 465-484.
- (2) WESTER, TURE. Polyedernes konstruktive orden. Forskningsrapport 15.04.76. Kunstakademiets Arkitektskole, Institut for byggeteknik. (BÆK 210).
- (3) VANGGAARD, OLE. Gitterskalkonstruktioner i træ. Nordisk Træsymposium 1979.
- (4) Idékonkurrence om Glasuldsbaserede sandwichkonstruktioner. Forslag 16431. Arkitekten nr. 4 1979. Side 72.
- (5) WESTER, TURE. Stabilitetsundersøgelser for positivt krummede skive-svøb. Nordisk Træsymposium 1979.

-----  
Sandwichelement med värmeisolering av uretancellplast  
-----

Professor Lars-Erik Larsson, Avd. för Husbyggnadsteknik, Chalmers Tekniska Högskola, Göteborg, Sverige

En forskningsinriktning vid avd. för Husbyggnadsteknik, Chalmers Tekniska Högskola, är studium av uretancellplast som värmeisolering i sandwichelement för olika ändamål som golv, väggar och tak vid småhus, utfackningsväggar vid flervåningsbyggnader, väggar och tak för industri- och hallbyggnader, kyl- och frysrum etc. Studiet har gällt dels rena plastelement med ytskikt av glasfiberarmerad polyesterplast limmade till utskurna cellplastskivor av polyuretan (7, 8, 12), dels på senare tid främst sandwichelement med bärande träregelstomme och uretancellplast inskummad mellan inre och yttre ytskikt av olika utförande som gipsskiva, spånskiva, träfiberskiva, asfaboard, plywood och stålplåt (9, 10, 11, 13, 14).

Arbetet har i stor utsträckning finansierats med anslag från Statens Råd för Byggnadsforskning och bedrivits i nära samarbete med byggplastindustrin, vars intresse för att utveckla uretancellplast som värmeisoleringsmaterial i sandwichelement är mycket stort. Uretancellplasten är genom skumningsförfarandet särskilt väl ägnad för framställning av denna typ av byggelement. Den kan också enligt ett annat produktionsförfarande i form av skivor, placeras mellan ytskikt av önskat material och utseende och limmas mot ytskikten. Egenskaperna hos limskikten blir avgörande för hållfastheten. Elementens funktion ifråga om böjstyvhet, bärrighet och värmemotstånd är beroende av tillverkningsättet. Om diffusionsspärren kan slopas förenklas tillverkningen. Genom uretancellplastens höga värmeisoleringsförmåga blir k-värdet för denna väggtyp mycket gynnsamt, vilket bidrar till förbättrad energihushållning.

Värmeledningstalet  $\lambda$  för uretancellplast i sandwichelement vid långtidsförsök (7 år)

Vid en undersökning (12) som pågått under flera års tid har studerats om uretancellplastens  $\lambda$ -värde förändras med tiden då den inplaceras i form av

skivor mellan ytskikt som i försöken utgjordes av glasfiberarmerad polyester. Så länge en skiva av uretancellplast ligger fritt i luften sker en diffusion av luft in i skivan och av innesluten gas triklorflourmetan (CFCl<sub>3</sub>) ut ur skivan. Man räknar med att diffusionen av luft i uretancellplast går ca 10 gånger snabbare än diffusionen av CFCl<sub>3</sub>. Detta innebär att uretancellplastens  $\lambda$ -värde successivt förhöjs om skivornas ytor saknar ytskikt (1, 3, 4, 5, 6, 7, 12).

Vid undersökningen (12) studerades provplattor med tjocklekarna 40 mm, 60 mm och 80 mm av material med densiteten 29 kg/m<sup>3</sup> med 4 ex av varje typ (6 typer) och tjocklek, totalt 72 st provplattor med dimensionerna 450x450 mm. Av plattorna var 12 utan beklädnad och resterande 60 med beklädnad av 3 mm glasfiberarmerad polyesterplast runt om. Av de senare var en del försedda med en påklistrad aluminiumfolie ensidigt eller på båda sidor närmast uretanet. Värmeledningstalet bestämdes i Lang-apparat med 2 bestämmingar av vardera plattan vid 4 olika tidpunkter, totalt ca 550 bestämmingar.

Även 8 st provplattor med dimensionerna 1190x1190 mm varav 2 st utan beklädnad och 6 st med beklädnad av 3 mm glasfiberarmerad polyesterplast runt om provades i avdelningens s.k. "vindlåda". Vid denna apparat provas plattorna i horisontellt läge enligt Langs princip. Provningsanordningen har sitt namn av att den har använts vid  $\lambda$ -värdesprov på olika material under inverkan av luftströmning vid olika vindhastigheter. I de nu aktuella provningarna har dock vindfläkten ej använts. Uretancellplastens densitet hos dessa plattor var högre än hos de föregående, nämligen 37 kg/m<sup>3</sup>. Provning av dem ägde endast rum vid de tre första mättillfällena. Totalt utfördes ca 50 bestämmingar med dem.

Den första mätningen ägde rum våren 1970 ca 2 månader efter fabrikation av provplattor, den andra 6 månader senare och den tredje 20 månader efter den första mätningen. Den fjärde mätningen slutligen ägde rum under år 1977, dvs. 7 år efter den första mätningen. De olika studerade elementtyperna framgår av nedanstående uppställning.

#### Undersökta elementtyper

Provplattor 450x450 mm, typ A, provades i Langapparaten, tre tjocklekar 40, 60 och 80 mm, 4 ex av varje typ och tjocklek. Provplattor 1190x1190 mm, typ B, provade i vindlådan, tjocklek 80 mm, 2 ex av varje typ.

Beteckning:

A1, B1	Uretancellplast utan ytskikt
A2a	Aluminiumfolie runt om
A2b	Aluminiumfolie på en sida och de fyra kanterna

A2c, B2a	Glasfiberarmerad polyester runt om med aluminiumfolie närmast uretanet
A2d, B2b	Glasfiberarmerad polyester runt om, aluminiumfolie på en sida
A2e, B2c	Glasfiberarmerad polyester runt om

Försöksresultaten framgår av fig. 1 och 2. I försök med skivor utan ytskikt, se fig. 1, erhöles en gradvis förhöjning med tiden av uretancellplastens  $\lambda$ -värde. Ökningen av  $\lambda$ -värdet uppgick efter 6 månader till ca 9%, efter 20 månader till ca 16% och efter 7 år till ca 25% för samtliga provade plattjocklekar.

Som en förklaring till bristande överensstämmelse enligt fig. 1 mellan försök och teoretisk beräkning kan anföras att uretancellplastens ålder vid provningarnas början ej varit möjlig att fastställa. Beräkningen enligt Norton (4) gäller uretancellplast med densiteten 35 kg/m<sup>3</sup>, medan de provade plattornas densitet var 29 kg/m<sup>3</sup>. Undantag utgör de i vindlådan provade plattornas densitet som var 37 kg/m<sup>3</sup>. För dessa plattor erhöles bättre överensstämmelse med teoretisk beräkning.

Uretancellplast tillverkas som regel ej med lägre densitet än ca 30 kg/m<sup>3</sup>. Om densiteten blir lägre blir cellväggarna mekaniskt vecka och någon förbättring av värmeledningstalet erhålles ej utan snarare tvärtom, vilket även de utförda försöken ger en antydning om.

Däremot har någon förhöjning med tiden av  $\lambda$ -värdet ej kunnat påvisas för plattor med ytskikt av glasfiberarmerad polyester eller i konstruktion med glasfiberarmerad polyester som täcksikt och med aluminiumfolie närmast uretancellplasten, se fig. 2.

#### Värmeisoleringssegenskaper hos sandwichelement med värmeisoleringsmed uretancellplast

Vid senare diskussioner framkom att det vore önskvärt med en komplettering av studierna av de värme- och fukttekniska egenskaperna hos uretancellplast, och man önskade utföra fullskaleförsök med väggelement av sandwichtyp med bärande träregelstomme med olika ytskikt, anpassade för provning vid Chalmers Tekniska Högskolas fältstation i Fiskebäck. Denna är utrustad med komplett mätutrustning för att följa beteendet hos väggelement i västkustklimat med flödes-, temperatur- och fuktmetningar, samtidigt som klimatet inom- och utomhus registreras på data. Även slagregnsmätning och mätning av solintensiteten med solarimeter utföres.

Fältstationen är byggd så att man kan byta ut väggsektioner 1,20x250 m. Elementen, se fig. 3 och 4, infästes upp- och nedtill. Totalt tillverkades



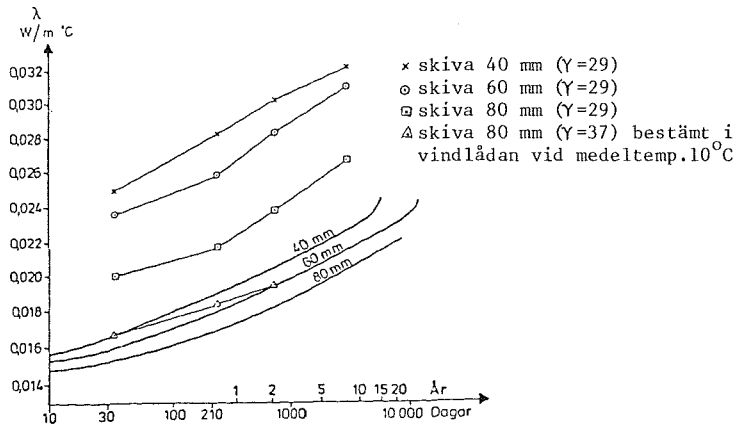


Fig. 1. Värmeledningstalets variation med tiden hos skivor av uretancellplast ( $20^\circ C$ ), densitet 29 resp.  $37 \text{ kg/m}^3$ , med olika tjocklek, dels enligt teoretisk beräkning för  $\gamma=35 \text{ kg/m}^3$  (NORTON), dels enligt egna försök. Skivorna fritt exponerade å båda sidor.

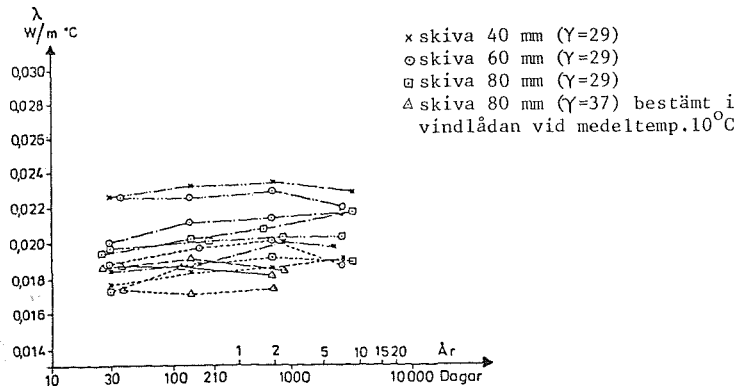


Fig. 2. Värmeledningstalets variation med tiden hos skivor av uretancellplast ( $20^\circ C$ ), densitet 29 resp.  $37 \text{ kg/m}^3$ , med olika tjocklek. Skivorna täckta med eller utan aluminiumfolie närmast uretanet samt i samtliga fall med glasfiberarmerad polyester runtom.

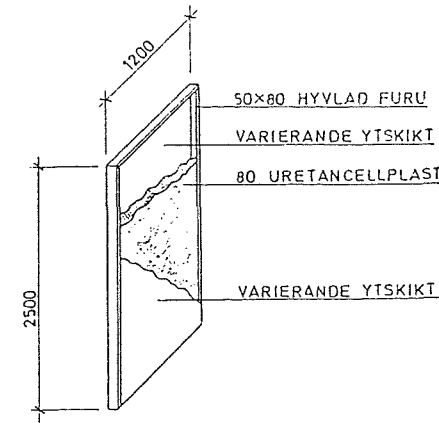


Fig. 3. Utformning av sandwichelement med värmeisolering av uretancellplast provade vid Chalmers Tekniska Högskolas fältstation i Fiskebäck för bestämning av k-värden och fukthalter. Mått i mm.

8 element med olika utföranden och med 8 cm PUR-isolering, Bonofom 1107, densitet  $41 \text{ kg/m}^3$ . In- och utvändigt ytskikt samt typ av fasadbeklädnad hos de olika provelementen framgår av tabell 1. Vid provelement 3 bestod invändigt ytskikt av plastfolierad gipsskiva, dvs. provelementet var försett med ångspärr. Övriga provelement tillverkades utan ångspärr. Elementen har försetts med gipsskiva alt. spånskiva på insidan. Utvändigt ytskikt utgöres av gipsplatta, asfaboard, halvhård träfiberplatta eller spånplatta för utomhusbruk med fasadbeklädnad av AL-plåt. Hos några element har uretancellplasten skummats direkt mot fasadbeklädnad av plastbehandlad stålplåt resp. rötskyddad plywood.

Samtliga element har på fältstationen i Fiskebäck under ett års tid provats kontinuerligt med bestämning av k-värde (flödes- och temperaturmätningar), fuktvandring (fuktprov med vägning före och efter uttorkning) samt även bestämning av mekaniska rörelser hos elementen för bedömning av dimensionsstabiliteten (11). Samtidigt har laboratorieförsök utförts med bestämning av  $\lambda$ -värde och fuktdiffusionstal för den använda uretancellplasten, egenskaper hos ytskikten etc. För närvarande har provelementen varit monterade i över 2 års tid. Efter 2 år har förnyad bestämning av k-värden och fuktkvoter utförts för samtliga element.

Resultatet av undersökningen blev att värmemotstånden för samtliga element låg kring  $4 \text{ m}^2 \text{ } ^\circ C/W$  med någon spridning främst beroende på ytskiktens motstånd. Under provtiden som omfattade tiden fram till dag 336 efter till-

verknigen skedde ingen påtaglig förändring med elementens värmekniska egenskaper. Omräknat till värmeledningsförmåga motsvarade resultaten ett  $\lambda$ -värde mellan 0,019 och 0,021 W/m °C. Värmeegenomgångskoefficienten eller k-värdet beräknades i genomsnitt till ca 0,24 W/m<sup>2</sup> °C, varvid värmeövergångsmotståndet  $m_1+m_2=0,25 \text{ m}^2 \text{ °C/W}$  enligt SBN 75 inkluderades i beräkningen. Det erhållna värdet skall jämföras med högsta tillåtna värden enligt SBN 75, 0,25 W/m<sup>2</sup> °C resp. 0,30 W/m<sup>2</sup> °C för olika zoner. Vid förnyad mätning efter 2 år har ej heller då någon förändring av värmeisoleringsförmågan kunnat påvisas.

Vid fältförsöken undersöktes även nödvändigheten av diffusionsspärr vid denna typ av element. Undersökningen gjordes genom bestämning av fuktfördelning i elementen. De uppmätta fuktkvoterna var mycket små, maximalt 0,15 volymsprocent, av samma storlek som uppmättes för element förvarade i normalt rumsklimat. Ingen skillnad mellan element med och utan plastfolie kunde påvisas. Fältförsöken utfördes under speciella förhållanden utan nämnvärd fukttillförsel inifrån. Provingen kompletteras för närvarande med laboratorieförsök under varierande klimatbetingelser.

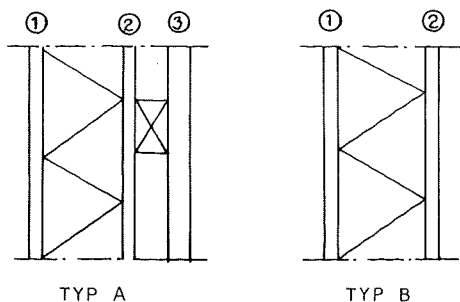


Fig. 4. Principskiss som visar utförande med inre (1) och yttre (2) yt-skikt samt fasadbeklädnad av profilerad aluminiumplåt (3), TYP A, alt. mot-skummat yttre yt-skikt (2) av rötskyddad plywood alt. slät stålplåt, TYP B, se för övrigt tabell 1 över elementtyper provade vid Chalmers Tekniska Högskolas fältstation i Fiskebäck för bestämning av k-värden och fukthalter. Värmeisolering av 80 mm Bonofoam 1107, densitet 41 kg/m<sup>3</sup>.

Tabell 1. Utförande av de olika provelementen, se även fig. 4.

Prov-element Nr	Ytskikt Invändigt (1)	Ytskikt Utvändigt (2)	Fasadbeklädnad (3)
1	13 mm gipsskiva <sup>1)</sup>	9 mm Masonite <sup>4)</sup>	Typ A, Profilerad aluminiumplåt, Gränges VAP 25 med brun PVF <sub>2</sub> lack, på läkt 25x50 mm c 600 mm
2	13 mm gipsskiva <sup>1)</sup>	13 mm Asfaboard <sup>5)</sup>	---
3	13 mm gipsskiva <sup>2)</sup> (plastfolierad)	9 mm gipsskiva <sup>6)</sup>	---
4	12 mm spånskiva <sup>3)</sup>	12 mm spånskiva <sup>7)</sup>	---
5	13 mm gipsskiva <sup>1)</sup>	12 mm plywood <sup>8)</sup>	Typ B, Motskummad plywood
6	12 mm spånskiva <sup>3)</sup>	12 mm plywood <sup>8)</sup>	---
7	13 mm gipsskiva <sup>1)</sup>	0,7 mm slät stålplåt <sup>9)</sup>	Typ B, Motskummad stålplåt
8	12 mm spånskiva <sup>3)</sup>	0,7 mm slät stålplåt <sup>9)</sup>	---

1) Gyproc normal GN

2) Gyproc normal GND

3) Klimatklass 3, inomhusbruk

4) Halvhård träfiberskiva

5) Asfaltimpregnerad porös träfiberskiva

6) Gyproc normal GNU, utomhusbruk

7) Klimatklass 2, utomhusbruk

8) Klimatklass 3, bestrykning med Expnol Pl 50 trälasyr, 1 strykning med brun, 1 strykning med ofärgad

9) Bestrykning med brun silikon polyester 234/skyddslack 012

#### HSB:s provhus i Landsbro. Värmeknisk undersökning av sandwichelement isolerade med uretancellplast

I samband med de diskussioner som föregick de närmast föregående beskrivna fullskaleförsöken ansågs det värdefullt om en utvärdering av värmeekonomi och bestämning av k-värden och fukthalter hos ytterväggsselement till HSB:s provhus i Landsbro kunde komma till stånd. Provhuset som byggdes 1965 är en villa på 121 m<sup>2</sup> med bärande system av stålpelare och stålbalkar. Väggarna består av sandwichelement av 9 mm halvhård träfiberskiva och 50 mm inskummad uretancellplast, densitet 37 kg/m<sup>3</sup>, se fig. 5. Fasadbeklädnaden är av aluminiumplåt. Både hopfogningen av de enskilda elementen och skarvarna mellan elementen är utförda med lim. Tak- och golvbjälklag är konventionellt isolerade med mineralull. Värmsystemet består av en termostatstyrd oljeeldad panna.

Mätningarna som utfördes 9/11-30/11 1976, har omfattat k-värdesbestämning med temperatur- och flödesmätningar, mätning av totala energibehovet samt bestämning av den ofrivilliga ventilationen (10). Samtidigt utfördes på laboratoriet vid Chalmers Tekniska Högskola i Guarded Hot Box en provning av k-värdet för några sandwichelement som fanns kvar från bygget. Sandwichelementens utseende framgår av fig. 5 som visar sektion genom den på laboratoriet provade elementväggen (9).

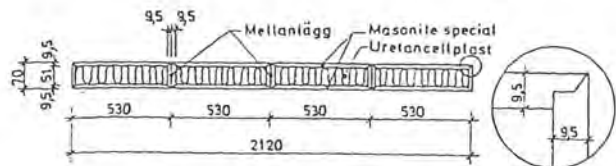


Fig. 5. Sektion genom elementvägg uppbyggd av överblivna sandwichelement från HSB:s provhus i Landsbro byggt 1965, för provning i laboratorium 11 år senare av k-värdet i Guarded Hot Box. Mått i mm.

Mätningarna vid provhuset i Landsbro gav exkl. inverkan av skarvar en värmeledningkoefficient  $k = 0,38 \text{ W/m}^2 \text{ } ^\circ\text{C}$ . Motsvarande värmeledningstal för uretancellplasten blev  $0,023 \text{ W/m } ^\circ\text{C}$ . Vid laboratorieförsöken erhöles inkl. skarvar  $k = 0,46 \text{ W/m}^2 \text{ } ^\circ\text{C}$  och motsvarande värmeledningstal  $\lambda = 0,024 \text{ W/m } ^\circ\text{C}$ . Undersökningen visar att uretancellplasten fortfarande efter ca 10 år har ett mycket lågt värmeledningstal. Hur stort värdet har varit från början är ej känt, eftersom några mätningar ej utfördes vid tiden för bygget. Väggens k-värde måste betecknas som mycket gynnsamt med hänsyn till väggens ringa tjocklek 7 cm. Beräkningen av hela byggnadens energibalans visade att provhuset trots endast 7 cm vägg tjocklek och onormalt stora fönsteryta har samma energiförbrukning som ett normalt hus ca 25000 kWh/år.

#### Utvecklingstendenser och fortsatt forskning

Under de senaste åren har en utveckling ägt rum varvid ett antal småhus successivt börjat uppföras med väggar, golv och tak utförda av sandwichelement med värmeisolering av uretancellplast. Utformning av ett väggelement visas på fig. 6. I anslutning till denna utveckling har vid avdelningen för Husbyggnadsteknik vid CTH olika slag av fortsatta provningar av vägg-, golv- och takelement utförts. Vid bestämning av k-värdet för ett sandwich-element enligt fig. 6 med 110 mm tjock värmeisolering av uretancellplast i laboratoriets Guarded Hot Box erhöles inkl. köldbryggeeffekter av masonite-

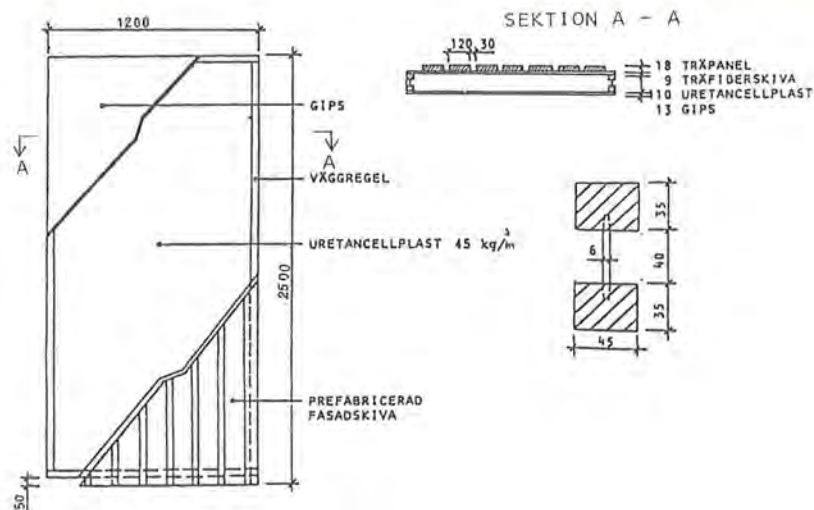


Fig. 6. Utformning av väggelement av sandwichtyp med värmeisolering av uretancellplast vars betende studerats vid hållfasthetsprovningar och brandprovningar.

reglar värdet  $k = 0,20 \text{ W/m}^2 \text{ } ^\circ\text{C}$ . Motsvarande värmeledningstal för den i elementen ingående uretancellplasten, densitet  $45 \text{ kg/m}^3$ , blev  $\lambda = 0,020$  à  $0,021 \text{ W/m } ^\circ\text{C}$  i olika försök.

Då de aktuella sandwichelementen också har en viktig bärande funktion, har problemet att studera hållfasthets- och deformationsegenskaper upptagits till behandling. Väggelementet enligt fig. 6 har dels provats utsatt för centrisk last, dels för kombination av centrisk last och sidobelastning, varvid inverkan av vindbelastning kunnat studeras. Brottlasten för ett helt element ligger omkring 200 kN vid korttidsbelastning (13). Detta är ungefär 10 gånger högre än brukslasten vid normala 1- och 1½-plansvillor. Undersökningar för studium av bärförmågan hos golv- och takelement utsatta för påkänningar av ren böjning pågår.

I samband med diskussionerna kring utveckling av sandwichelement med värmeisolering av uretancellplast har frågan om konstruktionens brandmotstånd intagit en alltmer framskjuten plats. Anledningen härtill är inte endast den att elementen innehåller en betydande andel plastmaterial som ju dels är brännbart, dels rökutvecklande i händelse av brand. Om nämligen konstruktionen skall få klassificeras som bärande brandavskiljande bygg-



nadsdel, skall den enligt de kommande kraven för småhus på brandklass B 30 motstå brandpåverkan i 30 minuter samt inte förlora sin bärförmåga under därefter följande avsvälning. För att möta dessa krav pågår forskning med brandprovningar av tak- och väggelement i olika utföranden (14). Undersökningarna tyder på att det är möjligt att utforma elementen så att de nya kraven uppfylles. Därvid studeras bl.a. beklädnad med glasfiberarmerad gipsskiva samt inverkan av målningsbehandling av masoniteliven med brandskyddsfärg.

#### Litteratur

- 1) PATTEN G.A., Environmental factors in thermal conductivity of SKOCHDOPOLE R.E., plastic foams. Modern Plastics, July, 1962, p. 149.
- 2) LEVY M., Moisture Vapor Transmission and Its Effect on Thermal Efficiency of Foam Plastics. Journal of Cellular Plastics, vol. 2, no. 1, January 1966.
- 3) HARDING R.H., Predicting the performance of foam-insulated containers. Journal of Cellular Plastics, July 1966, p. 206.
- 4) NORTON F.J., Thermal conductivity and life of polymer foams, Journal of Cellular Plastics, January 1967, p. 23.
- 5) DOCHERTY D.J., Some physical properties of rigid urethane foams, BALL G.W., Trans. J. Plastics Inst., February 1967, p. 345.
- 6) STATENS PROVNINGS- Intyg nr U64-2066, nr 5030,38, nr 6030,54, ANSTALT nr 7030,24, 1964-1967.
- 7) LARSSON L-E., Värmetekniska och fuktmekaniska synpunkter på sandwichelement med kärna av uretancellplast, Rapport nr 189, Institutionen för Byggnadsteknik, Chalmers Tekniska Högskola, 1971.
- 8) KLARMAN J., Värmeteknisk undersökning av sandwichelement i glasfiberarmerad plast enligt "Guarded Hot Box"-metoden. Del 1 av examensarbete.  
Undersökning av plasthus och provningar av sandwichelement i glasfiberarmerad plast med ög-leväv. Del 2 av examensarbete. Rapport nr 137, Avdelningen för Husbyggnadsteknik, CTH, Göteborg, augusti 1972.

- 9) ONDRUS J., Värmeteknisk undersökning av sandwichelement isolerade med uretancellplast. HSB:s provhus i Landsbro. Laboratieförsök. Rapport nr 319. Avdelningen för Husbyggnadsteknik, CTH, Göteborg, augusti 1977.
- 10) ISBERG J., Sandwichelement av uretancellplast. Värme- och fuktmekaniska egenskaper. HSB:s provhus i Landsbro. Fältförsök. Rapport nr 335. Avdelningen för Husbyggnadsteknik, CTH, Göteborg, augusti 1977.
- 11) ISBERG J., Sandwichelement av uretancellplast. Värme- och fuktmekaniska egenskaper. Fältförsök. Rapport nr 364. Avdelningen för Husbyggnadsteknik, CTH, Göteborg, augusti 1977.
- 12) LARSSON L-E., Värmeledningstalet  $\lambda$  för uretancellplast som värmeisolering i sandwichelement vid långtidsförsök. Rapport nr 198. Avdelningen för Husbyggnadsteknik, CTH, Göteborg, mars 1978. (Översatt till engelska).
- 13) BERNSTÅL A., STJERNA P-E., Deformations- och hållfasthetsegenskaper hos väggelement av sandwichtyp belastade med korttidslast. Examensarbete. Rapport nr 416. Avdelningen för Husbyggnadsteknik, CTH, Göteborg, december 1978.
- 14) ONDRUS J., Sandwichelement av uretancellplast. Brandtekniska egenskaper. Delrapport nr 399. Avdelningen för Husbyggnadsteknik, CTH, Göteborg, oktober 1978.

-----  
Mineraluldbaserede sandwichelementer, styrke og stivhed  
-----

Civilingeniør Lauritz Rasmussen, Institutet for Husbygning,  
Danmarks tekniske Højskole, DK-2800 Lyngby (nu Superfos Glasuld a/s)

Artiklen redegør for mineraluldbaserede sandwichelementers styrke- og stivhedsegenskaber dels under påvirkning af bøjende momenter (tværlast på dæk-/tagelementer), dels under påvirkning af normalkræfter (vægelementer), og endelig redegøres for elementernes styrkeforhold under brandpåvirkning (restbæreevne).

Bæreevne- og deformationsforhold illustreres dels gennem eksempler fra udførte forsøg, dels gennem beregningsprincipper.

Endvidere resumeres en del resultater fra tilhørende materialeprøvninger af mineraluld og krydsfinér.

#### Baggrund

Mineraluldbaserede sandwichelementer blev for første gang anvendt som bærende konstruktion i det såkaldte Nul-energihus, opført på Danmarks tekniske Højskole i 1974.

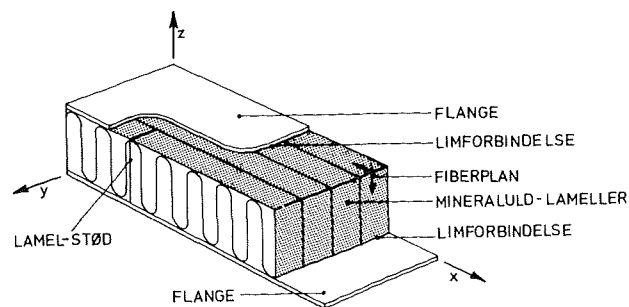
I konsekvens af, at der er tale om en ny konstruktionstype, som ikke er omfattet af gældende konstruktionsnormer, iværksattes i 1976 en lang række undersøgelser med henblik på en boligministeriel godkendelse.

Undersøgelserne har været forestået af en gruppe bestående af repræsentanter fra: Cowiconsult, Rådgivende Ingeniører A/S - Institutet for Husbygning, DTH, - Rockwool A/S - Statens Byggeforskningsinstitut - Superfos Glasuld. Projektet er blevet støttet af Teknologirådet med en bevilling på kr. 725.000 fordelt over perioden 1976-1978. Institutet for Husbygning har forestået undersøgelserne vedrørende styrke- og stivhedsegenskaber, Statens Byggeforskningsinstitut de fugttekniske egenskaber og Cowiconsult de byggetekniske problemer. Mineraluldproducenterne har primært behandlet produktionstekniske forhold i samarbejde med Tåsinge Træ A/S.

Resultaterne af undersøgelserne er sammenfattet i en hovedrapport, [1], med reference til en lang række delrapporter.

### Konstruktionsprincip

Elementtypen, som vist på figur 1, er opbygget som en 3-lags sandwichkonstruktion bestående af en kerne af lamelskåret mineraluld limet til to flangeplader af krydsfinér eller eventuelt andre pladematerialer med tilsvarende egenskaber. Til limforbindelsen er anvendt en énkomponent polyurethanlim.



Figur 1: Princip i opbygning af mineraluldbaserede sandwichelementer.

Mineraluldens tilnærmelsesvis planparallelle gitterstruktur og fibrenes indbyrdes sammenbinding giver mineralulden betydelige styrke- og stivhedsegenskaber i fiberplanet. Disse udnyttes i sandwichkonstruktionen ved at opskære mineraluldpladerne til lameller og lime dem til flangepladerne med fiberplanet orienteret vinkelret herpå.

Sammenlignet med en traditionel stressed-skin-konstruktion er "kroppene" af træ erstattet af den mineraluld, der alligevel er nødvendig af hensyn til isoleringsevnen.

### Mineralulds materialeegenskaber

Mineraluldens funktion i sandwichkonstruktionen er primært at stabilisere flangepladerne mod udknækning og hindre, at flangerne glider i forhold til hinanden (forskydes). De mekaniske egenskaber, der efterspørges hos materialet er således i første række styrke- og stivhedsegenskaberne ved træk og tryk vinkelret på flangerne og egenskaberne ved forskydning i planer vinkelret på flangerne (i fiberplanet).

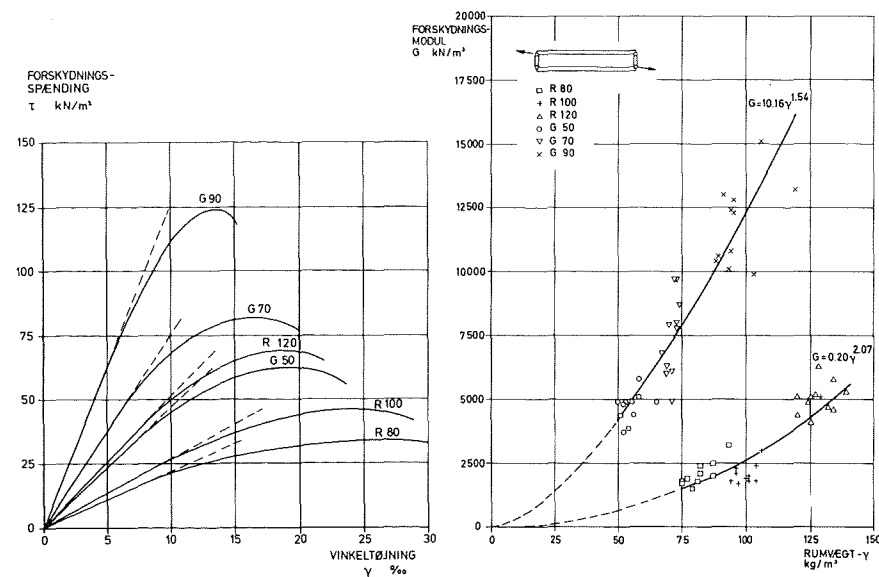
Egenskaberne overfor bøjning er af mindre interesse, idet mineraluldens bidrag til bøjningsstivheden er forsvindende i forhold til bidraget fra de to flanger.

Materialeundersøgelserne, detaljeret beskrevet i [2], omfatter udvalgte mineraluldtyper af fabrikterne Rockwool og Glasuld. De undersøgte mineraluldprodukter hidrører fra den løbende produktion og er på ingen måde optimeret med henblik på denne specielle anvendelse.

Udover fiberorienteringen afhænger styrke- og stivhedsegenskaberne af fiber-mængden (rumvægten), fiberlængden, fiberdiameteren samt bindemiddeltpe og -mængde.

De mange parametre gør det vanskeligt at sammenligne forskellige produkter/fabrikater, og det må derfor fremtidigt overlades til fabrikanterne at fremskaffe de nødvendige oplysninger om uldens mekaniske egenskaber.

Generelt set udviser mineralulden lineærelastiske egenskaber ved både træk, tryk og forskydning med proportionalitetsgrænser omkring 50-60% af den tilhørende brudstyrke. Både styrke- og stivhedsparametrene vokser eksponentielt med rumvægten, når denne er eneste variabel (se figur 2).



Figur 2: Eksempler på mineraluldens mekaniske egenskaber ved forskydning. Til venstre vises eksempler på typiske arbejdskurver ved forskydning for 6 forskellige mineraluldtyper. Til højre vises sammenhængen mellem rumvægt og forskydningsstivhed (G-modul) for henholdsvis Rockwool og Glasuld, når rumvægten er eneste variabel.



Styrke- og stivhedstallene for de anvendte mineraluldtyper fremgår af tabel 1.

Mineraluld	Træk		Tryk		Forskydning	
	Styrke $\sigma_t$ KN/m <sup>2</sup>	E-modul $E_t$ KN/m <sup>2</sup>	Styrke $\sigma_c$ KN/m <sup>2</sup>	E-modul $E_c$ KN/m <sup>2</sup>	Styrke $\tau$ KN/m <sup>2</sup>	G-modul $G$ KN/m <sup>2</sup>
R80	68 (18%)	5890 (38%)	32 (22%)	3390 (33%)	32 (20%)	2130 (23%)
R100	83 (11%)	8130 (14%)	51 (12%)	5090 (18%)	41 (24%)	2410 (41%)
R120	164 (28%)	18490 (24%)	71 (13%)	7930 (28%)	66 (11%)	5170 (14%)
R	$\sigma_t = 0,018\gamma^{1,84}$	$E_t = 0,064\gamma^{2,54}$	$\sigma_c = 0,0044\gamma^{1,99}$	$E_c = 0,31\gamma^{2,07}$	$\tau = 0,020\gamma^{1,66}$	$G = 0,20\gamma^{2,07}$
G50	135 (12%)	13850 (12%)	54 (17%)	5250 (19%)	62 (6%)	4740 (12%)
G70	196 (22%)	22960 (29%)	82 (17%)	5840 (12%)	82 (10%)	7500 (21%)
G90	300 (16%)	35700 (17%)	156 (35%)	16650 (33%)	124 (14%)	11920 (14%)
G	$\sigma_t = 0,45\gamma^{1,42}$	$E_t = 15,0\gamma^{1,70}$	$\sigma_c = 0,030\gamma^{1,87}$	$E_c = 1,62\gamma^{1,99}$	$\tau = 0,63\gamma^{1,15}$	$G = 10,16\gamma^{1,54}$

Tabel 1: Mineraluldens korttidsegenskaber ved træk, tryk og forskydning (i fiberplanet). Konditionering: 20°C/65% RF. Angivne værdier er middelværdier (ca. 10 prøver). Variationskoefficienten er angivet i parentes. For  $\gamma$  ind sættes rumvægten i kg/m<sup>3</sup>.

Udover prøvninger med korttidbelastning er udført forsøg til belysning af mineraluldens krybeegenskaber under påvirkning af statisk langtidsbelastning og forsøg med dynamiske påvirkninger (udmattelsesforsøg).

Ved belastningsniveauer op til ca. 30% af korttidforskydningsstyrken udgør krybningen 12-18% af initialdeformationen.

#### Materialeprøvning af krydsfinér

Undersøgelsen af krydsfinérens mekaniske egenskaber, detaljeret beskrevet i [3], har primært haft til formål at bestemme de aktuelle værdier for de parametre, der indgår i beregningsformlerne for sandwichelementer.

De egenskaber, der er af primær betydning ved anvendelsen som flangemateriale, er krydsfinérens egenskaber overfor træk- og trykpåvirkning i pladens plan parallelt med yderfinérens fiberretning og herunder svækkelser hidrørende fra eventuelle skråskarringer.

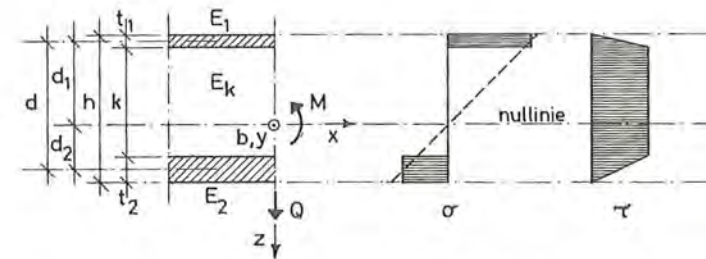
De væsentligste resultater fra disse undersøgelser fremgår af tabel 2.

Krydsfinértype - kvalitet	Aktuel tykkelse mm	Konditio- nering 20°C	Træk $\neq$		Tryk $\neq$		Forskydning (skive/ gn.tykkelse)		Forskydning (plade/ rullende)	
			$\sigma_{t0}$ N/mm <sup>2</sup>	$E_{t0}$ N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{c0}$ N/mm <sup>2</sup>	$E_{c0}$ N/mm <sup>2</sup>	$\tau_0$ N/mm <sup>2</sup>	$G_0$ N/mm <sup>2</sup>	$\tau_{90}$ N/mm <sup>2</sup>	$G_{90}$ N/mm <sup>2</sup>
Amerikansk krydsfinér C-D BRAND S	12,0 12,0	65%RF 50%RF	27,1 28,0	9880 11200	33,3	8300				
Amerikansk krydsfinér C-D BRAND S m.skråskarring 1:10	12,0 12,0	65%RF 50%RF	16,2 17,0		30,8					
Amerikansk krydsfinér C-D	12,0	50%RF	21,2	8460	33,4	10200	7,4	875*	1,6	650
Amerikansk krydsfinér C-D m.skråskarring 1:8	12,0	50%RF	19,7							
Amerikansk krydsfinér A-C	12,6	50%RF			33,3	7830				
Canadisk krydsfinér CSP Sheating	12,6	50%RF			36,4	8330				

Tabel 2: Styrke- og stivhedstal for de anvendte krydsfinértyper (middelværdier af 10 prøver). Krydsfinérkvaliteterne er detaljeret beskrevet i [3].

#### Dæk-/tagelementer (sandwichbjælker)

I de bøjningspåvirkede sandwichelementer udnyttes flangernes gode styrke-/stivhedsegenskaber (i aksial retning) til momentoptagelsen, medens kernen overfører forskydningspændinger mellem flangerne. Flangernes egenbøjningsstivhed og kernens bidrag til bøjningsstivheden er forsvindende for de undersøgte elementtyper.



Figur 3: Bøjningspåvirket sandwichelement. Momentet optages ved normalspændinger (træk-/trykpåvirkning) i flangerne, mens forskydningskraften optages af kernen. De viste spændingsfordelinger optræder, når der ses bort fra flangernes egenbøjningsstivhed og kernens bidrag til bøjningsstivheden ( $E_k \approx 0$ ).

Beregningsprincipperne, resumeret i det følgende, er baseret på den almindelige bøjningsteori, der har vist sig at give fuldt tilfredsstillende resultater.

Når der ikke optræder aksialbelastninger, se figur 3, kan nulliniens beliggenhed beregnes af udtrykket:

$$d_1 = \frac{E_2 t_2}{E_1 t_1 + E_2 t_2} d \quad d_2 = \frac{E_1 t_1}{E_1 t_1 + E_2 t_2} d \quad (1)$$

hvor  $d = k + \frac{1}{2}(t_1 + t_2)$  er afstanden mellem flangernes tyngdepunktslinjer,  $t_1$  og  $t_2$  er flangernes tykkelse, og  $E_1$  og  $E_2$  elasticitetsmodulerne. Er flangerne ens ( $t_1 = t_2 = t$  og  $E_1 = E_2 = E_f$ ), d.v.s. symmetrisk tværsnit, bliver:  $d_1 = d_2 = \frac{d}{2}$ .

Bøjningsstivheden,  $B$ , beregnes af udtrykket:

$$B = b \frac{E_1 t_1^3 + E_2 t_2^3}{E_1 t_1 + E_2 t_2} d^2 \quad (2)$$

hvor  $b$  er tværsnitetsbredden. Med ens flanger forenkles (2) til:

$$B = b \frac{1}{2} E_f t d^2$$

Normalspændingerne i flangerne varierer efter udtrykkene:

$$\sigma_1 = E_1 \frac{M}{B} d_1 \quad (\sigma = \frac{M}{b t d}) \quad (3)$$

$$\sigma_2 = E_2 \frac{M}{B} d_2$$

Udtrykket i parentes gælder for symmetrisk tværsnit.

Forskydningsspændingerne i kernen (og limforbindelsen) er, når der ses bort fra kernens bidrag til bøjningsstivheden ( $E_k \approx 0$ ), retlinet fordelt over kernetykkelsen (se figur 3) med størrelsen:

$$\tau = \frac{Q}{b d} \quad (4)$$

Nedbøjninger:

I den almindelige bjælketeori negligeres sædvanligvis nedbøjninger hidrørende fra forskydningsspændingerne (slanke bjælker). I sandwichbjælker med svage kerner (lille forskydningsstivhed) kan forskydningsspændingerne imidlertid give væsentlige bidrag til de samlede nedbøjninger.

For en simpelt understøttet sandwichbjælke med længde  $L$  og bredde  $b$ , påvirket af en jævnt fordelt fladelast,  $p$ , kan maksimalnedbøjningen beregnes af udtrykket:

$$u_{\max} = \frac{5}{384} \frac{p b L^4}{B} + \frac{p b L^2}{8 A G} \quad (5)$$

hvor det første led er bidraget fra bøjningsspændingerne og andet led bidraget fra forskydningsspændingerne.  $G$  er kernens forskydningsstivhed ( $G$ -modul), og  $A$  er forskydningsarealet (kropsarealet), der tilnærmeth kan beregnes som:

$$A = \frac{b d^2}{k} \quad (6)$$

hvor  $k$  er elementets kernetykkelse.

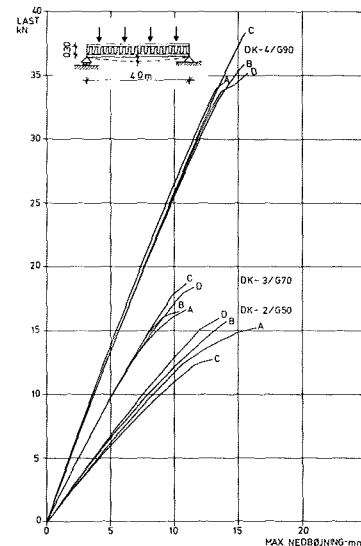
Bøjningsforsøg:

Elementernes bæreevne- og deformationsforhold er undersøgt gennem omfattende korttids- og langtidsforsøg, detaljeret beskrevet i [4].

Korttidsforsøgene skulle belyse betydningen af følgende parametre:

- mineraluldens styrke og stivhed (mineraluldtype)
- kernetykkelsen
- flangetykkelsen (flangestivheden)
- spændvidden.

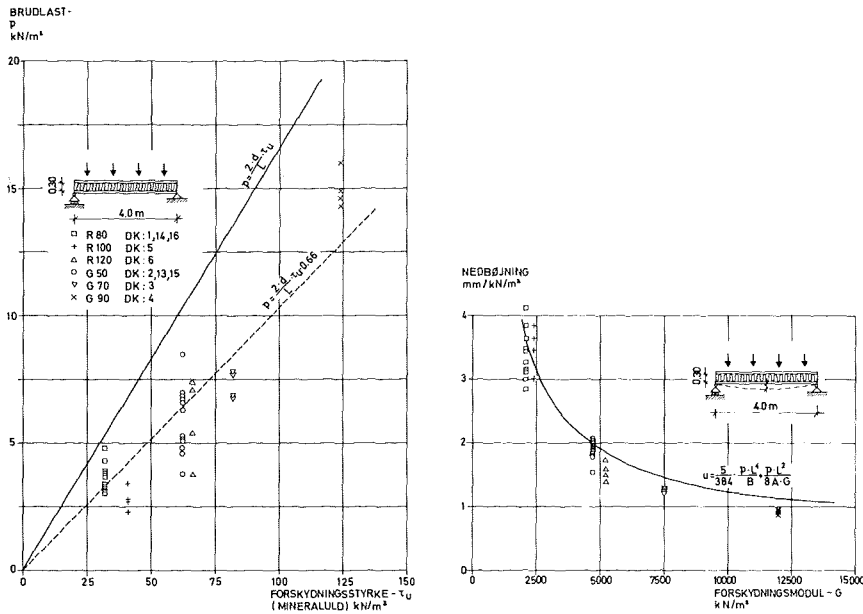
Sandwichelementerne udviser lineærelastiske egenskaber op til 50-60% af brudlasten analogt til mineralulden (se eksempel i figur 4).



Figur 4: Bøjningsforsøg med simpelt understøttede dækelementer. Figuren til venstre viser eksempler på elementernes arbejdskurver gennem variationen af mineraluldens styrke- og stivhedsegenskaber. Billedet til højre viser forsøgsopstillingen for etablering af en tilnærmeth jævnt fordelt fladelast. Elementerne var forsynet med endeskot af krydsfinér for at undgå lokal knusning af mineralulden ved understøtningerne.

Elementernes bæreevne er primært bestemt af mineraluldens og limforbindelsens forskydningsstyrke, således at der er tilnærmelsesvis proportionalitet mellem bæreevne og forskydningsstyrke (se figur 5).

Brudene skete i alle forsøg som forskydningsbrud i mineralulden og/eller limforbindelsen i snit med største forskydningspænding nær vederlagene. Undersøgelser af limforbindelserne viste, at de produktionsbestemte svækkelser i limforbindelsen har afgørende indflydelse på bæreevnen.



Figur 5: Sandwichelementernes bæreevne- og deformationsforhold i afhængighed af mineraluldens egenskaber ved forskydning. Bæreevnen (til venstre) viser en tilnærmet retlinet sammenhæng med forskydningsstyrken. Den fuldt optrukne linie er den teoretiske bæreevnekurve beregnet efter formel (4). Den punkterede linie, bestemt ved lineær regression over de målte brudlaste, viser, at limforbindelsens forskydningsstyrke gennemsnitlig svarer til ca. 66% af mineraluldens forskydningsstyrke.

Nedbøjningerne (til højre), angivet ved arbejdskurvernes hældning, illustrerer forskydningsstivhedens (G-modulens) markante indflydelse.

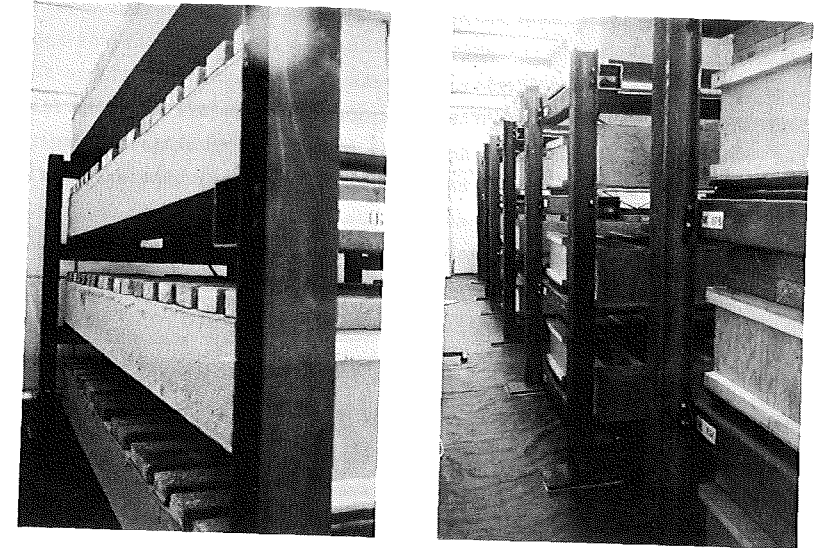
Langtidsforsøgene skulle primært belyse elementernes krybeegenskaber i afhængighed af følgende parametre:

- mineraluldens stivhed
- belastningens størrelse
- belastningens karakter (statisk/vekslende)

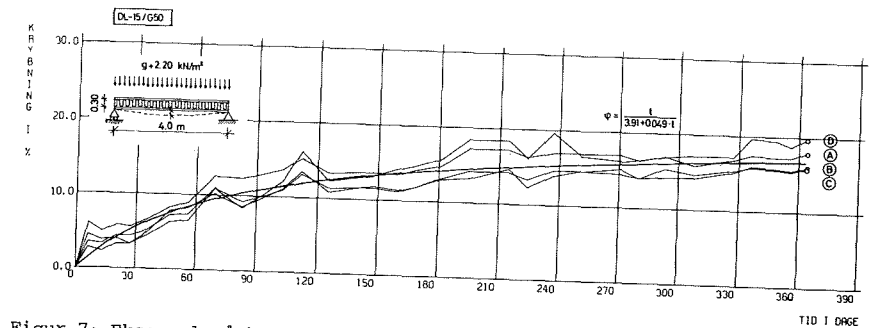
Den absolutte krybning, svarende til den tidsafhængige nedbøjningstilvækst, vokser tilnærmelsesvis proportionalt med den belastning (spænding), der forårsager den, når mineralulden ikke belastes over ca. 50% af forskydningsstyrken.

Den relative krybning, udtrykt ved nedbøjningstilvæksten i forhold til initialnedbøjningen, er tilnærmelsesvis uafhængig af belastningsniveauet. Nedbøjningstilvæksten efter 1 år varierede mellem ca. 15 og 20% af initialnedbøjningerne. Krybeforløbene viste aftagende hastighed med tendens til,

at krybningen langsomt dør hen (se figur 7).



Figur 6: Forsøgsopstilling til langtidsforsøg. Elementer med spændvidde 4 m blev simpelt oplagt på stålreoler og belastet med betonklodser. Forsøgene er foregået i et klimakammer med 20°C og 65% RF.



Figur 7: Eksempel på krybeforløb for 4 analoge elementer belastet med en statisk last på 2,20 kN/m<sup>2</sup> + egenlast (ca. 0,3 kN/m<sup>2</sup>). Krybningen er her udtrykt ved nedbøjningstilvækstens procentuelle andel af initialnedbøjningen, der for de viste eksempler udgjorde ca. 4 mm (max.nedbøjning) over en spændvidde på 4,0 m.

Efter de opstillede analytiske modeller for krybeforløbene (hyperbelfunktioner) vil krybningen udover det eksperimentelle tidsforløb på 1 år gå imod grænseværdier omkring 18-23% af initialnedbøjningen. Over 80% af krybningen synes således at være indtruffet inden for det første år.

Krybeforløbet ved vekslende last viste, at det stort set var uafhængigt af belastningens vekslende karakter.

#### Vægelementer (sandwichsøjler)

I de aksialbelastede sandwichelementer, beskrevet i [5], udnyttes flangerne gode styrke-/stivhedsegenskaber til optagelsen af aksialbelastningen, medens kernen (mineralulden) primært stabiliserer de trykbelastede flanger mod foldning.

Den sædvanlige analyse af stabiliteten af en aksialbelastet, simpelt understøttet, elastisk søjle fører til stabilitetsbrud, når aksialbelastningen er lig Euler-lasten givet ved:

$$P_E = \frac{\pi^2 B}{L^2} \quad (7)$$

hvor B er søjlens bøjningsstivhed (formel (2)), og L er søjlelængden. I sandwichsøjler forekommer imidlertid forskydningsdeformationer i kernen, der forøger krumningen og dermed reducerer den kritiske belastning.

Tages der hensyn til forskydningsdeformationerne, kan den kritiske last udtrykkes ved:

$$P_{kr} = \frac{P_E}{1 + \frac{P_E}{AG}} \quad (8)$$

hvor A er forskydningsarealet (formel (6)), og G er kernens forskydningsstivhed (G-modul).

Beregning af sandwichsøjlers bæreevne efter (8) giver imidlertid kun brugbare resultater for søjler med stort slankhedsforhold:  $\lambda \approx 2 \frac{L}{d} > \text{ca. } 25$ .

For sandwichsøjler med kernetykkelse (isoleringstykkelse) omkring 20-30 cm vil bæreevnen primært være bestemt af lokale foldningsfænomener i flangerne.

Ved energibetragtninger eller ved at behandle foldningsfænomener som et stabilitetsproblem af tynde plader på elastisk underlag kan det vises, at den kritiske foldespænding i en flange kan udtrykkes som funktion af kerne-materialets og flangematerialets elasticitetsmoduler ved:

$$\sigma_{kr} = \psi \sqrt[3]{E_f E_k G_k} \quad (9)$$

hvor indeks f refererer til flangens elasticitetsmodul og k til kernens.  $\psi$  er en konstant, der kun i ubetydelig grad afhænger af sandwichsøjlels geometri. Derimod er  $\psi$  stærkt afhængig af flangerens initialdeformationer.

De fleste krydsfinérplader og for den sags skyld andre pladematerialer er sædvanligvis ikke totalt plane. Ej heller er materialet perfekt og ensartet

i tykkelse ligesom limforbindelsen, der også kan indeholde lokalt store svækkelser. Størrelsen af disse initialdeformationer eller lokale svækkelser, der kan initiere brud, kan variere betydeligt, og det er meget vanskeligt at sige noget generelt. På basis af forsøgsresultaterne er  $\psi$  derfor fastlagt empirisk til  $\psi = 0,22$ , idet der heri er inkluderet de nødvendige reduktioner af stivhedsmodulerne i det plastiske område.

Den kritiske last for en centralt belastet søjle kan herefter beregnes ved summation af flangerens kritiske fladelast. For en symmetrisk opbygget søjle fås:

$$P_{kr} = 2 t 0,22 \sqrt[3]{E_f E_k G_k} \quad (10)$$

hvor t er flangerens tykkelse.

I excentrisk belastede søjler vil udbøjningen af søjlen bevirke en forøgelse af momenterne. Betragtes en simpelt understøttet søjle belastet med en tryknormalkraft P med excentricitet e i forhold til tyngdepunktslinien formel (1), kan momentet udtrykkes ved:

$$M = P(e + u_M + u_Q)$$

hvor  $u_M$  og  $u_Q$  er udbøjningsbidragene hidrørende fra henholdsvis moment og forskydningskraft.

Ved løsning af søjlens differentialligninger bliver maksimalmomentet på søjlens midte:

$$M_{\max} = \frac{P e}{\cos \frac{\alpha L}{2}} ; \quad \alpha^2 = \frac{P}{B(1 - \frac{P}{AG})} \quad (11)$$

og den maksimale forskydningskraft:

$$Q_{\max} = P e \alpha \tan \frac{\alpha L}{2} \quad (12)$$

Maksimaludbøjningen bliver:

$$u_{\max} = u_M + u_Q = e \left( \frac{1}{\cos \frac{\alpha L}{2}} - 1 \right) \quad (13)$$

hvoraf forskydningsdeformationernes bidrag:

$$u_Q = \frac{P}{AG} (u_M + u_Q) \quad (14)$$

Ved ligevægtsbetragtning kan normalspændingerne i flangerne bestemmes til:

$$\sigma_{1,\max} = \frac{P}{b t_1 d} \left( d_2 \pm \frac{e}{\cos \frac{\alpha L}{2}} \right) \quad \sigma_{2,\max} = \frac{P}{b t_2 d} \left( d_1 \pm \frac{e}{\cos \frac{\alpha L}{2}} \right) \quad (15)$$

hvor fortegnet + anvendes, når excentriciteten går til samme side af tyng-

depunktslinien som den betragtede flange.

Forskydningsspændingerne i kernen og limforbindelsen bliver:

$$\tau_{\max} = \frac{P e}{b d} \tan \frac{\alpha L}{2} \quad (16)$$

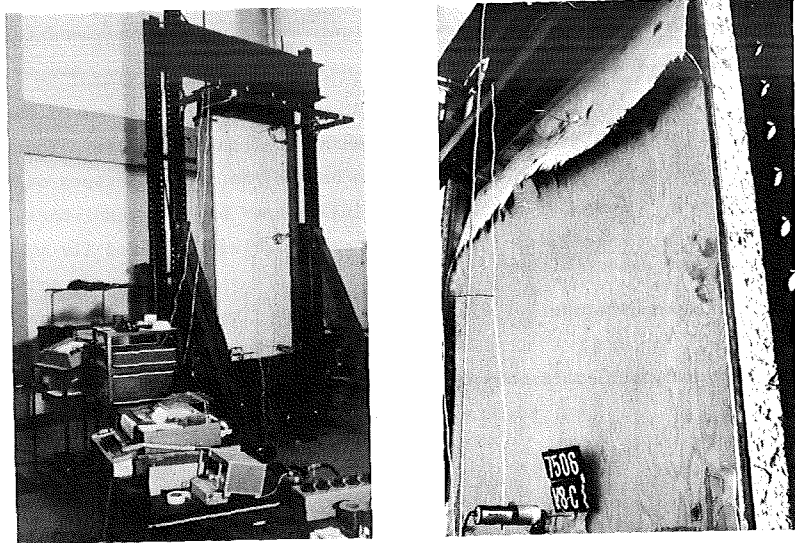
Den kritiske søjlelast,  $P$ , kan herefter beregnes ved indsættelse af de kritiske spændinger i (15) og (16). Da  $P$  indgår i  $\alpha$ , må udtrykkene løses ved iteration. I praksis vil den kritiske last være bestemt af flangernes foldespænding udtrykt ved (9).

#### Bæreevneforsøg

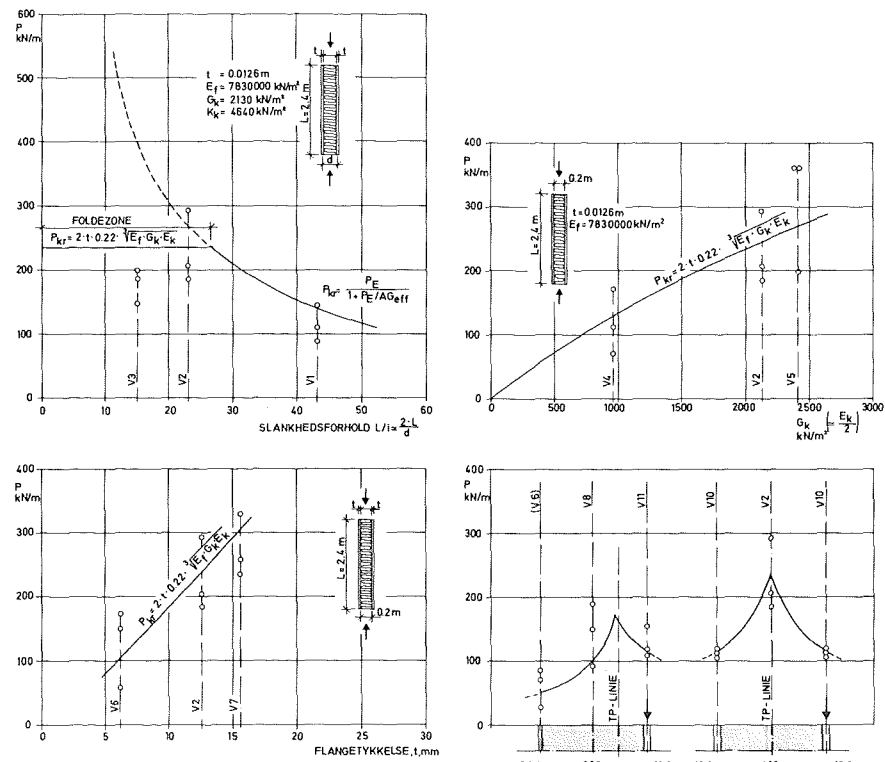
Elementernes bæreevne er belyst gennem korttidsforsøg med etagehøje vægelementer under variation af følgende parametre:

- mineraluldens styrke og stivhed
- kernetykkelsen
- flangetykkelsen
- belastningens excentricitet

En del af forsøgsresultaterne er illustreret på figur 9 sammen med de beregnede værdier.



Figur 8: Bæreevneforsøg med vægelementer. Billedet til venstre viser forsøgsopstillingen, og billedet til højre et typisk brudbillede fremkommet ved lokal foldning af krydsfinérflangen.



Figur 9: Bæreevneforsøg med vægelementer. De 4 figurer illustrerer bæreevnen i afhængighed af parametrene: slankhedsforhold (kernetykkelse), mineraluldens forskydningsstivhed, flangetykkelsen og belastningens excentricitet.

#### Bæreevneforhold under brandpåvirkning

Som bærende bygningsdel skal sandwichelementerne opfylde en række brandtekniske krav, og det spørgsmål, der trænger sig mest på, er elementernes bæreevne under brandpåvirkning.

En konstruktion, der primært udnytter styrkeegenskaberne i konstruktions overflade, er særlig udsat ved brandpåvirkning både udefra og indefra.

Med krydsfinérflanger eller andre træbaserede flangeplader vil den eksponerede flange brænde bort efter 10-15 minutter, og elementerne kan herefter styrkemæssigt ikke optræde som en sandwichkonstruktion. Restbæreevnen skal alene sikres af den ueksponerede flangeplade og den del af mineralulden, der endnu efter brandpåvirkningen er intakt, eller eventuelt af de forstærkninger, der kan eller i flere tilfælde må indbygges i samlingerne af

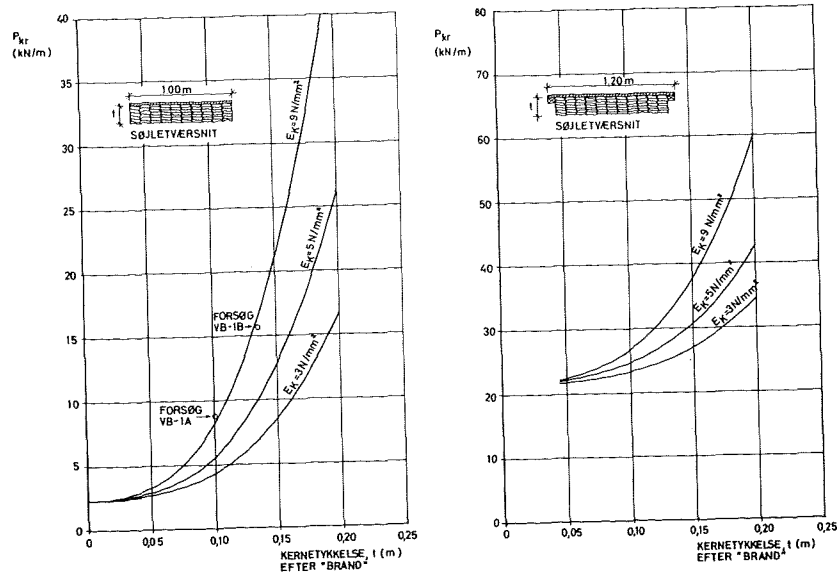


hensyn til elementernes samvirken, befæstigelse m.v.

For dækelementer vil det uden særlig beskyttelse af den eksponerede flange være nødvendigt at indbygge den krævede restbæreevne i samlingerne, der beskyttes af mineralulden under brandpåvirkningen. Det kan eksempelvis ske ved at indbygge kantskot af krydsfinér i de langsgående samlinger. Kantskottene vil i stor udstrækning overtage kernens rolle ved optagelsen af forskydningskræfter, og beregningen af bæreevnen kan med god tilnærmelse foretages efter principperne i DS 413. Se [6].

Orienterende brandforsøg med denne elementtype, beskrevet i [7], har vist, at konstruktionen efter DS 1052 kan klassificeres som bygningsdel BD 30 og muligvis BD 60.

For vågelementer kan restbæreevnen naturligvis også indbygges i samlingerne, men selv uden kantforstærkninger viser forsøg med simuleret indbrændingsforløb, se [8], at den resterende del af mineralulden, alt afhængig af tykkelse og elasticitetsmodul, medvirker til en væsentlig forøgelse af den upåvirkede flangeplades bøjningsstivhed og dermed den kritiske søjlelast (se figur 10). Beregningsmæssig kan søjlen behandles som en Euler-søjle.



Figur 10: Beregnet restbæreevne som funktion af tykkelsen af den uforbrændte mineraluld. Der er regnet med 12 mm krydsfinérflanger og søjlelængde 2,44 m. På figuren til venstre med "rene" sandwichelementer er afbildet resultaterne af to bæreevneforsøg på elementer med simuleret indbrænding. Figuren til højre illustrerer den væsentlige bæreevneforøgelse, der opnås ved at forsyne elementerne med 35x45 mm kantlister i samlingerne pr. 1,20 m.

Indbrændingshastigheden i mineralulden under påvirkning af temperaturforløb efter DS 1051 viser en tilnærmelsesvis konstant hastighed på ca. 5 mm pr. minut, når flangen er bortbrændt. Det er således muligt at foretage en vurdering af det forventede resttværsnit og dermed restbæreevne forud for de egentlige og mere bekostelige brandtekniske klassifikationsprøvninger.

Ved brandtekniske prøvninger efter DS 1051 (se [8]) er sandwichelementer med 145 mm mineraluldkerne og kantlister, som vist på figur 10, klassificeret som adskillende, bærende bygningsdel BD 30 med en restbæreevne på 21 kN pr. løbende meter væg.

#### Afsluttende bemærkning:

Den teoretiske behandling af mineraluldbaserede sandwichelementers styrke- og stivhedsegenskaber er i artiklen alene vurderet på grundlag af materialernes korttidsegenskaber. For den praktiske anvendelse af mineraluld som kraftoptagende materiale vil det naturligvis være nødvendigt at indføre passende sikkerhedsfaktorer og reducere de angivne styrke- og stivhedstal under hensyntagen til de langtidseffekter, der kan reducere mineraluldens korttidsegenskaber (eksempelvis høje temperatur-/fugt påvirkninger).

Disse forhold vil blive uddybet i de efterfølgende artikler af Asta Nicolaisen, Statens Byggeforskningsinstitut, og Tommy Bunch-Nielsen, Cowiconsult.

#### Litteratur:

Instituttet for Husbygning, Danmarks tekniske Højskole, DK-2800 Lyngby:

- [1] IFH-rapport 132 - Borchersen, Egil: Mineraluldbaserede sandwichelementer, Hovedrapport 1978
- [2] IFH-rapport 128 - Rasmussen, Lauritz: Mineraluldbaserede sandwichelementer, Materialeprøvning af mineraluld, 1978
- [3] IFH-rapport 127 - Rasmussen, Lauritz: Mineraluldbaserede sandwichelementer, Materialeprøvning af krydsfinér, 1978
- [4] IFH-rapport 129 - Rasmussen, Lauritz: Mineraluldbaserede sandwichelementer, Bøjningsforsøg med korttidslast og langtidslast, 1978
- [5] IFH-rapport 112 - Borchersen, Egil, og Rasmussen, Lauritz: Bæreevneforsøg med sandwichvågelementer med mineraluldkerne og krydsfinérflanger, 1976
- [6] IFH-rapport 130 - Borchersen, Egil: Mineraluldbaserede sandwichelementer, Korttids-bøjningsforsøg med dækelementer med kantskot, 1978
- [7] IFH-rapport 122 - Rasmussen, Lauritz: Brandforsøg med 2 mineraluldbaserede sandwichelementer, 1977
- [8] IFH-rapport 126 - Rasmussen, Lauritz: Mineraluldbaserede sandwichelementer, Vågelementer under brandpåvirkning, 1978



---

Mineraluldbaserede sandwichelementer - Fugttechniske egenskaber

---

Lic.techn., civilingeniør Asta Nicolajsen, Statens Byggeforskningsinstitut,  
Postbox 119, DK-2970 Hørsholm, Danmark

Der refereres her resultaterne fra en lang række undersøgelser af mineraluldbaserede sandwichelementers fugttechniske egenskaber. Der er fx foretaget måling af fugtphobningen i væg- og tagelementer udsat for det naturlige klima, og af fugtphobningen i elementer udsat for kontrolleret klima ved laboratorieforsøg.

Til slut er angivet nogle retningslinier for anvendelse af elementerne ud fra en fugttechnisk vurdering.

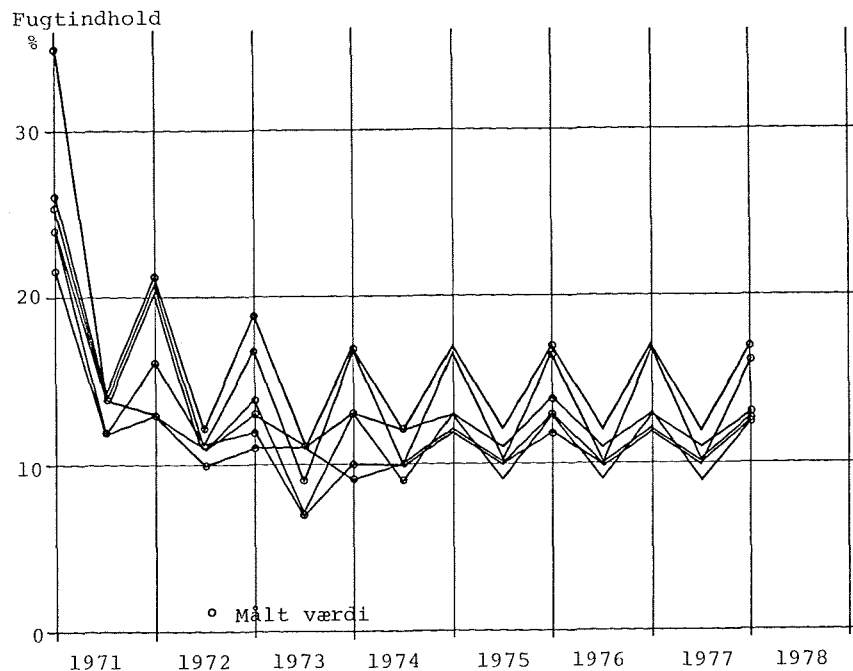
Relation til stressed-skin elementer

Fra et fugttechnisk synspunkt er baggrunden for de mineraluldbaserede sandwichelementer stressed-skin elementer udført uden udluftning.

Den første bygning, der er udført med stressed-skin elementer uden udluftning som tagkonstruktion, er et byggemarked i Randers. Denne tagkonstruktion og de første målinger af fugtindholdet er nærmere beskrevet i (1).

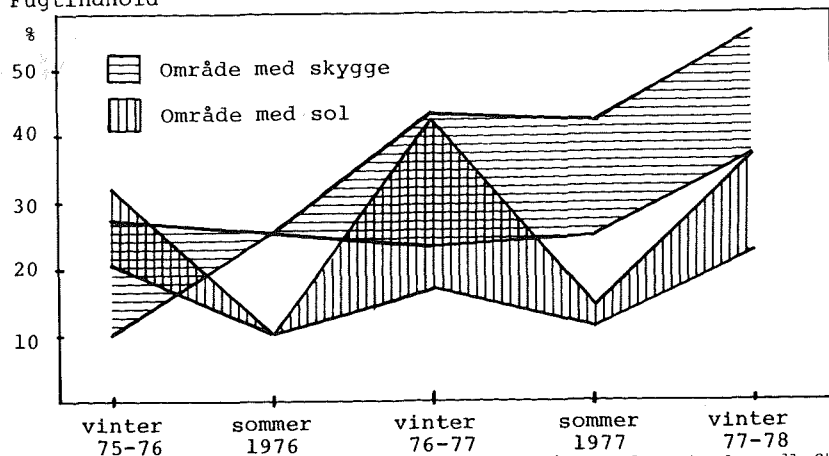
I (2) er de fortsatte målinger beskrevet. Figur 1 viser fugtforløbet fra vinteren 70-71 til vinteren 77-78.

Det næste skridt i udviklingen er undersøgelse af et stressed-skin element uden udluftning og helt fyldt med isoleringsmateriale. Et sådant element bliver i øjeblikket afprøvet i SBI's forsøgshus, hvor det udgør en trediedel af tagkonstruktionen, forsøgshuset er beskrevet i (4). En af de påvirkninger, der skulle undersøges i forsøgshuset, var indvirkningen fra solen på udtørring af fugt om sommeren. Huset er derfor udført med et skyggearrangement på taget, således at halvdelen af forsøgstaget har solbestråling, medens den anden halvdel ligger i skygge. Figur 2 viser variationen af de målte fugtniveauer i de to halvdele.



Figur 1. Variation af fugtindholdet i stressed-skin tagelement uden udluftning, anvendt som tagkonstruktion på byggeområde i Randers.

#### Fugtindhold



Figur 2. Variation af fugtindhold i stressed-skin tagelement uden udluftning og helt fyldt med isoleringsmateriale i områder, der henholdsvis har ligget i skygge og har været solbestrålet. Elementerne er tagelementer på SBI's forsøgshus, der om vinteren har et konstant indeklima på 20°C og 50% RF.

#### Mineraluldbaserede sandwichelementer

Ud fra blandt andet resultaterne med stressed-skin tagelementer blev en større fugtteknisk undersøgelse af mineraluldbaserede sandwichelementer igangsat. Det blev besluttet, dels at foretage en række målinger af fugtophobningen i eksisterende bygninger, og dels at udføre en række laboratorieforsøg på elementer uden indlimet dampspærre, med varierende kernematerialer og med henholdsvis krydsfiner, eternit og spånplade som flangemateriale.

#### Målinger på sandwichelementer udsat for det naturlige klima

Disse målinger deler sig i to grupper. Den ene er en løbende måling af fugtindholdet i en række bygninger for at vurdere fugtvariationen over året. Den anden er enkeltmålinger af fugtindholdet i en række andre bygninger på den tid af året, hvor fugtindholdet erfaringsmæssigt er højest.

Der er kun målt fugtindhold i elementer opbygget af træprodukter, og bestemmelsen af fugtindhold er sket ved måling af den elektriske ledningsevne af træet, enten i overflagen eller i en kantliste.

Det følgende er en kort gennemgang af disse målinger, som er detaljeret rapporteret i (2); i rapporten er der desuden en beskrivelse af de enkelte bygninger og af målestederne.

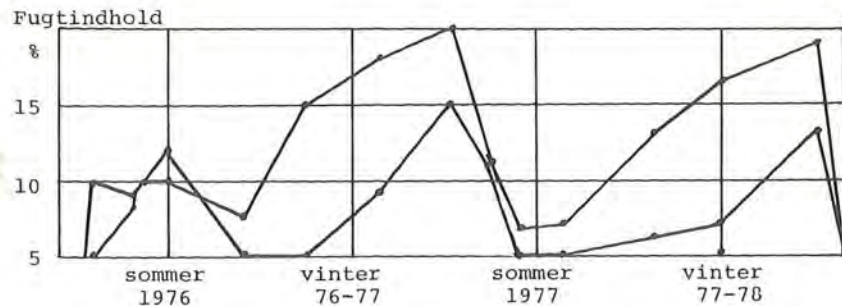
#### Fugtvariation over året

Fugtvariationen over året er målt i 3 bygninger: En kontorbygning i Holbæk, en klimastald i Hobro og en forsøgsbygning hos Superfos Glasuld, Kastrup.

Kontorbygningen i Holbæk: Tag- og vægelementer er henholdsvis 300 og 250 mm mineraluldbaserede sandwichelementer med krydsfiner som flange. Der er foretaget en lang række målinger af fugtindholdet i disse elementer, og på figur 3 er optegnet fugtforløbet i to af de målte steder.

Klimastalden i Hobro har ligeledes mineraluldbaserede sandwichelementer som væg- og tagelementer, men her er den indvendige overflade udført med en fenolfilm. Målingerne viste, at udtørringen den første sommer ikke har været særlig kraftig; dette kan muligvis skyldes den relativt diffusions-tætte fenolfilm på den indvendige overflade ( $Z = 110 \text{ GPa s}^2/\text{kg}$ ).

Forsøgsbygningen i Kastrup er også opbygget af mineraluldbaserede sandwichelementer, og fugtvariationen i tagelementernes øverste flange, der er af krydsfiner, er målt. Huset er opdelt i fire forskellige måleområder med forskellig fugtteknisk belastning. To af områderne har et indeklima med en luftfugtighed på 40% RF, og de to andre har 60% RF. I et af hvert af disse områder er tagelementerne blevet opfugtet med ca. 5 l vand/m<sup>2</sup> for at efterligne virkningen af et regnskyl i oplægningsperioden, inden tagdækningen



Figur 3. To eksempler på variation af fugtindholdet i øverste krydsfinerlag af mineraluld-baserede sandwichelementer, der er anvendt som tagelement på kontorbygning i Holbæk.

er lagt på. Der er kun målt et lille år på disse elementer, der kan derfor ikke angives en egentlig fugtvariation, kun ses at fugtindholdet er steget i løbet af vinteren.

#### Enkeltmålinger af fugtindholdet

På 5 enkeltbygninger med mineraluld-baserede sandwichelementer er fugtindholdet målt på den tid af året, hvor det erfaringsmæssigt er højest (måleperiode 17.3 - 10.4.1978). Bygningerne er enten kontorbygninger eller industribygninger med meget lav fugtbelastning.

I væggene blev der målt fugtindhold fra 7% til 20%. I tagelementerne blev der i to kontorbygninger målt fra 20% til 36% fugt, og i en industribygning 17-21% fugt. De sidste to industribygninger havde ikke sandwichelementer som tagelementer.

#### Målinger på sandwichelementer i laboratoriet

Målinger i laboratoriet deler sig i tre grupper. En række forsøg med selve elementerne til registrering af fugtophobning under vinterforhold samt måling af udbøjning ved usymmetrisk fugtpåvirkning. En række forsøg med målinger af materialekonstanter til beregningsmæssig sammenligning med forsøgene på selve elementerne, fx materialernes dampdiffusionsmodstandstal og fugtbevægelse. En række forsøg til vurdering af sandwichkonstruktionens holdbarhed overfor vekslende fugtpåvirkninger. Disse målinger er udførligt refereret i (3) og skal i store træk gennemgås herunder.

#### Dampdiffusionsmodstandstal

Fugttransporten i konstruktioner som disse foregår hovedsagelig som vand-

dampdiffusion. Det er derfor væsentligt at kende de indgående materialers dampdiffusionsmodstandstal for at kunne foretage beregningsmæssige sammenligninger.

Et af de forhold, der ønskedes afklaret ved projektet var, om elementerne kunne anvendes uden indlimet dampspærre. Dette blev som arbejdshypotese antaget. Derefter var det naturligt at undersøge, om varierende mængder af lim havde indflydelse på den indvendige flanges dampdiffusionsmodstandstal.

Dampdiffusionsmodstandstallet for de indgående materialer blev bestemt efter ASTM E-96 metode A og B, der begge udføres ved et temperaturniveau på 23°C, idet metode A udføres ved et lavt fugtniveau og B ved et højt. Prøvelegemerne anbringes som låg over en beholder, se figur 4, med henholdsvis silicagel 0% RF og vand (100%) i beholderen. Disse beholdere anbringes i et klimakammer 23°C, 50% RF og ved jævnlig vejning af beholderen fås vægtændringen, og derudfra kan dampdiffusionstallet beregnes.

Efter overgang til SI-enheder skal dampdiffusionsmodstandstallet ikke længere angives i pam, men i SI-enhed, og i stedet for PAM-værdi har en arbejdsgruppe valgt at kalde den nye værdi Z-værdi og enheden GPa s m<sup>2</sup>/kg. 1 GPa s m<sup>2</sup>/kg = 10<sup>9</sup> Pa s m<sup>2</sup>/kg = 2,09 pam. Enheden kan skrives på mange andre måder, idet Pa = N/m<sup>2</sup>, men da det frister til at begynde at forkorte i enheden, må dette frarådes, idet det så ikke længere ud af enheden kan ses, hvad der rent fysisk foregår.

Et udsnit af de fundne Z-værdier er angivet i tabel 1, idet der ikke var en signifikant forskel på Z-værdien i afhængighed af limlagets tykkelse.



Figur 4. Beholder med og uden prøvelegeme til bestemmelse af dampdiffusionsmodstandstallet. Beholderen har en diameter på 175 mm.

#### Fugtbevægelser

Efter retningslinier DS 1097 "Gulvprøvningsmetoder" er der målt to typer af længdeændringer på flangematerialerne med varierende limmængder. Der er

Materiale	Temperatur-niveau	Fugt-niveau	Z-værdi
	0°C	% RF	GPa s m <sup>2</sup> /kg
12 mm Krydsfiner	23	0/50	21
12 - -	23	100/50	3,7
12 - - + 300 g lim	23	0/50	16
12 - - + 300 - -	23	100/50	3,1
12 - Spånplade	23	0/50	7,7
12 - -	23	100/50	4,3
12 - - + 300 g lim	23	0/50	16
12 - - + 300 - -	23	100/50	6,3
8 - Eternit	23	0/50	7,3
8 - -	23	100/50	0,8
8 - - + 300 g lim	23	0/50	18
8 - - + 300 - -	23	100/50	2,9
8 - Glasal	23	0/50	24
8 - -	23	100/50	3,4
8 - - + 300 g lim	23	0/50	40
8 - - + 300 - -	23	100/50	5,8

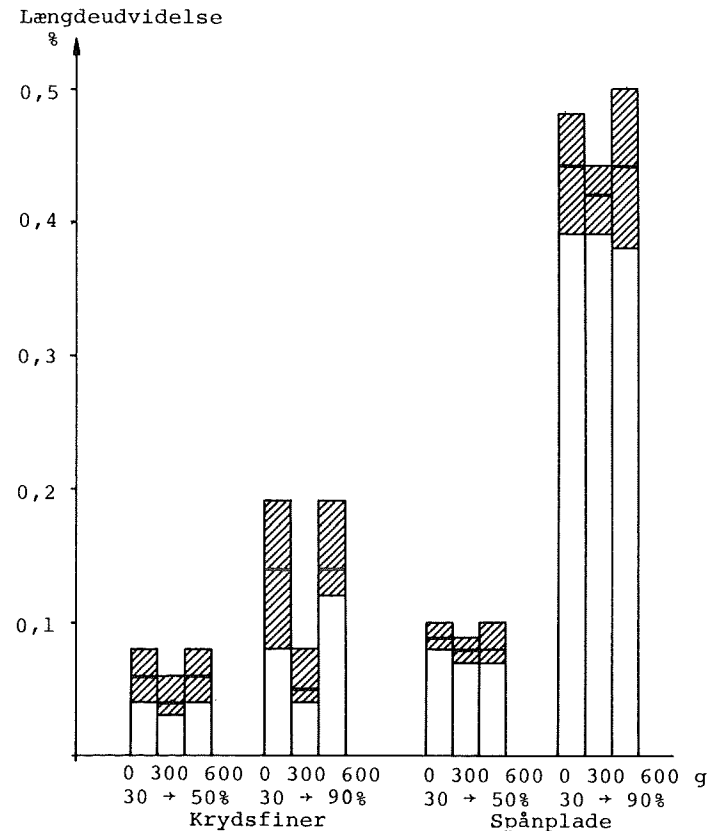
Tabel 1. Z-værdi = dampdiffusionsmodstandstal (PAM-værdi) for en række flangematerialer med og uden lim ved lavt og højt fugtniveau (1 GPa s m<sup>2</sup>/kg = 2,09 pam).

målt længdeændring fra ligevægt ved 30% RF til ligevægt ved 50% RF og endelig til ligevægt ved 90% RF. Der er målt længdeændring fra ligevægt ved 50% til længden efter henholdsvis 1 og 8 døgn i vandbad, og derefter til længden efter henholdsvis 7 og 28 døgn ved 50% RF. Tabel 2 viser flangematerialernes fugtbevægelse på grund af den første typepåvirkning, og på figur 5 er disse værdier optegnet for krydsfiner og spånplade.

Materiale	Længdeændring i %	
	30 - 50% RF	30 - 90% RF
12 mm Krydsfiner	0,06	0,14
12 - - + 300 g lim	0,04	0,05
12 - - + 600 - -	0,06	0,14
12 - Spånplade	0,09	0,44
12 - - + 300 g lim	0,08	0,42
12 - - + 600 - -	0,08	0,44
8 - Eternit	0,04	0,15
8 - - + 300 g lim	0,02	0,07
8 - - + 600 - -	0,02	0,07
8 - Glasal	0,02	0,05
8 - - + 300 g lim	0,01	0,05

Tabel 2. Flangematerialernes fugtbevægelse som følge af ændring i luftfugtighed fra 30% RF til henholdsvis 50% RF og 90% RF ved 23°C.

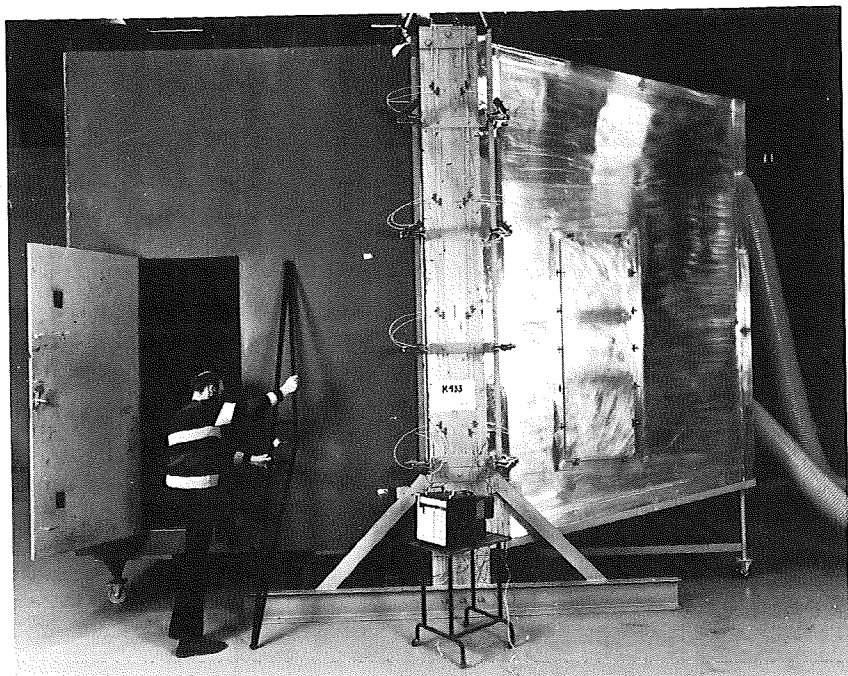
Variation i limmængde giver ikke nogen større ændring på fugtbevægelserne. Det er kun for eternit, at selve limlaget giver en væsentlig ændring af fugtbevægelserne.



Figur 5. Krydsfiner og spånplades fugtbevægelse i afhængighed af varierende limmængde som følge af ændring i luftfugtighed fra 30% RF til henholdsvis 50% RF og 90% RF ved 23°C.

#### Udbøjning på grund af usymmetrisk fugtpåvirkning

En vægkomponent som denne vil i store dele af året være udsat for en usymmetrisk fugtpåvirkning. Den største påvirkning vil være i tørre bygninger ved vintertid. Måling af udbøjning blev foretaget i SBI's store varm-kold kasse, se figur 6, hvor temperatur og fugtniveau kan reguleres inden for visse rammer. I den varme og tørre kasse var der 22°C og 24% RF under for-



Figur 6. Stor varm(tør) - kold(fugt) kasse til bestemmelse af udbøjning på grund af usymmetrisk fugtpåvirkning med den viste målebro.

søget, og i den kolde og fugtige kasse 5°C og 80% RF. Udbøjningen blev målt med den på figur 6 viste målebro.

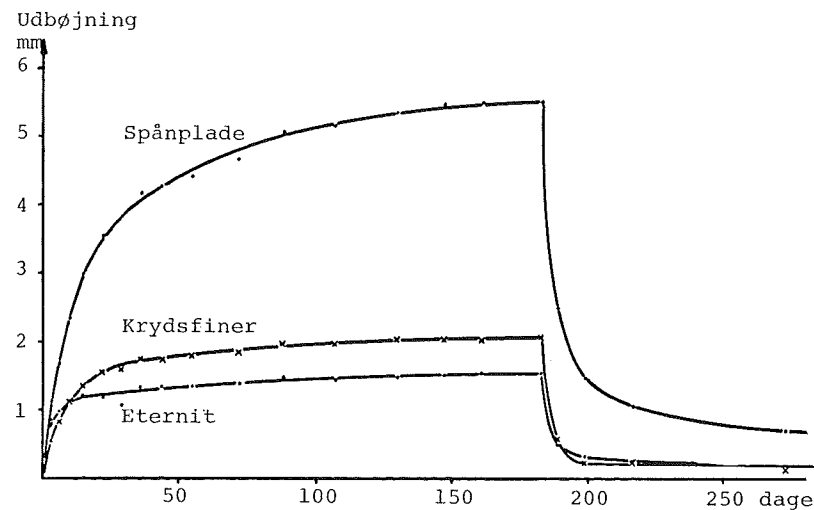
På figur 7 er udbøjningsforløbet optegnet, idet elementerne efter 183 døgn blev udsat for laboratorieklimaet på begge sider.

Parallelt med udbøjningsforsøgene blev der målt fugtbevægelse på flangematerialerne udsat for de aktuelle klimapåvirkninger for at kunne eftervisse, om sandwichelementers udbøjning kan beregnes efter formlen:

$$u = \frac{h^2 \cdot \alpha}{8 \cdot t}$$

hvor u = udbøjningen  
h = højden  
α = udvidelsen pr. længdeenhed  
t = tykkelse af elementet

De beregnede og målte udbøjninger stemmer så godt, at det kan konkluderes, at formlen kan anvendes.



Figur 7. Udbøjning af krydsfiner-, eternit- og spånplader, målt over en målestrækning på 2,5 m på grund af usymmetrisk fugtpåvirkning, 24% RF/80% RF. Efter 183 døgn har elementerne fået ens klimapåvirkning på de to sider.

#### Fugtophobning i vægelementer

I boliger vil der ved vintertid være større fugtniveau inde end ude, og der vil derfor diffundere fugt ind i væggen, og en vis mængde af denne fugt vil kondensere i væggenes yderste lag. Hvis væggen ikke er hensigtsmæssigt opbygget, vil de kondenserede fugtmængder kunne være så store, at væggen på længere sigt vil blive nedbrudt. Det er derfor nødvendigt at undersøge, hvor store fugtmængder der kondenserer i løbet af en vinter.

For at foretage disse målinger i laboratoriet er det nødvendigt at opstille en række kriterier for transformeringen af påvirkningerne, idet laboratoriemålingerne ikke kan strækkes over lige så lang tid som en vinters påvirkning.

Det vigtigste kriterium er, at fugtpåvirkningen bliver den samme som i naturlige omgivelser, dvs antal fugtdøgn (produktsum af damptrykdifferens og antal døgn analogt med graddøgn) elementerne udsættes for skal være lig med antal fugtdøgn i referenceåret. Herudover kommer kriterier som antal frysepunktpassager, frysefrontens placering, niveauet af den relative luftfugtighed på de to sider og tilladte acceleration af hensyn til fugtvandringens hastighed.

Forsøgene blev udført i SBI's lille varme-kolde kasse, der i princippet svarer til den store vist på figur 6. I den lille kasse kan den vandmængde,



der tilføres for at holde fugtlige vægt på den varme side registreres, desuden kan den fugtmængde, der ophobes i elementerne findes ved vejning af disse.

I tabel 3 er en oversigt over de undersøgte vægelementer samt angivelse af de fugtmængder, der er kondenseret i elementerne under forsøgene. En teoretisk beregning af de kondenserede fugtmængder giver en rimelig god overensstemmelse med de målte mængder. Der er samtidig foretaget en beregning af udtørringstiden, uden solpåvirkning, der ligger nede på 12 døgn.

Element nr.	Flangemateriale	Kerne- materiale	Lim- mængde	Optaget fugt	Fugtindhold i flange	
					kold side	varm side
			g/m <sup>2</sup>	kg	vægt %	vægt %
13	12 mm krydsfiner	G 70	300	1,0	20	10
14	12 - -	G 70	450	1,0	16	9
15	12 - -	G 70	600	1,1	17	10
16	8 - Eternit	G 70	300	2,1	11	8
17	8 - -	G 70	300	1,5	10	8
18	8 - -	G 70	600	1,1	12	7
19	12 - spånplade	G 70	300	1,2	28	15
20	12 - krydsfiner	G 50	300	1,2	26	11
21	12 - -	G 80	300	1,0	22	8

Tabel 3. Oversigt over de til fugtophobningsforsøg anvendte vægelementer. Alle elementer er 0,5 x 1,3 m, har en kernetykkelse på 0,3 m og er limet med en opskummende polyurethanlim. Med undtagelse af element nr. 17 er indvendig og udvendig flange ens, element nr. 17 har Glasal som udvendig flange. Desuden er angivet den fugtmængde, der kondenserer i elementerne i forsøgsperioden samt fugtindholdet i flangematerialerne, ved forsøgsperiodens slutning, fundet ved veje-tørre metoden.

#### Fugtophobning i tagelementer

Da denne type tagelementer som regel vil blive monteret som en vandret bygningsdel, og tyngdekraften derfor har en anden indflydelse på fugttransporten end i et vægelement, er der blevet fremstillet et forsøgsapparat, hvori elementerne kan monteres vandret. Denne varme-kolde kasse er med få undtagelser opbygget og styret som den lille varme-kolde kasse til vægelementerne.

Der er blevet udført forsøg med en række forskellige elementer, som ved vægelementerne. Tagelementerne var dog enten påklæbet en tagpap eller der var lagt en Trocalfolie udover.

Da der er nogle forsøgsræssige vanskeligt forklarlige forhold, fx er der tilført en væsentlig større vandmængde i den varme kasse, end der er opta-

get i elementerne, og fugtophobningen i tagelementerne er mindre end i vægelementerne, har der ikke været lagt stor vægt på disse forsøgsresultater ved uddragning af den samlede konklusion, vægten er hovedsagelig lagt på resultaterne fra målingerne i bygninger udsat for det naturlige klima. Med denne baggrund er det derfor ikke interessant at gengive disse resultater her.

#### Holdbarhed overfor vekslende fugtpåvirkninger

I løbet af en bygnings levetid ville i bygningen indgående komponenter blive udsat for vekslende fugt- og temperaturpåvirkninger, fx en tagkonstruktions skiftevis opfugtning og udtørring, og de frysepunktspassager der sker i de øverste lag om vinteren. Holdbarheden af de indgående materialer må dokumenteres fra fabrikanternes side, men holdbarheden af materialekombinationen er der foretaget undersøgelser af i dette projekt.

Som laboratoriepåvirkning blev valgt følgende, dels en opfugtning-udtørrings påvirkning bestående af 1 døgn i vandbad ved 20°C og 1 døgn i varmeskab ved 70°C, dels en fryse-tø påvirkning bestående af 1 døgn i vandbad ved 20°C, 1 døgn i fryserum ved -5°C og 1 døgn ved 20°C.

Som parameter for vurdering af en eventuel nedsættelse af holdbarheden, specielt i materialekombinationer omkring limfuger, valgtes trækstyrken, og som referenceværdi trækstyrken efter konditionering ved 23°C, 50% RF i 30 døgn.

For at undersøge om styrken nedsættes med antal vekslende påvirkninger, blev der for både påvirkningen opfugtning-udtørring og frost-tø målt trækstyrke efter henholdsvis 10 cykler, 25 cykler og 50 cykler.

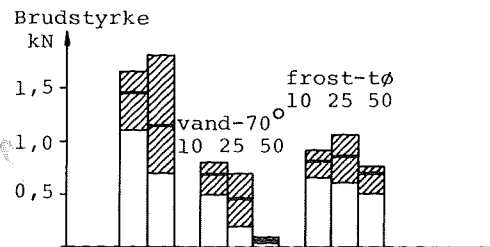
Antal cykler er valgt ud fra et skøn, og det viste sig senere, at amerikanerne, ved nogle varierende fugtpåvirkninger, kun anvender 6 cykler.

For at sikre at en eventuel ændring af trækstyrken med stigende antal cykler ikke skyldtes en langtidsnedbrydning, blev der også foretaget måling efter 150 døgn konditionering ved 50% RF.

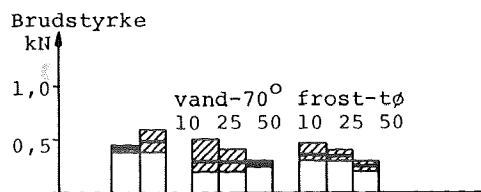
Det generelle billede af styrkereduktionen var, at opfugtning-udtørrings påvirkningen nedsatte styrken mere end frost-tø påvirkningen, og at styrkereduktionen steg med stigende antal cykler. Desuden var styrkereduktionen gennemgående større for prøvelegemer med Glasuld end for prøvelegemer med Rockwool, men da Glasulds udgangsværdi er højere, nærmer værdierne sig hinanden, på figur 8 og 9 er vist eksempler herpå.

Der var et ret varieret billede af brudtyperne, på figur 10 ses et typisk brud efter konditionering. Efter vekslende fugtpåvirkninger var brudtypen

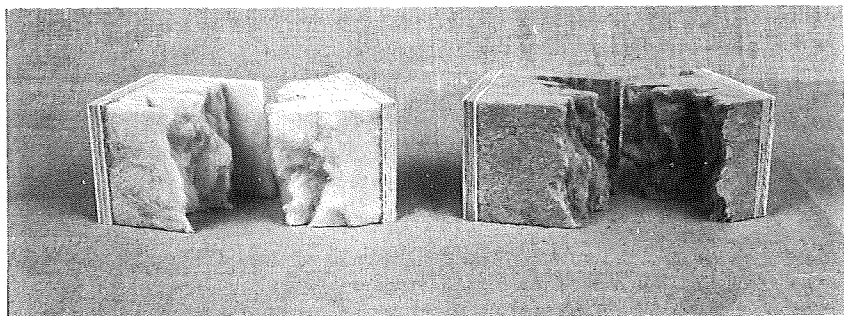




Figur 8. Brudstyrke for prøvelegemer med krydsfiner og Glasuld. De to første søjler angiver brudstyrken efter henholdsvis 30 og 150 døgn ved 50% RF, de tre næste søjler angiver styrken efter henholdsvis 10, 25 og 50 cykler opfugtning-udtørring (70°C), og de tre sidste søjler angiver styrken efter henholdsvis 10, 25 og 50 cykler frost-tø. Der er angivet middelværdi af tre målinger samt området.



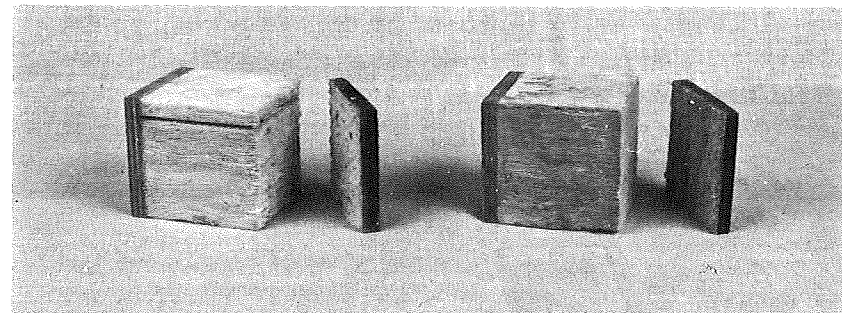
Figur 9. Brudstyrke for prøvelegeme med krydsfiner og Rockwool (se desuden figur 8).



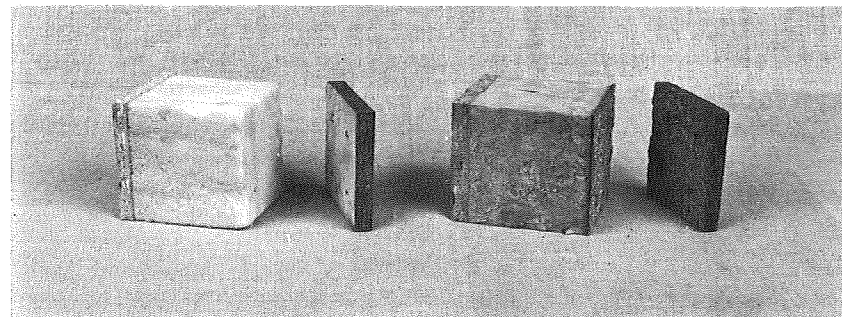
Figur 10. Typisk brud i prøvelegeme med henholdsvis Glasuld og Rockwool konditioneret ved 50% RF.

som regel enten som vist på figur 10, eller i ulden op ad den limfuge, der var blevet påvirket i vandbadene, figur 11.

I prøvelegemer med spånplade som flangemateriale var brudtypen som regel en anden, se figur 12. I prøvelegemerne med Glasuld gik nogle af prøvelegemerne, der var udsat for opfugtning-udtørring i stykker, inden de var oppe på 25 cykler, og bruddet skete sådan, at der praktisk taget ingen glasuld sad tilbage i limen. I nogle af prøvelegemerne med Glasuld samt i prøvelegemerne med Rockwool gik de prøvelegemer, der havde været udsat for opfugt-



Figur 11. Brudtype i prøvelegeme med henholdsvis Glasuld og Rockwool efter vekslende fugtpåvirkninger.



Figur 12. Brudtype i prøvelegemer med spånplade som flange, som har været udsat for ca. 50 opfugtning-udtørrings cykler. Prøvelegemet med Glasuld, der er gået i stykker inden trækprøvningen, og prøvelegemet med Rockwool, der er gået i stykker i spånpladen ved trækprøvningen.

ning-udtørrings påvirkningen 50 gange i stykker i selve spånpladeflengen, dvs dens styrke var efterhånden blevet mindre end uldens.

Ved dimensionering af konstruktioner bør der tages hensyn til den reduktion af styrken vekslende opfugtning-udtørring giver, man bør dog være opmærksom på, at den her angivne styrkereduktion indeholder tilfældige svækkelser i limforbindelsen, idet prøvelegemerne er udskåret af et stort element.

#### Anvendelsesområde

Med nedennævnte forbehold kan mineraluldbaserede sandwichelementer uden dampspærre anvendes set fra en fugtteknisk vinkel, og på det nuværende erfaringsgrundlag anvendes som ydevægge med og uden regnskærm samt som tagelementer med regnskærm i rum med normale fugtforhold.

Ved normale fugtforhold skal i denne sammenhæng forstås de fugtforhold, der findes i boliger, kontorer, hvor der ikke er befugtningsanlæg, og i industribygninger hvor der hverken er befugtningsanlæg eller anden form for særlig fugtproduktion.

Som tagelementer med direkte tagbeklædning kan de kun anvendes, hvis fugtbelastningen i de underliggende rum er lav, ca. 40% RF (20-22°C), og hvis de ikke ligger i skygge fra fx andre bygninger og beplantning.

#### Forbehold

Ved anvendelse af mineraluldbaserede sandwichelementer som byggekomponenter er der en række fugttekniske forhold, der skal tages hensyn til.

Ved dimensionering skal der eventuelt foretages en styrkereduktion på grund af vekslende fugtpåvirkninger.

Samlingerne skal udføres således, at de bliver lufttætte og dermed også relativt diffusionstætte. Hvis samlingerne ikke er lufttætte, kan der ved konvektion trænge uacceptable store fugtmængder ind i konstruktionen.

Træbaserede sandwichvægelementer uden regnskærm bør have en vandafvisende diffusionsåben overfladebehandling, fx træbeskyttelsesmiddel, for at forhindre væsentlig fugtindtrængen som følge af slagregns påvirkning.

Ved væg- og tagelementer med regnskærm skal der sikres ventilation af hulrummet mellem elementerne og regnskærmen.

Som flangematerialer er krydsfiner af den undersøgte kvalitet (konstruktions krydsfiner) eller tilsvarende, og Eternit fugtteknisk set velegnede. Spånplade i de nuværende kvaliteter bør ikke anvendes, hvor der er store variationer i fugtniveauet.

Monteringen af elementerne bør foregå således, at "byggefugt" fra en regnperiode undgås, enten skal det sikres, at montering foregår så hurtigt, at ubeskyttede elementer ikke udsættes for større regnpåvirkninger, ellers skal elementerne fra starten være produceret således, fx første lag tagpap klæbet på fra fabriken, at de kan tåle en vis regnpåvirkning. De fugttekniske forhold vil blive yderligere forværret, hvis elementerne monteres om efteråret/vinteren, da de så ikke starter med en udtørringsperiode.

Endelig er der en enkelt undersøgelse af tagelementer med direkte tagbeklædning, der tyder på, at disse bør udføres uden dampspærre, da den lige omtalte "byggefugt" muligvis i uheldige tilfælde ellers vil kunne vandre frem og tilbage i elementet mellem de to diffusionstætte lag og dermed forøge varmestrømmen gennem elementet.

#### Litteratur

1. Lohse, Uwe og Nielsen, Hans:  
Kan stressed-skin tagelementer udføres uden udluftning?  
Statens Byggeforskningsinstitut. SBI-særtryk 247. København 1974.
2. Lohse, Uwe:  
Mineraluldbaserede sandwichelementer, Fugtophobning i væg- og tagelementer udsat for det naturlige klima.  
Statens Byggeforskningsinstitut. SBI-rapport 115. København 1978.
3. Nicolajsen, Asta:  
Mineraluldbaserede sandwichelementer. Laboratorieforsøg til bedømmelse af de fugttekniske egenskaber.  
Statens Byggeforskningsinstitut. SBI-rapport 114. København 1978.
4. Nielsen, Anker og Andersen, Nils Erik:  
SBI's Fugtforsøgshus - Beskrivelse af hus samt resultater fra de første målinger.  
Statens Byggeforskningsinstitut. SBI-notat 75. København 1977.

---

 Mineraluldbaserede sandwichelementer - byggeteknik
 

---

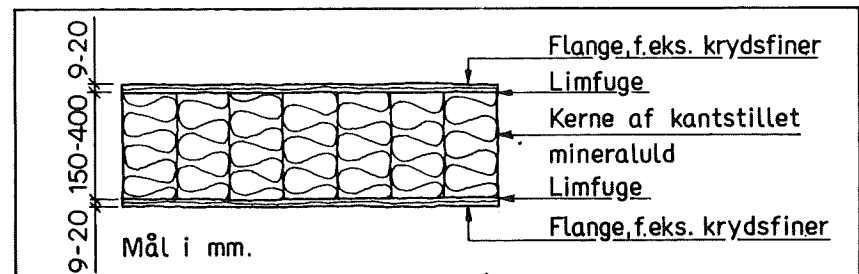
Civilingeniør Tommy Bunch-Nielsen, Cowiconsult, Rådgivende Ingeniører AS,  
Virum, Danmark

De byggetekniske undersøgelser i forbindelse med projektet: Mineraluldbaserede sandwichelementer er udført af Cowiconsult, Rådgivende Ingeniører AS og har haft til formål at belyse elementernes ydeevne, vurdere de udførte forsøg, anvise anvendelsesmuligheder samt udarbejde samlings- og tilslutningsdetaljer. (10-13).

#### Egenskaber - anvendelsesmuligheder

Mineraluldbaserede sandwichelementers byggetekniske egenskaber er belyst gennem undersøgelser indenfor følgende områder: styrke og stivhed, fugt, brand, lyd, varme, økonomi og produktionsteknik.

Desuden er der af Cowiconsult projekteret en række byggerier med mineraluldbaserede sandwichelementer, som dels har givet byggetekniske erfaringer, dels har gjort det muligt at udføre fugtmålinger i bygninger under naturlige betingelser.



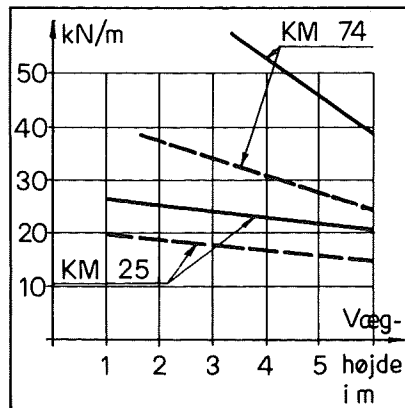
Figur 1: Mineraluldbaserede sandwichelementers opbygning

Elementernes styrke- og stivhedsegenskaber er undersøgt på Institutet for Husbygning, Danmarks tekniske Højskole. (1-7 og 14).

Der er bestemt materialegenskaber for mineraluld og krydsfiner samt lim-

fugen mellem disse, og der er udført korttids- og langtidsforsøg med elementer i fuld størrelse.

På basis af disse undersøgelser er der udviklet beregningsmetoder og bestemt et sikkerhedsniveau, som gør det muligt at bestemme bæreevner og stivheder ved beregning. Eksempler på regningsmæssige bæreevner er vist på nedenstående bæreevnekurver.



Figur 2

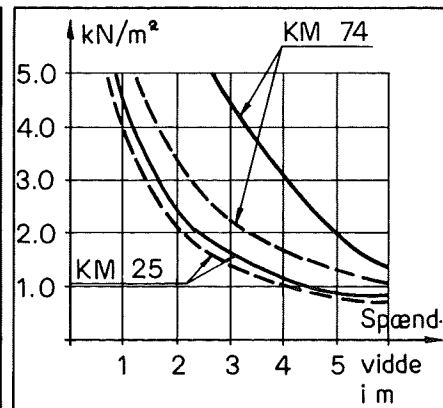
Regningsmæssig bæreevne for ekscentrisk belastede vægelementer med flanger af 12 mm krydsfiner og kerne af 145 mm mineraluld. Ekscentricitet på normalkraften er 78 mm, svarende til den halve elementtykkelse.

Lastgruppe A. Fugtklasse I. —  
Fugtklasse U. - - - -

Den på figur 2 og 3 anvendte betegnelse, KM, er en forkortelse for konstruktionsmineraluld. Det efterfølgende tal er mineraluldens regningsmæssige trækstyrke med enhed  $\text{kN/m}^2$ . KM-74 svarer til Glasuld med en rumvægt på  $50 \text{ kg/m}^3$ , og KM-25 svarer til Rockwool med en rumvægt på  $80 \text{ kg/m}^3$ .

De ovenfor viste bæreevneeksempler viser lidt om størrelsesordenen af elementernes bæreevner og spændvidder. Det skal bemærkes, at kravene til elementernes brandmodstandsevne kan betyde væsentlig mindre bæreevner.

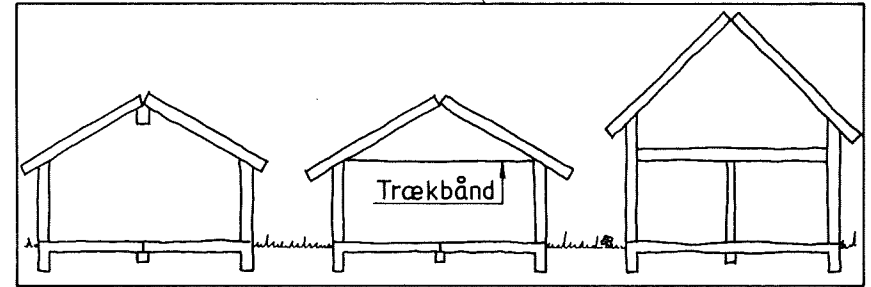
Mineraluldbaserede sandwichelementer kan med fordel anvendes til skivebygninger, idet de har stor styrke og stivhed overfor skivepåvirkninger. På figur 4 er vist et par eksempler på anvendelige konstruktive systemer.



Figur 3

Regningsmæssig bæreevne for tagdækelementer med flanger af 12 mm krydsfiner og kerne af 295 mm mineraluld. Nedbøjningskriterie:  $u_{\text{max}} = 1/500$ .

Lastgruppe A. Fugtklasse I. —  
Fugtklasse U. - - - -



Figur 4:

Konstruktive systemer

Elementernes fugttekniske egenskaber er undersøgt af Statens Byggeforsknings Institut, Hørsholm, dels ved laboriemålinger og dels ved målinger i bygninger udsat for det naturlige klima. (8 og 9).

De fugttekniske undersøgelser skulle bl.a. besvare spørgsmålet: kan elementerne anvendes uden membran og uden regnskærm.

Der må skelnes mellem de forskellige anvendelsesmuligheder, men i store træk lyder konklusionen således:

- vægelementer med flanger af f.eks. 12 mm krydsfiner kan anvendes uden membran og uden regnskærm i bygninger med max. 50% RF ved  $20-22^\circ\text{C}$ , hvilket svarer nogenlunde til et normalt boligklima
- tagelementer med direkte tagbelægning, f.eks. tagpap, bør kun anvendes til specielt tørre bygninger, f.eks. tørre lagerbygninger, uanset om der er membran ved inderflangen eller ej
- tagelementer med regnskærm kan anvendes uden membran i bygninger med et klima svarende til normalt boligklima.

Limfugens holdbarhed overfor fugt har vist sig at være et af de kritiske punkter, idet styrken reduceres betydeligt ved vekslende fugtpåvirkning.

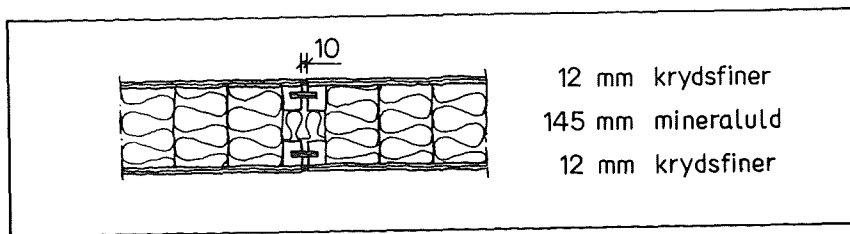
Det har derfor vist sig nødvendigt at reducere den regningsmæssige styrke af limfugen for elementer, hvor der kan optræde vekslende fugt, f.eks. på grund af fugtophobning. Reduktionen varierer for de forskellige mineraluldprodukter, men ligger i intervallet 10-50%.

De brandtekniske egenskaber er bestemt udfra pilotforsøg hos mineraluldproducenterne, Superfos Glasuld a/s og Rockwool A/S, samt ved klassifikationsprøvninger hos Statsprøveanstalten, Danmark. (2 og 16).

Brandmodstandsevnen for bærende sandwichelementer med flanger af krydsfi-

ner er beskeden, idet den ene flange forkuller på 10-15 min., hvorefter sandwichvirkningen er borte.

For vægelementer har det dog vist sig, at mineralulden stabiliserer den upåvirkede flange så meget, at der er opnået en BD-30-klassifikation for et bærende vægelement med en opbygning og elementsamling som vist på nedenstående figur.

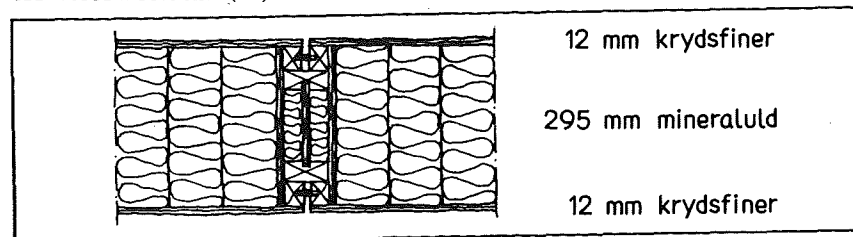


Figur 5

Bærende væg, brandmæssigt klassificeret som BD-30. Restbæreevne 21 kN/m

Ikke-bærende vægelementer med en kerne på 100 mm og flanger af klasse 1-materialer er med en elementhøjde på 2,40 m klassificeret som BD-60.

For dæk- og tagelementer er der ikke foretaget egentlige klassifikationsprøvninger. En opbygning, som vist på nedenstående figur, har været prøvet ved et enkelt forsøg og en klassifikation som BD-30 eller BD-60 ved et spænd på 4-6 m er inden for rækkevidde, idet I-bjælken bidrager væsentligt til restbæreevnen. (16).



Figur 6

Dæk/tagelementer samlet med I-bjælke for at opnå større restbæreevne

Overfladekravene kan opfyldes ved passende valg af flangematerialer. E-ternit og visse trykbrandimprægnerede krydsfinertyper kan f.eks. give en klasse 1-beklædning.

De brandtekniske egenskaber har stor indflydelse på anvendelsesmulighederne. For bygninger i 1-2 etager kan elementerne anvendes som bærende vægge, tagelementer og evt. gulvelementer.

Anvendt som ikke-bærende vægelementer (BD-60) er der anvendelsesmuligheder som facadeelementer på haller og udfyldningselementer i kontor-, institutions- og boligbyggeri.

De varmetekniske egenskaber er verificeret ved forsøg i "Guarded Hotbox" på Teknologisk Institut, Tåstrup. (10).

De målte transmissionskoefficienter (k-værdier) for mineraluldbaserede sandwichelementer viser overensstemmelse med de k-værdier, der kan beregnes efter Dansk Ingeniørforening's "Regler for Beregning af Bygningers Varmetab" 4.udg., 1977, DS 418.

Samlinger som vist på figur 5 forøger ved en elementbredde på 1,20 m transmissionskoefficienten med ca 5% i forhold til det rene element.

De lydmæssige egenskaber er undersøgt i samarbejde med Lydteknisk Laboratorium, Danmarks tekniske Højskole. (15).

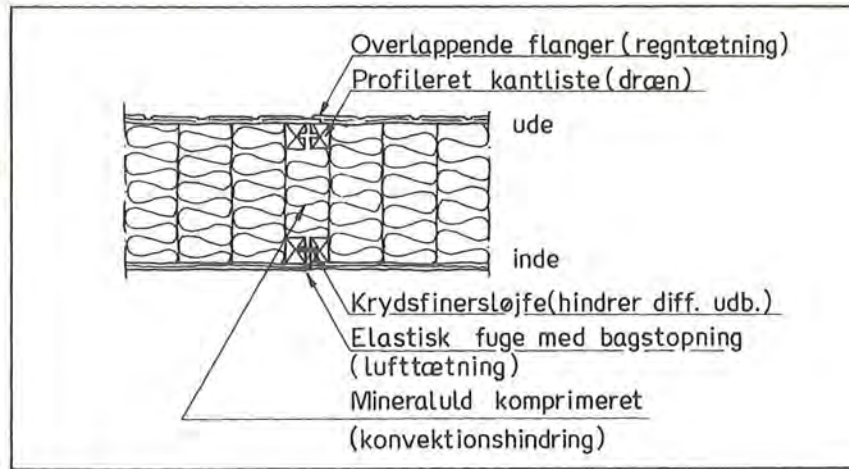
For et sandwichelement med flanger af henholdsvis 12 mm krydsfiner og 12 mm spånplade samt kerne af 295 mm mineraluld med rumvægt  $80 \text{ kg/m}^3$  er luftlydisolationen i laboratoriet målt til  $R_m = 34 \text{ dB}$  og  $I_a = 26 \text{ dB}$ .

Kravene til lejlighedsskel er i Danmark  $I_a = 52 \text{ dB}$ , hvorfor elementerne af lydmæssige grunde er uegnede til denne anvendelse. Ved anvendelse af en dobbelt sandwichvæg kan den nødvendige luftlydisolation muligvis opnås, men dette er ikke verificeret.

#### Samlingsdetaljer

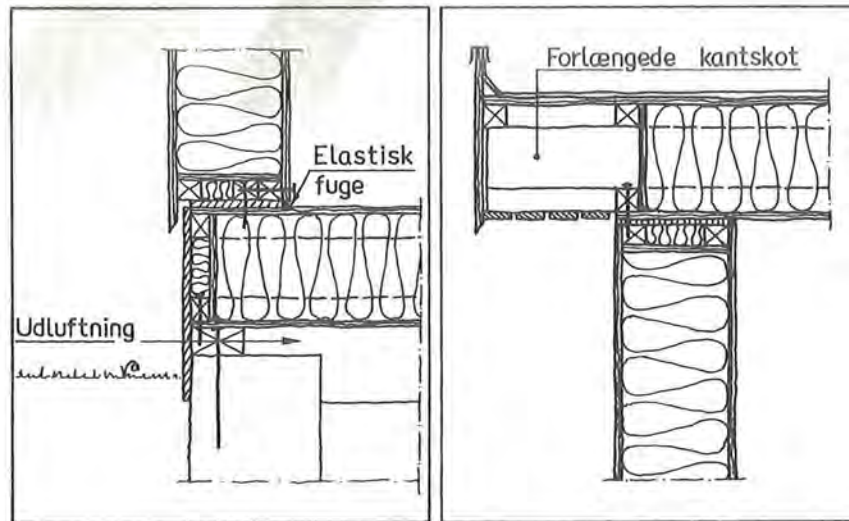
En bygningskomponent skal udover at opfylde alle relevante ydeevnekriterier også være udformet således, at det er muligt at udføre samlinger og tilslutninger, der opfylder tilsvarende ydeevnekriterier. Det er ofte nødvendigt at forsyne elementerne med kantlister for at opnå rimelige samlinger.

På figur 7 er vist en vægsamling, der flere gange er anvendt i praksis, og som illustrerer principperne for en samling.



Figur 7  
Typisk vægsamling

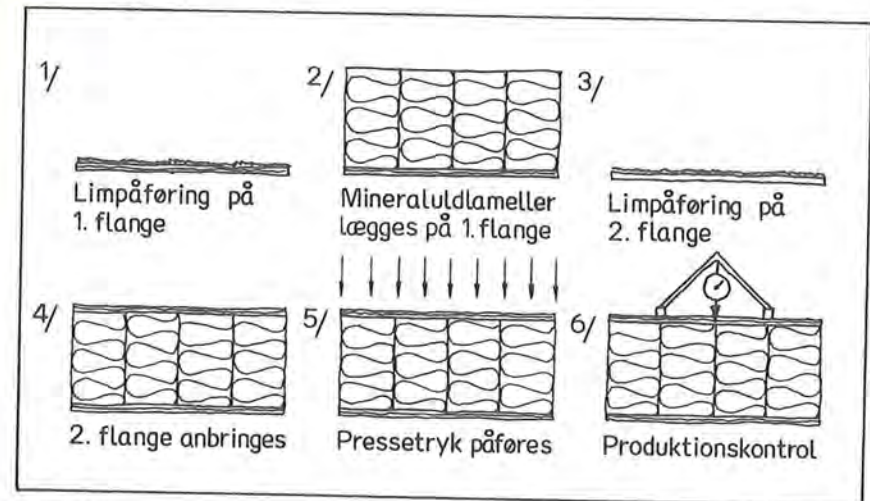
Et par andre samlinger, der er afprøvet i praksis er vist nedenfor:



Figur 8 Samling mellem væg- og gulvelementer  
Figur 9 Samling mellem væg- og tagelementer

#### Produktionsteknik

Produktionsprocessen er i princippet meget enkel, som illustreret på nedenstående figur.



Figur 10  
Produktionsproces for mineraluldbaserede sandwichelementer

Flangematerialet kan f.eks. være krydsfiner, spånplade, træfiberplade, stål, aluminium eller eternit. Det er dog kun krydsfiner, der er fuldt gennemprøvet i projektet, mens spånplade og Eternit kun har indgået i de fugt-tekniske undersøgelser.

Den mineraluld, der hidtil er anvendt, er en almindelig hård type med en rumvægt på 50-120 kg/m<sup>3</sup>. Nye forbedrede typer specielt beregnet på anvendelse til sandwichelementer må forventes udviklet.

Opskæring til lameller skal ske med stor præcision og kræver derfor specialværktøj, således at dette bør udføres af mineraluldproducenterne.

Limen er en fugtighedshærdende énkomponent polyurethanlim, der hærdner til en kemikalie-, vand- og kogefast polyureaethan. Under hærdningen sker der en opskumning, hvorved limen trænger ind i mineralulden.

Det har ved produktion af prøveelementerne til projektet vist sig vanskeligt at opnå et effektivt limareal på mere end ca 65% af limflåden. Dette skyldtes bl.a. toleranceproblemer med udskæring af mineraluldlameller, men denne teknik er nu forbedret, idet tolerancerne er nede på 0,2-0,5 mm. (11).

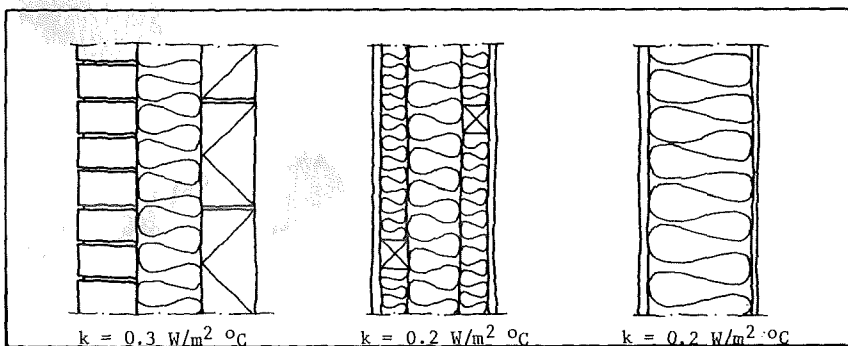


Økonomi

Formålet med økonomiundersøgelsen, der er udført af Cowiconsult, er at sammenligne prisen for konstruktioner med mineraluld-baserede sandwichelementer med priser for andre konstruktionstyper. (12).

Prissammenligninger er søgt gennemført for konstruktioner med samme k-værdi. Sandwichelementernes priser er beregnet ud fra den halv-industrielle fremstilling, der hidtil er anvendt, bl.a. hos Tåsinge Træ A/S.

Priserne omfatter levering og montage, men er ekskl.moms., byggepladsomkostninger og vinterforanstaltninger. Priserne gælder for byggeomkostnings-index pr. 1978.01.01.

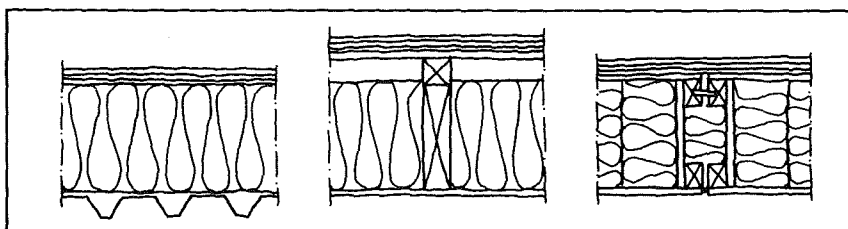
Bærende vægge til én-familieshuse ( $k = 0,3 \text{ W/m}^2 \text{ } ^\circ\text{C}$ )

Figur 11:

Hulmur af tegl, isolering og letbeton  
Pris: 430,- kr/m<sup>2</sup>

Træskeletvæg  
Pris: 300,- kr/m<sup>2</sup>

Mineraluld-baserede sandwichelementer  
Pris: 330,- kr/m<sup>2</sup>

Tagelementer ( $k = 0,2 \text{ W/m}^2 \text{ } ^\circ\text{C}$ )

Figur 12:

Stålpladetag  
Pris: 250,- kr/m<sup>2</sup>

Stressed-skin-tag-elementer  
Pris: 240,- kr/m<sup>2</sup>

Mineraluld-baserede sandwichtag-elementer  
Pris: 290,- kr/m<sup>2</sup>

Konklusion

Et af de væsentligste anvendelsesområder for mineraluld-baserede sandwichelementer er én-familieshuse, idet elementernes ydeevne her passer godt til kravene. Tilbage er dog de æstetiske aspekter, der ikke er behandlet her, men som utvivlsomt er af stor betydning for elementernes succes. Det bedst egnede flangemateriale, krydsfiner, kan let give husene et "cigarkasse"-præg.

Anvendelser som udfyldningsvægelementer og tagelementer er også relevant, men kommende krav om øget isolering vil gavne elementets muligheder.

Litteratur

- |      |                 |                     |   |
|------|-----------------|---------------------|---|
| (1)  | IFH-Rapport 132 | Egil Borchersen     | Mineraluld-baserede sandwichelementer. Hovedrapport. 1978   |
| (2)  | IFH-Rapport 126 | Lauritz Rasmussen   | Mineraluld-baserede sandwichelementer. Vægelementer under brandpåvirkning. 1978                                 |
| (3)  | IFH-Rapport 127 | Lauritz Rasmussen   | Mineraluld-baserede sandwichelementer. Materialeprøvning af krydsfiner. 1978                                    |
| (4)  | IFH-Rapport 128 | Lauritz Rasmussen   | Mineraluld-baserede sandwichelementer. Materialeprøvning af mineraluld. 1978                                    |
| (5)  | IFH-Rapport 129 | Lauritz Rasmussen   | Mineraluld-baserede sandwichelementer. Bøjningsforsøg med korttidslast og langtidslast. 1978                    |
| (6)  | IFH-Rapport 130 | Egil Borchersen     | Mineraluld-baserede sandwichelementer. Korttids-bøjningsforsøg med dækelementer med kantskot. 1978              |
| (7)  | IFH-Rapport 131 | Egil Borchersen     | Mineraluld-baserede sandwichelementer. Afstivede vægelementer. 1978   |
| (8)  | SBI-Rapport 114 | Asta Nicolajsen     | Mineraluld-baserede sandwichelementer. Laboratorieforsøg til bedømmelse af de fugttekniske egenskaber. 1978     |
| (9)  | SBI-Rapport 115 | Uwe Lohse           | Mineraluld-baserede sandwichelementer. Fugtophobning i væg- og tagelementer udsat for det naturlige klima. 1978 |
| (10) | Cowi-publ. 314  | Tommy Bunch-Nielsen | Mineraluld-baserede sandwichelementer. k-værdimålinger. 1978  |

- (11) Cowi-publ. 315 Tommy Bunch-Nielsen Mineraluldbaserede sandwichelementer. Produktionsteknik. 1978
- (12) Cowi-publ. 316 Leif B. Jørgensen Tommy Bunch-Nielsen Mineraluldbaserede sandwichelementer. Økonomiundersøgelser. 1978
- (13) Cowi-publ. 317 Tommy Bunch-Nielsen Knud Prebensen Mineraluldbaserede sandwichelementer. Byggeteknik. 1978
- (14) IFH-Rapport 112 Lauritz Rasmussen Bæreevneforsøg med sandwichvægelementer med mineraluldkerne og krydsfinerflanger. 1976
- (15) IFH-Rapport 118 Lauritz Rasmussen Mineraluldbaserede sandwichelementer. Luftlydisolation. 1976
- (16) IFH-Rapport 122 Lauritz Rasmussen Brandforsøg med 2 mineraluldbaserede sandwichelementer. 1977

IFH: Instituttet for Husbygning, Danmarks tekniske Højskole, DK-2800 Lyngby

SBI: Statens Byggeforskningsinstitut, Postbox 119 DK-2970 Hørsholm

COWI: Cowiconsult, Rådgivende Ingeniører AS, Teknikerbyen 45 DK-2830 Virum

Variationer i energiåtgång för nyproducerade småhus

Tekn. lic. Christer Harrysson, Väst kust-Stugan AB, Överlida, Sverige

#### Bakgrund och syfte

Kring årsskiftet 1973/1974 påbörjades, delvis med ekonomiskt stöd av Statens råd för byggnadsforskning, ett utvecklingsarbete med syfte att:

- Skapa säkrare underlag för bestämning av energiåtgången i nyproducerade småhus med konstruktioner vanliga både före och efter oljekrisen 1973.
- Genom tekniska och ekonomiska beräkningar samt fältstudier bedöma lönsamheten för olika energibesparande åtgärder.
- Med hjälp av intervjuundersökningar och registrering av energiåtgången få en uppskattning av vilka variationer som kan väntas på grund av skillnader i levnadsvanor, arbetsutförande och klimat i för övrigt identiska hus.

Sedan oljekrisen 1973 har massmedia översvämmats med uppgifter om energiförbrukningens storlek och effekter av olika energibesparande åtgärder i småhus.

En genomgång av ämnesområdet visar att någon mer systematisk genomgång av energiåtgången och dess variation för nyproducerade småhus endast gjorts av Munther (1) och (2).

Behov förelåg också att studera mer långtgående energisparåtgärder än de som motsvarade praxis före oljekrisen 1973.

Någon experimentell bestämning av värmebalansen ingick ej i Munthers första undersökning (1) som omfattade 5.500 småhus.

#### Undersökningarnas uppläggning

Arbetet har, som framgår av (3), bedrivits i form av teoretiska och experimentella bestämningar av värmebalansen för obodda hus byggda med konstruktioner använda såväl före som efter oljekrisen 1973. Antagandena i beräkningsmetoderna har säkrats genom att energiåtgången uppmätts för ett stort antal identiska hus av samma typ s

Speciella delstudier har utförts för att kartlägga variationer i energiåtgång på grund av skillnader i levnadsvanor, arbetsutförande (täthet och ventilation) och klimat. Dessutom har för ett stort antal möjliga energibesparande åtgärder kostnadskalkylering och fältstudier utförts i byggda hus. Såväl energibesparingsåtgärder obligatoriska enligt värmehushåll-

ningsnormen som mer långtgående åtgärder har studerats.

#### Småhusets värmebalans

Marknadsandelen för källarlösa 1 1/2-planshus är betydande och har de senaste åren tenderat till att öka. Undersökningarna har därför i huvudsak omfattat en studie av 1 1/2-planshus med 160 m<sup>2</sup> bostadsyta, figur 1. Denna hustyp, producerad enligt värmehushållningsnormen, förbrukar totalt för uppvärmning, varmvatten och hushållsel i medeltal ca 18.000 kWh/år för hus belägna i södra Sverige. Uppgifter om hustypens totala energiförbrukning ca 18.000 kWh/år har verifierats såväl genom experimentell värmebalansbestämning av ett obott hus som genom uppmätning av energiåtgången för ett stort antal bebodda hus av samma typ, figur 2.

De åtgärder som vidtagits för att uppfylla normens krav innebär konkret begränsning av värmeavgivningen och ökat tillvaratagande av gratisvärmen, tabell 1, genom tjockare isolering, bättre tätningar, treglasfönster, reglering av värmesystemet i tid och rum samt inreglering av värme- och ventilationssystemen. Som framgår av figur 1 kan den totala energiåtgången uppdelas i förbrukning för:

- Uppvärmning ca 9.000 kWh/år.
- Varmvatten ca 5.000 kWh/år.
- Hushållsel ca 4.000 kWh/år.

Utvecklingen sedan oljekrisen 1973 och värmehushållningsnormens ikraftträdande har för nyproducerade småhus resulterat i att den första energiandelen kraftigt minskats samtidigt som de övriga visar en tendens till ökning. Inom överskådlig framtid torde vardera energiandelen svara för en tredjedel av den totala energiförbrukningen.

De olika energiandelarnas storlek är beroende av varandra genom att man kan tillvarata viss del av gratisvärmen.

Ett lämpligt valt värmedistributionssystem vad beträffar tröghet, reglerutrustningens utformning och snabbhet möjliggör ett maximalt utnyttjande av gratisvärme från hushållsel och tappvarmvatten, varvid energiåtgången för uppvärmning kan minskas. Gratisvärmens storlek påverkas dessutom av antalet personer som vistas i huset samt av deras aktivitetsgrad. Till gratisvärmen bidrar också solinstrålningen som påverkas av fönstrens typ och storlek jämte väderstrecksorienteringen och avskärmningens storlek.

#### Variationer i energiåtgång orsakade av konstruktionsbetingade och beteendebetingade energisparåtgärder.

I litteraturen finns flera undersökningar som entydigt pekar på att energiåtgången i småhus varierar kraftigt, även mellan identiska småhus, figur 2. Detta beror som framgår av tabell 2 på ett stort antal faktorer och samspelet mellan dessa.

Variationer i energiåtgång beror som synes på såväl konstruktionsbetingade som beteendebetingade åtgärder. Utvecklingsarbetet som helhet har lagts upp så att en grov kvantitativ bedömning skall kunna ske för de viktigaste faktorerna.

#### Skillnader i levnadsvanor, arbetsutförande och klimatförhållanden.

I figur 2 visas variationer i energiåtgång beroende på skillnader i levnadsvanor, arbetsutförande och klimatförhållande för ett grupphusområde i Göteborgstrakten bestående av 49 hus, se Bjerrome (5). Skillnaden mellan högsta och lägsta värde uppgår till ca 10.000 kWh/år. I medeltal uppmättes energiåtgången till ca 18.000 kWh/år.

En analys har gjorts av vilka faktorer som kraftigast påverkar energiåtgången, varvid kan konstateras att det i tur och ordning är skillnader i levnadsvanor då det gäller:

- Varmvattenförbrukning
- Vådrings- och ventilationsteknik
- Inomhustemperatur
- Solavskärmning, persienner eller dylikt
- Uppvärmning av sidobyggnad
- Hushållsel
- Gratisvärme från personer, djur, elapparater och varmvatten.

De uppräknade faktorerna är beroende av varandra.

Variationerna i hushållsel är svåra att uppskatta, men de är små i jämförelse med övriga faktorer, eftersom en stor del av hushållselen kommer huset tillgodo i form av gratisvärme. Detsamma gäller om än i mindre omfattning energin för varmvattenvärmning.

#### Skillnader i arbetsutförande och klimatförhållanden.

Genom undersökningar av Gustén och Johansson (6) i 25 identiska hus har en bedömning kunnat ske av hur variationer i arbetsutförandet (byggnadens täthet, ventilationssystemets inreglering och funktion) och i det lokala klimatet kring huset påverkar energiförbrukningen.

Mätningar har utförts för att bl a fastställa:

- Husens täthet enligt tryckmetoden vid två tillfällen.
- Husens täthet enligt spårgasmetoden vid ovannämnda tillfällen.
- Husens luftväxling med fläkten på basvarv resp maxvarv. Samtidig mätning utfördes av luftflödet genom olika ventilationsdon.
- Energiåtgången
- Eventuella komfortproblem genom intervju med de boende.

Av resultaten framgår att husen i medeltal hade en otäthet motsvarande 4,7 oms/h enligt tryckmetoden och 0,14 oms/h enligt spårgasmetoden med tätade ventilationsdon.

Den totala luftväxlingen genom kanalsystem och byggnadens otätheter med fläkten på basvarv uppgick enligt spårgasmetoden till i medeltal 0,29 oms/h. Variationer mellan 0,12 och 0,50 oms/h registrerades.

Ur energisynpunkt motsvarar 0,1 oms/h ca 1.200 kWh/år. Beroende på skillnader i luftväxling mellan de 25 "identiska" hus som studerats skulle man således ur energisynpunkt kunna vänta variationer på  $\left(\frac{0,38}{0,10}\right) \times 1.200 = 4.500$  kWh/år i energiåtgång.

För de hus som ingår i undersökningen och byggdes omkring 1973 uppgick den totala ventilationen till ca 0,4 oms/h, se Harrysson (7). Andra undersökningar tyder på lägre värden, särskilt för enplanshus. Majoriteten av de hus som byggdes vid denna tid var dessutom försedda med självdragssystem. Intervjuundersökningar av Bjerrome (5) i ett 100-tal hus har visat att en luftväxling av i medeltal 0,4 oms/h vid självdrags-system inte ger några större olägenheter. De problem som uppstått är i huvudsak fukt- och rötproblem i dusch/wc utan fönster. Motsvarande undersökningar av Gustén och Johansson (6) i 25 hus med mekanisk frånluftsventilation och en luftväxling av 0,2-0,3 oms/h har inte utvisat några nämnvärda komfortproblem.

Samtliga studerade hus är källarlösa 1 1/2-planshus av trä och tillverkade med hög prefabriceringsgrad. Radonmätningar har ej utförts.

Eftersom självdragssystem inte visat sig fungera tillfredsställande i "täta" hus har en markant övergång till mekaniska ventilationssystem kunnat noteras. I första hand har man valt frånlufts-system.

#### Konstruktionsbetingade åtgärder på värmehushållningsnormens kravnivå

Förutom att visa hur energiåtgången kvantitativt påverkas av skillnader i levnadsvanor, arbetsutförande och klimat är det av stort intresse att belysa inverkan av olika konstruktionsbetingade energibesparande åtgärder.

I tabell 1 redovisas "effekten" av de åtgärder som erfordras för att normalt uppfylla värmehushållningsnormens krav. Totalt sett har för de studerade husen Åstadskommittén en energibesparing av i medeltal ca 5.000 kWh/år, till en kostnad av ca 1 kr per inbesparad kilowattimme och år, se Harrysson (3).

De i värmehushållningsnormen skärpta kraven på byggnaders täthet har initierat omfattande arbeten för att täta husens fogar med gummilister eller andra material och genom att förändra konstruktionslösningarna.

Täthetskravet för friliggande småhus i värmehushållningsnormen satts till 3 oms/h vid 50 Pa, som medelvärdet av mätningar vid över- och undertryck enligt tryckmetoden.

Jämförande mätningar enligt spårgasmetoden, vid naturliga klimatförhållanden och tätade ventilationsdon uppvisar luftväxlingar av 0,1-0,2 oms/h. Hus med denna täthetsgrad har erhållits till en kostnad av 500 - 2.000 kr beroende på vilka konstruktionslösningar som valts. En ytterligare skärpning av täthetskraven kan således endast ge små energibesparingar i relation till de höga kostnader som är förknippade med detta. Sambandet mellan husets totala ventilation (genom otätheter och kanalsystem) och den ofrivilliga ventilationen (genom husets otätheter) i mekaniskt frånluftsventilerade hus talar ur

ekonomisk och praktisk synpunkt för att inte skärpa kraven på täthet ytterligare.

#### Energiform och värmedistributionssystem

Valet av uppvärmningssystem är av största betydelse för låg energiförbrukning och driftskostnad (inkl anläggningskostnad) såväl ur husägarens som samhällets synpunkt. Värmehushållningsnormen innehåller emellertid inte några krav eller anvisningar vad beträffar valet av energikälla och uppvärmningssystem. Energi kan tillföras huset bl a i form av olja, el, fjärrvärme (sekundär, primär) eller fasta bränslen (ved, torv, hushållsavfall m m).

Undersökningar av Bäckberg, Kärrholm och Lindqvist (8) samt Harrysson (9) visar att direktverkande elradiatorer är energisnålast sett ur husägarens synpunkt. Vattenburet system kommer som god tvåa med några procents högre energiförbrukning.

Flera undersökningar t ex (8) tyder på att luftburna värmedistributionssystem förefaller ge en betydligt högre energiförbrukning.

Mätningar har visat att upp mot 20% högre energiförbrukning förefaller vid luftburna värmedistributionssystem.

Detta beror framförallt på att någon billig och väl fungerande reglering av luftburna system i tid och rum ännu inte finns.

#### Energibesparande åtgärder utöver värmehushållningsnormens kravnivå.

För att ytterligare minska energiåtgången utöver värmehushållningsnormens kravnivå har inverkan av ytterligare energibesparande åtgärder studerats, tabell 4. De angivna beloppen gäller således för ett idag vanligen förekommande småhus, konstruerat enligt värmehushållningsnormen.

Relativt blygsamma energibesparingar och dålig lönsamhet har därför erhållits för de studerade åtgärderna.

En ytterligare ökning av isoleringen med ca 5 cm i tak och väggar kräver enligt Harrysson (10) och (12) en ökad investering av ca 3 kr per inbesparad kilowattimme och år. Stor vikt måste läggas vid valet av konstruktion och arbetsutförande för att de traditionellt beräknade energibesparingarna skall kunna uppnås i praktiken. Lönsamheten för denna åtgärd är enligt Harrysson (11) och (12) nästan lika låg som för solfångare, avloppsvärmeväxlare och värmepumpar.

"Ökad isolering" är emellertid en åtgärd som även fungerar efter lång tid utan underhållskostnader. Mest ekonomiskt intressant i dagsläget är värmepumpar är den typ som utnyttjar värmeinnehållet i frånluften för uppvärmning av tappvarmvatten, eventuellt också för uppvärmning av huset. Apparater av detta slag har sedan flera år tillverkats bl a i Danmark.

Programstyrning av värme- och ventilationssystemen kan som framgår av tabell 4 ge god ekonomisk utdelning.

Ett mekaniskt reglerbart frånluftssystem som alternativ till ett självdragssystem kan med noggrann injustering ge en minskad luftväxling av 0,1-0,2 oms/h utan merkostnad.

Intresset för ventilationsvärmeväxlare i småhus har sedan 1973 varit stort beroende på denna apparats möjligheter att:

- Höja komforten i huset.
- Minska radiatorytorna.
- Återvinna energi ur frånluften och "teoretiskt" bli lönsam vid en luftväxling av 0,5 oms/h.

Som framgår av de tidigare beskrivna undersökningarna och tabell 4 är lönsamheten för ventilationsvärmeväxlare låg av följande skäl:

- En luftväxling av 0,2-0,3 oms/h tycks ur komfortsynpunkt vara tillfyllest.
- De hus som idag byggs och uppfyller värmehushållningsnormens krav på täthet (3 oms/h) är fortfarande relativt "ötäta", vilket medför att endast 1/2 - 2/3 av den totala luftväxlingen går genom ventilationsvärmeväxlaren.
- Flera undersökningar har pekat på svårigheten att inreglera systemet till de önskade flöden.
- Kanaldragningen blir omfattande och dyrbar.

Ur nationalekonomisk synpunkt borde effektiva braskaminer och allbränslepannor favoriseras. Därmed skulle behovet av inköpt olja eller el kunna minskas och inhemska fasta bränslen i form av ved, torv och avfall kunna utnyttjas bättre. Öppna spisar av skiftande kvalitet installeras idag i mer än hälften av alla nyproducerade småhus och i ännu större utsträckning i fritidshus. Den främsta anledningen till detta är sannolikt den öppna spisens stora trivselvärde.

#### Slutsatser

På grund av de nyproducerade småhusens låga energibehov är få konstruktionsbetingade åtgärder utöver värmehushållningsnormens kravnivå lönsamma i dagsläget. Endast enkla, billiga och driftssäkra åtgärder kan motiveras för ett högisolerat nybyggt småhus.

De mest lönsamma energibesparningarna finns idag att hämta när det gäller de beteendebetingade åtgärderna i form av:

- Levnadsvanor
- Arbetsutförande (husets verkliga täthet och inreglering av ventilationssystemet).
- Klimatpåverkan

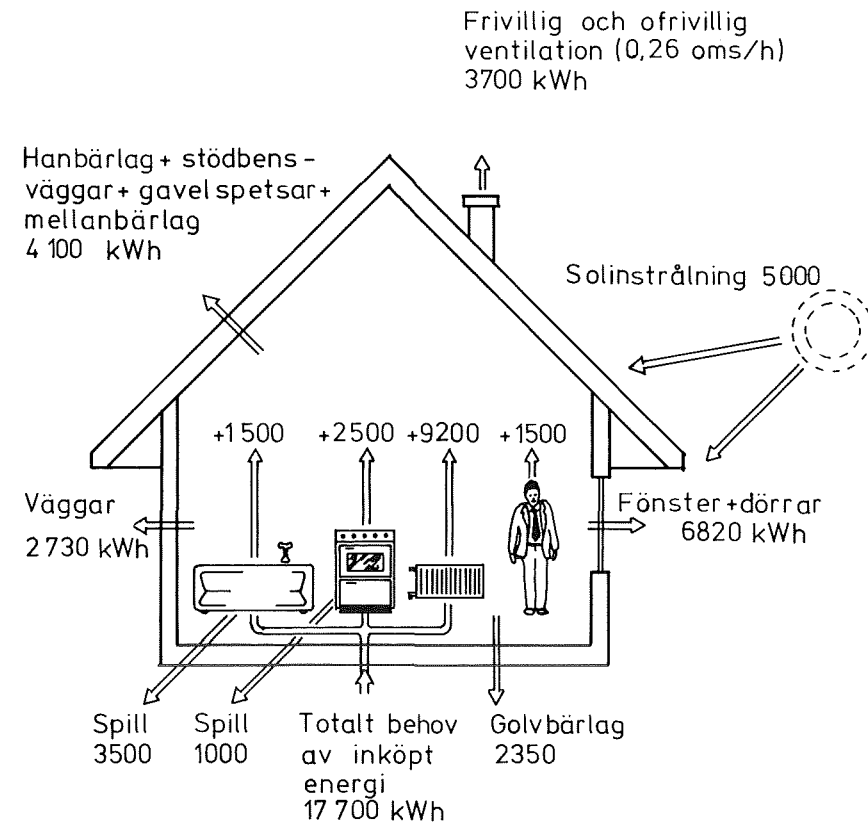
Arbetsutförandet betyder således mer och mer för att ett energisnålt hus skall kunna åstadkommas i verkligheten. Tillverkningen måste jämfört med tidigare kontrolleras i ökad omfattning. Skötsel- och driftsinstruktioner är viktiga hjälpmedel för att nå en låg energiförbrukning.

Energisnåla och lättskötta uppvärmnings- och ventilationssystem jämte energisnåla hushållsmaskiner måste utvecklas.

#### Litteratur

1. Karl E Munther: Energiförbrukning i småhus. Statens råd för byggnadsforskning, Stockholm. Rapport R 58:1974.
2. Karl E Munther: Tre energiprovhushus i Östersund. Statens råd för byggnadsforskning, Stockholm. Rapport R 56:1977.
3. Christer Harrysson: Inriktning av Modulents energiarbete. Ernström Modulent AB, Hässleholm, 1976.
4. Hans Bäckberg, Gunnar Kärrholm & Thomas Lindqvist: Provhushus Modulent-Tyringe. Transmissions- och komfortmätning. Beräkning av värmebalans. Avdelningen för byggnadskonstruktion, Chalmers tekniska högskola. Arbetsrapport 1977:1.
5. Katrin Bjerrome: Energiförbrukning och boendevanor i Modulenthus. Avdelningen för byggnadskonstruktion, Chalmers tekniska högskola. Arbetsrapport 1978:18.
6. Jan Gustén & Christer Johansson: Täthet och ventilation. Täthets- och ventilationsstudier i fabrikstillverkade Modulenthus med mekaniskt frånluftssystem. Avdelningen för byggnadskonstruktion, Chalmers tekniska högskola. Arbetsrapport 1978:17.
7. Christer Harrysson: Ventilationen lika viktig som tätheten, VVS nr 3 1977.
8. Hans Bäckberg, Gunnar Kärrholm & Thomas Lindqvist: Provhushus Modulent-Skytten. Mätningar vid uppvärmning med elradiatorer och värmepumpsystem luft/luft. Avdelningen för byggnadskonstruktion, Chalmers tekniska högskola. Arbetsrapport 1977:4.
9. Christer Harrysson: Energiåtgång för två obebodda identiska Modulenthus med direktel respektive vattenburet uppvärmningssystem. Ernström Modulent AB, Hässleholm.
10. Christer Harrysson: Energibesparande åtgärder. Utredning kring optimal isolertjocklek. Ernström Modulent AB, Hässleholm, 1978.
11. Christer Harrysson: Energibesparande åtgärder. Utredning kring konstruktioner och kostnader för elpanna, braskamin, solfångare och magasin. Ernström Modulent AB, 1978.

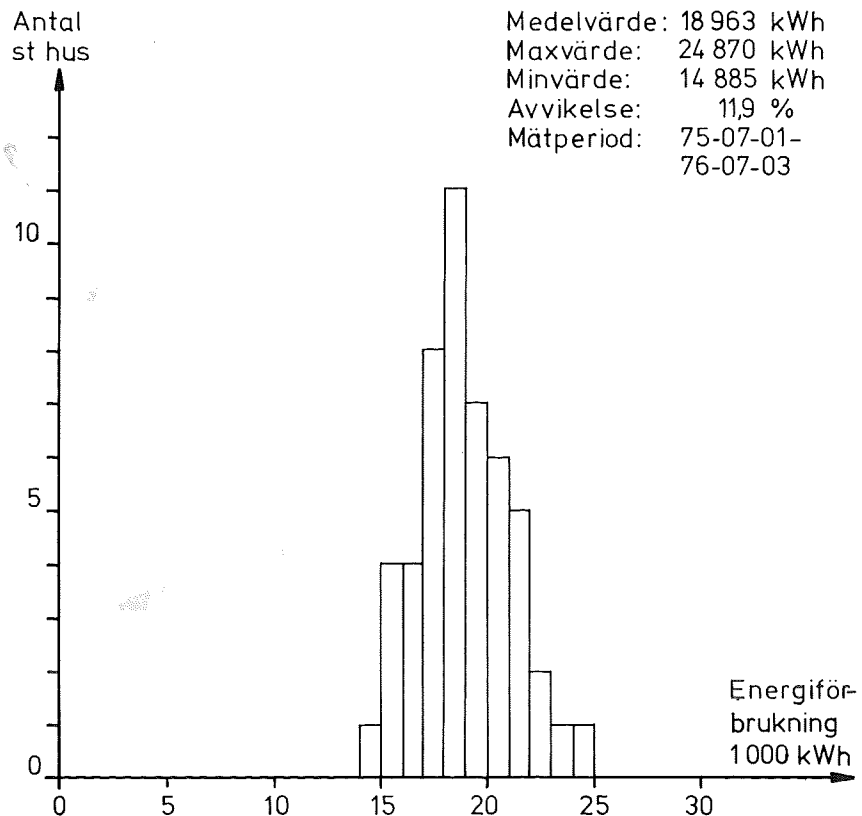
12. Christer Harrysson: Kostnader för värmesystem och energisparåtgärder i småhus, VVS nr 5, 1979.
13. Vidar Sjödin: Lönsamhet viktigaste aspekten vid energibesparande. Byggnadsindustrin 12, 1978.
14. Paul Lindroth: Energisparåtgärder, energipris och optimal isolering. Byggnadsvärlden nr 3, 1978.



Effektbehov vid dimensionerande utomhustemperaturer $-20^{\circ}\text{C}$	Totala transmissions- och ventilationsförluster är
Transmission 5,5 kW	19700 kWh/år
Ventilation (0,5 oms/h) 2,5 kW	
<b>Totalt 8,0 kW</b>	

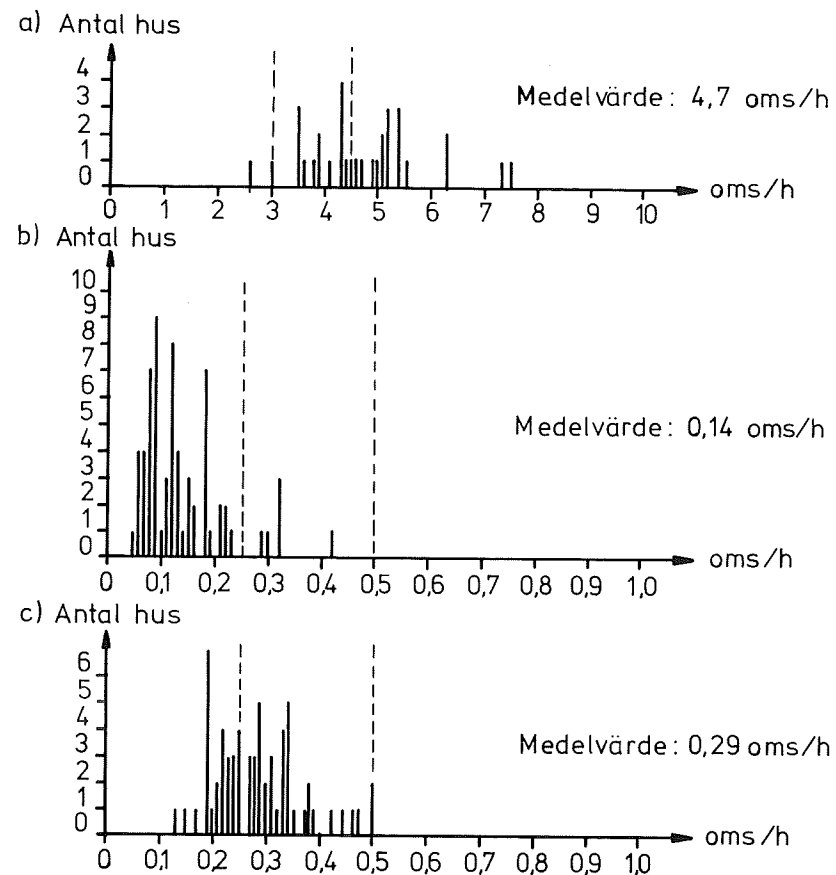
Figur 1  
Värmebalans för ett källarlöst 1 1/2-planshus med  $160\text{ m}^2$  bostadsyta och  $170\text{ m}^2$  golvyta, beläget i Skåne och konstruerat enligt värmebehållningsnormen (6). Inomhus-temperaturen har satts till  $+20^{\circ}\text{C}$ . Transmissionsytan uppgår till  $344\text{ m}^2$  och den uppvärmda volymen till  $321\text{ m}^3$ .





Figur 2

Variationer i energiåtgång i 49 identiska hus beroende på skillnader i levnadsvanor, arbetsutförande och klimat (2). Husen är belägna i Göteborgs-trakten inom ett och samma grupphusområde.



Figur 3

Luftomsättningen (oms/h) för 25 identiska 1 1/2-planshus uppmätt vid två olika tillfällen i varje hus.

- Med tätade ventilationsdon. Medelvärdet är över- och undertryck vid 50 Pa enligt tryckmetoden. Streckade linjer anger normkrav före respektive efter den 1 juli 1978.
- Med tätade ventilationsdon. Vid naturliga klimatförhållanden enligt spårgasmetoden.
- Vid basventilation enligt spårgasmetoden, dvs med normalt öppna don, fläkten på basvarv och naturliga klimatförhållanden. Streckad markering anger normflöde för hus med mekaniskt frånluftsystem respektive halverat normflöde.

## Tabell 1

Kostnader för energibesparande åtgärder, införda strax efter oljekrisen 1973. Energibesparingen avser Skåne och det i figur 1 beskrivna huset. Genom åtgärderna uppfyller huset värmehushållningsnormens krav. Uppgifterna är hämtade från (3).

Åtgärd		Energibesparing kWh/år	Investering kr
Ökad isolering	1)	1.800	1.400
Bättre tätningar	2)	600	500
Treglasfönster	3)	1.400	3.800
Tidursreglering av värmesystemet (enkel värmevakt i form av kontakter + centraltermostat	4)	700	600
Mekaniskt reglerbart frånluftssystem	5)	1.200	0

## Kommentarer

Beräkningarna avser 90.000 gradtimmar och kan anses gälla Skåne vid inomhustemperatur +20°C. För Stockholm och Luleå blir energibesparingarna 20% respektive 70% större.

- 1) Isolertjocklekarna ökades i väggarna till 165 mm mineralull av A-kvalitet i två skikt från 120 mm i ett skikt. Vindbjälklagets isolertjocklek ökades till 220 mm mineralull av B-kvalitet från 150 mm. Bottenbjälklagets isolertjocklek behölls oförändrad.
- 2) Samtliga fogar i husen försågs med en tvåstegstätning bestående inifrån sett av kvalitet EPDM samt en mineralulls-drevremsa. Den ofrivilliga ventilationen har på basis av ett stort antal spårgasmätningar visat sig minska med i medeltal 0,05 oms/h. Genom utökad kontroll och smärre konstruktionsförändringar bedöms den ofrivilliga ventilationen minska med ytterligare 0,50 - 0,1 oms/h.
- 3) Skånelänga 1 1/2-planshus som har 28 m<sup>2</sup> fönster och spröjs.
- 4) Tidur och en rumstermostat i varje plan. En sänkning med 2°C, 8 tim per dygn under 200 dygn har antagits.
- 5) Vid en minskad frivillig ventilation av 0,1 oms/h. En total ekonomisk bedömning av investeringen har gjorts inkluderande bl a kanaler, huvar och takgenomföringar.

Tabell 2 - Sammanställning av energibesparande åtgärder som kan vidtas och deras beroende av konstruktion och beteende. (Delvis baserat på artikel av Sjödin (13)).

Energibesparande åtgärder som är:	Besparingen är	Norm påverkar
1. Konstruktionsbetingade		
1.1 Byggnadens:		
- Storlek, form, orientering, geografiska läge, placering i terrängen.	varaktig, i stort sett utan underhåll	direkt
- Glasytornas storlek och orientering i väderstreck.		
- Solavskärmning på grund av takutsprångets utformning, omgivande bebyggelse, terrängförhållanden och växtlighet.		
- Isolergrad i tak, väggar, golv, fönster, dörrar.		
- Täthet (s k ofrivillig ventilation)		
1.2 Installationstekniska:		
- Styrning av tillförd energi i tid och rum.	varaktig men kräver underhåll	till viss del
- Sättet att tillföra energi.		
- Valet av värmedistributions-system.		
- Ventilationssystemet. Eventuell återvinning av värmeinnehållet i frånluften.		
2. Beteendebetingade:		
2.1 - Kontroll av arbetsutförandet.	kräver ständig propaganda och underhåll	endast om rigorösa kontroll-åtgärder införs
2.2 - Levnadsvanorna i den mån de påverkar:		
- Varmvattenförbrukningen.		
- Vädrings- och ventilations-tekniken.		
- Inomhustemperaturen.		
- Solavskärmningen i form av persienner, markiser eller dylikt.		
- Uppvärmningen av sidobyggnad.		
- Hushållsel.		
- Gratisvärme från personer, djur, elapparater och varmvatten.		

Tabell 3

Beräkning av energibesparing och ökning i investeringskostnad för olika isolertjocklekar, jämfört med minskad driftskostnad på grund av lägre energiåtgång.

Den ekonomiska bedömningen baseras på 4% real ränta och 2% högre energiprisutveckling än övriga kostnader.

Energibesparingen avser 90.000 gradtimmar, vilket får anses som representativt för södra Sverige.

Åtgärd	Energi- spara- ng kWh	Minskad driftskostnad (kr)				Invest. kostn.  kr
		Livslängd 20 år		Livslängd 50 år		
		Energipris öre/kWh	Energipris öre/kWh	Energipris öre/kWh	Energipris öre/kWh	
		10	18	10	18	
<u>Steg 1</u> Ytterväggar och gavelspetsar från 12 till 16,5 cm. Snedtak från 12 till 15 cm. Hanjälklag från 12 till 25 cm.	1800	1950	5300	5760	10400	1400
<u>Steg 2</u> (Ca 5 cm ut- över steg 1). Ytterväggar från 16,5 till 21 cm. Snedtak från 15 till 30 cm. Gavelspetsar från 16,5 till 24 cm.	900	1470	2650	2900	5200	2700
<u>Steg 3</u> (Ca 5 cm ut- över steg 2). Ytterväggar från 21 till 26 cm. Snedtak från 30 till 35 cm. Gavelspetsar från 24 till 29 cm.	400	650	1180	1300	2300	>2700

Tabell 4

Låneunderlag, investeringskostnader och besparingsmöjligheter för ytterligare energibesparande åtgärder.

Åtgärd:	Besparing av olja och el kWh	Investering kr	Låneunderlag kr 1)
<u>Ökad isolering</u>			
Steg 1 Utgångsläge: (Värmehushållnings- normens kravnivå jäm- fört med praxis 1973)	1.800	1.400	? 6)
Steg 2 (Ytterligare 5 cm isolering i tak och väggar)	900	2.700	? 6)
Ventilationsvärme- växlare (0,25 oms/h)	2.000	8.000	6.000
Solfångare, 8 m <sup>2</sup> , 300 l extra vattenmagasin	3.000	12.000	6.500
Avloppsvärmeväxlare	1.500	5.000	0
Värmepump: jord-vatten (värmefaktor 3)	8.000	25.000	20.000 3)
luft-vatten (värmefaktor 2)	5.000	10.000	15.000 4)
frånluft-tappvarm- vatten (värmefaktor 3)	3.000	3.000	0
Braskamin med 300 l extra vattenmagasin	obegrän- sad	10.000	0
Allbränslepanna	obegrän- sad	7.000 2)	5.000 2)
Programstyrt värmesystem	1.000	1.000	800 5)
Effektregulator	-	500	0

- 1) Exklusive tids- och ortskoefficienternas inverkan.
- 2) Ökning i investeringskostnad och låneunderlag utöver vad som gäller för elpanna och vattenradiatorer (12.000 respektive 8.500 kr).
- 3) Med en värmepump som klarar uppvärmningsbehovet utan tillsatsvärme.
- 4) Med en värmepump som klarar minst halva uppvärmningsbehovet.
- 5) Periodisk temperatursänkning vid direktelvärme. Utrustning med samma funktion som "motorhventil med utomhusgivare och tidsstyrning" belånas med 1.500 kr.
- 6) Ej beräknat.

---

14 energisnåla småhus i Umeå - "Villa 80-projektet"

---

Jan-Åke Jonson, Norrlands Byggtjänst, Umeå, Sverige

I anslutning till NOLIA-mässan i Umeå 1977 byggdes 14 st energisnåla småhus. Olika småhusproducenter uppförde vardera två till plan och utseende identiska hus. Det ena av husen skulle uppföras så att det uppfyllde kraven i SBN -75 vad gällde energihushållning (Villa 70). Det andra huset skulle innehålla ytterligare åtgärder och anordningar för energibesparing (Villa 80).

Avsikten var att producenterna skulle utveckla och bygga "lågenergi-hus" av en typ som de kunde använda i sin ordinarie produktion och sparåtgärderna skulle omfatta redan känd och utprovad teknik.

För att erhålla praktiska kunskaper om hur man kan åstadkomma energisnålare hus med befintlig teknik och hur sådana hus fungerar har byggandet av och boendet i de energisnåla husen i Umeå kombinerats med ett uppföljningsprojekt. Syftet med uppföljning under byggskedet var att praktiskt undersöka de konsekvenser en inriktning på energisnålt byggande av småhus gav, att se hur man praktiskt kunde välja energibesparande åtgärder och se hur de krav SBN -75 innebar kunde uppfyllas i praktisk småhusproduktion. Den uppföljning som sker i boendeskedet skall visa hur husen fungerar tillsammans med människor och människor tillsammans med husen. Projektet omfattar både tekniska studier och en boendevaneundersökning och pågår från inflyttning till slutet av 1979.

#### De byggda husen

Husen byggdes inom ett nytt småhusområde i Umeå. De som byggde husen var företag av olika typ och storlek.

Husen har traditionell småhusutförning och några speciella planlösningar med hänsyn till energibesparing går inte att urskilja. Planen för området erbjöd stora friheter.

Hus 1 och 2	Eko Lågenergihus	"pre cut"
" 3 och 4	Lokal byggnadsfirma och Träforskningsinstitutet	lös virke
" 5 och 6	Nordkalotthus	volymelement
" 7 och 8	Elementhus	småelement
" 9 och 10	ABV, Masonite, Icopal	balksystem
" 11 och 12	ABV, Masonite	balksystem
" 13 och 14	Umehus	lös virke

Husen 9-12 har stomme av "Masonite" balk-regel-system. Hus 9 och 10 har källarvåning medan övriga hus är källarlösa. Hus 5-8 är byggda på törpargrund, övriga med platta på mark. Flertalet hus har 1 1/2 plan, men övervåningen är inte färdigställd i hus 13 och 14. Hus 3 och 4 har två fulla våningar.

Samtliga hus kan betraktas som stora småhus. Våningsytorna varierar mellan 123 och 191 m<sup>2</sup> och medelvärde för bostadsytan är 148 m<sup>2</sup>. Byggnadsvolymen varierar för de källarlösa husen mellan 510 och 665 m<sup>3</sup> inkl garage. Källarhusen har volymen 890 m<sup>3</sup>.

Fönsterytorna ligger genomgående under 15 % av våningsytan - maximalt 14,3 % för husen 3 och 4. Någon styrd placering av fönsterytorna mot söderläge har inte skett. Huvuddelen av fönstren i husen ligger mot öster och väster.

#### Byggteknik

De vägg-, tak- och bjälklagskonstruktioner som användes i husen utformades för att klara byggnormens krav på isolering och täthet. I två av husen (11 och 13) valde man som extra energisparåtgärd att isolera över normens krav.

I väggarna till hus som isolerades efter normen varierade mineralullstjockleken mellan 17 och 20 cm. Isoleringen i snedtak varierade i samma hus mellan 20 och 26 cm och på plana takdelar eller bjälklag mellan 24 och 30 cm. De extraisolerade Villa 80-husen hade 24-25 cm mineralull i vägg och 34 cm i tak. Enligt normen skall k-värdet för vägg vara 0,25 och för tak 0,17 W/m<sup>2</sup>°C. Väggarna i husen har k-värdet 0,23-0,24 och taken 0,12-0,18. Där värdet överskred kravet skedde kompensation i andra konstruktionsdelar. Referenshusen har alla tre-glasfönster. I de överisolerade husen har man satt in fyr- och fem-glasfönster.

I flera av husen använde man konstruktioner som till viss del skiljer sig från tidigare vanliga lösningar - korsande reglar, I-balkar i väggar, ytterväggar uppdragna till snedtak och helt isolerade takfall. Men genomgående utgjorde lösningarna vidareutveckling eller anpassning av tidigare teknik.

Mycket arbete och omsorg lades ner för att skapa täta hus. När husen konstruerades och byggdes hade man mycket dålig kunskap om vad kraven i SBN -75 innebar. När projektet påbörjades var kraven inte entydigt formulerade och även när riktvärdet att husen vid provtryckning skulle klara 4,5 luftomsättningar per timme vid 50 Pa senare angavs saknades praktiska referenser.

Diffusionsspärren av plastfolie utgjorde huvudtätningen i alla hus. Man använde till stor del våningshöghöj folie som sattes så att skarvarna blev så få som möjligt. Skarvarna tejpades i stor omfattning. Vid bjälklagsupplagen förekom att man tejpad folien runt varje bjälke men det förekom också ett system (hus 3, 4) där folien var indragen i väggen och låg innanför bjälklagsupplagen. Den kunde då dras obruten förbi upplaget. I alla hus, utom hus 7 och 8, drogs ytterväggen isolerad upp till takfoten och stödbensväggen kunde göras oisolerad. Detta system förenklade även foliemonteringen och tätningen. Under syllarna användes gummilister, mineralull och polyuretanskum för tätningen. Tätningarna med mineralull kompletterades med elastisk fogmassa på insidan. Liknande metoder användes för tätningen kring fönster.

#### Installationer

Husen är el-uppvärmda. Hälften av husen har direktverkande el och hälften vattenburen eluppvärmning.

Villa 70-husen har traditionella uppvärmningsanordningar - paneler, elpanna, takvärme. Ventilationen i dessa hus sker med mekanisk frånluft och med tilluft genom ventilationsrutor eller springventiler.

Alla Villa 80-husen har en eller flera installationsdelar för energibesparing. Fem av de sju husen har värmeväxlare för återvinning av energi ur ventilationsluften. Tidstyrning av uppvärmningen förekommer i tre hus. I ett hus finns jordvärmepump och i ett hus luft-värmepump. Värmepump för varmvatten finns i två hus.

## Villa 80-husens komplettering:

- Hus 1 med värmeväxlare och värmepump (luft)
- Hus 3 med värmeväxlare och tidstyrning
- Hus 5 med värmeväxlare, tidstyrning och värmepump (varmvatten)
- Hus 7 med tidstyrning och värmepump (varmvatten)
- Hus 9 med värmepump (jordvärme)
- Hus 11 med värmeväxlare och extra isolering
- Hus 13 med värmeväxlare och extra isolering

## Arbetsutförandet

De som byggde husen visste att uppföljning skulle ske med bl a täthetsprovning, värmefotografering och okulära besiktningar. Noggrant arbetsutförande i kombination med relativt säkra konstruktioner gav intrycket att man skapade vägbyggda hus. Två undantag fanns. Eko Låg-energihus arbetade på ett mycket amatörmässigt sätt med okvalificerad personal. Elementhus uppförde hus ur sin tidigare standardproduktion med förstärkt isolering, men utan några speciella tätningsåtgärder.

De iakttagelser som gjordes under byggskedet bekräftades när husen täthetsprovades och värmefotograferades. Vid täthetsprovningen varierade antalet luftomsättningar vid 50 Pa mellan 0,5 och 4,2 luftomsättningar per timme. I samtliga hus klarade man kraven i SBN -75 men Elementhus skulle inte klara angivna riktvärden efter juli 1978 med det använda systemet och utförandet. FIG 1.

Värdena från täthetsprovningarna kan bedömas som mycket goda värden jämfört med normens krav. Med hänsyn till hur man arbetat i olika hus för att få dem täta och det provtryckningsresultat man erhållit, kan man dra slutsatsen att de riktvärden för täthet som normen anger är tveksamma. 4,5 eller 3 luftomsättningar per timme vid 50 Pa indikerar inte att husen är täta. Sannolikt har det byggts många hus de senaste åren med större täthet.

Vid värmefotograferingen konstaterade man att de extraisolerade husen 11 och 13 hade mycket god isolerings- och täthetsstatus. Man konstaterade också att hus 2 (Ekohus) hade så många brister med direktgenomblåsningar i golv- och takvinklar och nerkyllningar i konstruktionerna att bristerna har kraftig inverkan på inomhusklimatet. Även hus 8 (Elementhus) hade många och omfattande brister, bl a med luftläckage mellan vägg- och bjälklagselement. I de övriga husen var bristerna i huvudsak av obetydlig omfattning.

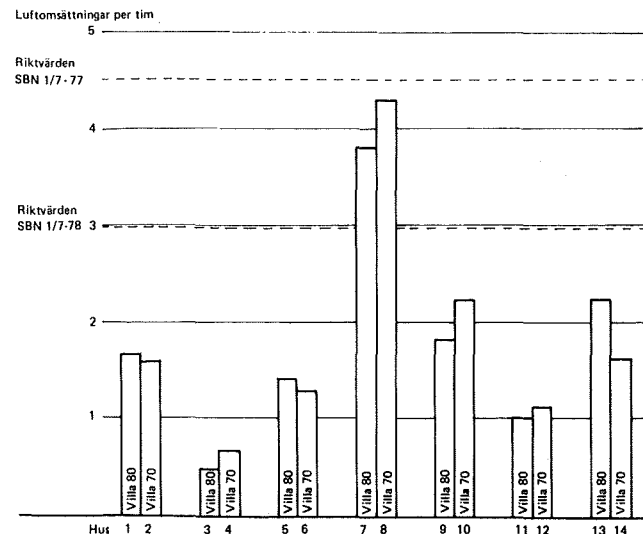


Fig 1 Resultat av provtryckning vid 50 Pa.

Under och efter byggnadstiden konstaterades att informationen och instruktionerna till de som utförde arbetet var dålig. Detta blev speciellt påtagligt när man använde nya material och konstruktioner. Man arbetade som man gjort tidigare och resultatet blev inte alltid det bästa. Samma gällde installationsenheter som värmeväxlarna - tre av fem kopplades in fel.

## Beräknad energiförbrukning, -besparing

Energiförbrukningen har beräknats teoretiskt genom en energibalansberäkning. Den beräknade, betalda energin i Villa 70-husen varierar mellan 21.500 och 37.900 kWh/år. I Villa 80-husen varierar förbrukningen mellan 10.600 och 18.800 kWh/år. FIG 2. För normala hus i Umeå-regionen med motsvarande storlek och utformning men byggda enligt tidigare normer och praxis är energiförbrukningen av storleksordningen 35 - 45.000 kWh/år.

Variationen i förbrukning i Villa 70-husen beror på varierande husstorlek och utformning. I Villa 80-husen ger de olika anordningarna olika besparing, som beräknats på basis av de olika fabrikanternas uppgifter.



Den genomsnittliga besparingen genom de åtgärder som föreskrivs i SBN -75 i förhållande till tidigare standard kan beräknas till 30 %. Besparingen i Villa 80-husen i förhållande till Villa 70-husen är i genomsnitt 40 % - högst 54 % (Hus 9) och lägst 31 % (Hus 7 och 13).

Enligt de beräkningar som gjorts kan man anta att alla åtgärder som erfordras med hänsyn till SBN -75 är lönsamma för de boende även vid mycket liten kostnadsökning för energin i framtiden. De extra åtgärderna i Villa 80-husen är ekonomiskt lönsamma för en del av husen - t ex jordvärmepumpen och extraisolering - medan de i andra fall endast blir lönsamma om energikostnadsutvecklingen blir mycket kraftig - t ex luftvärmepump kombinerad med värmeväxlare för ventilationsluften.

#### Energiförbrukningen det första året

Den energiförbrukning som uppmättes under första driftåret, hösten 1977 - hösten 1978, var i vissa hus lägre och i vissa hus högre än den beräknade. FIG 2. Medelförbrukningen för Villa 70-husen var 25.700 kWh och för Villa 80-husen 21.815 kWh. Energiförbrukningen i Villa 70-husen blev 8 % lägre än beräknat, medan besparingen i 80-husen i förhållande till 70-husen endast blev 18 % mot beräknade 40 %. De angivna värdena inkluderar all köpt energi.

Orsakerna till den relativt dåliga överensstämmelsen mellan beräknade och erhållna värden är flera. De uppmätta förbrukningsvärdena har korrigerats med hänsyn till temperaturer. Övriga boendevanor kan ha haft inverkan. En preliminär utvärdering av boendevaneundersökningen visar dock att denna faktor knappast kan orsaka hela divergensen. I vissa fall borde sättet att bo ha gett utslag åt motsatt håll i jämförelse mellan 70- och 80-hus.

I många av husparen är det helt klart att energiförlusterna genom ventilationen spelar en mycket stor roll. Detta gäller framför allt där Villa 80-husen har värmeväxlare (Hus 1, 3, 5, 11, 13). Värmeväxlarna har genomgående anpassats till byggnormens krav för mekanisk ventilation - 0,5 luftomsättningar/tim. Värmeväxlarna har inte gått att stänga av från lägenheterna, de har gått hela tiden. I referenshusen däremot har mekaniska ventilationen endast varit i bruk när de boende så önskat. I övrigt har man haft självdragsventilation. De täta husen har gjort att denna ventilation totalt sett har varit dålig. Värmeväxlarna har alltså i detta läge skapat bättre luftkvaliteter men knappast sparat någon

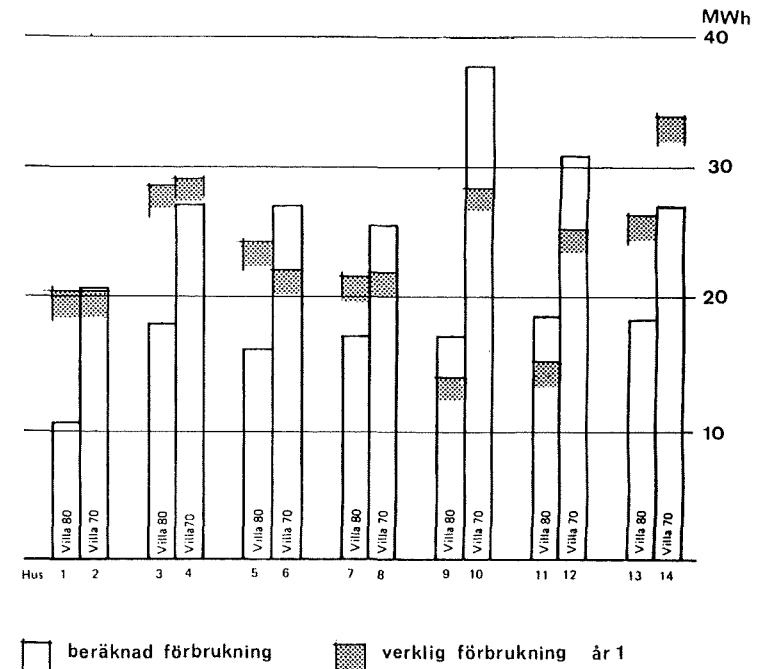


Fig 2 Betald energi i de olika husen. Förbrukningen första året ställd mot energibalansberäkning. Innetemperatur +20°.

energi i jämförelsen med de dåligt ventilerade referenshusen. Kompletterande mätningar pågår för att bestämma ventilationens inverkan. Det bör observeras att självdragsventilation är godkänd i småhus enligt gällande byggnorm.

Huset med ytjordvärme (Hus 9) har den lägsta energiförbrukningen av samtliga hus, detta trots att huset är betydligt större än andra hus i projektet - det har uppvärmd källarvåning. Anläggningen har fungerat mycket väl under det första driftåret.

Den luftvärmepump som installerats i hus 1 har däremot gett dålig spareffekt. Vid temperaturer under -5°, när den bäst behövs, är den ur funktion. De små värmepumpar för varmvatten som förekommer i ett par av husen har haft väntad spareffekt.









Tidstyrning som installerats i flera av husen har haft liten effekt. Husen är så välisolerade att effekten av t ex nattsänkning av temperaturen endast blir begränsad. Temperaturfallen tar lång tid.

Hus 13 och 14 har oväntat hög energiförbrukning. Sannolikt förklaras detta bl a av husens planlösning. Det finns en dåligt tätad förbindelse mellan lägenheten och garaget. Garageportarna har mycket dålig tätning.

Vid många tillfällen under både bygg- och boendeskedet har det förekommit att olika anordningar fungerat dåligt och att de företag som levererat och installerat dem haft svårigheter att rätta till bristerna.

Användbara skötselinstruktioner förekommer sällan.

Uppföljningen det första boendeåret antyder att byggtekniken spelar en stor roll för energisnålheten. Vinsten av olika installationsenheter är mer tveksam. Alla husen i projektet är, jämfört med tidigare småhusproduktion, välisolerade och väl tätade. Jämförelsevis är arbetsutförandet trots brister i några hus genomgående av mycket hög kvalitet. Resultatet har blivit låg energiförbrukning även i referenshusen. Av de tekniska anordningarna har endast jordvärmepumpen uppfyllt de beräknade kraven.

MANDAG den 28. MAJ	TIRSDAG den 29. MAJ	ONSDAG den 30. MAJ
<p>8.00 Sekretariatet åbent</p> 	<p>8.00 Sekretariatet åbent</p>	<p>8.00 Sekretariatet åbent</p> <p>8.30 Styrke og stivhed</p> 
<p>10.00 Træ og fest - flag &amp; fløjte Velkomst Festforelæsning ved civiling. M. Folmer Andersen Tale og oplysninger</p>	<p>9.00 Ny viden om træmaterialer</p>	<p>11.00 Øl- og vandepause</p>
<p>11.30 Øl- og vandepause</p>	<p>10.30 Øl- og vandepause</p>	<p>11.30 Lavenergihuse</p>
<p>12.00 Finske og svenske markante bygværker</p>	<p>11.00 Træbeskyttelse</p>	<p>13.00 (Af)rejsegilde</p> 
<p>12.30 Lunch</p> 	<p>12.00 Norske og danske markante bygværker</p>	<p>14.30 På falderebet - flag &amp; fløjte</p>
<p>13.30 Træ og brand</p>	<p>12.30 Lunch</p> 	<p>Afslutningsforelæsning: Moderne trækonstruktioner - træets rige muligheder, ved professor J. Natterer, Lausanne</p>
<p>15.00 Kaffe-, øl- og vandepause</p>	<p>13.30 Historiske trækonstruktioner og restaurering</p>	<p>Sammenfatning af symposie</p>
<p>15.30 Træ og brand, fortsat</p>	<p>15.00 Kaffe-, øl- og vandepause</p>	<p>Træblæsere afblæser symposiet</p>
<p>16.30 Norske og danske markante bygværker</p>	<p>15.30 Renovering af nyere huse</p>	
<p>17.00 Pause</p> 	<p>16.30 Finske og svenske markante bygværker</p>	<p>På gensyn i Sverige 1982</p> <p><i>Ret til ændringer i programmet forbeholdes</i></p>
<p>18.30 På Nordjyllands Kunst- museum Sandwiches &amp; drinks Underholdning og rundgang Foredrag om Alvar Alto's arbejder, ved museumsdirektør, mag. art. Lars Rostrup Bøyesen Ledsagere kan købe adgangs- billet</p>	<p>17.00 Pause</p> 	
	<p>19.15 På Aalborg Universitetscenter Dansk Ingeniørforening »gi'r en bit brød« Urban-bryggeriet, Aalborg gi'r et krus øl og Symposiet klar en »klar« Dans med damer, idet også eventuelle ledsagere indbydes</p>	