



Det här verket har digitaliserats vid Göteborgs universitetsbibliotek och är fritt att använda. Alla tryckta texter är OCR-tolkade till maskinläsbar text. Det betyder att du kan söka och kopiera texten från dokumentet. Vissa äldre dokument med dåligt tryck kan vara svåra att OCR-tolka korrekt vilket medför att den OCR-tolkade texten kan innehålla fel och därför bör man visuellt jämföra med verkets bilder för att avgöra vad som är riktigt.

This work has been digitized at Gothenburg University Library and is free to use. All printed texts have been OCR-processed and converted to machine readable text. This means that you can search and copy text from the document. Some early printed books are hard to OCR-process correctly and the text may contain errors, so one should always visually compare it with the images to determine what is correct.



Rapport

R52:1973

**Spikplåtar som
förbindare i träfackverk**

Gunnar Edlund

Byggforskningen

Spikplåtar som förbindare i träfackverk

Gunnar Edlund

Spikplåtar — plåtar med åt ena sidan utvikta spikformade tänder — dominerar bland förbindare i träfackverk. De pressas in i träet över fogarna med lika många plåtar från vardera sidan av förbandet. Den icke utstansade delen av plåten motsvarar skarvstyckena i ett vanligt spikförband samtidigt som den håller samman spikgruppen och motverkar att träet spricker när spikarna pressas i.

I rapporten redovisas grundläggande studier av förankringen mellan spik och trä liksom av plåtens hållfasthet. Resultaten från försök med enskilda typförband har även följts upp med fullskaleprov på hela takstolar med spikplåtsförband. Förslag lämnas till nya dimensioneringsregler för förbanden, vilka bättre än de nuvarande tar till vara spikplåtarnas speciella egenskaper, varigenom användningsområdet för spikplåtar vidgas. För takstolar med låg taklutning och spikplåtar som förbindare presenteras en ny beräkningsmetod.

Grunddata för spikplåtsförband

Spikarna efterlämnar normalt ett stansmönster som ger plåten anisotropa hållfasthetsegenskaper, dvs hållfastheten varierar i olika riktningar. Som spikplåtens huvudriktning brukar man ange spikarnas längdriktning i mönstret. Då även trä är anisotropt är det alltså två anisotropa material som förenas i förbandet. När man bedömer förbandets brottlast måste man därför utöver virkets och plåtens hållfasthet samt spikarnas förmåga att uppta tvärkrafter även känna vinklarna mellan kraftriktning, fiberriktning och plåtens huvudriktning. Spikarna sitter dessutom så tätt att den enskilda spikens kraftupptagning störs av intilliggande spikar. Att räkna fram hållkraften per förband är därför komplicerat och i stället föreskriver Statens Planverk att den bestäms för varje ny spikplåtstyp genom typprovning. Hur denna provning skall utföras framgår av kapitel VII i skrift nr 13 från Nordiska kommittén för byggbestämmelser (NKB). Vid provningen bestämmer man vissa typförbands hållfasthet, för olika kombinationer mellan kraft-, fiber- och plåtens huvudriktning. Med ledning av resultaten uttrycks tillåten förankringshållfasthet $\tau_{\alpha, till}$ enligt följande ekvation

$$\tau_{\alpha, till} = \tau_0(1 - C_1 \sin \alpha) \quad (1)$$

där τ_0 anger det grundvärde på för-

ankringshållfastheten som erhålls när anisotropivinklarna är noll och där α är den största av anisotropivinklarna. C_1 är en konstant bestämd när kraftriktningen är vinkelrät mot virkets fiberriktning. Provet är härvid utformat så att sprickbrott normalt erhålls i virket. Brottvärdet är således inget mått på spikarnas verkliga förankringshållfasthet. Om man inte kompletterat ekv (1) med särskilda regler när risk för sprickbrott föreligger måste alltså C_1 bestämmas för det från sprickbrottssynpunkt farligaste fallet, vilket samtidigt medför att tillåten förankringshållfasthet reduceras med hänsyn till risk för sprickor även om någon sådan risk inte är för handen.

Vid Svenska Träforskningsinstitutets undersökningar har för många förbandstyper sprickbrott erhållits väsentligt tidigare än vad typprovet bakom ekv (1) anger. I stället för att då justera C_1 så att även dessa fall innefattas i $\tau_{\alpha, till}$ föreslås i rapporten att spikarnas förankringshållfasthet anges för fall där risk för sprickbrott inte föreligger och att man ger anvisningar för hur tillåten förankringshållfasthet skall reduceras när dragpåkänningar uppträder i vinkel mot fibrerna.

För tillåten normalpåkänning i plåten har nuvarande synsätt bibehållits i rapporten bortsett från att definitionen på effektiv plåtbredd ändrats något. Däremot har det visat sig nödvändigt att modifiera de uttryck som anges för tillåten skjuvpåkänning i nuvarande regler för spikplåtsförband (NKB-skrift nr 13, 1970). Beroende på skjuvkraftens riktning i förhållande till plåtens huvudriktning kan de icke utstansade plåtdelarna utsättas för i huvudsak drag- eller tryckpåkänningar när de skjuvas. I det senare fallet utlöses brottet ofta av att plåten bucklas. För närvarande anges i förenklande syfte endast två konstanta värden på tillåten skjuvpåkänning — ett vid dragskjuvning och ett vid tryckskjuvning. Ofta kan 50 à 70 % högre värden tillåtas vid dragskjuvning än vid tryckskjuvning. Utförda provningar har visat att nu tillåtna skjuvpåkänningar endast ger tvåfaldig säkerhet vid dragskjuvning när man närmar sig gränsområdet för tryckskjuvning, medan man kräver 2,5-faldig säkerhet. I stället för två konstanta värden föreslås därför att tillåten skjuvpåkänning anges så att man

Byggtjänsten Sammanfattningar

R52:1973

Nyckelord:

spikplåtsförband (dimensioneringsanvisningar), trätakstolar (låg lutning), W-fackverk

Denna rapport hänför sig till anslag C 445:2 från Statens råd för byggnadsforskning till Svenska Träforskningsinstitutet, Stockholm.

En tidigare undersökning av spikplåtar av samme författare, *Längdskarvning av träbalkar med spikplåtsförband*, har publicerats som rapport R40:1972, (Statens institut för byggnadsforskning).

I en kommande rapport, *Träförband med spikplåtar. En undersökning av spikgrupperns förskjutning och vridning*, av Bengt Norén, redovisas en grundläggande studie av spikgrupperns styvhet och hållfasthet. Den senare rapporten kommer att publiceras som rapport R60:1973 (Statens institut för byggnadsforskning).

UDK 694.2:674.028.5
SfB Xt6
ISBN 91-540-2173-1

Sammanfattning av:

Edlund, G, 1973, *Spikplåtar som förbindare i träfackverk* (Statens institut för byggnadsforskning) Stockholm. Rapport R52:1973, 326 s., ill. 42 kr.

Rapporten är skriven på svenska med svensk och engelsk sammanfattning.

Distribution:

Svensk Byggtjänst
Box 1403, 111 84 Stockholm
Telefon 08-24 28 60

Grupp: konstruktion

beaktar inverkan av vinkeln mellan skjuvkraftens och plåtens huvudriktning. Uttryck för detta anges i rapporten.

För samtliga prov i den grundläggande delen av undersökningen registrerades sambandet mellan påförd last och förskjutning. Sambanden återges i rapporten så att förskjutningsmodulen kan bestämmas vid olika lastnivåer. Precis som förankringshållfastheten beror förskjutningsmodulen av virkets hållfasthet och anisotropiförhållandena. I rapporten föreslås starkt förenklade uttryck.

Vid deformationsberäkningar är det normalt tillfyllest att i bruksstadiet räkna med medelförskjutningsmodulen bestämd som lutningen hos sekanten till förskjutningskurvan dragen från origo till förskjutningen vid tillåten last.

Spikplåtsförband i W-fackverk

De grundläggande hållfasthets- och förskjutningsegenskaperna hos spikplåtsförband bestämdes för typförband enligt NKB-skrift nr 13. Hur erfarenheterna skulle omsättas i praktiken studerades sedan för de förbandstyper som återfinns i ett W-fackverk (namnet kommer av att livstängerna bildar ett W). Det är den i Sverige mest frekventa takstolstypen samtidigt som förbanden även återfinns i ett flertal andra fackverk.

Undersökningen har inriktats på att klargöra spikplåtsförbandens funktion i fall där man kan misstänka att den avviker från vanliga spikförbands. Som exempel på sådana fall kan nämnas:

- Spikplåtarnas förmåga att överföra stor kraft per ytenhet medför att mindre förbindningsareor erhålls än för vanliga spikförband. Detta kan orsaka att ökad hänsyn måste tas till de excentriciteter som uppkommer i ett fackverks knutpunkter på grund av att anslutande stängers tyngdpunktslinjer inte möts i en punkt. Då det beräkningsmässigt är tidskrävande att beakta excentriciteter har det ansetts önskvärt att studera om beräkningarna kan förenklas eller uteslutas.
- Jämfört med spikade förband ansluts stängerna kant i kant och inte överlappande. Ansluts en dragen stång i vinkel mot en annan stång erhålls härvid en väsentlig koncentration av dragspänningar vinkelrätt virkets fiberriktning vilket ökar risken för brott på grund av sprickor i virket. Denna brottrisk har studerats för olika förbandstyper i syfte att där så erfordras komplettera de grundläggande uttrycken för tillåten förankringspåkänning.
- Att virkesdelarna förbinds kant i kant öppnar möjligheter att i ökad utsträckning överföra tryckspänningar direkt mellan virkesdelarna om anläggningen mellan dessa är god. Samtidigt är det dock väsentligt att känna till vilka konsekvenser erhålls vid eventuella fel i utförandet liksom hur knäckningsstabiliteten hos en tryckt stång ändras om den längdskärvas med spikplåtar. Även dessa frågor behandlas i rapporten.

Av ekonomiska skäl utfördes försöken med särskilda typförband. Det har dock

i stort sett varit möjligt att korrigera för de fel som erhållits i typförbanden jämfört med om hela takstolar hade provats. Resultaten från de enskilda förbandsprovningarna vilka kan sammanfattas som följer har även styrkts av de försök med hela fackverk som genomförts.

Vinkeländringarna mellan stängerna i ett fackverks knutpunkter är normalt så små att spikplåten inte hinner ta upp något nämnvärt moment. Spikplåtsförbanden har dessutom vid utförda försök visat sig kunna ta upp avsevärda moment utan att de värden som tillåts för normalkraft och tvärkraft när momentet är noll behöver reduceras. Nuvarande anvisningar om hur tillåtna excentricitetsmoment beräknas bygger på antagandet att varje fogarea kan rotera fritt kring sin tyngdpunkt. I realiteten styrs rotationen av anslutande stänger samtidigt som huvuddelen av de tryckspänningar som momentet ger upphov till överförs i kontaktytan mellan virkesdelarna. Ett sådant förband upptar två å fyra gånger så stort moment som det som nuvarande anvisningar medger. Dagens krav på kontroll av momentet ökar inte plåtstorlekarna mer än ett eller högst två standardsteg. Mot bakgrund av erhållna resultat förefaller det därför rimligt att man i framtiden medger att spikplåtsförbanden dimensioneras utan hänsyn till excentricitetsmoment om dessa inte utnyttjas i den övriga beräkningen. Däremot måste naturligtvis excentriciteternas storlek begränsas med hänsyn till virkets hållfasthet.

När det gäller risken för sprickbrott på grund av dragspänningar vinkelrätt fibrerna har provningarna visat att nuvarande anvisningar överskattar bl a nockförbandens hållfasthet. I rapporten lämnas anvisningar om hur man undviker sprickbrott i dessa och andra knutpunkter. Härvid har valts att införa fiktiva värden på tillåten förankringspåkänning i stället för att ange en brotteori för påkänningstillståndet i virket närmast förbandet.

Undersökningen av förbandens förmåga att överföra tryckspänningar direkt mellan virkesdelarna visade att för stänger anslutna i vinkel mot varandra kan detta ske med tillfredsställande säkerhet även vid relativt stora spel mellan virkesdelarna om man dimensionerar plåten så att den bucklas innan förankringshållfastheten är uttömd. Vid längdskarvning av tryckta icke knäckningsförhindrade stänger erfordras däremot att spelets storlek begränsas då man annars kan erhålla tillskottsdeformationer som sänker stängens knäcklast.

Avsnittet om spikplåtsförband i W-fackverk avslutas med ett förslag till nya dimensioneringsanvisningar för spikplåts-

förband jämte förslag till modifieringar av nuvarande regler för typprovning av spikplåtsförband.

Trätakstolar med låg lutning och spikplåtar som förbindare

Låga takkonstruktioner rönar ökat intresse inom småhusbranschen beroende dels på estetiska önskemål, dels på att man vill minimera transport- och husvolymen. Flertalet småhustillverkare har utrustningar för att utföra spikplåtsförband men har hittills inte kunnat använda dessa för de låga takstolarna då man saknat metoder för att dimensionera takstolar med spikplåtsförband så att även nedböjningarnas storlek beaktas. Dessa är ofta avgörande. I rapporten redovisas dels en noggrann dimensioneringsmetod dels en approximativ metod för låga takstolstyper, vars giltighet följts upp med fullskaleprov på 35 st takstolar. Metoden ger takstolar, vilkas långtidsnedböjning understiger 1/200 av spännvidden. Kostnadsmässigt anses de nya takstolarna bli 20 å 30 % billigare än förut använda takstolslösningar.

Slutomdöme

De föreslagna anvisningarna gör det möjligt att utforma spikplåtsförband så att spikplåtarnas specifika egenskaper utnyttjas och i ett flertal fall kan man även räkna med lägre kostnader för förbanden. Till detta kommer att beräkningarna förenklas i väsentliga stycken genom att kravet på kontroll av extraspänningar på grund av excentriciteter i förbanden har släppts för flera förbandstyper.

Sett i ett längre perspektiv är det otillfredsställande att hålla fast vid systemet att dimensionera virke och förband i ett fackverk var för sig, då de i den färdiga konstruktionen utgör en integrerad enhet. Det är därför önskvärt att man undersöker vilka moment som överförs i knutpunkterna och beaktar detta när snittkrafter och moment beräknas för stängerna. En sådan undersökning kopplas lämpligen samman med en analys av hur ramstängernas kontinuitet och förbandens förskjutningsegenskaper inverkar på hur krafter och moment fördelas. Booth och Brynildsen visade 1967 i en teoretisk studie att om förskjutningsmodulen per förband överstiger 10^8 N/m är fördelningen av krafter och moment i takstolen relativt konstant även om förskjutningsmodulen varierar kraftigt. Med spikplåtar när man ofta upp till nämnda modulstorlekar och det öppnar möjligheter att ange fasta korrektionsfaktorer för moment och normalkraft när man önskar beakta fackverkets samverkanssegenskaper i stället för att nå detta mål genom att använda räknemässigt krävande beräkningsmodeller där förbandens förskjutning beaktas.

Nail plates as connectors in timber trusses

Gunnar Edlund

Nail plates — plates in which nail-shaped teeth are punched out and bent to one side at right angle to the plate — occupy a predominant position among connectors used in timber trusses. The same number of plates is pressed into the timber from each side of the joint. The part of the plate which is not punched out is equivalent to the splice plates in an ordinary nailed joint and, at the same time, it also holds together the nail group and counteracts splitting of the timber when the nails are pressed home.

The report gives an account of fundamental studies into the anchorage between nail and timber and also the strength of the plate. The results of tests on individual typical joints have also been followed up by full-scale tests on complete roof trusses with nail plate joints. The report also puts forward new design rules for the joints which, to a greater extent than present rules, take into account the special properties of nail plates and thereby broaden the field of application of these plates. A new design method is presented for roof trusses of low pitch in which nail plates are used as connectors.

Basic data for nail plate joints

The nails normally leave a punched pattern which causes the plate to have anisotropic strength properties, i.e. the strength varies in different directions. The longitudinal direction of the nails in the pattern is usually quoted as the principal direction of the nail plate. Since timber also is anisotropic, it is thus two anisotropic materials connected together in the joint. When therefore the ultimate strength of the joints is assessed, not only the strengths of the timber and the plate and the ability of the nails to resist shear forces must be known but also the angles between the direction of the force, the direction of the fibres and the principal direction of the plate. Apart from this, the nails are packed so tight that the loadbearing capacity of an individual nail is affected by adjacent nails. It is therefore a complicated matter to calculate the strength per joint, and the National Board of Urban Planning instead prescribes that the strength should be determined for new types of nail plate by means of prototype tests. The way in which this testing is to be performed is specified in Chapter VII of Publication No 13 from the Nordic Building Regulations Committee (NKB). During the tests, the strength of certain standard joints is determined for different combinations between the directions of the force and the fibres and the principal direction of the plate. On the basis of the results,

the permissible anchorage strength $\tau_{\alpha, all}$ is expressed by the following equation

$$\tau_{\alpha, all} = \tau_o(1 - C_1 \sin \alpha) \quad (1)$$

where τ_o is the basic value of the anchorage strength obtained when the anisotropic angles coincide, α is the largest of the anisotropic angles and C_1 is a constant determined when the direction of force is perpendicular to the direction of fibres in the timber. The test is designed in such a way that splitting failure is usually reached in the timber. The ultimate strength is thus in no way a measure of the actual anchorage strength of the nails. If therefore, Equation (1) is not supplemented by special rules to be applied when there is a risk of failure due to cracking, C_1 must be determined for the case which is the most unfavourable from the point of view of splitting failure, as a result of which the permissible anchorage strength is always reduced in view of the risk of splitting even though in certain cases there is, in actual fact, no such risk.

In studies performed by the Swedish Forest Products Research Laboratory (STFI), several typical joints failed due to cracking appreciably earlier than was to be expected according to the test samples on which Equation (1) is based. The report proposes that, instead of altering the value of C_1 so that these cases are also covered by $\tau_{\alpha, all}$, the anchorage strength of the nails should be specified for cases where there is no risk of failure due to splitting, and special rules should be given regarding reduction of the permissible anchorage strength in cases where there are tensile stresses at an angle to the direction of the fibres.

The report retains the present method of approach concerning normal stress in the plate, apart from a slight alteration in the definition of the effective width of the plate. On the other hand, however, it has been found necessary to modify the expressions given in present rules relating to nail plate joints with regard to the permissible shear stress (NKB Publication No 13, 1970). Depending on the direction of the shear force in relation to the principal direction of the plate, those parts of the plate which have not been punched out may be subjected mainly to tensile or compressive stresses when acted upon by a shear force. In the latter case, failure is often initiated by buckling of the plate. For the sake of simplicity only two constant values of the per-

National Swedish Building Research Summaries

R52:1973

Key words:

nail plate connectors (design recommendations), timber trusses (low pitched), fink trusses

This report refers to Grant 445:2 from the Swedish Council for Building Research to the Swedish Forest Products Research Laboratory, Stockholm, Sweden.

A previous investigation of nail plates by the same author, *Longitudinal jointing of timber joists using nail plate connectors*, has been published as report No R40:1972 (National Swedish Institute for Building Research).

A report by Bengt Norén, *Jointing of timber using nail plates. A study of the displacement and twisting of nail groups*, which is to be published soon, describes a fundamental study of the stiffness and strength of nail groups. The latter report will be published as report No R60:1973 (National Swedish Institute for Building Research).

UDC 694.2:674.028.5

SfB Xt6

ISBN 91-540-2173-1

Summary of:

Edlund, G, 1973, *Spikplåtar som förbindare i träfackverk*. Nail plates as connectors in timber trusses. (Statens institut för byggnadsforskning) Stockholm. Report R52:1973, 326 p., ill. 42 Sw. Kr.

The report is in Swedish with Swedish and English summaries.

Distribution:

Svensk Byggtjänst
Box 1403, S-111 84 Stockholm
Sweden

missible shear stress — one for the case when the major component of the shear stress is tensile and the other when it is compressive — are specified at present. Tests which have been carried out show that, for the shear stresses which are at present permissible, the factor of safety is only 2.0 in the region where the major stress component changes from tensile to compressive, although the requirement is that the factor of safety should be 2.5. It is therefore proposed that, instead of specifying two constant values, the permissible shear stress should be specified in a way which takes into account the effect due to the angle between the direction of the shear force and the principal direction of the plate. The report gives the expression necessary for this.

In all the tests in the fundamental part of the investigation, the relation between applied load and displacement (slip) was recorded. The relations are given in the report so that the slip modulus may be calculated for different load levels. In exactly the same way as the anchorage strength, the slip modulus depends on the strength of the timber and the anisotropy conditions. The report proposes that the expressions should be considerably simplified. In calculating deformations it is normally sufficient to assume the modulus of mean displacement when in use as being the gradient of the secant in relation to the curve of displacement plotted from zero to the degree of displacement under permissible load.

Nail plate joints in fink trusses

The fundamental strength and displacement properties of nail plate joints were determined on typical joints in accordance with NKB Publication No 13. The way the experience obtained should be utilised in practice was then studied in relation to the types of joint found in a fink truss. This is the type of roof truss which is most common in Sweden and the joints are also to be found in a number of other trusses.

The object of this part of investigation has been to elucidate the function of the nail plate joint in cases where it appears likely that this is different from that of ordinary nailed joints. Examples of such cases are

- Owing to the ability of the nail plates to transmit a large force per unit area, the connector areas obtained are smaller than in the case for ordinary nailed joints. As a result of this, greater consideration may have to be given to the eccentricities which occur at the joints of a truss due to the fact that the center lines of the members meeting at the joint do not intersect at one point. Since consideration of eccentricities in calculations takes a long time, it has been considered desirable to study whether these calculations can be simplified or omitted.
- In contrast to nailed joints, the members are butted instead of being overlapped. When a member in tension is connected to another member at an angle, there is therefore a considerable concentration of tensile stresses at right angles to the direction of fibres in the timber, which increases the risk of failure due to splitting of the timber. This risk of failure has been studied for different types of joint in order that the fundamental expressions for the permissible anchorage stress may be supplemented if necessary.
- Owing to the fact that members are butt jointed, direct transmission of compressive stresses between the members, provided that contact between these is satisfactory, may be utilised more extensively. At the

same time, however, it is important to know the consequences of faulty workmanship, and also changes in the buckling stability of a member in compression when it is jointed longitudinally by means of nail plates. The above are also dealt with in the report.

For reasons of economics, the tests were made on separate standard joints of trusses. Generally speaking, however, it has been possible to make allowances for the errors due to fact that the tests being performed on separate joints instead of complete roof trusses. The results of the individual joints tested, which may be summarised as below, have however been confirmed by tests performed on complete trusses.

The changes in angle between the timber members at joints in a truss are normally so small that the nail plate is not subjected to a significant moment. In addition, tests have shown that nail plate joints are capable of resisting considerable moments without any reductions being necessary in the values of the normal and shear force which are permitted when the moment is nil. Present recommendations regarding the manner in which the permissible moment due to eccentricity is to be calculated are based on the assumption that each joint area can rotate freely about its centroid. In actual fact, rotation is governed by the other members in the joint, and most of the compressive stresses which arise as a result of this moment are also transmitted over the contact surfaces between the members. Such a joint will resist a moment two to four times as large as that permitted by present recommendations. Present requirements regarding checking of the moment necessitate an increase in plate size by no more than two standard steps. In the light of the results obtained, it therefore appears reasonable that future regulations should allow nail plate joints to be designed without consideration of the moments due to eccentricity, provided that these are not made use of in the design of the truss. On the other hand, the degree of eccentricity must of course be restricted in view of the strength of the timber.

As regards the risk of failure due to splitting because of tensile stresses perpendicular to the fibres, the test have shown that present recommendations overestimate the strength of e.g. many types of peak joints. The report recommends methods whereby failure due to splitting may be prevented at these and other joints in a truss. The approach chosen in this connection is to use fictitious values to be applied to the permissible anchorage stress, instead of specifying a theory of failure based on inertia of stresses in the timber next to the joint.

The investigation regarding the ability of a joint to transmit compressive stresses directly between members of a timber truss showed that, in the case of members at an angle, transmission of compressive stress can take place with a satisfactory margin of safety even when clearance between the members is relatively large, provided that the plate is designed so that it buckles before the anchorage strength has been exhausted. On the other hand, however, when the joint is a longitudinal one between mem-

bers in compression which are not restrained laterally so as to prevent buckling of the timber, the size of the clearance must be limited since additional deformations, which lower the buckling load of the member, may otherwise occur.

The section concerning fink trusses are concluded by a proposal for new design recommendations relating to nail plate joints and also proposals for a modification of present rules for the prototype testing of nail plate joints.

Timber roof trusses of low pitch with nail plate connectors

Several manufacturers of single-family houses have the equipment for production of nail plate joints, but so far they have been unable to use these for lowpitch roofs since there have been no methods available for the design of roof trusses with nail plate joints in such a way that the size of deflections is also taken into account. This is often of decisive importance. The report presents both an accurate design method and an approximate design method for lowpitch types of roof truss, the validity of which has been verified in full-scale tests on 35 roof trusses. The method makes possible the use of roof trusses in which the long-term deflection is less than 1/200 of the span. It is considered that the cost of the new roof trusses will be 20–30% less than that of trusses used previously.

Conclusion

The new draft recommendations enable nail plate joints to be designed in such a way that the specific properties of nail plates are utilised. In several cases, it is also expected that the cost of the joints will be lower. In addition, calculations are considerably simplified owing to the fact that the requirement related to checking of extra stresses due to eccentricities in the joints has been relaxed for several types of joint.

Viewed in a broader perspective, it is unsatisfactory to maintain a system in which the timber and joints in a truss are designed individually, although in the finished structure they constitute an integral unit. It is therefore desirable that the moments transmitted at the joints of the truss should be ascertained and that these should be taken into consideration when the forces and moments in the members of the truss are calculated. Such an investigation is associated with an analysis of how the continuity of the members and the slip characteristics of the connections affect the way in which forces and moments are distributed. Booth and Brynildsen showed in 1967 in a theoretical study that, if the slip modulus per connection exceeds 10^8 N/m, the distribution of forces and moments in the roof truss is relatively constant even though the slip modulus may vary considerably. Slip moduli of this order are often reached with nail plates. This opens the possibilities of specifying fixed correction factors relating to moments and normal forces when we wish to take into consideration the interaction characteristics of the truss.

Rapport R52:1973

SPIKPLÅTAR SOM FÖRBINDARE I TRÄFACKVERK

NAIL PLATES AS CONNECTORS IN TIMBER TRUSSES

av Gunnar Edlund

Denna rapport avser anslag C 445:2 från Statens råd för byggnadsforskning till Svenska träforskningsinstitutet, Stockholm

Statens institut för byggnadsforskning, Stockholm
ISBN 91-540-2173-1

Rotobekman AB, Stockholm 1973

INNEHÅLL		
FÖRORD	5	
BETECKNINGAR OCH DEFINITIONER	7	
SYMBOLS AND DEFINITIONS	10	
LIST OF FIGURES	14	
LIST OF TABLES	23	
1	INTRODUKTION	27
1.1	Spikplåtar - tillverkning och användning	27
1.2	Några särdrag hos spikplåtar	29
1.3	Gällande bestämmelser	32
1.4	Tidigare forskning kring spikplåtsförband	34
1.5	Behov av fördjupade kunskaper om spikplåtsförband	37
2	MÅLSÄTTNING OCH ALLMÄN UPPLÄGGNING	39
3	VAL AV SPIKPLÅTAR FÖR UNDERSÖKNINGEN	41
4	GRUNDDATA FÖR SPIKPLÅTSFÖRBAND	43
4.1	Bakgrund och syfte	43
4.2	Försöksuppläggning och omfattning	50
4.3	Provningens utförande	54
4.4	Försöksresultat och kommentarer	56
4.4.1	Tillåten förankringshållfasthet hos spikarna	56
4.4.2	Tillåten draghållfasthet hos plåten	68
4.4.3	Tillåten skjuvhållfasthet hos plåten	72
4.5	Sammanfattning av diskussionen kring nya grunddata	90
5	SPIKPLÅTSFÖRBAND I W-FACKVERK	93
5.1	Bakgrund och syfte	93
5.2	Allmän försöksuppläggning	100
5.3	Takfotsförband	101
5.3.1	Uppläggning och omfattning	101
5.3.2	Provningens utförande	107
5.3.3	Försöksresultat och kommentarer	110
5.4	Förbindning av tryckt knäckningsförhindrad stång	141
5.4.1	Uppläggning och omfattning	141
5.4.2	Provningens utförande	142
5.4.3	Försöksresultat och kommentarer	144
5.5	Längdskarvning av tryckt icke knäckningsförhindrad stång	152
5.5.1	Uppläggning och omfattning	152
5.5.2	Provningens utförande	155
5.5.3	Försöksresultat och kommentarer	157

5.6	Nockförband	173
5.6.1	Uppläggning och omfattning	173
5.6.2	Provningens utförande	179
5.6.3	Försöksresultat och kommentarer	182
5.7	Förband där tre stänger möts (K-förband)	198
5.7.1	Uppläggning och omfattning	198
5.7.2	Provningens utförande	202
5.7.3	Försöksresultat och kommentarer	204
5.8	Längdskarvning av dragna ramstänger	214
5.9	Hantering av spikplåtskonstruktioner	216
5.10	Förslag till nya dimensioneringsregler för spikplåtsförband	217
5.11	Behov av nya regler för typprovning av spikplåtar	229
5.12	Prov i full skala på takstolar utförda med spikplåtsförband dimensionerade enligt de föreslagna anvisningarna	232
5.12.1	Uppläggning och omfattning	232
5.12.2	Provningens utförande	235
5.12.3	Försöksresultat och kommentarer	236
6	TRÄTAKSTOLAR MED LÅG LUTNING UTFÖRDA MED SPIKPLÅTAR SOM FÖRBINDARE	245
6.1	Bakgrund och syfte	245
6.2	Härledning av grundekvationerna för en balk uppbyggd av tre delelement	248
6.3	Approximativ metod för att dimensionera låga takstolar utförda med spikplåtsförband	254
6.4	Val av provtakstolar och provningens omfattning	268
6.5	Urval och tillverkning av provtakstolarna	270
6.6	Belastningsprogram och provningens utförande	277
6.7	Försöksresultat och kommentarer	279
6.8	Uppskattning av låga takstolars nedböjning	296
	LITTERATUR	301
	Bilaga 1 Nuvarande anvisningar för spikplåtsförband	303
	Bilaga 2 Dimensioneringsberäkningar för takstolarna i avsnitt 5.12	308
	Bilaga 3 Utförandeanvisningar för låga takstolar	316
	Bilaga 4 Dimensioneringsexempel för låga takstolar	321

FÖRORD

I föreliggande rapport redovisas den andra och avslutande delen av de undersökningar med kommersiella spikplåtar som utförts vid Svenska Träforskningsinstitutet i syfte att vidga kunskaperna om verknings sättet hos spikplåtsförband. Den första delen har publicerats i Byggforskningens rapport R40:1971. Inom samma projekt har dessutom en grundläggande studie av spikgruppers styvhet och hållfasthet utförts av tekn dr Bengt Norén. Dessa resultat kommer att publiceras under våren 1973.

Innevarande rapport omfattar dels en genomgång av grundläggande förbandsdata som utmynnar i ett förslag till nya dimensioneringsregler dels en beräkningsmodell som gör det möjligt att dimensionera låga takstolar såväl med hänsyn till hållfasthet som till nedböjning.

De provningar som erfordrats för att verifiera beräkningsmodellen har utförts som delkollektivt uppdrag från följande företag

Beijer Byggträ AB	LB-Hus AB
AB Fogelfors Bruk	Myresjöhus AB
Gullringshus AB	Nordisk Kartro AB
AB Götene Träindustri	AB Norrlandshus
Kjellberg & Hedberg AB	Uppsala Läns Skogsägareförening u p a

Till dessa företag riktar jag ett varmt tack för att de ställt provningsresultaten till förfogande. Samtidigt vill jag framföra ett särskilt tack till Nordisk Kartro AB som bidragit med de spikplåtar och den inpressningsutrustning som erfordrats för hela undersökningen.

Statens Råd för Byggnadsforskning har genom anslag tillskjutit medel för ungefär en tredjedel av undersökningskostnaden och resterande del har finansierats av STFI.

Undersökningen har krävt insatser från ett flertal håll inom avdelningen. Bland annat har den ställt stora krav på institutets

snickare och instrumentmakare då de har tvingats specialkonstruera flera av försöksutrustningarna. Den mest omfattande delen har dock utförts av byggnadsingenjör Ingegerd Högström, som med omsorg och intresse svarat för såväl laboratoriearbetet som resultatsammanställningen.

Avsnittet om längdskarvning av tryckta icke knäckningsförhindrade stänger har utförts av teknologerna Per-Åke Blom och Torsten Hane som examensarbete i läroämnet byggnadsteknik vid Kungliga Tekniska Högskolan.

Under arbetets gång har jag haft förmånen att föra givande diskussioner med andra forskare vid avdelningen främst då tekniker Bengt Norén och civilingenjör Torbjörn Schmidt. Utskrift och viss redigering av manuskriptet har på ett förtjänstfullt sätt utförts av fröken Agneta Ullberg.

Till ovan nämnda samt övriga som medverkat till att undersökningen har kunnat genomföras framför jag mitt varma tack.

Stockholm i januari 1973

Gunnar Edlund

BETECKNINGAR OCH DEFINITIONER

Förteckningen omfattar samtliga införda beteckningar utom vissa sällan använda som förklaras direkt i texten. Det sistnämnda gäller även de geometriska beteckningar som används i avsnitt 6.

Geometriska beteckningar

B	virkets bredd (höjd) (m)
t	virkets tjocklek (m)
A	virkets tvärsnittsarea (m^2)
W	virkets böjmotstånd (m^3)
I	virkets tröghetsmoment (m^4)
s	spel mellan virkesdelarna (m)
a	spikplåtens längd (m)
b	spikplåtens bredd (m)
b_{eff}	effektiv plåtbredd (m) (bredd vinkelrätt mot kraft-
f_{eff}	effektiv foglängd (m) riktningen)
c	avstånd från foglinjen till spikplåtens effektiva area (m)
A	spikplåtens effektiva fogarea (m^2)
l_f	förankringslängd (m)
l_0	förankringslängd när kraftriktningen sammanfaller med plåtens huvudriktning (m)
$\vec{=}$	plåtens huvudriktning
α_1	vinkeln mellan kraftriktning och virkets fiberriktning (grader)
α_2	vinkeln mellan kraftriktning och plåtens huvudriktning (grader)
α_3	vinkeln mellan fiberriktning och plåtens huvudriktning (grader)
α	den största av vinklarna α_1 , α_2 och α_3
α_4	vinkeln mellan tryckkraftens komposant vinkelrätt anliggningsytan mellan virkesdelarna och plåtens huvudriktning (grader)
r_{max}	största avstånd från effektiva fogareans tyngdpunkt till en punkt på denna areas begränsningslinjer (m)
I_p	polära tröghetsmomentet för den effektiva fogarean (m^4)

Beteckningar för laster, krafter och moment

P	punktlast (N)
---	---------------

N	normalkraft (N)
M	moment (Nm)
T	tvärkraft (N)
T	axiell tryckkraft (N)
O	stångkraft i överramen i ett fackverk (N)
U	stångkraft i underramen i ett fackverk (N)
D	stångkraft i livstängerna (diagonalerna) i ett fackverk (N)
q	jämnt fördelad vertikal belastning (N/m)

Beteckningar för påkänningar

σ	påkänning i virket (MN/m^2)
σ_d	dragpåkänning i virket (MN/m^2)
σ_b	böjupåkänning i virket (MN/m^2)
σ_p	träets tryckhållfasthet i fiberriktningen (MN/m^2)
σ_{pr}	det värde som bedöms karakterisera den förväntade tryckhållfastheten hos virket i den typ av konstruktioner för vilka förbanden är avsedda. För förband i konstruktionsvirke av furu eller gran insättes som regel $\sigma_{pr} = 35 \text{ MN/m}^2$
τ_α	skjuvpåkänning mellan plåt och trä (MN/m^2)
τ_o	grundvärdet för tillåten skjuvpåkänning mellan plåt och trä (kraftriktning, fiberriktning och en för plåten definierad huvudriktning sammanfallande) (MN/m^2)
p_α	normalkraft per breddmeter plåt (MN/m)
p_o	tillåten normalpåkänning per breddmeter plåt då kraftriktning och plåtens huvudriktning sammanfaller (MN/m)
s_α	skjuvpåkänning per meter foglängd (MN/m)
$s_{o,d}$	tillåten skjuvpåkänning när kraftriktning och huvudriktning sammanfaller (MN/m)
$s_{o,t}$	tillåten skjuvspänning vid tryckskjuvning (MN/m)

Beteckningar för deformationer

δ	förskjutning i förbandet (m)
φ	vinkeländring mellan i förbandet anslutande virkesdelar (radianer)
y	nedböjning (m)
y_o	omedelbar nedböjning vid belastning (m)
r_y	relativ nedböjningskrypning i förhållande till y_o

Beteckningar för elasticitet och plasticitet

E	virkets elasticitetsmodul (MN/m ²)
k _f	förskjutningsmodul per m ² effektiv fogarea (MN/m ³)

Övriga beteckningar

u	virkets fuktkvot (%)
r _{ou}	virkets volymvikt definierad som virkets vikt i torrt tillstånd dividerad med virkets volym vid fuktkvoten u (kg/m ³)
s	spridning
k	faktor med vilken spridningen multipliceras. Vid 15 prov och flera räknas k=2,0, vid 5 prov med k=2,5 och däremellan interpoleras rätlinjigt.
k	materialkonstant i uttrycket på vinkeländring (m/MN)
C ₁ , C ₂ , C ₃ och C ₄	konstanter

Definitioner

Begreppen effektiv fogarea, effektiv plåtbredd, effektiv foglängd, dragskjuvning och tryckskjuvning förklaras i FIG 5.40. Med plåtens huvudriktning avses spikarnas längdriktning i stansmönstret.

Med anisotropi avses förhållandet att ett material har accentuerat olika egenskaper i olika riktningar.

Förkortningar

NKB	Nordiska kommittén för byggbestämmelser
SBN	Svensk Byggnorm 67
STFI	Svenska Träforskningsinstitutet

Sorter

SI-enheter har genomgående använts. Följande omräkningsfaktorer gäller i förhållande till det tidigare sortsystemet med kp och kp/cm²

$$1 \text{ N} \approx 0,1 \text{ kp}$$

$$1 \text{ MN/m}^2 \approx 10 \text{ kp/cm}^2$$

I avvaktan på att man i Svensk Byggnorm går över till SI-enheter har dock klassbeteckningarna T200 och T300 behållits för T-virke.

SYMBOLS AND DEFINITIONS

This list includes all the symbols used, with the exception of some which are seldom used and which are explained in the Report as they occur. This also applies to the geometrical symbols used in Section 6.

Geometrical symbols

B	width (height) of timber (m)
t	thickness of timber (m)
A	cross section area of the timber (m^2)
W	modulus of section of the timber (m^3)
I	moment of inertia for the timber (m^4)
s	clearance between the timber members (m)
a	length of nail plate (m)
b	width of nail plate (m)
b_{eff}	effective width of plate (m) (width perpendicular to direction of force)
f_{eff}	effective length of joint (m)
c	smallest distance between line of joint and effective area of nail plate (m)
A	effective connector area of the nail plate (m^2)
l_f	anchorage length (m)
l_0	anchorage length when direction of the force coincides with the principal direction of the plate (m)
$\vec{\cdot}$	principal direction of the plate
α_1	angle between direction of force and direction of fibres in the timber ($^\circ$)
α_2	angle between direction of force and principal direction of plate ($^\circ$)
α_3	angle between direction of fibres and principal direction of the plate ($^\circ$)
α	the largest of the angles α_1 , α_2 och α_3
α_4	angle between the component of the compressive force at right angles to the contact surface between the timber members and the principal direction of the plate ($^\circ$)
r_{max}	greatest distance between the centroid of the effective connector area and a point on the boundary lines of this area (m)
I_p	polar moment of inertia of the effective connector area (m^4)

Symbols for loads, forces and moments

P	point load (N)
N	normal force (N)
M	moment (Nm)
T	shear force (N)
T	axial compressive force (N)
O	force in the top chord of a truss (N)
U	force in the bottom chord of a truss (N)
D	force in the web members of a truss (N)
q	uniformly distributed vertical load (N/m)

Symbols for stresses

σ	stress in the timber (MN/m^2)
σ_d	tensile stress in the timber (MN/m^2)
σ_b	bending stress in the timber (MN/m^2)
σ_p	compressive strength of timber in the direction of the fibres (MN/m^2)
σ_{pr}	value which is considered as characteristic of the expected compressive strength of the timber in the type of structure for which the joint is intended. For structural timber of spruce or redwood, the value usually inserted is $\sigma_{pr}=35 \text{ MN/m}^2$
τ_α	shear stress between plate and timber (MN/m^2)
τ_o	basic value of permissible shear stress between plate and timber (for the case when the direction of force, the direction of the fibres and a principal direction defined for the plate coincide) (MN/m^2)
p_α	normal force per metre width of plate (MN/m)
p_o	permissible normal stress per metre width of plate when the direction of the force and the principal direction of the plate coincide (MN/m)
s_α	shear stress per metre length of joint (MN/m)
$s_{o,d}$	permissible shear stress when the direction of the force and the principal direction coincide (MN/m)
$s_{o,t}$	permissible shear stress when its major component is compressive (MN/m)

Symbols for deformations

δ	displacement (slip) in the joint (m)
φ	change in angle between timber members meeting at the joint (radians)

y	deflection (m)
y_0	immediate deflection on application of the load (m)
r_y	deflectional creep in relation to y_0

Symbols for elasticity and plasticity

E	modulus of elasticity for the timber (MN/m^2)
k_f	slip modulus per m^2 of effective joint area (MN/m^3)

Other symbols

u	moisture content of the timber (%)
r_{ou}	density of timber defined as the weight of the timber in the dry state, divided by the volume of the timber at a moisture content u (kg/m^3)
s	scatter
k	factor by which the scatter is to be multiplied. For 15 and more tests, k is given the value 2.0 and for 5 tests it is given the value 2.5. Linear interpolation is to be applied these between values
k	material constant in the expression for change in angle (m/MN)
C_1, C_2, C_3 and C_4	are constants

Definitions

The terms effective joint area, effective width of plate, effective length of joint, tension due to shear and compression due to shear are explained in FIG 5.40.

The longitudinal direction of the nails in the punching pattern is considered to be the principal direction of the plate.

Anisotropy is the attribute that a material has markedly different properties in different directions.

Abbreviations

NKB	Nordic Building Regulations Committee
SBN	Swedish Building Code 67
STFI	Swedish Forest Products Research Laboratory

Units

SI units have been used throughout. The following conversion factors are to be applied in relation to the previous system of units comprising kgf and kgf/cm².

$$1 \text{ N} \approx 0.1 \text{ kgf}$$

$$1 \text{ MN/m}^2 \approx 10 \text{ kgf/cm}^2$$

Looking forward to that the Swedish Building Code will be changed to SI units today's symbols T200 and T300 have been used for different grades of T-timber.

LIST OF FIGURES

- FIG 1.1 Example of the shaping of nail plate joints in a fink truss.
- FIG 3.1 Appearance of the nail pattern in Hydro-Nail E. Note that there are two different types of nail. R indicates row of nails.
- FIG 4.1 Types of joint used in prototype testing of nail plate joints. F indicates fibre direction, H the principal direction of the plate, and K the direction of the force.
- FIG 4.2 Ultimate load per nail as a function of the angles α_1 and α_2 . The angle α_1 is that between the direction of the force and the fibre direction and α_2 the angle between the direction of the force and the principal direction of the plate. The corresponding relations according to Equations (4.2) and (4.3) are plotted on for purposes of comparison. The angle α is the largest of α_1 and α_2 .
- FIG 4.3 Tension joint employed for determination of the anchorage strength of the nails when the direction of the force and the fibre direction coincide while the principal direction of the plate differs by the angle α . There is no risk of failure due to splitting.
- FIG 4.4 Plate sizes, placings and combinations of angles tested in order to determine the shear strength of the plate when the major component of the shear stress is tensile. The angle α is that between the direction of the force and the principal direction of the plate, see FIG 4.1.
- FIG 4.5 Plate sizes, placings and combinations of angles tested in order to determine the shear strength of the plate when the major component of the shear stress is compressive. The angle α is that between the direction of the force and the principal direction of the plate, see FIG 4.1.
- FIG 4.6 Placing of dial gauges for tension and shear joints.
- FIG 4.7 Anchorage strength τ_α for Hydro-Nail E when the direction of the force and the fibre direction coincide while the principal direction of the plate varies. The bars drawn with full lines show the values calculated on the effective joint area and those with dashed lines the values calculated on the gross area. The results for the plate size 70x114 mm are shown for $\alpha=90^\circ$, see FIG 4.3. The hatched part of the bar indicates the characteristic value (5 % fractile).

- FIG 4.8 Permissible anchorage stress $\tau_{\alpha,till}$ as a function of the angle α between the direction of the force and the principal direction of the plate. The dashed curve shows the proposed relation $\tau_{\alpha,till}=1.4(1-0.4\sin\alpha)$.
- FIG 4.9 The displacement δ as a function of τ_{α} for different values of the angle α between the principal direction of the plate and the direction of the force. Curve IIa taken from /1/ shows the displacement if the direction of the force is perpendicular to the fibre direction. The dotted line shows the relation $\delta=1.6 \cdot 10^{-4} \tau_{\alpha}$ proposed in /1/. (δ in m and τ_{α} in MN/m²).
- FIG 4.10 Examples of differences in displacement in the different test series. The full curve represents the mean displacement.
- FIG 4.11 Determination of the effective plate width.
- FIG 4.12 Permissible tensile stress $p_{\alpha,till}$ for the plate as a function of the angle α_2 between the principal direction of the plate and the direction of the force. The dashed curve shows the proposed relation $p_{\alpha,till}=0.1(1-0.65\sin\alpha_2)$.
- FIG 4.13 The annual ring structure of the timber gives different strength and displacement properties to nails pressed in from the outside and the pith side respectively.
- FIG 4.14 The effective plate width b_{eff} perpendicular to the direction of the force is determined in the section which separates the effective joint area from the region next to the joint line between the timbers.
- FIG 4.15 Permissible shear stress $s_{\alpha,till}$; ($\bar{s}_{\alpha,br}/2.5$) as a function of the angle α between the direction of the force and the principal direction of the plate. The curve drawn in full shows the expression for $s_{\alpha,till}$ according to Equation (4.26) and the curve drawn with dashed line shows that according to Equation (4.28).
- FIG 4.16 Displacement δ between the timber members as a function of the shear stress s_{α} for different angles α between the direction of the force and the principal direction of the plate. The plate size is 102x114 mm.
- FIG 4.17 Displacement δ between the timber members as a function of the shear stress s_{α} for different angles α between the direction of the force and the principal direction of the plate. The plate size is 102x190 mm.
- FIG 4.18 Displacement δ between the timber members as a function of the anchorage stress τ_{α} for different angles α between the direction of the force and the principal direction of the plate. The plate size is 102x114 mm.

- FIG 4.19 Displacement δ between the timber members as a function of the anchorage stress τ_{α} for different angles α between the direction of the force and the principal direction of the plate. The plate size is 102x190 mm.
- FIG 4.20 Displacement δ between the timber members as a function of the shear stress s_{α} when the angle between the principal direction of the plate and the direction of the force varies between 90° and 120° . The plate size is 102x114 mm.
- FIG 5.1 Relation between change in angle over the joint and applied moment for longitudinal joints with symmetrically placed plates in 45x120 mm redwood. Two of the series were carried out with no clearance between the timbers while in the others there was a clearance of 1 mm. The plate size used is shown next to the curves.
- FIG 5.2 Change in angle θ° at support for simply supported beam in T200 with a timber thickness of 45 mm. The external load is assumed to be uniformly distributed and n indicates the ratio of the span of the beam to its height (width of timber). The relation is shown up to the permissible moment.
- FIG 5.3 Designs of heel joints. Each type has been tested for pitches equivalent to 15° and 27° . The plate sizes chosen are listed in TABLE 5.1.
- FIG 5.4 Tests to compare heel joints made with one large plate on each side with those made with several smaller plates on each side.
- FIG 5.5 Dimensioned typical diagram of the specimens tested. The upper one has an angle of 15° between top and bottom chord and the lower one an angle of 27° . The recess in the bottom chord of the upper specimen is necessary owing to the design of the testing equipment.
- FIG 5.6 Diagram and photograph of the equipment used to test heel joints.
- FIG 5.7 Typical deformation patterns at failure. The full lines indicate the initial position.
- FIG 5.8 For heel joints with step joint bottom chord the greatest distance by which the support may be retracted is such that the centre of the support coincides with the centre of the horizontal projection of the joint line at the heel joint. The dashed lines show the position of the support at the time of the test.
- FIG 5.9 If the section of the bottom chord is constant within the joint, the permissible retraction of the support is determined by the strength of the timber in the bottom chord. The bottom chord has to be checked in this

connection, using the symbols in the figure, for the normal force U_{1-4} and the moment $h_1 \cdot O_{1-2} \sin \alpha$. The lever arm selected for the moment is based on empirical data.

- FIG 5.10 Assumed failure pattern in a combined shear and tension failure. The shear stresses are resisted along the horizontal failure surfaces and the tensile stresses along the vertical surfaces.
- FIG 5.11 Average displacement δ for heel joints in a truss of 15° pitch, as a function of the anchorage stress τ_α . The plate size used is shown next to each curve. The types of joint are shown in FIGs 5.3 and 5.4. Note that most of the failures occurred in the plate.
- FIG 5.12 Average displacement δ for heel joints in a truss of 27° pitch, as a function of the anchorage stress τ_α . The plate size used is shown next to each curve. The types of joint are shown in FIGs 5.3 and 5.4. Note that most of the failures occurred in the plate.
- FIG 5.13 Average displacement δ for heel joints in a truss of 15° or 27° pitch as a function of the anchorage stress τ_α over the joint area required in view of the strength of the plate, see Equation (5.13). The plate size used is shown next to each curve. The types of joint used are shown in FIGs 5.3 and 5.4.
- FIG 5.14 Types of joint tested in members where there is no risk of buckling.
- FIG 5.15 Average displacement δ as a function of the anchorage stress τ_α for joint types Ia and IIa according to FIG 5.14. The initial clearance between the members is given next to each curve. The plate size was 102x114 mm. The compressive stress p_α in the plate is also shown for purposes of comparison.
- FIG 5.16 Average displacement δ as a function of the anchorage stress τ_α for joint types Ib och IIb according to FIG 5.14. The initial clearance between the members is given next to each curve. The plate size was 102x114 mm. The compressive stress p_α in the plate is also shown for purposes of comparison.
- FIG 5.17 Diagram and photograph of the equipment used to test members in compression without lateral restraint to prevent buckling which were longitudinally jointed in their centres by means of nail plates. (The members are restrained laterally so as to prevent buckling in the weak direction.)
- FIG 5.18 Displacement δ in the joint along the axis of the timber as a function of the applied transverse moment M and applied axial force T . The timber dimension is

45x120 mm and the plate sizes are shown in the figure. The minus sign indicates that the timber has been compressed. Dashed parts of the curves refer to less than five tests.

- FIG 5.19 Displacement δ in the joint along the axis of the timber as a function of the applied transverse moment M and applied axial force T . The timber dimension is 45x170 mm and the plate widths 102 mm. The plate lengths used are shown in the figure. The minus sign indicates that the timber has been compressed. Dashed parts of the curves refer to less than five tests.
- FIG 5.20 Displacement δ in the joint along the axis of the timber as a function of the applied transverse moment M and applied axial force T . The timber dimension is 45x170 mm and the plate widths 152 mm. The plate lengths used are shown in the figure. The minus sign indicates that the timber has been compressed. Dashed parts of the curves refer to less than five tests.
- FIG 5.21 Change in angle φ in the joint section as a function of the applied transverse moment M and applied axial force T . The timber dimension is 45x120 mm and the plate sizes are shown in the figure. Dashed parts of the curves refer to less than five tests.
- FIG 5.22 Change in angle φ in the joint section as a function of the applied transverse moment M and applied axial force T . The timber dimension is 45x170 mm and the plate widths 102 mm. The plate lengths used are shown in the figure. Dashed parts of the curves refer to less than five tests.
- FIG 5.23 Change in angle φ in the joint section as a function of the applied transverse moment M and applied axial force T . The timber dimension is 45x170 mm and the plate widths 152 mm. The plate lengths used are shown in the figure. Dashed parts of the curves refer to less than five tests.
- FIG 5.24 Buckling load T_R as a function of the applied transverse moment M . The upper diagram refers to 45x120 mm redwood and the lower one to 45x170 mm redwood. The lowest full curve in each diagram shows the permissible buckling load as a function of the applied transverse moment for unjointed timber. The symbols and figures indicate the applied transverse moment expressed in M_{till} and the curve referred to.
- FIG 5.25 Peak joints in fink trusses of 27° pitch and an angle of 36° between the webs and the vertical.
- FIG 5.26 Peak joints in fink trusses of 27° pitch. Types Ia-Id are variants of the design shown in FIG 5.25. In type II the angle between the webs and the vertical is 45° .

- FIG 5.27 Peak joints in fink trusses of 15° pitch and variable angle between webs and the vertical.
- FIG 5.28 Sizes of test specimens in testing peak joints for pitches of 15° and 27° .
- FIG 5.29 Diagram and photograph of equipment for testing peak joints.
- FIG 5.30 Definitions of the geometrical symbols used for peak joints. The symbols $A_{\bar{0}}$ and $A_{\bar{1}}$ refer to the effective joint area of the plate per chord and web member respectively.
- FIG 5.31 Example of a split joint which still takes load owing to the fact that the split parts support each other.
- FIG 5.32 Example of how the peak can be reinforced to prevent splitting. Full anchorage strength may be allowed for that part of A_1 which is smaller than A . The symbol b_i refers to the internal distance between plates which may be used in the expression in Equation (5.37) for the least vertical load, and l_f to the least anchorage length according to Equation (5.16).
- FIG 5.33 Vertical displacement δ in the peak joint as a function of the applied vertical load V_3 . The types of joint used are shown in FIGs 5.25 and 5.26, while the plate sizes are indicated next to each curve. Note that the curves are subject to the errors in measurement which occur due to angular changes of the webs.
- FIG 5.34 Change in the angle ϕ between the chords in a peak joint as a function of the applied vertical load V_3 . The types of joint are designated by Roman numerals, the meanings of which are explained in FIGs 5.25-5.27. The plate sizes are shown next to each curve.
- FIG 5.35 The upper figure shows the forces in the K-joints which have been tested. The axes of the members are shown by chain lines. The lower figure gives an example of the sizes of test specimen used.
- FIG 5.36 Types of plate arrangement tested in K-joints. Unless stated to the contrary, the plates have been placed symmetrically over the joint line between the bottom chord and the webs.
- FIG 5.37 Diagram and photograph of the equipment used to test K-joints. For two tests per series, the lower sensor was replaced by a dial gauge which measured horizontal displacement of the support.
- FIG 5.38 Determination of effective joint areas in K-joints.

- FIG 5.39 Displacement δ between bottom chord and web members as a function of the axial force in the chord. The types of joints, indicated by Roman numerals, and also the symbol f are shown in FIG 5.36. The plate sizes are indicated next to each curve. Note that the measurement is subject to the errors which occur due to angular changes between the web and the chord.
- FIG 5.40 Definitions of geometrical terms and special interpretations of these applicable to nail plate joints.
- FIG 5.41 Illustrations to the recommendations in 5.10.6 concerning the way in which failure due to splitting of the timber can be prevented in nail plate joints.
- FIG 5.42 The drawing shows the fink truss of 15° pitch and an internal span of 8.4 m, five of which were tested.
- FIG 5.43 The drawing shows the fink truss of 27° pitch and an internal span of 8.4 m, five of which were tested.
- FIG 5.44 Deflection at the centre of the roof truss as a function of the applied load Q . Q_1 is the load due to the loading equipment and Q_D the design load.
- FIG 5.45 Displacement in the left-hand heel joint and K-joint and at the peak as a function of the applied load Q . Q_1 is the load due to the loading equipment and Q_D the design load. The dial gauges were placed in the same way as during testing of individual joints.
- FIG 6.1 Typical design of low-pitch roof trusses included in the investigation. The solid part of the web is divided into two wedges with a wide air gap between them in order to facilitate transverse ventilation of the attic space.
- FIG 6.2 The symbols employed and the cases of pure slip in the joints (centre figure) and transmission of normal stress through the connectors (bottom figure).
- FIG 6.3 Illustration of the symbols introduced in the approximate method for low-pitch roof trusses.
- FIG 6.4 Distribution of shear stresses along the joint between top and bottom chord and intermediate element for one half of a pitched roof.
- FIG 6.5 Symbols introduced for determination of the forces in the members. The member D_5 shown dashed is an auxiliary member introduced in order to facilitate determination of the force in D_4 .
- FIG 6.6 Principle of staggering the nail plates when the wedge has a large height. The nail plate area between the chain lines must be at least twice as large as the nail plate area per chord.

- FIG 6.7 The drawing shows the pitched roof trusses and the mono-pitched roof trusses of 1:16 pitch and 7.2 m internal span which have been tested, see FIG 6.10 with regard to details.
- FIG 6.8 The drawing shows the pitched roof trusses and the mono-pitched roof trusses of 1:16 pitch and 8.4 m internal span which have been tested, see FIG 6.10 with regard to details.
- FIG 6.9 The drawing shows the pitched roof trusses and the mono-pitched roof trusses of 1:16 pitch and 9.6 m internal span which have been tested, see FIG 6.10 with regard to details.
- FIG 6.10 The drawing shows constructional details of roof trusses in FIGs 6.7-6.9.
- FIG 6.11 The drawing shows the pitched roof truss of 1:8 pitch and 8.4 m internal span which has been tested.
- FIG 6.12 Photograph of the hydraulic testing equipment used for testing the low-pitch roof trusses. Each point load can exert $2 \cdot 10^{-2}$ MN: The total load was determined using load cells at the supports.
- FIG 6.13 Distribution of moments and shear forces for a uniformly distributed load q and eight equal point loads distributed along the span and chosen so that the support reactions are the same in both cases.
- FIG 6.14 The deflection at the centre of the roof truss as a function of the applied load, for pitched roof trusses and mono-pitched roof trusses of 1:16 pitch and 7.2 m internal span. The dashed curve indicates the mean contribution to deflection due to movements in splice joints and at the peak. Q_1 is the load due to the loading equipment and Q_D the design load.
- FIG 6.15 Deflection at the centre of the roof truss as a function of the applied load, for pitched roof trusses and mono-pitched roof trusses of 1:16 pitch and 8.4 m internal span. The dashed curve indicates the mean contribution to deflection due to movements in splice joints and at the peak. Q_1 is the load due to the loading equipment and Q_D the design load.
- FIG 6.16 Deflection at the centre of the roof truss as a function of the applied load, for pitched roof trusses and mono-pitched roof trusses of 1:16 pitch and 9.6 m internal span. The dashed curve indicates the mean contribution to deflection due to movements in splice joints and at the peak. Q_1 is the load due to the loading equipment and Q_D the design load.

- FIG 6.17 Deflection at the centre of the roof truss as a function of the applied load, for pitched roof trusses and mono-pitched roof trusses of 1:8 pitch and 8.4 m internal span. The dashed curve indicates the mean contribution to deflection due to movements in splice joints and at the peak. Q_1 is the load due to the loading equipment and Q_D the design load.
- FIG 6.18 Relative creep r , defined as $y/y_0 - 1$, for the roof trusses tested. y is the central deflection after t minutes' loading with Q_D and y_0 the instantaneous deflection.
- FIG 6.19 Mean deflection $\delta(x)$ per joint between chord and intermediate element at different sections along the joint, for pitched roof trusses and mono-pitched roof trusses of 1:16 pitch and spans of 7.2 m and 8.4 m. The displacement is shown only for those parts of the web which are in the form of solid wooden wedges. All roof trusses have been loaded for at least 24 hours.
- FIG 6.20 Mean deflection $\delta(x)$ per joint between chord and intermediate element at different sections along the joint, for pitched roof trusses and mono-pitched roof trusses of 1:16 pitch and an internal span of 9.6 m, and the corresponding values for a pitched roof truss of 1:8 pitch and an internal span of 8.4 m. All roof trusses were loaded for at least 24 hours.
- FIG 6.21 The central deflection y of pitched roof trusses and mono-pitched roof trusses as a function of the largest (H_1) and smallest height (H) of the roof truss over the supports, and the deflection y_0 for a beam of constant height H . For a uniformly distributed load q , $y_0 = 5q l^4 / 384EI$, where $I = tH^3 / 12$. The deflection y of the roof truss is calculated as αy_0 , the value of α being obtained from the above figure when the ratio $m = H/H_1$ is known. The dashed curve indicates the maximum deflection of the mono-pitched roof truss. Example: Pitched roof truss with $H = 0.3$ m and $H_1 = 0.5$ m gives $m = 0.3/0.5 = 0.6$ and $\alpha = 0.32$, i.e. $y = \alpha y_0 = 0.32 \cdot 5q l^4 \cdot 12 / 384EtH^3$.

LIST OF TABLES

- TABLE 4.1 Ultimate loads, geometrical data, ultimate shear stress $s_{\alpha,br}$ and utilized anchorage stress $\tau_{\alpha,u}$ for the shear joints tested. The angle α is that between the direction of the force and the principal direction of the plate.
- TABLE 4.2 Determination in some critical cases whether it is the permissible shear force $p_{till}^{s\alpha}$ or the permissible anchorage force $p_{till}^{\tau\alpha}$ which is the design criterion. The usual symbols are employed. The design values have been underlined.
- TABLE 4.3 Slip modulus per anchorage unit for shear joints ($k=2P_{till}/A\delta$).
- TABLE 4.4 The permissible load P_{till} for shear joints calculated in different ways. An equation number, which refers to the corresponding equation in the body of the Report, is given underneath every P_{till} in the table heading. The design value applicable to each plate size is underlined.
- TABLE 5.1 The plate sizes used in different heel joints. The combinations employed have been marked with X.
- TABLE 5.2 Ultimate loads and physical and geometrical data for heel joints where the angle between the top and bottom chord was 15° . The plates, which have been placed symmetrically over the joint, have been subjected mainly to shear stresses. The different types of joint are shown in FIGs 5.3 and 5.4.
- TABLE 5.3 Ultimate loads and physical and geometrical data for heel joints where the angle between the top and bottom chord was 27° . The plates, which have been placed symmetrically over the joint, have been subjected mainly to shear stresses. The different types of joint are shown in FIGs 5.3 and 5.4.
- TABLE 5.4 Ultimate loads and physical and geometrical data for heel joints where the angle between the top and bottom chord was 15° and the support was recessed into the top chord. The plates have been subjected mainly to tensile stresses. The different types of joint are shown in FIGs 5.3 and 5.4.
- TABLE 5.5 Ultimate loads and physical and geometrical data for heel joints where the angle between the top and bottom chord was 27° and the support was recessed into the top chord. The plates have been subjected mainly to tensile stresses. The different types of joint are shown in FIGs 5.3 and 5.4.

- TABLE 5.6 Comparison of permissible stresses with actual ultimate stresses for heel joints in which the plate was mainly subjected to shear. The pitch is 15° .
- TABLE 5.7 Comparison of permissible stresses with actual ultimate stresses for heel joints in which the plate was mainly subjected to shear. The pitch is 27° .
- TABLE 5.8 Comparison of permissible stresses with actual ultimate stresses for heel joints in which the plate was mainly subjected to tensile stresses. The pitch is 15° .
- TABLE 5.9 Comparison of permissible stresses with actual ultimate stresses for heel joints in which the plate was mainly subjected to tensile stresses. The pitch is 27° .
- TABLE 5.10 Comparison of ultimate loads with permissible loads calculated according to Equation (5.9) for heel joints in trusses of 15° pitch in which the support is recessed into the top chord.
- TABLE 5.11 Comparison between permissible anchorage stress P_{t11}^{TQ} , permissible plate stress P_{t11}^{SQ} and permissible load with regard to the twist P_{t11}^{TM} for heel joints. The plates were subjected mainly to shear stresses and the pitch was 15° . The design value is underlined.
- TABLE 5.12 Comparison between permissible anchorage stress P_{t11}^{TQ} , permissible plate stress P_{t11}^{SQ} and permissible load with regard to the twist P_{t11}^{TM} for heel joints. The plates were subjected mainly to shear stresses and the pitch was 27° . The design value is underlined.
- TABLE 5.13 Comparison between permissible anchorage stress P_{t11}^{TQ} , permissible plate stress P_{t11}^{DQ} calculated according to Equation (5.9) and the permissible load with regard to the twist P_{t11}^{TM} for heel joints. The plates were subjected mainly to tensile stresses and the pitch was 15° . The support was recessed into the top chord. The design value is underlined.
- TABLE 5.14 Comparison between permissible anchorage stress P_{t11}^{TQ} , permissible plate stress P_{t11}^{DQ} calculated according to Equation (5.9) and the permissible load with regard to the twist P_{t11}^{TM} for heel joints. The plates were subjected mainly to tensile stresses and the pitch was 27° . The support was recessed into the top chord. The design value is underlined.
- TABLE 5.15 Combinations of plate sizes and joints in the case of samples subjected to compression. The combinations used are marked with X.

- TABLE 5.16 Plate sizes used for the study of the compressive strength of chords with longitudinal nail plate joints at their centres. The timber dimension is 45x120 mm. Each cross marks 5 tests.
- TABLE 5.17 Plate sizes used for the study of the compressive strength of chords with longitudinal nail plate joints at their centres. The timber dimension is 45x170 mm.
- TABLE 5.18 Ultimate loads, types of failure and geometrical and physical data for 45x120 mm redwood chords with a longitudinal joint at the centre. Corresponding values for unjointed timber are shown for purposes of comparison.
- TABLE 5.19 Ultimate loads, types of failure and geometrical and physical data for 45x170 mm redwood chords with longitudinal joint at the centre. Corresponding values for unjointed timber are shown for purposes of comparison.
- TABLE 5.20 Ultimate loads, types of failure and geometrical and physical data for peak joints, see FIGs 5.25-5.27. Types I and II are for peaks in 27° pitch trusses and the other types for peaks in 15° pitch trusses.
- TABLE 5.21 Comparison of characteristic ultimate stresses in peak joints with permissible stresses according to Section 4.5, see also Equations (5.30)-(5.34).
- TABLE 5.22 Mean ultimate loads, types of failure and geometrical and physical data for the K-joints tested, see FIG 5.35.
- TABLE 5.23 Comparison of ultimate stresses in K-joint with permissible stresses, see also Equations (5.43)-(5.47) and TABLE 5.22.
- TABLE 5.24 Ultimate load, type of failure and position of failure for roof trusses of 15° pitch. The central deflections of the roof trusses and the moisture content and density of the timber are also shown.
- TABLE 5.25 Ultimate load, type of failure and position of failure for roof trusses of 27° pitch. The central deflections of the roof trusses and the moisture content and density of the timber are also given.
- TABLE 6.1 If it is assumed that the extreme fibre flexural stress increases by 20 % due to slip in the joints, the following values are obtained for the condition σ_d/σ_b , till σ_b/σ_b , till for the flanges, if the timber is fully stressed on the assumption that the joints are rigid.

- TABLE 6.2 Critical spans for different timber dimensions in T200 for a roof pitch of 1:16.
- TABLE 6.3 Numbering of the roof trusses tested.
- TABLE 6.4 Positions of failure and the ultimate loads of the roof trusses as a function of the design load Q_D . The numbering of the roof trusses is shown in TABLE 6.3. MV=mean value.
- TABLE 6.5 Instantaneous deflection y_0 of the roof trusses under the design load and the deflection after 24 h. The expected long-term deflection $y_{1 \text{ year}} = y_{24h} / 0.7$, the mean moisture content of the timber before and after the test, the mean density and the mean modulus of elasticity in flexure (the mean for the chords) are also given. The deflections which are equivalent to $l_i/400$ and $l_i/200$ of the internal span are given for purposes of comparison.
- TABLE 6.6 Comparison of the deflection in a solid beam of the same external dimensions as the tested roof trusses, with the deflection obtained during the tests minus the increment due to displacements at the longitudinal joints and the peak.

1 INTRODUKTION

1.1 Spikplåtar - tillverkning och användning

Spikplåtar - plåtar med utstansade och åt ena sidan utvikta långsmala, spikformade tänder - har snabbt vunnit insteg som förbindare i fabriksstillverkade fackverk av trä. Förbindaren, som har amerikanskt ursprung, introducerades i Sverige i början av 1960-talet och dess marknadsandel har sedan snabbt ökat. För närvarande används spikplåtar i ungefär hälften av alla takstolar avsedda för enfamiljshus. Man räknar med att andelen takstolar med spikplåtsförband kommer att öka ytterligare under de närmaste åren till följd av det arbete som pågår för att anpassa befintliga takkonstruktioner av trä, så att de kan förbindas med spikplåtar. Ett exempel på denna utveckling är de takstolar med lutning 1:16 respektive 1:8 som behandlas under avsnitt 6 i föreliggande rapport.

Spikplåtar tillverkas genom att spikar (tänder) stansas ut i rätt vinkel åt ena sidan ur en 1-2 mm tjock galvaniserad plåt. Brott-hållfastheten hos plåtmaterialet bör normalt ej understiga 330 MN/m^2 , medan den övre brottgränsen bestäms av möjligheten att stansa ut spikarna. De utvikta spikarnas längd varierar för olika plåttyper från 10 till 15 mm och spiktätheten från 3000 till 8000 spikar per m^2 plåt. Den del av plåten som ej stansas till spikar ersätter skarvlappar och knutplattor av trä i vanliga spikförband.

Vissa typer av spikplåtar har ej utstansade tänder utan spikarna slås i stället i separat antingen genom förborrade hål eller direkt genom plåten. Även plåtar där utstansade och separat islagna spikar kombineras förekommer.. I sistnämnda fall är de utstansade spikarnas längd normalt endast 5 à 10 mm, medan de separat islagna är väsentligt längre. Plåtar med enbart utstansade tänder dominerar marknaden, då de har fördelen att samtliga spikar kan pressas in i virket i en operation. I fortsättningen behandlas endast denna typ.

För vanliga spikförband anges vissa minimiavstånd mellan spikarna, vilka ej får underskridas, då detta medför risk för skadliga sprickor i förbandet. Vid spikplåtar ger den icke utstansade plåt delen en armeringseffekt genom att hålla samman spikgruppen och på så sätt motverka allvarliga sprickor i virket. Spikarna kan därför placeras tätare än i ett konventionellt spikförband. Jämför exempelvis med funktionen hos spikningsplåtar (Svensk Byggnorm 67, 27:322) som används i spikförband när tätare spikning än normalt erfordras. Tät spikplacering medför att större kraft kan upptas per ytenhet av förbindaren, varför förbandets storlek kan minskas. Flertalet spikplåtar kan överföra ungefär dubbelt så stor kraft per ytenhet som ett spikförband om man undantar förband med dragpåkänningar vinkelrätt fibrerna. I sistnämnda fall blir normalt virkets tvärdraghållfasthet avgörande, varför en ökning av förbindarens förankringshållfasthet per ytenhet snarare sänker förbandets hållfasthet då kraftangreppet blir mera koncentrerat.

Fackverk med spikplåtsförband tillverkas genom att virke med samma tjocklek kapas i önskade längder och placeras i ett plan i en fixtur. Varje förband utföres sedan med minst två symmetriskt placerade spikplåtar som pressas in i virket - en från vardera sidan. Spikarna får inte slås i med hammare utan särskild utrustning krävs för att pressa i spikarna. De största utrustningarna klarar en takstol varannan minut, men ytterst få fabriker i Sverige har behov av så hög kapacitet. Ungefär 100 takstolar per skift kan anses som ett normalt kapacitetsbehov. Priset för en sådan "normalutrustning" varierar mellan 20 000 och 60 000 kr, varför en viss produktionsvolym krävs för att förrenta utrustningen. Som en undre lönsamhetsgräns brukar anges 5000 takstolar per år. Att spikplåtar i första hand används till takstolar för småhus beror på flera faktorer bland vilka kan nämnas:

- Inom detta område fanns redan en etablerad fabrikstillverkning, vilket underlättade övergången till spikplåtsförband.
- En viss standardisering förelåg redan genom att tillverkarna av produktionstekniska skäl hade begränsat antalet typer. Det skapade förutsättningar för långa serier, vilket reducerar antalet omställningar av utrustningen. Dessa omställningar kan nämligen vara relativt tidskrävande.

- Småhustakstolar hade lämplig storlek ur transportsynpunkt.
- Småhustakstolar kan byggas upp med virkesdelarna i ett plan såsom erfordras vid spikplåtar, medan större takstolar ofta kräver flera parallella och inbördes sammanbundna virkesdelar.

Småhusmarknaden var alltså mogen för att tillvarata de fördelar som spikplåtarna erbjuder - fördelar som kan sammanfattas på följande sätt:

- Spikarna placeras tätt, vilket ger god kraftupptagning per ytenhet förbindare.
- Förbanden tillverkas snabbt och säkert, då samtliga spikar pressas in i en operation med riktig inbördes placering.
- Mindre virke förbrukas per förband genom att skarvlappar och knutplattor av trä ersätts av plåten.
- Frånvaron av skarvlappar av trä ger släta sidoytor som minskar konstruktionernas utrymmesbehov vid lagring och transport.
- De släta sidoytorna underlättar även isolerings- och installationsarbeten, då inga urskärningar krävs, samtidigt som risken för ur värmeisoleringssynpunkt skadliga luftspalter i isoleringen minskar.

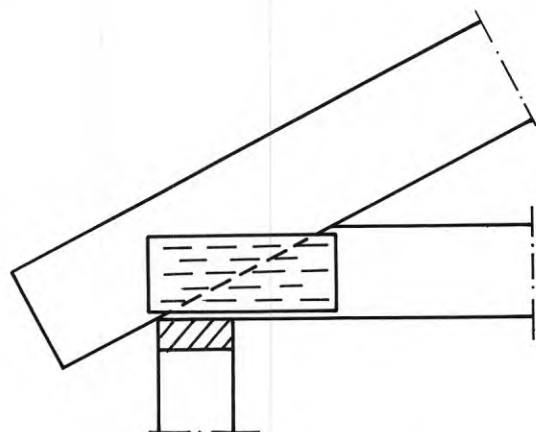
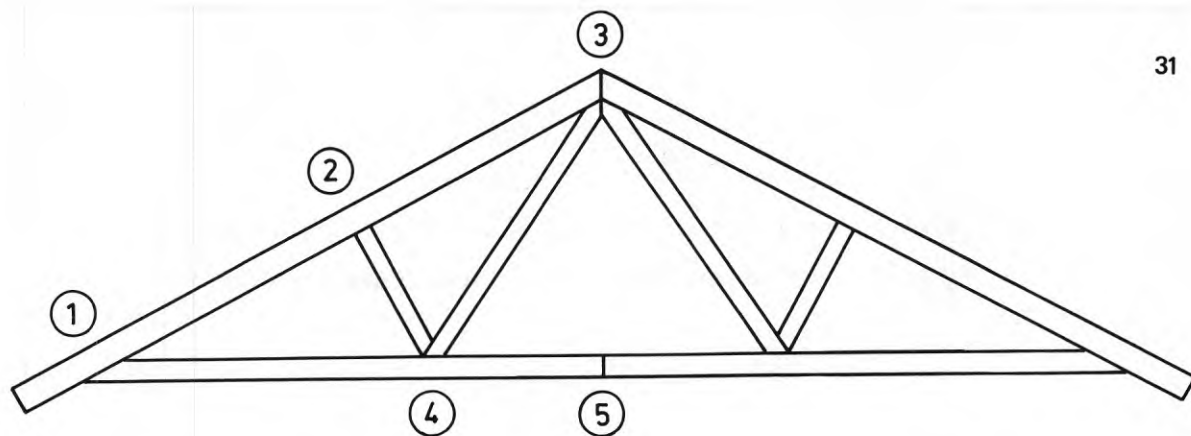
Den rationella tillverkning av framförallt fackverk som är möjlig med spikplåtar har haft mycket stor betydelse vid de större husfabrikernas expansion. Genom att man på samma fabriksyta kunnat flerdubbla takstolsproduktionen har man sluppit investera i nya lokaler för denna tillverkning, som vid konventionella spikmetoder kräver relativt stort utrymme. Även produktionen mätt i takstolar per mantimme ökar avsevärt när spikplåtar används.

1.2 Några särdrag hos spikplåtar

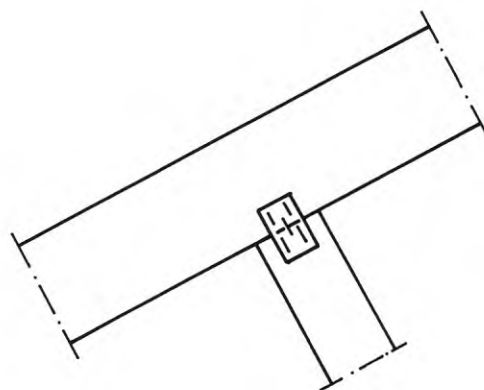
Spikplåtar uppvisar som förbindare vissa särdrag som skiljer dem från vanliga spikförband. När spikplåtar introducerades ville industrin dock inte invänta en noggrann utredning av dessa särdrag, utan med beaktande av de i föregående avsnitt nämnda fördelarna accepterades i stället provisoriska regler som bedömdes ge plåtstorlekar på säkra sidan. Innan dessa regler redovisas kan det vara lämpligt att nämna några av de speciella egenskaperna hos spikplåtsförband.

När spikarna stansas ut efterlämnas ett mönster av hål i den del av plåten som skall tjänstgöra som skarvlapp. Normalt är mönstret så utformat, att plåten erhåller anisotropa hållfasthetsegenskaper, dvs hållfastheten varierar i olika riktningar. Även trä är som bekant anisotropt, varför det är två anisotropa material som sammanfogas i ett spikplåtsförband. Anisotropin accentueras ytterligare av att spikarna har rektangulärt tvärsnitt med sidoförhållandet 1:2 à 1:3. Förbandets hållfasthet blir alltså genom anisotropin beroende av vinklarna mellan kraft-, fiber- och en för plåten definierad huvudriktning. Som plåtens huvudriktning anges normalt spikarnas längdriktning i stansmönstret. Av de tre anisotropivinklar som är avgörande för förbandets hållfasthet kan den tredje bestämmas när två av vinklarna är kända.

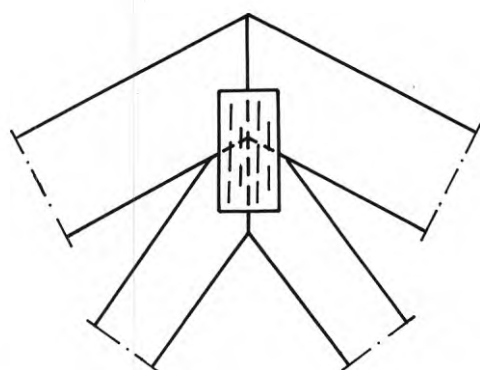
Även förbandens förskjutningsegenskaper påverkas av anisotropin, varför förskjutningsmodulen ej kan ges ett konstant värde, se /1/ avsnitt 4. Spikarnas täta placering, vilken som nämnts kan tillåtas tack vare plåtens armeringseffekt, medför att spikarna sitter så tätt att den enskilda spikens kraftupptagning influeras av intilliggande spikar. Spikens infästning i plåten ger dessutom ett inspänningsmoment mellan spik och plåt som bidrar till att skilja spikplåtarnas verkningssätt från vanliga spikförbands. Det är vidare tveksamt om man kan anta att yttre laster fördelas jämnt på spikarna i ett förband. Försök har visat att spänningarna vid dragprov är störst i de yttre delar av förbandet som löper vinkelrätt mot kraftriktningen - jämför med spänningsfördelningen i ett limförband. Från försök med spikade förband är dessutom bekant att storleken av det hålkanttryck (tryck mellan spik och trä) som kan upptas av virket, beror av formen på spikens tvärsnitt. I ett spikplåtsförband innebär det att det hålkanttryck som virket kan uppta beror såväl av hur plåten som fiberriktningen är orienterade i förhållande till den yttre kraften. Sammantaget innebär det nyss anförda att förankringshållfastheten för spikar i ett spikplåtsförband ej kan behandlas enligt samma metoder som används för spikarnas förankring i ett spikförband. I ett spikplåtsförband måste dessutom särskild uppmärksamhet ägnas åt plåtens förmåga att överföra krafter.



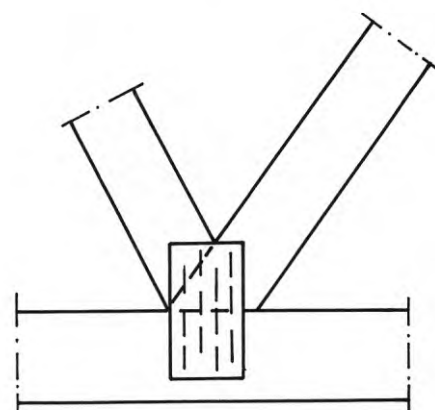
① TAKFOTSFÖRBAND



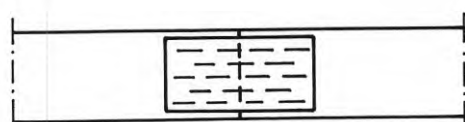
② DIAGONALENS INFÄSTNING I ÖVERRAMEN



③ TAKNOCK



④ KNUTPUNKT PÅ UNDERRAMEN



⑤ SKARV I RAMSTÅNG

FIG. 1.1 Exempel på hur spikplåtsförbanden utformas i ett W-fackverk. Namnet W-fackverk kommer av att livstängerna bildar ett W.

Ett annat problem är att man ur produktionssynpunkt önskar sammanföra stängerna i en knutpunkt så att de kan täckas med en plåt från vardera sidan av virket. När virket dessutom skall ligga i samma plan medför detta att man ofta får stora excentriciteter i knutpunkterna. De tillskottsspänningar som därvid uppträder måste tas upp inom förbandet. Samma problem uppträder i princip även vid spikade förband, men där kan normalt dessa extraspänningar negligeras med hänsyn till förbandsareans storlek. Spikplåtar däremot upptar så stor kraft per ytenhet att de förbindningsareor som erfordras för att uppta stångkrafterna blir förhållandevis små. Krav föreligger därför om att påkänningar på grund av excentriska stånganslutningar redovisas i de beräkningar som lägges till grund för dimensioneringen. I FIG 1.1 visas exempel på hur spikplåtsförbanden i ett W-fackverk brukar utformas. Fackverkets namn kommer av att livstängerna bildar ett W. Av figuren framgår att excentriciteten är störst i knutpunkt 1 och 4.

I nästa avsnitt skall visas hur man sökt beakta här anförda problem i de anvisningar som reglerar hur spikplåtar får användas.

1.3 Gällande bestämmelser

Tillåtna påkänningar kan, som framgått av avsnitt 1.2, ej beräknas med någon större noggrannhet ur tillgängliga data för i förbandet ingående material, utan Planverket föreskriver i stället att hållfasthetsegenskaperna för olika plåttyper skall bestämmas genom särskild förbandsprovning. För att resultat från provningar av olika plåttyper skall kunna jämföras krävs att provningarna utförs under likartade betingelser. För att uppnå detta utarbetade träkonstruktionsutskottet inom Nordiska kommittén för byggbestämmelser (NKB) ett förslag till riktlinjer för provning av spikplåtsförband och härledning av tillåtna påkänningar. Förslaget som accepterats som provningsnorm i de nordiska länderna, finns publicerat i NKB-skrift nr 13 (1970)/2/.

Syftet med NKB-riktlinjerna är att man med utgångspunkt från hållfasthetsegenskaperna hos ett antal typförband skall kunna ange uttryck för ett godtyckligt förbands hållfasthet. Spikarnas

förankringshållfasthet och plåtens draghållfasthet bestäms med hjälp av fyra olika typförband medan plåtens skjuvhållfasthet bestäms med hjälp av en särskild förbandstyp.

Den förbandstyp som används för att bestämma förbandets hållfasthet när kraftriktningen är vinkelrät mot fiber- och/eller plåtens huvudriktning har utformats så att sprickor uppträder i virket runt plåten när förbandet lastas till brott. Den därvid erhållna brottlasten är inget mått på spikarnas förankringshållfasthet, men förbandstypen har valts för att man i beräkningsanvisningarna velat undvika att införa särskilda regler för kontroll av påkänningar i träet runt plåten. Provet är väl motiverat om den yttre lasten angriper så att virket utsätts för dragpåkänningar vinkelrätt fibrenna. I övriga fall leder det ofta till att förbandets hållfasthet underskattas. Problem kring typprovning av förband diskuteras närmare i avsnitt 4 och 5.

Utförande och dimensionering av spikplåtsförband regleras för närvarande av en PM från Statens Planverk (tryckår 1971), se BIL 1. Reglerna bygger i huvudsak på riktlinjer utarbetade av NKB /2/.

Vid typprovningarna har det visat sig att förbandets anisotropi för de flesta plåttyper kan uttryckas som funktion av den största av vinklarna mellan kraft-, fiber- och plåtens huvudriktning. Detta förenklar uttrycken för tillåten påkänning. Vidare anger man ej tvärkraft per spik utan tillåten förankringshållfasthet per ytenhet förbindare.

Andra skillnader i reglerna för dimensionering av spikplåtsförband jämfört med motsvarande anvisningar för spikförband är att man utnyttjar att virket ligger i samma plan genom att dels medge att en stor del av tryckkraften överförs genom direkt kontakt mellan virkesdelarna, dels får man tillgodoräkna sig inverkan av friktion i förbandet.

För första gången för träförband har man som tidigare nämnts infört obligatoriska anvisningar om hur påkänningar i förbandet på grund av excentriska stånganslutningar skall kontrolleras.

Excentriciteten anses ge upphov till ett vridande moment, vars storlek ej får överskrida det tillåtna moment som erhålls enligt teorin för spikgrupper åverkade av moment, varvid, i avvaktan på särskilda undersökningar, antas att fogareans rotationscentrum sammanfaller med fogareans tyngdpunkt, när förbandet vrids. I stället för summan av kvadraterna på avståndet till enskilda spikar, räknas med fogareans polära tröghetsmoment, vilket motiveras av att spikarna sitter tätt. Påkänningen kontrolleras i den del av förbandet, där den kan förväntas vara störst, dvs i den punkt på fogareans periferi som ligger längst från rotationscentrum.

Påkänningarna i plåten kontrolleras för samma moment, varvid en Naviersk spänningsfördelning antas. Hur samtidig inverkan av moment och axialkraft skall beaktas, anges relativt schablonartat i nuvarande anvisningar.

I ett meddelande från STFI /3/ ges exempel på hur nuvarande regler kan tolkas vid dimensionering av ett W-fackverk.

1.4 Tidigare forskning kring spikplåtsförband

När spikplåtar introducerades i Sverige, sökte man vid bedömningen av den nya förbindaren i första hand dra nytta av de amerikanska erfarenheter som förelåg. I USA hade de större tillverkarna och användarna bildat ett särskilt institut för utveckling av spikplåtar och konstruktioner med spikplåtsförband. Institutet som går under namnet Truss Plate Institute, utarbetar även anvisningar för dimensionering av spikplåtsförband. De senaste kom 1970 /4/.

Utvecklingen av nya plåttyper i USA bedrivs närmast efter en "trial and error"-metod, där man stansar upp ett antal typer med olika spikmönster och spiklängd, varefter man provar de olika typernas förankringshållfasthet med hjälp av enkla dragförband.

De slutliga dimensioneringsanvisningarna däremot är baserade på provningar av hela konstruktioner. Med ledning av provningsresultaten har man för olika konstruktionstyper utarbetat enkla

schablonuttryck såväl för dimensionering av förbanden som virket. I beräkningsuttrycken tas indirekt hänsyn till förskjutningarna i förbanden.

Det amerikanska materialet är relativt svåröverskådligt och bjuder på svårigheter om man vill anpassa det till andra konstruktionstyper och lastfall. Enkla försök med dragförband vid STFI visade dessutom att de amerikanska grundvärdena för spikarnas förankringshållfasthet ej var tillämpliga för svenskt virke, beroende på skillnader i hållfasthetsegenskaper mellan svenskt och amerikanskt virke.

Motsvarande erfarenheter gjordes på flera håll i Europa samtidigt som industrin tryckte på för att få tillstånd att använda den nya förbindaren. Att även i Europa bygga upp det baskunnande om egenskaperna hos hela konstruktioner med spikplåtsförband som amerikanerna förfogar över ansågs alltför dyrbart och tidskrävande. Istället sökte man utarbeta dimensioneringsregler på grundval av enkla typförband på sätt som beskrivits under 1.3. I Norden resulterade detta arbete i de tidigare omnämnda NKB-riktlinjerna (1970). Efter hand som användningen av spikplåtar ökat, har krav väckts dels om noggrannare beräkningsmetoder, dels om regler för godkännande vid fullskaleprovning av takstolar. På sistnämnda punkt kan man säga att engelsmännen var först genom att i 1967 års tränorm ta steget fullt ut och införa anvisningar för fullskaleprovning av takstolar. I Norden har vi följt efter och för närvarande föreligger ett förslag från NKB med titeln "Riktlinjer för typprovning av träkonstruktioner" (1972). Förslaget täcker mer än enbart provning av konstruktioner med spikplåtsförband, men man kan säga att det är spikplåtarna som har aktualiserat behovet av typprovning.

Typprovning är dock en alltför dyrbar och tidskrävande metod om det inte rör sig om produkter som skall produceras i mycket långa serier. En billigare metod är att vidga registret av typförband för att på så sätt nå större kunskap om spikplåtsförbandens egenskaper. Här kan bland annat nämnas undersökningar av Aune /5/.

Även i Sverige pågår sedan några år sådana vidgade förbandsundersökningar vid STFI. Hittills har i första hand grundläggande frågor behandlats. Bland annat har förankringen mellan spikgrupper och trä studerats mera ingående än vad som är vanligt vid typprovning av en ny plåttyp. De erhållna resultaten kan därför användas för att bedöma hållfasthet och styvhet för förband som normalt ej omfattas av en vanlig typprovning. Undersökningen har utförts under ledning av tekn dr Bengt Norén. Resultaten kommer att publiceras i en särskild rapport från Byggforskningen. Här skall bara i några korta ord belysas vad arbetet gått ut på.

Särskild uppmärksamhet har ägnats åt förskjutningsdata och hållfasthet för förankringen mellan spikar och trä under inverkan av verkets anisotropi och volymvikt. Huvuddelen av undersökningen har utförts med specialtillverkade sk referensplåtar, där separata runda spikar av olika längd och tjocklek fästs i förborrade hål i en ungefär 10 mm tjock plåt. Spiktäthet och spikgruppens storlek har varierats inom gränser som omfattas av ett flertal av de kommersiella plåtarna. Vad man inte kunnat beakta med den valda försöksutformningen är hur plåtens anisotropi, de utstansade spikarnas inspanning i plåten och spikarnas rektangulära form i ett vanligt spikplåtsförband inverkar på förbandets förskjutning och hållfasthet. Det övervägdes att studera inverkan av det sistnämnda men kostnaden per prov visade sig bli så stor att projektet övergavs.

En viktig del av undersökningen var att belysa förhållandena vid vridning och vid samtidig vridning och translation av en spikgrupp, vilka är av betydelse då giltigheten av nu tillämpade beräkningsmodeller för dessa påkänningstyper skall bestämmas. Styrd vridning har dock ej beaktats i undersökningen, varför resultaten ej direkt kan tillämpas på vanliga spikplåtsförband.

Resultaten ger vissa anvisningar om hur spikarna bör placeras i en spikplåt för att förankringshållfastheten skall bli så hög som möjligt. Ännu återstår dock att anpassa ett stansningsmönster som medger att spikarna får den önskade placeringen utan att sam-

tidigt plåtens hållfasthet sjunker så lågt att den på ett tidigt stadium blir dimensionerande.

Erfarenheterna från Noréns grundläggande undersökning följs nu upp och byggs på med provningar vid STFI av i handeln tillgängliga spikplåtar. Avsikten är att ta fram anvisningar som gör det möjligt att tillvarata spikplåtsförbandens speciella egenskaper. Det uppföljande arbetet inleddes med en undersökning av hur virkets fuktkvot och volymvikt inverkar på ett spikplåtsförbands hållfasthet och förskjutning /1/. Där behandlas även hur ofullständig inpressning av spikarna i ett förband inverkar på förbandets hållfasthet och deformationer. Tyngdpunkten i /1/ ligger dock på behandlingen av träbalkar längdskarvade med spikplåtsförband. En modell för att dimensionera sådana skarvar utsetta för moment, dragkraft och/eller tvärkraft presenteras. Modellen tar även hänsyn till deformationerna i förbandet.

Föreliggande rapport behandlar resultat från den fortsatta uppföljningen av spikplåtsförband som utförts vid STFI, varvid tyngdpunkten lagts på förband i träfackverk.

1.5 Behov av fördjupade kunskaper om spikplåtsförband

Efter det att nuläget för tillverkning, användning, utförande och forskning kring spikplåtsförband redovisats, presenteras här några frågor kring vilka fortsatt forskning krävs. Utan att rangordna problemen kan följande områden anges, där nuvarande anvisningar behöver kompletteras:

- Anvisningar för beaktande av förbandens anisotropi, vilka medger särbehandling av fall där dragpåkänningar uppträder vinkelrätt fibrerna.
- Anvisningar för att beräkna tillåtna excentrisitetsmoment i knutpunkterna vilka tar hänsyn till anliggningen mellan virkesdelarna. I och med att kontakt uppstår mellan virkesdelarna erhåller man en styrd vridning som medför att vridningscentrum normalt ej sammanfaller med fogareans tyngdpunkt, vilket antas idag.
- Anvisningar för att dimensionera tryckta stänger längdskarvade med spikplåtsförband. I första hand måste knäckningsförloppet utredas.
- Anvisningar om hur sammansatta påkänningstillstånd skall behandlas.

- Anvisningar om vilka rörelser som kan förväntas i förbanden.

Dessutom vore det önskvärt med anvisningar om hur konstruktioner med spikplåtsförband skall behandlas ur statisk synpunkt för att förbindarens fördelar skall kunna utnyttjas till fullo, exempelvis genom att viss momentöverföring får utnyttjas i förbanden.

Kompletteringar erfordras alltså på ett flertal punkter i nuvarande bestämmelser. Avsikten är att föreliggande undersökning skall lämna underlag för en del av dessa kompletteringar. Vissa avgränsningar har dock erfordrats i målsättningen, vilket framgår av nästa avsnitt.

2 MÅLSÄTTNING OCH ALLMÄN UPPLÄGGNING

Som framgått av framställningen i föregående avsnitt, har spikplåtar redan en vidsträckt användning, men att frågetecken ännu finns om hur konstruktionerna skall dimensioneras. För takkonstruktioner med lutning under 1:4 och låg höjd i takfoten saknas bl a beräkningsmetoder som även redovisar nedböjningen, vilket är en brist då denna ofta blir dimensionerande.

Om man vill dimensionera en takstol med spikplåtsförband, så att dess bärförmåga utnyttjas optimalt, måste man utgå från en kvasimonolitisk beräkningsmodell. Uttrycket kvasimonolit används här för att markera att det rör sig om konstruktioner, där förskjutningarna i förbanden inte kan försummas. Sådana beräkningsmetoder finns behandlade i litteraturen, men de förutsätter normalt kunskaper om förbandens förskjutningsegenskaper som idag saknas för spikplåtsförband, se t ex /6/. Inga riktlinjer finns heller utarbetade om hur förskjutningarna skall mätas för att resultaten skall kunna tillämpas i dessa beräkningsmodeller. Man kan t ex förmoda att resultat från enskilda typförband inte är tillfredsställande då man i ett sådant försök normalt inte kan ta hänsyn till förbandets inspänningsförhållanden på ett korrekt sätt. Detta medför i sin tur att man blir hänvisad till fullskaleprov på hela konstruktioner för att få fram korrekta förskjutningsvärden. En sådan datainsamling kan lämpligen ske i samband med den typprovningsverksamhet som omnämnts under 1.4. Det kommer dock att ta tid att bygga upp ett sådant erfarenhetsunderlag.

När föreliggande undersökning planlades, utgicks från antagandet att de nu använda metoderna att dimensionera virke och förband oberoende av varandra (dvs med försummande av konstruktionens kvasimonolitiska karaktär) kommer att dominera under rätt lång tid. Därav följer att krafter och moment kommer att bestämmas på samma sätt som tidigare i de konstruktioner där spikplåtar redan används. Huvuduppgiften i dessa fall blir då att utforma beräkningsanvisningar för förbanden medan man inom vissa gränser försummar hur förbandens utformning påverkar spänningsfördelningen i hela konstruktionen.

När det gäller de konstruktioner som i inledningen betecknats som låga är bilden något annorlunda. Där finns idag inga enkla vedertagna metoder som kan transformeras till spikplåtsområdet. Framförallt kan man inte som normalt görs vid högre takfackverk försumma nedböjningen. Samtidigt har låga takkonstruktioner fått allt större efterfrågan på marknaden, varför det från industrins sida har väckts önskemål om att beräkningsmetoder utformas som gör det möjligt att dimensionera dessa fackverk och då även redovisa nedböjningen. Här kan man då inte längre försumma rörelserna i förbanden. Frågan tas upp till behandling i föreliggande rapport och för att finna en lösning har fullskaleprov av hela konstruktioner tillgripits.

Sammanfattningsvis avgränsas alltså undersökningen till att gälla följande:

- a) Att utarbeta anvisningar som gör det möjligt att med ökad noggrannhet dimensionera spikplåtsförbanden i de konstruktioner där de normalt används idag utan att närmare gå in på hur förbandens utformning påverkar fördelningen av krafter och moment i konstruktionen som helhet.
- b) Att söka vidga användningsområdet för spikplåtar så att det även kommer att omfatta konstruktioner med låg konstruktionshöjd.

För att i någon mån mildra inskränkningen under a) redovisas förskjutningsvärden för de provade förbanden och förslag till förskjutningsmoduler kommer att lämnas. I avvaktan på att försök med hela konstruktioner hunnit genomföras, bör dessa värden kunna användas i de noggranna beräkningsmodeller som bearbetas på flera håll, bl a vid Norsk Treteknisk Institutt /6/ och som nära nog förutsätter tillgång till datorer för att dimensioneringstiden per takstol skall kunna begränsas till en rimlig omfattning.

Undersökningen är genomförd i tre huvudetapper, där den första ägnas åt grundläggande förbandsegenskaper, den andra åt provning i full skala av olika takstolsförband och den tredje åt dimensionering av konstruktioner med låg konstruktionshöjd. Etapperna är ej genomförda i kronologisk ordning, vilket framgår av deras uppläggning. En mera detaljerad redovisning av bakgrund och syfte kring varje deletapp lämnas successivt i rapporten.

3 VAL AV SPIKPLÅTAR FÖR UNDERSÖKNINGEN

För närvarande är sex typer av spikplåtar godkända på den svenska marknaden, nämligen i bokstavsordning: Gang-Nail, Hydro-Nail, Spikplåt typ T, Struct-O-Nail, Truss Canada och Twina-plate. De fyra förstnämnda har mycket likartade spikmönster och ungefär samma tillåtna påkänningar. Truss Canada och Twina-plate har än så länge en relativt begränsad marknad i Sverige, varför undersökningen har inriktats på de fyra förstnämnda. Av dessa har Hydro-Nail en marknadsandel på ungefär 50 %. Då plåttyperna är inbördes lika, har valts att i undersökningen endast använda spikplåtar av märket Hydro-Nail. Resultaten kan dock i flertalet fall göras gällande även för de andra plåttyperna. Eventuellt kan dock vissa kompletterande försök erfordras för andra typer, speciellt när det gäller förbandens förskjutningsegenskaper.

Andra motiv för att använda Hydro-Nail är att de ingått i tidigare undersökningar, såväl vid STFI som i Norge /5/. Ur jämförelsesynpunkt är det då värdefullt att ha samma plåttyp.

Hydro-Nail spikplåtar tillverkas i två typer, betecknade E och S. S-typen är på utgående i Sverige, varför endast E-typen omfattas av provningarna. Spikplåtarna tillverkas i England och måttsätts fortfarande med nominella mått i tum. Här har dessa i fortsättningen avrundats till mm. Utgångsmaterialet är 1,3 mm tjock varmgalvaniserad plåt i bredder från 25 mm (1") till 152 mm (6") och i längder från 75 mm (3") till 382 mm (15"). Bredden ökas i jämna steg om 25 mm (1") och längden i steg om 38 mm (1,5"). Speciallängder kan erhållas på begäran. Det stål som används i plåtarna är betecknat CR 4/GP enligt British Standard (BS) 1449 del IB. Plåtmaterialen har en brotttdraghållfasthet av i medeltal 350 MN/m^2 . Plåtarna är varmgalvaniserade enligt BS 2989 klass 2A. I Sverige är Hydro-Nail E typgodkänd enligt Planverkets intyg nr T 1002/71.

Två olika typer av spikar stansas ut ur plåten i ett regelbundet mönster enligt FIG 3.1. I figuren är de två spiktyperna betecknade A och B. Typ A har en längd av 15,9 mm (0,625") och typ B en

längd av 15,8 mm (0,622") plåtens tjocklek inräknad. Bredden för typ A är 2,9 mm och för typ B 2,5 mm. Som framgår av FIG 3.1 är spetsarna olika utformade för typ A och B. Enligt uppgift är spetsen på typ B osymmetrisk för att spiken skall tränga in något snett i virket. Avsikten är att härigenom öka spikens förmåga att motstå axiell dragning, vilket kan minska risken för skador vid hantering av färdiga konstruktioner.

Vid bedömningen av resultaten har normalt ingen skillnad gjorts mellan spiktyperna. I tungt virke (volymvikt över 500 kg/m^3) har tidigare visats /1/ att brott i dragpåkända förband, under vissa betingelser beträffande plåtens storlek, utlöses i spiktyp B, dvs den smalare typen på grund av att spiken skjivas av.

Plåtens storlek anges som bredden b vinkelrätt huvudriktningen gånger längden a i huvudriktningen, dvs $b \times a$. Huvudriktningen sammanfaller som nämnts med spikarnas längdriktning i stansmönstret.

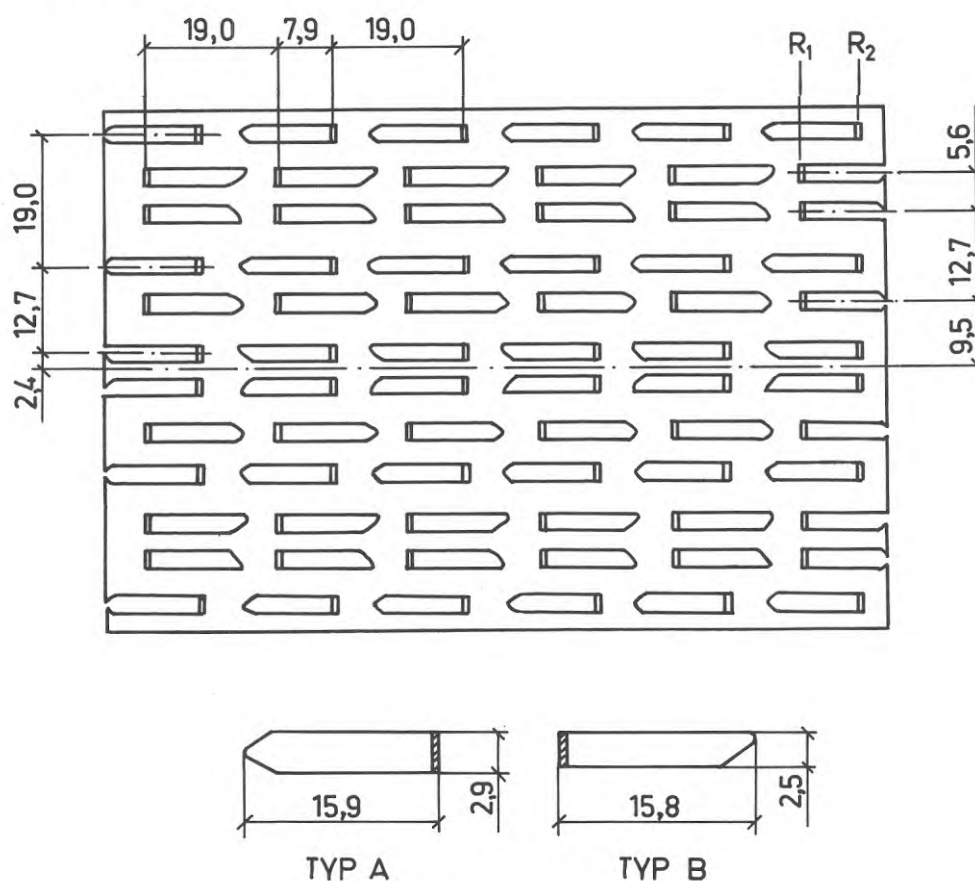


FIG 3.1 Spikmönstrets utseende för Hydro-Nail E. Observera att två olika spiktyper ingår. R anger spikrader.

4 GRUNDDATA FÖR SPIKPLÅTSFÖRBAND

4.1 Bakgrund och syfte

Som tidigare nämnts beror hållfastheten hos ett spikplåtsförband av spikarnas förankringshållfasthet, plåtens förmåga att uppta normalkrafter samt plåtens skjuvhållfasthet.

Förankringshållfastheten τ_{α} anges av praktiska skäl i MN per m² fogarea. Hela fogarean är dock inte lika verksam vid kraftupptagningen, då spikar som sitter nära virkets kanter eller fogen mellan virkesdelarna ej kan uppta samma last som de övriga på grund av att de erhåller en sämre förankring i virket. För att kunna ge ett konstant värde på förankringskraften per ytenhet oberoende av plåtens storlek har man därför valt att införa vissa reduktionsregler för fogarean vari anges att arean hos den del av plåten som ligger närmare virkeskanten än 5 mm ej får medräknas. På ömse sidor om foglinjen skall man dessutom räkna bort en remsa med 10 mm bredd, mätt i kraftriktningen, dock minst 5 mm vinkelrätt fogen, se FIG 4.6a i BIL 1. Den återstående arean benämnes effektiv area och är den area som medräknas vid kraftupptagningen. De angivna måtten kan variera något för olika plåttyper.

Tillåtet värde på förankringshållfastheten uttrycks som funktion av den största av vinklarna mellan kraft-, fiber- och plåtens huvudriktning, se ekv (1) i BIL 1.

Tillåten normalpåkänning p_{α} per breddmeter plåt uttrycks i MN per m plåt mätt vinkelrätt kraftriktningen, hålen inberäknade. Även här uppträder i vissa fall randeffekter som gör att man tvingas frånga bruttomåtten för att kunna ge ett konstant värde på normalpåkänningen, oavsett plåtens bredd vinkelrätt kraftriktningen. Dessa effekter kommer av att plåtarna stansas upp i långa band, som sedan klipps i önskade längder. Vinkelrätt huvudriktningen erhålls då en ojämn plåtkant där inskärningar på upp till en tandlängd kan förekomma. Vid dragpåkänningar vinkelrätt plåtens huvudriktning får naturligtvis dessa inskärningar större inverkan vid kort bruttbredd vinkelrätt kraft-

riktningen än vid lång. För att komma ifrån problemet har man infört en sk effektiv plåtbredd, definierad som den plåtbredd vinkelrätt kraftriktningen som återstår när plåtarean reducerats med en c mm bred remsa längs de kanter som löper vinkelrätt mot plåtens huvudriktning, se FIG 4.6b i BIL 1. För Hydro-Nail E gäller $c=10$ mm.

Även plåten är som nämnts anisotrop, men här behöver man endast ta hänsyn till vinkeln mellan kraftriktningen och plåtens huvudriktning, se ekv (4) i BIL 1.

Den tillåtna skjuvpåkänningen s_{α} hos plåten anges på motsvarande sätt som normalpåkänningen i MN per m, men här räknar man per effektiv foglängd. Den effektiva foglängden är den foglängd som återstår när plåtarean reducerats på samma sätt som när effektiv plåtbredd bestäms. För närvarande anges två värden på plåtarnas skjuvhållfasthet, nämligen ett som gäller då i huvudsak dragspänningar uppträder i plåten till följd av skjuvningen och ett då i huvudsak tryckspänningar uppträder. I det senare fallet bucklas plåten när förbandet belastas till brott. Man brukar benämna de olika påkänningstillstånden dragskjuvning respektive tryckskjuvning. Skillnaden framgår av FIG 4.1

Tillåtna påkänningar fastställs som nämnts under 1.3 med hjälp av typprov utförda enligt anvisningar i /2/. De förbandstyper som används framgår av FIG 4.1. Typ II enligt figuren är ett specialfall av typ III. Varje huvudtyp är i sin tur uppdelad i undertyper som medger att olika anisotrikombinationer testas. Typ IV används mera sällan, då den förutsätter att plåtarna specialsågas om man vill undvika inverkan av excentriciteter i förbanden.

Förankringshållfastheten hos en ny typ av spikplåtar anges därför oftast med ledning av resultat från förbandstyperna I, II och III enligt FIG 4.1. Vid såväl typ II som III spricker normalt virket i underliggaren på grund av dragspänningar vinkelrätt fibrerna när proverna belastas till brott. I dessa fall utgör den erhållna brottlaster inget mått på spikarnas verkliga

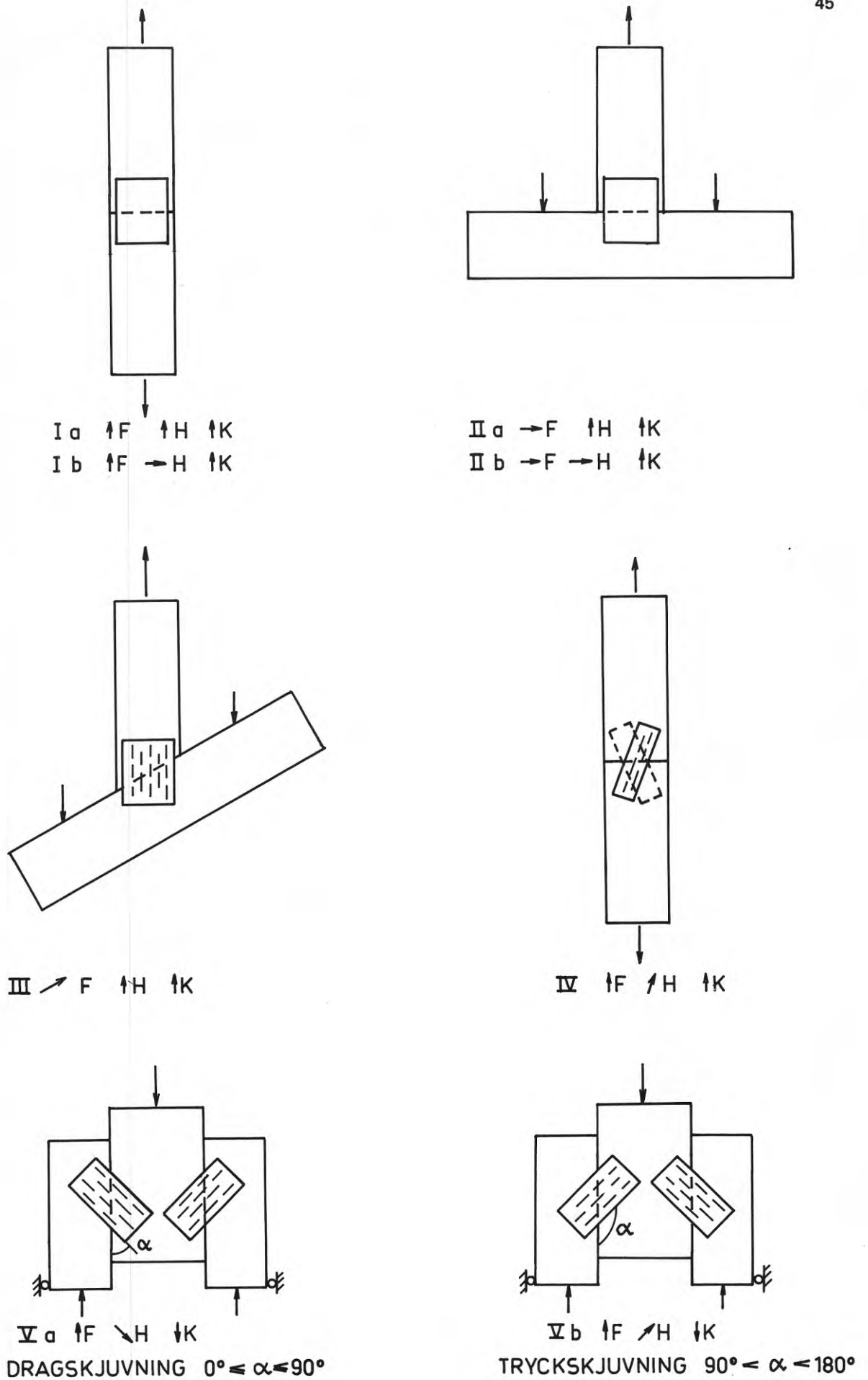


FIG. 4.1 Förbandstyper använda vid typprovning av spikplåtsförband. F anger fiberriktningen, H plåtens huvudriktning och K kraftriktningen.

förankringshållfasthet. Trots det grundas tillåten förankringshållfasthet vid olika vinklar mellan kraft-, fiber- och plåtens huvudriktning på dessa brottyper och i stället avstår man från att införa särskilda anvisningar för kontroll av dragspänningar vinkelrätt fibrerna. Från normskrivarnas sida är man väl medveten om svagheten i detta system, men regeln har tillämpats i avvaktan på att försöksunderlag kommer fram, som medger ett mera differentierat synsätt. Det nuvarande systemet är framförallt behäftat med följande svagheter:

- 1) Det förutsätter att man vid provningen förmår beakta de farligaste lastfall med påkänningar vinkelrätt fibrerna som verkligen uppträder i praktiken.
- 2) Förfaringssättet att i reduktionsuttrycket för förankringshållfastheten använda den största av anisotropivinklarna medför att man vid lastfall där vinkeln mellan kraftriiktning och fiberriktning är liten underskattar förbandens hållfasthet och erhåller på så sätt dålig materialekonomi.

Ett sätt att lösa problemet är att ange ett värde för tillåten förankringshållfasthet när risk för sprickbrott inte föreligger och sedan komplettera med särskilda anvisningar för kontroll av virkets hållfasthet när dragpåkänningar uppträder vinkelrätt fibrerna. Metoden förutsätter att tilläggsanvisningarna kan begränsas till rimlig omfattning. I föreliggande rapport görs ett försök att lösa problemet på nyssnämnt sätt. Frågan om farligaste lastfall behandlas i avsnitt 5, varför försöken i innevarande avsnitt inriktats på att bl a bestämma tillåten förankringspåkänning när dragpåkänningar inte uppträder vinkelrätt fibrerna.

Aune har i /5/ behandlat inverkan av förbandens anisotropi och därvid hållit isär betydelsen av vinkeln α_1 mellan kraftriiktning och fiberriktning och av vinkeln α_2 mellan kraftriiktningen och plåtens huvudriktning för förbandens hållfasthet. FIG 4.2 hämtad ur /5/ visar hur förankringshållfastheten varierar vid olika kombinationer av dessa vinklar. Med den målsättning som uttalats för föreliggande avsnitt är i första hand kurvan för $\alpha_1=0$ i FIG 4.2 av intresse. För fall där α_1 varit skilt från noll redovisar även Aune tendenser till sprickbrott, vilket indikerar att resultaten i dessa fall är knutna till de upplagsfall som använts.

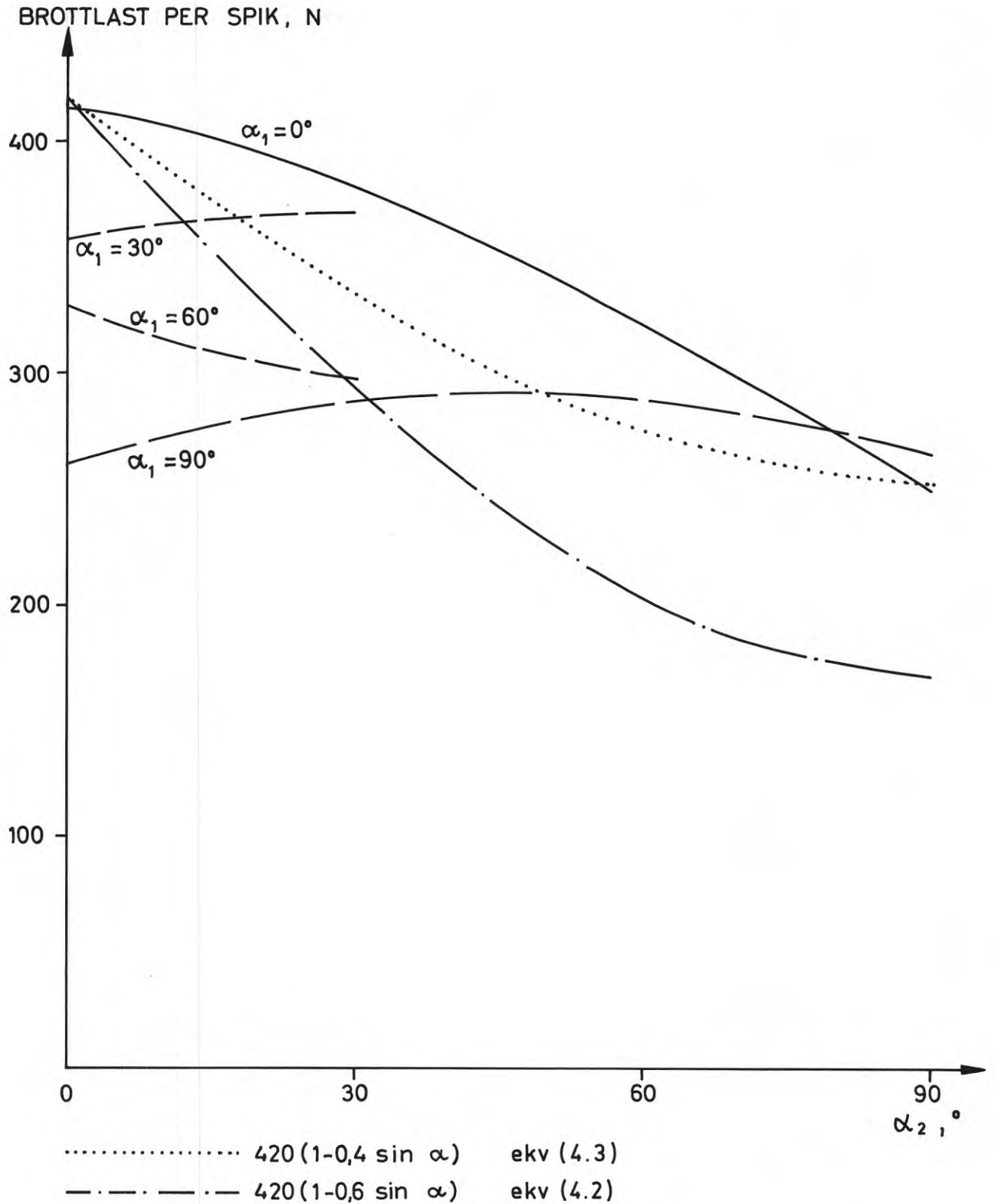


FIG 4.2 Brottlasten per spik som funktion av vinklarna α_1 och α_2 . Med α_1 avses vinkeln mellan kraftriktning och fiberriktning och med α_2 vinkeln mellan kraftriktning och plåtens huvudriktning. Som jämförelse är inlagt motsvarande samband enligt ekv (4.2) och (4.3). Med α avses den största av vinklarna α_1 och α_2 .

Innan diskussionen av Aunes resultat fortsätter, skall här först redovisas hur tillåten förankringshållfasthet τ_α anges i Sverige. Det sker med hjälp av följande ekvation

$$\tau_\alpha = \tau_0(1 - C_1 \sin\alpha) \quad (4.1)$$

där τ_0 anger förankringshållfastheten när kraft-, fiber- och plåtens huvudriktning sammanfaller

α anger den största av anisotropivinklarna

C_1 är en konstant, beräknad ur provningsresultaten som

$$1 - \tau_{90} / \tau_0$$

För Hydro-Nail E anges för C_1 värdet 0,6.

Aune har, som framgår av FIG 4.2 redovisat sina resultat i last per spik. Tillämpas det svenska betraktelsesättet enligt ekv (4.1) på Aunes resultat, men omräknat till last per spik, erhålls följande uttryck, där 420 N står för brottvärdet när $\alpha_1 = \alpha_2 = 0$:

$$P_{br} = 420(1 - 0,6 \sin\alpha) \quad (4.2)$$

Sambandet är inlagt med streckprickad linje i FIG 4.2, varvid α tänkes avsatt efter den horisontella axeln. Man ser att ekv (4.2) ger brottvärden som väsentligt understiger Aunes. Definieras nu i stället faktorn C_1 med ledning av Aunes resultat, erhålls med värden hämtade ur FIG 4.2 $C_1 = 1 - 250/420 \approx 0,4$. Detta värde på C_1 infört i ekv (4.2) ger

$$P_{br} = 420(1 - 0,4 \sin\alpha) \quad (4.3)$$

Detta samband är inlagt med prickad linje i FIG 4.2. Man ser att även ekv (4.3) underskattar den verkliga brottlasten, men att man närmast sig Aunes värden jämfört med ekv (4.2). Skillnaden gentemot Aunes fall $\alpha_1 = 0$ är dock så stor att ekv (4.3) kan användas som uttryck för brotthållfastheten, även om man som värde på α väljer den största av vinklarna α_1 och α_2 . Accepterar man Aunes testfall för påkänningar vinkelrätt fibrerna som de farligaste, skulle alltså uttrycket enligt ekv (4.3) kunna läggas till grund

för beräkning av en tillåten förankringspåkänning uttryckt enligt NKB:s principer. Den omräkning från brottlast till tillåten last som erfordras påverkar ej detta påstående. Här accepteras dock ej Aunes testfall vinkelrätt fibrerna som de farligaste, men däremot tas hans resultat till utgångspunkt för att söka visa att tillåten förankringspåkänning för Hydro-Nail E när fiberriktning och kraftriktning sammanfaller kan uttryckas som (jfr ekv (4.1))

$$\tau_{\alpha} = \tau_0(1-0,4\sin\alpha) \quad (4.4)$$

Avsikten är dessutom att lägga upp dessa försök så att resultaten ger upplysning om hur vinkeln mellan kraftriktning och plåtens huvudriktning inverkar på tillåten normalkraft för plåten. Ett annat syfte med de försök som redovisas i föreliggande avsnitt är att studera hur plåtens skjuvhållfasthet påverkas av vinkeln mellan kraftriktning och plåtens huvudriktning. Andra frågor av intresse i detta sammanhang är hur plåtens foglängd liksom hur relationen mellan fogarea och foglängd inverkar på plåtens förmåga att uppta skjuvspänningar. Med relationen mellan fogarea och foglängd avses om fogarean är överdimensionerad i förhållande till den skjuvkraft som plåten kan uppta eller ej.

I nuvarande anvisningar lämnas ett tillåtet värde vid dragskjuvning och ett annat vid tryckskjuvning. För Hydro-Nail E är dessa värden 0,05 MN/m resp 0,03 MN/m. Orsaken till att värdet för tryckskjuvning ligger så lågt jämfört med värdet för dragskjuvning är att plåten bucklas vid tryckskjuvning. Som framgår av FIG 4.1 tillämpas dragskjuvning när vinkeln α mellan kraftriktning och huvudriktning är mindre än eller lika med 90° , medan tryckskjuvning råder när vinkeln är större än 90° . Vid vinklarna 0° (180°) och 90° ändras alltså värdet för tillåten skjuvspänning språngvis utan att något i plåtens uppbyggnad talar för detta. Orsaken är i stället att nuvarande tillåtna påkänningar är grundade dels på det lägsta värdet vid tryckskjuvning, dels på ett ungefärligt medelvärde vid dragskjuvning. Avsikten med de skjuvförsök som redovisas i fortsättningen är att försöka ge en mera nyanserad bild av plåtens skjuvhållfasthet.

4.2 Försöksuppläggning och omfattning

Förbandstyp IV enligt FIG 4.1 har använts för att bestämma spikarnas förankringshållfasthet när kraft- och fiberriktning sammanfaller, medan vinkeln mellan kraftriktning och plåtens huvudriktning varierar. För att undvika excentriciteter har de provade plåtarna sågats ut ur större plåtar. Provkropparnas utseende framgår av FIG 4.3. Metoden att såga ut provplåtarna ur större plåtar kan ge felaktiga randvillkor, men felet torde normalt vara försumbart. De hållfasthetsvärden som redovisas när kraftriktning och fiberriktning sammanfaller med plåtens huvudriktning är hämtade ur /1/ avsnitt 4. De valda plåtstorlekarna är, som framgår av FIG 4.3, relativt små. Större storlekar ger emellertid plåtbrott och är således ointressanta vid bestämning av förankringshållfastheten. Nackdelen med små plåtar är att skillnaden mellan effektiv fogarea och bruttoarea blir stor, samtidigt som man naturligtvis inte kan bortse ifrån att även spikar utanför den effektiva arean upptar en del last, vilket medför att förankringshållfastheten för den effektiva fogarean överskattas. Ett alternativ som diskuterades var att helt enkelt klippa bort de spikar, som ligger utanför den effektiva arean, men det ger upphov till helt andra randeffekter och därmed nya osäkerheter, varför idén övergavs. I stället beslöts att redovisa resultaten beräknade såväl på den effektiva arean som på bruttoarean. För $\alpha=90^\circ$ har tre olika plåtstorlekar testats för att något belysa hur den effektiva fogareans form inverkar på resultaten. Endast två av dessa storlekar redovisas i FIG 4.3. Den tredje plåten mätte 50x114 mm.

Vilka vinklar mellan kraftriktning och plåtens huvudriktning som har testats framgår av FIG 4.3. För varje vinkelkombination och plåtstorlek utfördes 5 prov.

Plåtens skjuvhållfasthet bestämdes med hjälp av förbandstyp V enligt FIG 4.1. Utöver inverkan av vinkeln mellan kraftriktning och plåtens huvudriktning ansågs det, som nämnts, intressant att studera om skjuvhållfastheten var beroende av om förankringsarean var överdimensionerad eller ej. De plåtstorlekar som ingår i undersökningen har därför valts så att denna fråga har kunnat

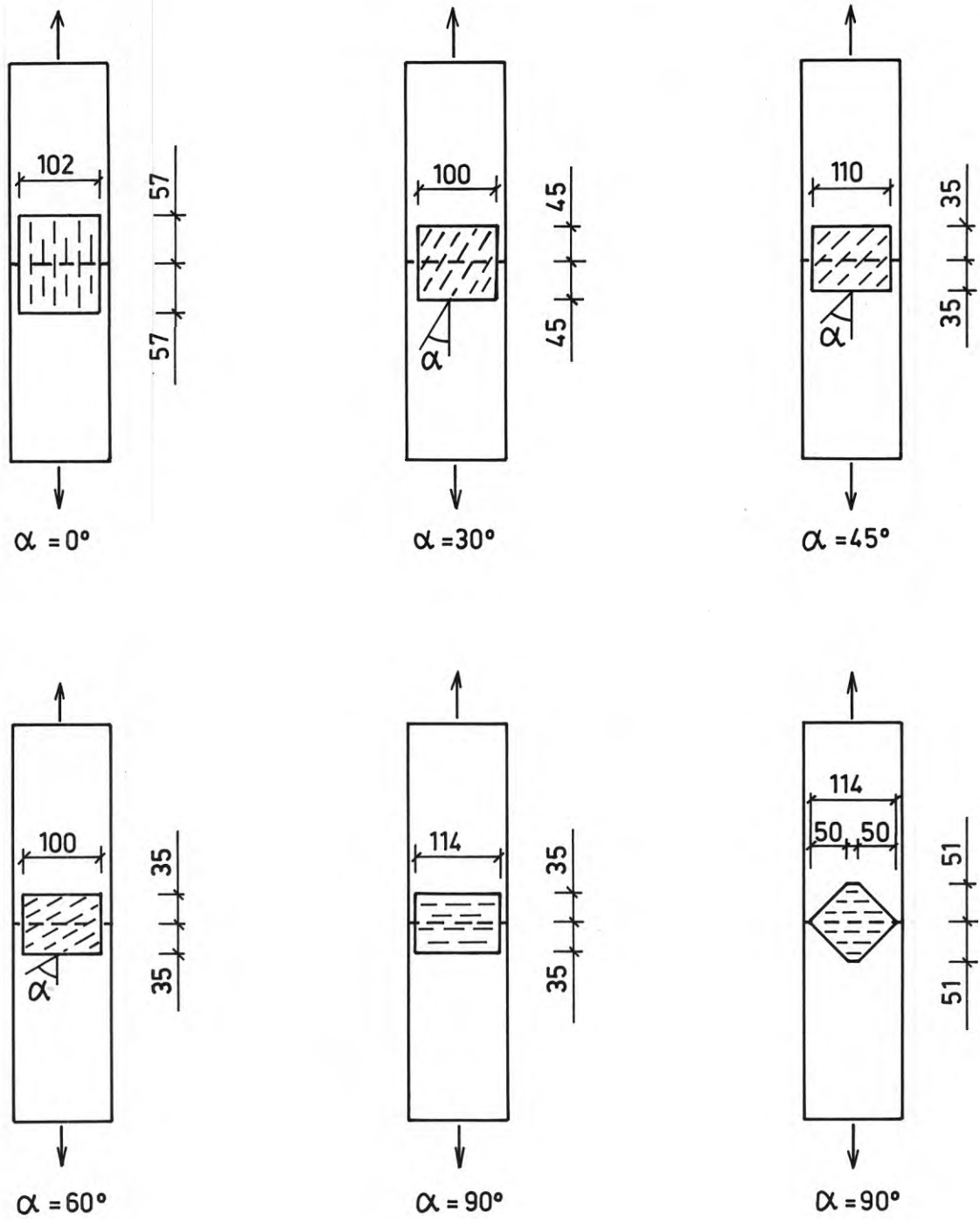


FIG. 4.3 Dragförband använda för att bestämma spikarnas förankrings-hållfasthet när kraft- och fiberriktning sammanfaller medan plåtens huvudriktning avviker vinkeln α . Risk för sprickbrott föreligger ej.

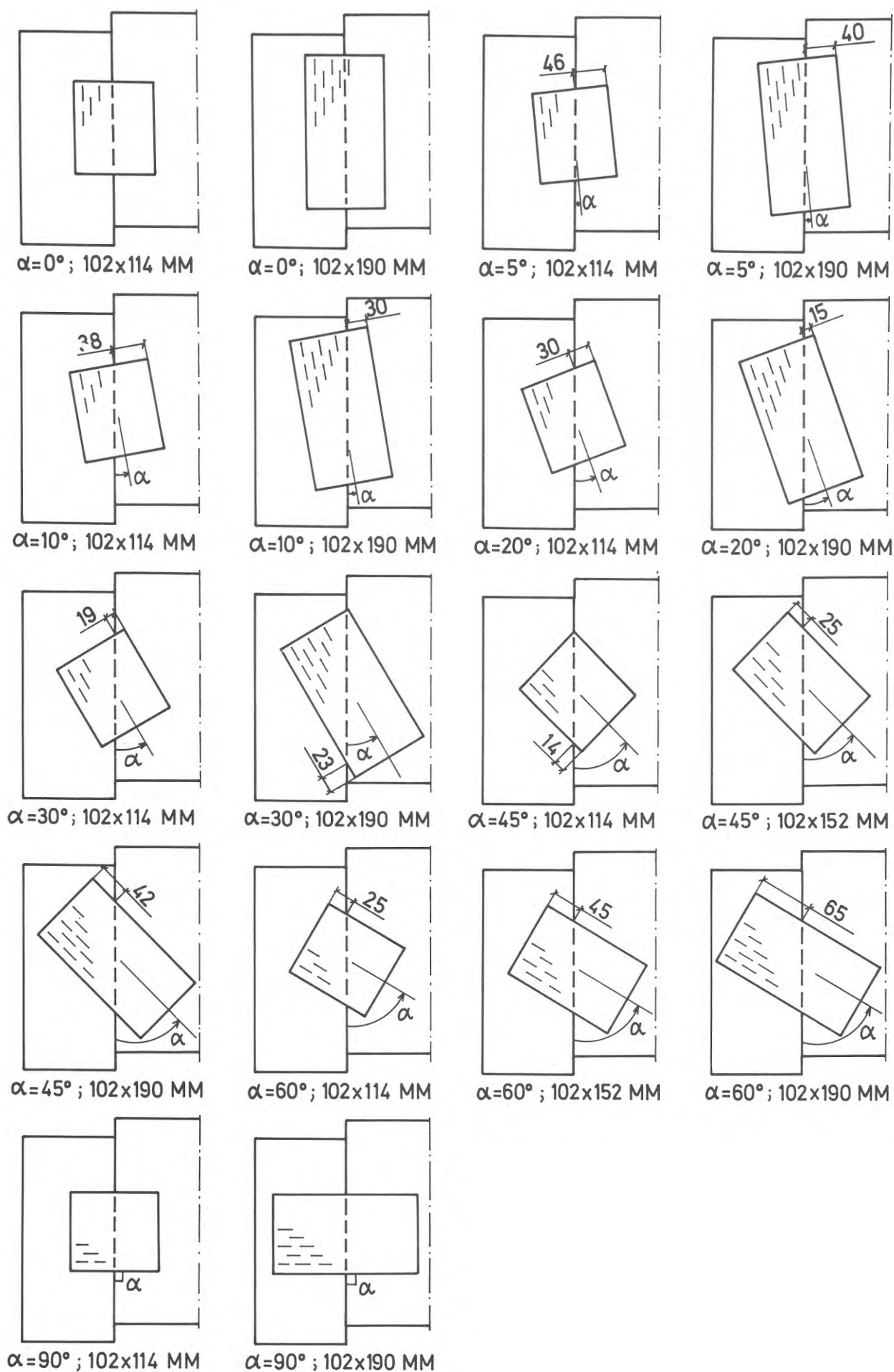
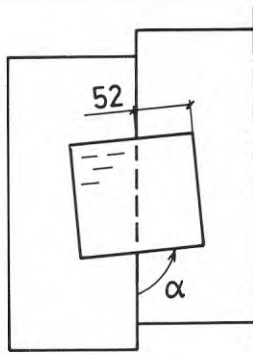
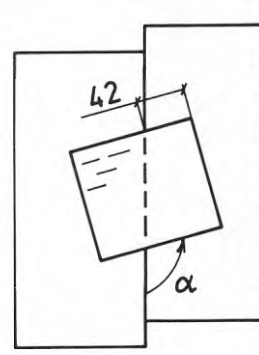


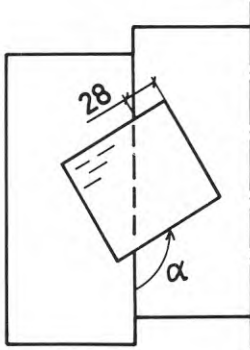
FIG. 4.4 Testade plåtstorlekar, placeringar och vinkelkombinationer för att bestämma plåtens skjuvhållfasthet vid dragskjuvning. Med α avses vinkeln mellan kraftriktning och plåtens huvudriktning, jfr FIG 4.1.



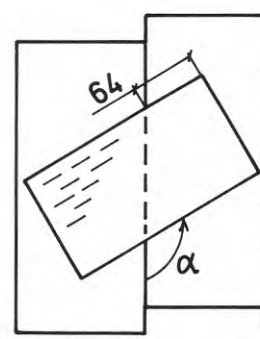
$\alpha = 95^\circ$; 102x114 MM



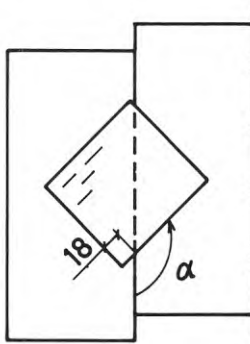
$\alpha = 105^\circ$; 102x114 MM



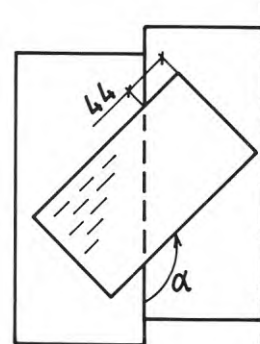
$\alpha = 120^\circ$; 102x114 MM



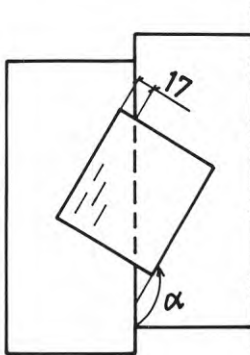
$\alpha = 120^\circ$; 102x190 MM



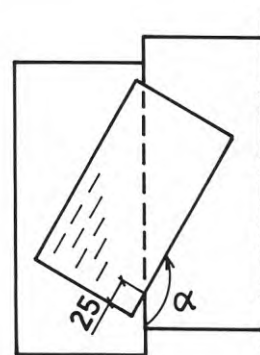
$\alpha = 135^\circ$; 102x114 MM



$\alpha = 135^\circ$; 102x190 MM



$\alpha = 150^\circ$; 102x114 MM



$\alpha = 150^\circ$; 102x190 MM

FIG. 4.5 Testade plåtstorlekar, placeringar och vinkelkombinationer för att bestämma plåtens skjuvhållfasthet vid tryckskjuvning. Med α avses vinkeln mellan kraftriktning och plåtens huvudriktning, jfr FIG 4.1.

studeras vid vinklarna 30° , 45° , 60° , 120° , 135° och 150° . Om alla provade vinklar skulle ha omfattats av dessa försök, hade kombinationen av plåtstorlekarna blivit svåröverskådlig. De plåtstorlekar, placeringar och vinkelkombinationer som ingått i undersökningen framgår av FIG 4.4 och 4.5. För varje kombination utfördes 2 prov. Begränsningen till endast två prov är motiverad, dels av att undersökningen avser plåtmaterialiets hållfasthet, varvid en låg spridning kan förväntas, dels av att varje prov utgör medelvärdet av fyra plåtars skjuvhållfasthet.

4.3 Provningens utförande

Samtliga förband tillverkades av furuvirke. Till dragproven användes 45×120 mm och till skjuvproven 45×225 mm i mellanstycket och 45×120 mm i de yttre virkesdelarna. Virket valdes så att det var fritt från kvistar, snedfibrihet och andra defekter som kunde inverka vid plåtarnas impressning eller vid den följande provningen. Detta hänsynstagande stämmer med NKB:s anvisningar om hur spikplåtsförband skall provas. Endast virke med en volymvikt om ca 400 kg/m^3 användes (volymvikten är bestämd på den torra vikten hos virket och volymen vid den fuktkvot som det uppvisade vid provningen). Innan plåtarna pressades i konditioneredes virket till en fuktkvot av 15 å 18 %. Den valda volymvikten och fuktkvoten ger virke med en tryckhållfasthet om ca 35 MN/m^2 , vilket anges som önskvärt i NKB:s provningsregler /2/.

Varje förband utfördes med en spikplåt från vardera sidan av virket symmetriskt placerad över fogen. Spikarna pressades i med en hydraulisk press av märket Monopress, identisk med de pressar som används i industrin.

Dragproven belastades till brott i en hydraulisk provningsmaskin av märket Amsler med ett lastområde från 0 till $0,1 \text{ MN}$. Belastningshastigheten valdes till 2 mm per minut. Under provningen registrerades bruttoförskjutningen med hjälp av två mekaniska mätur, placerade enligt FIG 4.6. Mätarens avläsningsnoggrannhet var $0,01 \text{ mm}$. Motivet för att endast mäta bruttoförskjutningen är behandlat under avsnitt 4.2 i /1/.

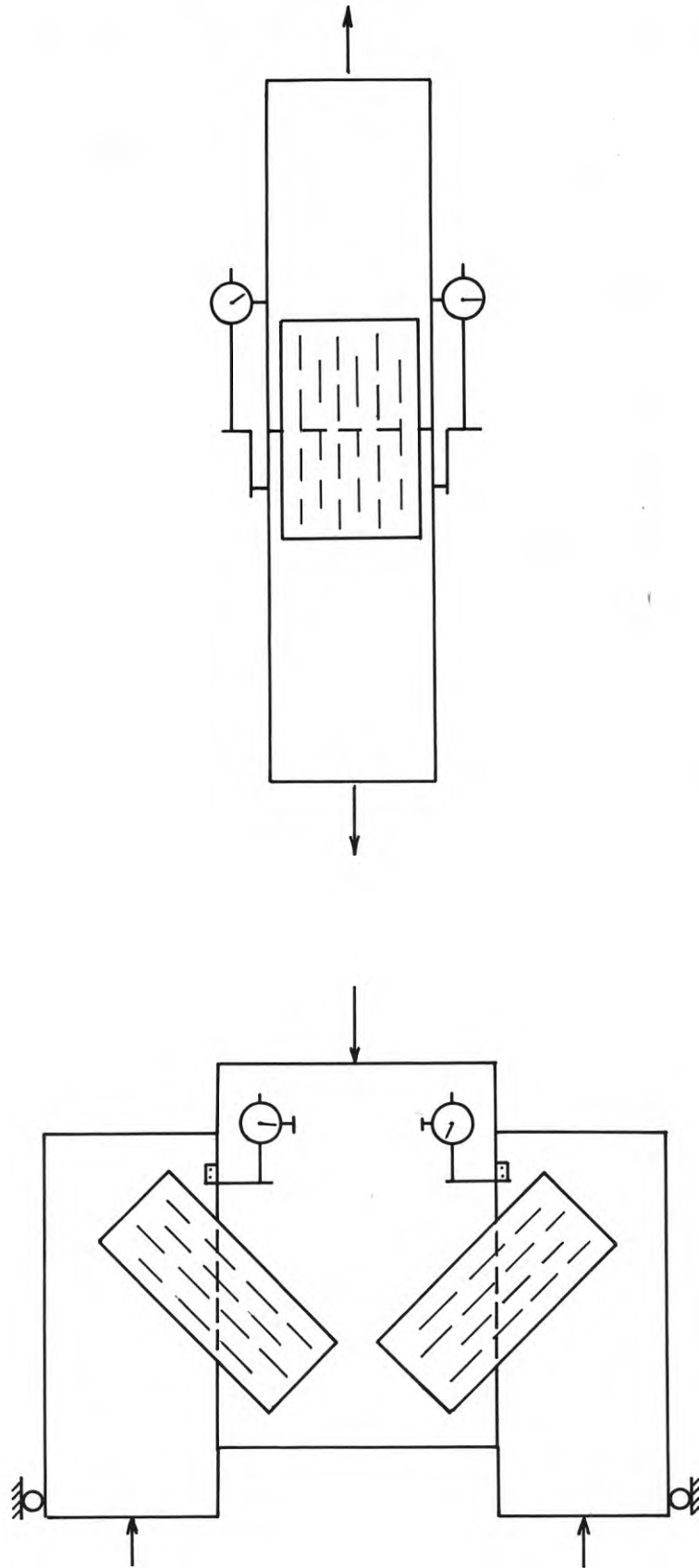


FIG. 4.6 Mätarens placering vid drag- och skjuvförband.

Skjuvproven belastades till brott i en hydraulisk provningsmaskin av samma fabrikat som den nyss nämnda, men med ett mätområde från 0 till 0,2 MN. Även här uppgick belastningshastigheten till 2 mm per minut. Rörelserna mellan virkesdelarna registrerades med hjälp av mätur, placerade enligt FIG 4.6.

För samtliga förband gäller att prov på virkets fuktkvot och volymvikt uttogs i omedelbar närhet av brottstället så snart brott inträffat.

Vid skjuvprovning tillkommer ett speciellt problem som accentueras vid dragskjuvning, nämligen friktion mellan virkesdelarna. I brottstadiet får man räkna med att denna friktion även uppträder i praktiken, däremot är det tveksamt om man kan tillgodoräkna sig någon friktion vid dimensionerande last. Friktion inverkar därför på ett icke representativt sätt, framförallt vid bestämning av förskjutningarna i förbanden. För att i någon mån mildra friktionens inverkan har kontaktytorna mellan virkesdelarna i skjuvproven bestrukits med paraffin. Enligt en undersökning redovisad i /7/ sänker paraffinbehandling friktionskoefficienten till ungefär hälften i de aktuella fallen.

4.4 Försöksresultat och kommentarer

4.4.1 Tillåten förankringshållfasthet hos spikarna

Enligt NKB:s anvisningar /2/ skall brottlasten vid förankringsbrott omräknas att gälla för virke med en tryckhållfasthet av 35 MN/m^2 vid 15 % fuktkvot. Omräkningen har för de aktuella proven utförts enligt ekv (4.18) i /1/. Virkets tryckhållfasthet har genom det urval som skett före provningen legat mellan 35 och 40 MN/m^2 , varför omräkningen har givit relativt små avvikelser från de verkliga brottlasterna.

Den omräknade förankringshållfastheten vid brott $\tau_{\alpha,br}$ för olika vinklar mellan plåtens huvudriktning och kraftriktningen framgår av stapeldiagrammet i FIG 4.7. Av en tabell under diagrammet framgår vinklar, fogareor, virkets fuktkvot och volymvikt, medelbrottlast, spridning, karakteristiskt värde (5 %-

fraktilen) samt högsta och lägsta värde. Den heldragna stapeln anger $\tau_{\alpha,br}$ beräknad på den effektiva fogarean, definierad enligt 4.1, medan den streckade stapeln anger $\tau_{\alpha,br}$ baserad på bruttoarean. Varför båda uttrycken finns med är motiverat under 4.2. Som väntat erhålls lägre värden om hela fogarean medräknas.

För $\alpha=90^\circ$ redovisas endast resultaten för plåtstorleken 70x114 mm. De andra plåtstorlekarna vid denna vinkel kommer att behandlas längre fram. För i diagrammet angivna plåtstorlekar har i samtliga fall utom för $\alpha=0^\circ$ även plåtbrott uppträtt i några förband. En ytterligare ökning av plåtstorlekarna kan därför med säkerhet sägas ge plåtbrott, medan en minskning kommer att ge ännu större skillnad mellan bruttoförankringshållfastheten och förankringshållfastheten beräknad på den effektiva fogarean. De erhållna förankringsvärdena för den effektiva fogarean bör alltså kunna läggas till grund för den fortsatta diskussionen.

Som framgår av FIG 4.7, sjunker förankringshållfastheten med ungefär 30 % när α ökas från 0° till 90° om man räknar på den effektiva fogarean och med ungefär 50 % om man räknar på bruttoarean. Tillåtna påkänningar τ_α erhålls enligt NKB:s anvisningar /2/ genom att de karakteristiska värdena $\tau_{\alpha,kar}$ divideras med 2,5. De tillåtna påkänningarna vid olika värden på α är inprickade i FIG 4.8. Där har även för $\alpha=90^\circ$ angivits erhållna tillåtna värden för den rektangulära plåten med måtten 50x114 mm och för plåten med triangelformad infästningsarea enligt FIG 4.3. Av figuren framgår att τ_α beräknad på den effektiva fogarean ökar när plåtens storlek minskar, vilket stämmer med vad som tidigare sagts. De relativt låga förankringsspänningarna för den triangulära fogarean är något förbryllande. De kan bero på en ojämn spänningsfördelning, men å andra sidan är arbetskurvan för spikplåtsförband så flack, se FIG 4.9, att goda förutsättningar för spänningsutjämning finns innan brott inträder. En annan tänkbar orsak är att spikfördelningen i den nedsågade plåten inte är representativ. Det inträffade visar dock att man förmodligen inte reservationslöst kan acceptera de värden på förbandens hållfasthet som erhålls vid rektangulära fogareor, utan man måste räkna med vissa variationer om areans form ändras.

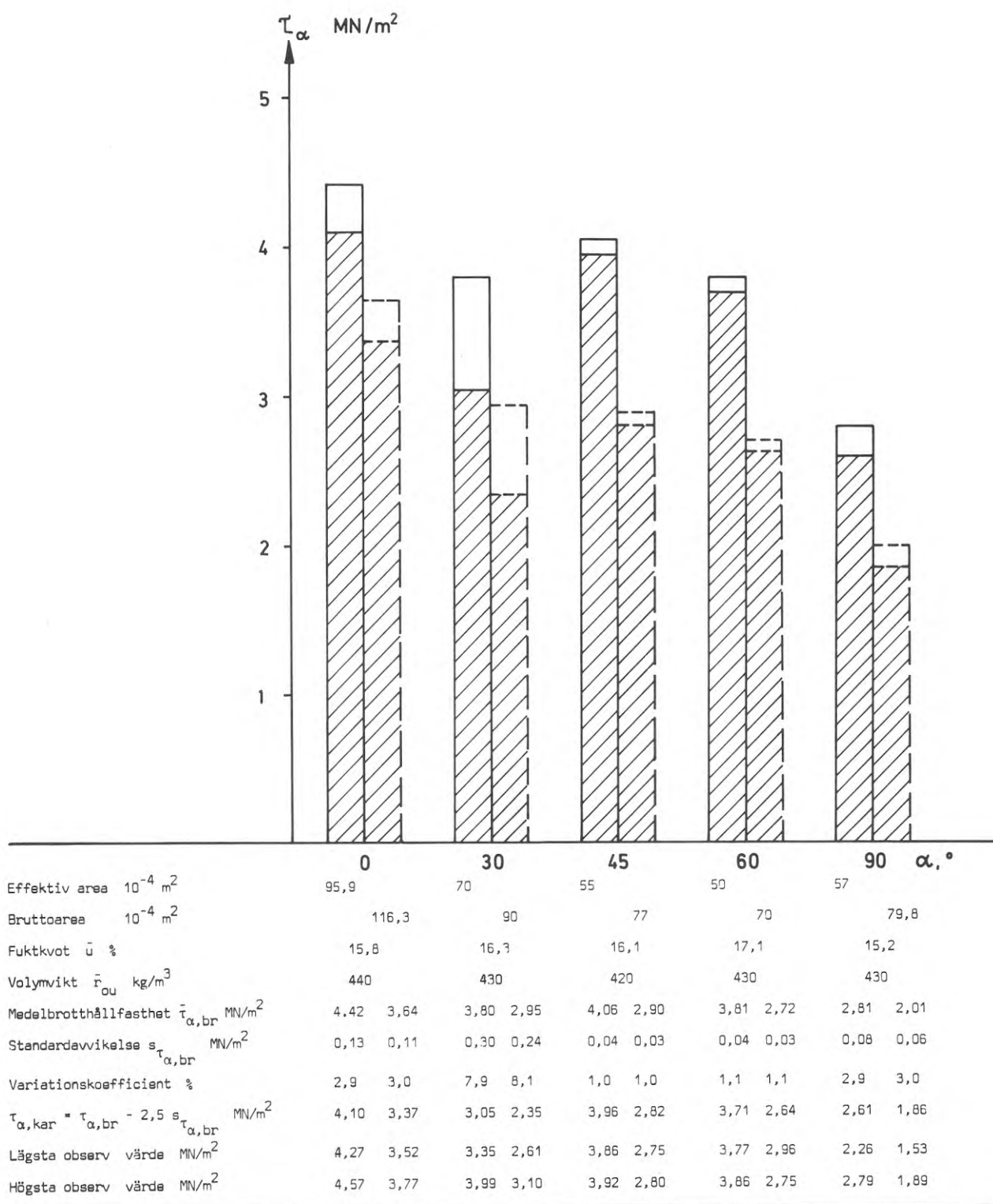


FIG 4.7 Förankringshållfastheten τ_α för Hydro-Nail E när kraft- och fiberriktning sammanfaller medan plåtens huvudriktning varierar. De heldragna staplarna visar värden beräknade på den effektiva fogarean och de streckade värdena beräknade på bruttoarean. För $\alpha=90^\circ$ redovisas resultaten för plåtstorleken 70x114 mm, jfr FIG 4.3. Den streckade delen av stapeln anger karakteristiskt värde (5 %-fraktilen)

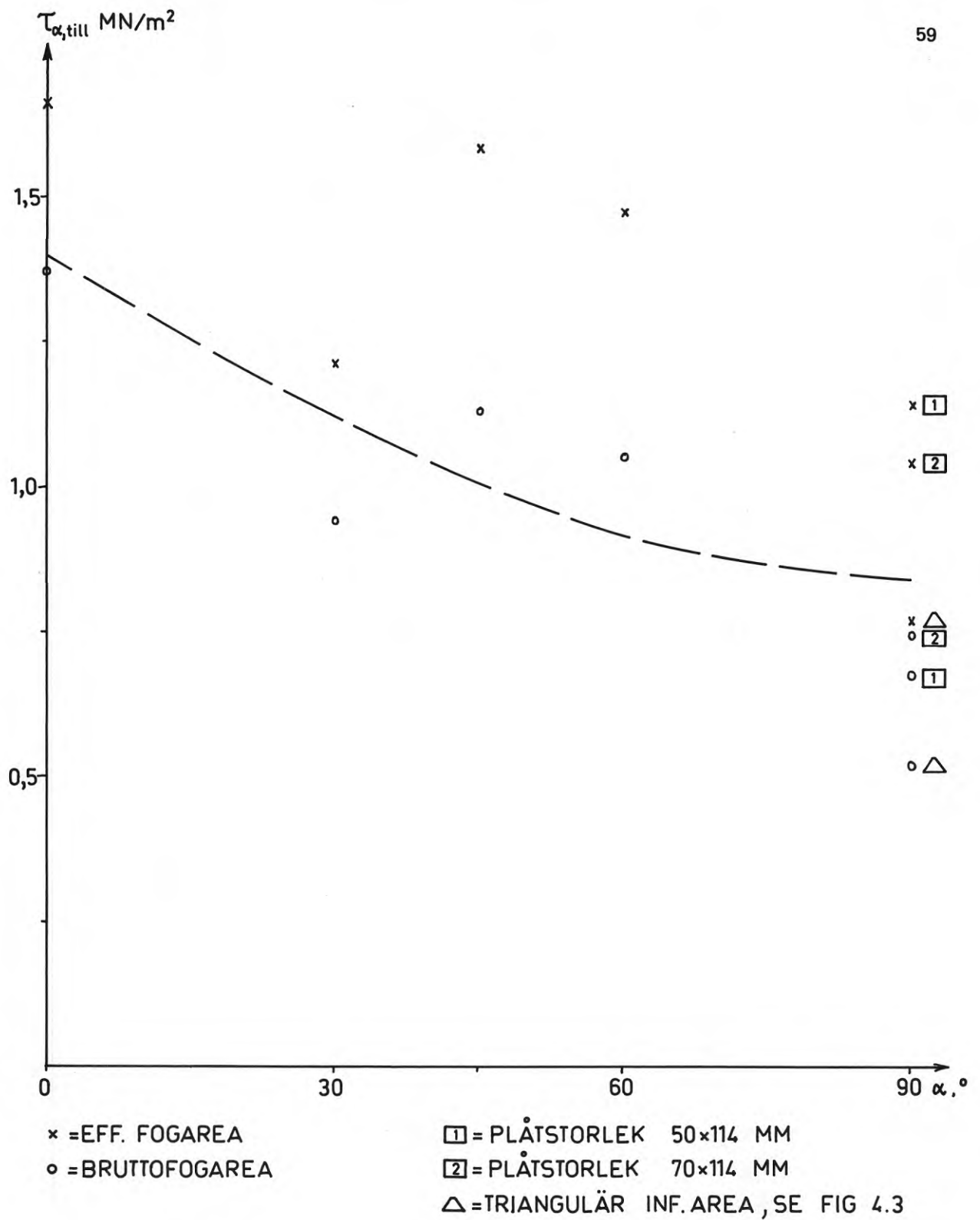


FIG. 4.8 Tillåten förankringspåkänning $\tau_{\alpha, \text{till}}$ som funktion av vinkeln α mellan kraftriktning och plåtens huvudriktning. Den streckade linjen markerar det föreslagna sambandet
 $\tau_{\alpha, \text{till}} = 1,4(1 - 0,4 \sin \alpha)$

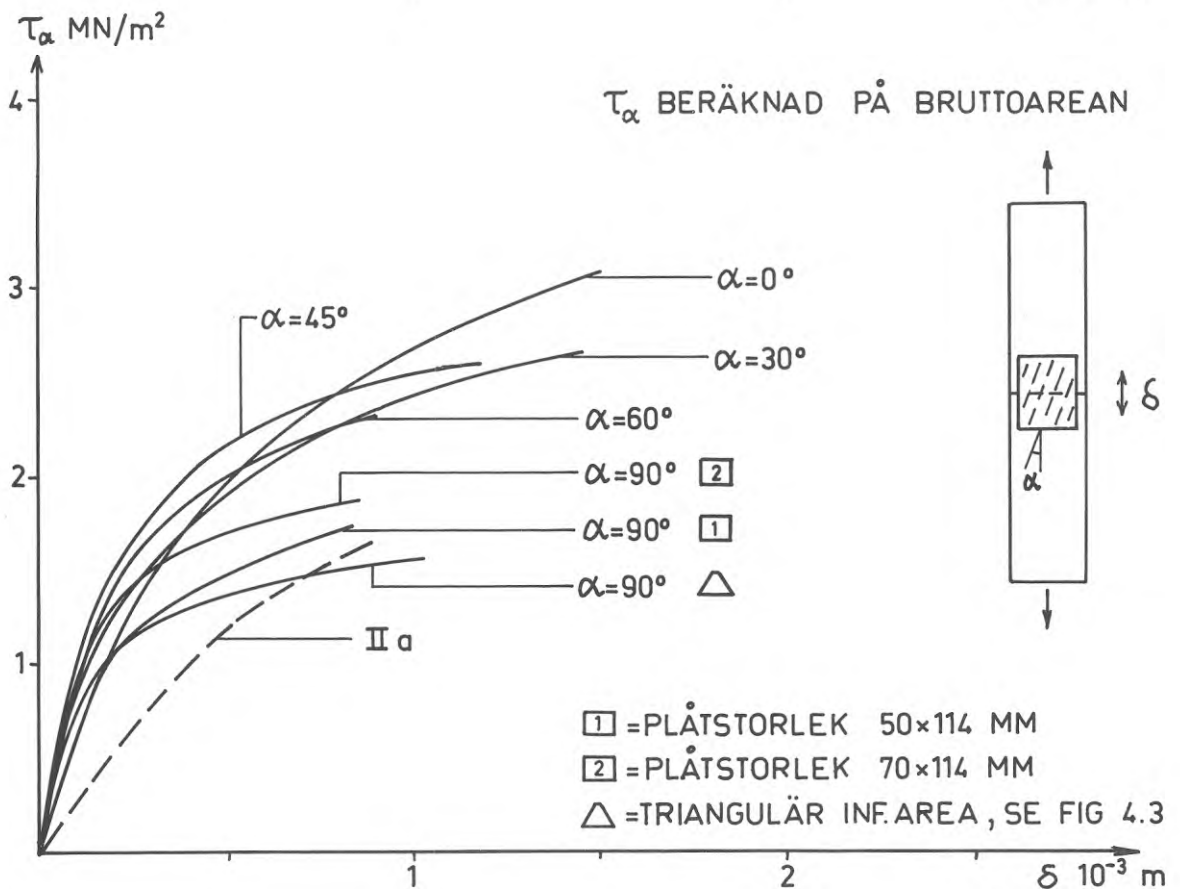
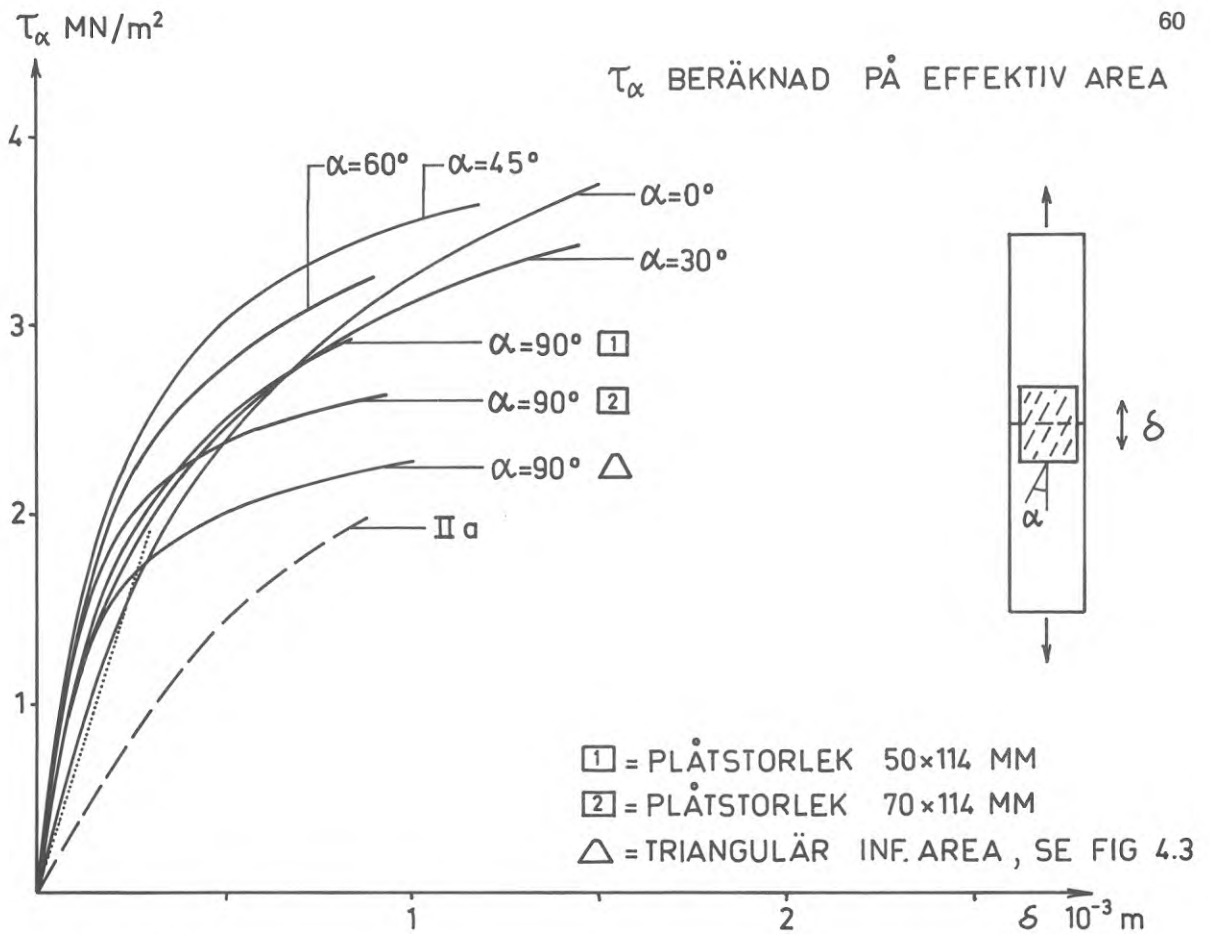


FIG. 4.9 Förskjutningen δ som funktion av τ_α vid olika värden på vinkeln α mellan plåtens huvudriktning och kraftriktningen. Kurva IIa hämtad ur /1/ visar förskjutningen om kraftriktningen är vinkelrät mot fiberriktningen. Den prickmarkerade kurvan visar det i /1/ föreslagna sambandet $\delta = 1,6 \cdot 10^{-4} \tau_\alpha$; (δ i m och τ_α i MN/m²).

För att göra resultaten generellt tillämpbara är det önskvärt att förankringshållfastheten τ_α uttrycks som funktion av vinkeln α . Det kan då vara lämpligt att bibehålla det grunduttryck som angivits i ekv 4.1, men i stället införa ett annat värde på faktorn C_1 . För närvarande är grundvärdet τ_0 för Hydro-Nail E satt till $1,3 \text{ MN/m}^2$. Efter det att detta värde fastställdes har man enligt /2/ beslutat att brottresultaten skall omräknas att gälla för virke med en tryckhållfasthet av 35 MN/m^2 i stället för som tidigare 30 MN/m^2 . Som visats i /1/ medför detta att tillåtna förankringspåkänningar bör ökas med 10 % till $1,43 \text{ MN/m}^2$. En brett upplagd undersökning i /1/ med volymvikter hos virket från 310 till 640 kg/m^3 gav ett tillåtet värde på τ_0 om $1,47 \text{ MN/m}^2$ för Hydro-Nail E, vilket styrker att en höjning företas.

Här väljs att stanna vid $\tau_0 = 1,4 \text{ MN/m}^2$, delvis betingat av osäkerheter om hur areans form inverkar på spänningsfördelningen över fogarean. Med stöd av Aunes resultat /5/ och här utförda försök väljs C_1 till $0,4$ för Hydro-Nail E, vilket ger följande samband:

$$\tau_\alpha = 1,4(1 - 0,4 \sin\alpha) \quad (4.5)$$

Ekv (4.5) är inlagd med streckad linje i FIG 4.8. Av figuren inses att en konvex kurva med den form som Aune angivit /5/ kanske varit att föredra. Man måste emellertid beakta att de redovisade resultaten bygger på serier med mycket liten volymviktsspridning och det gör att den naturliga spridningen i förbandens hållfasthet torde ha underskattats. Vidare tillkommer vad som sagts om fogareans form. Som en mera oprecis motivering för att rekommendera ekv (4.5) kan även framhållas att man i konstruktioner, där man primärt inte räknar med några dragspänningar vinkelrätt fibrerna dock får räkna med att sådana kan uppträda t ex på grund av icke beaktade inspänningar i en knutpunkt. Uttrycket enligt ekv (4.5) medger dragpåkänningar vinkelrätt fibrerna i den utsträckning som Aune har provat.

Här föreslås därför att ekv (4.5) införes som uttryck för tillåtna förankringspåkänningar för Hydro-Nail E när dragspänningar vinkelrätt fibrerna är av försumbar storlek. Hur förbanden skall

dimensioneras när dragspänningar av icke försumbar storlek uppträder vinkelrätt fibrerna skall diskuteras i avsnitt 5.

Förskjutningarna i förbanden som funktion av förankringspåkänningen redovisas i FIG 4.9. Kurvorna återger medelförskjutningen och inte den karakteristiska förskjutningen. Det beror på att vid så få prov som fem stycken per serie torde medelvärdeskurvor ge den bästa uppfattningen om den inbördes relationen mellan olika provserier, då ett enda kraftigt avvikande provvärde får en icke representativ inverkan på det karakteristiska värdet. För att ge en uppfattning om spridningen redovisas i FIG 4.10 förskjutningskurvorna för samtliga prov i serierna med α lika med 0° , 30° , 60° och 90° (70x114 mm).

Av FIG 4.9 framgår att förbandets initialstyvhet är minst när kraftriktning, fiberriktning och plåtens huvudriktning sammanfaller. En tänkbar anledning till detta är att spikarna då böjs i sin slanka riktning för att sedan när plåtens huvudriktning vrids öka sin böjstyvhet i kraftriktningen. Den ökade böjstyvheten medför dels att spiken kan uppta ett större kontakttryck innan den kröker sig inne i virket, dels ökar det moment som kan upptas i spikens inspänning i plåten. Från att ha kunnat karakteriseras som en slank förbindare vid $\alpha=0^\circ$ övergår alltså förbindaren successivt till en styv förbindare när α ökas. Härvid ökar även förbandets initialstyvhet. Samtidigt som spiken vrids vänder den allt mindre kontaktarea mot virkets fiberriktning, vilket medför att ett högt kontakttryck per spik uppnås snabbare än vid $\alpha=0^\circ$, och brott inträder på grund av att virket under spikarna krossas utan att spikarna böjs. Detta förklarar varför brottlasten sjunker medan styvheten ökar.

Av FIG 4.9 framgår att vid tillåten förankringspåkänning, bestämd för den effektiva fogarean är förskjutningen i förband med $\alpha=0^\circ$ nästan dubbelt så stor som förskjutningen för förband där andra värden på α förelegat. Skillnaden är väsentligt mindre om man ser till förskjutningskurvorna uppställda som funktion av bruttoförankringspåkänningen (undre delen av FIG 4.9). Det visar bl a att man inte kan bortse från förbandsareans storlek om man vill ange noggranna förskjutningsvärden.

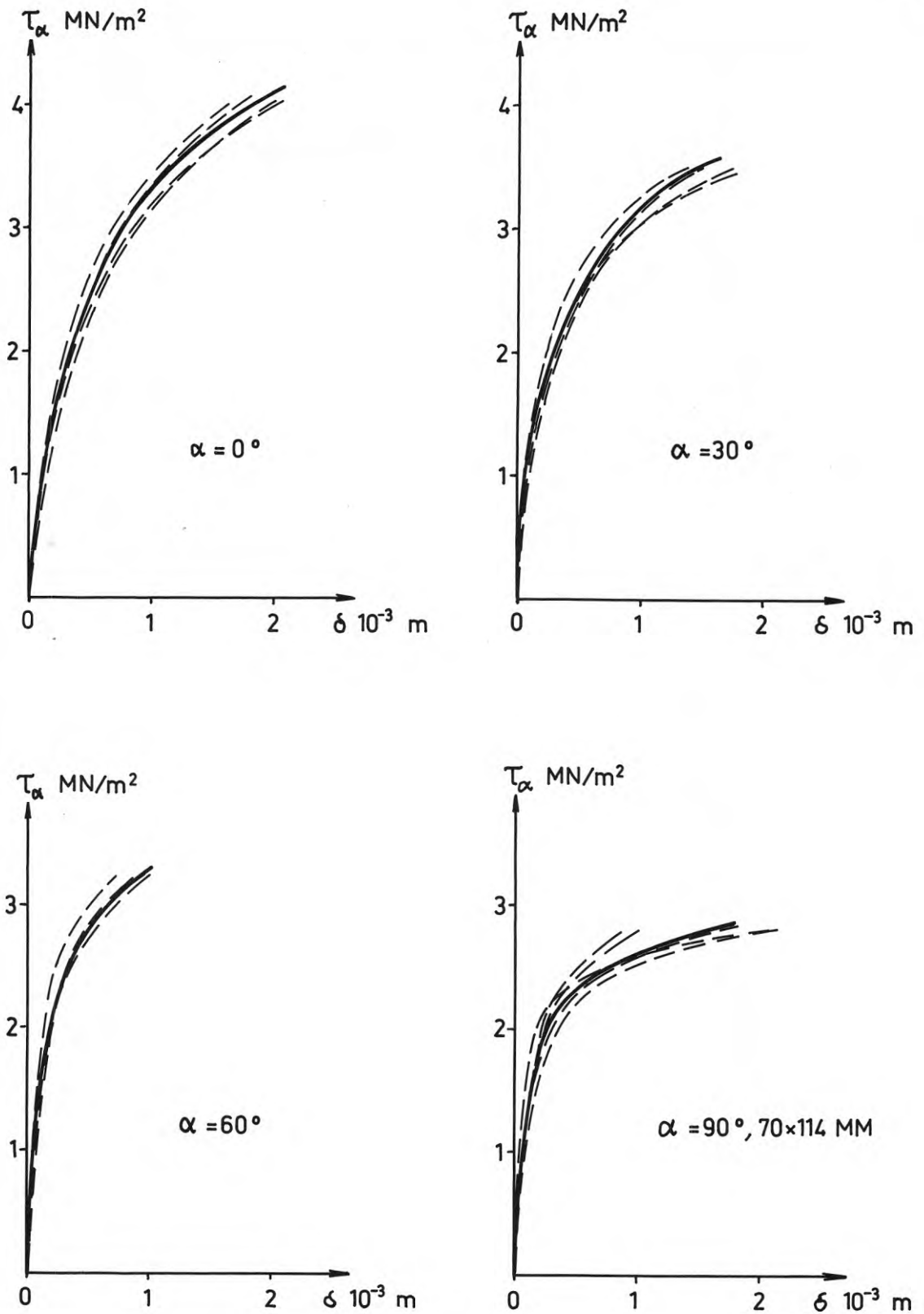


FIG 4.10 Exempel på avvikelser i förskjutningar inom olika provserier. Den heldragna kurvan representerar medelförskjutningen.

Jämför man nu med FIG 4.18 i /1/, ser man att förskjutningen även uppvisar stor spridning vid samma vinkel α om man varierar virkets volymvikt. Det är troligt att förskjutningsvärdena vid vinklarna 30° , 45° , 60° och 90° skulle närma sig värdena för $\alpha=0^\circ$ om virkets volymvikt sänktes till 350 kg/m^3 . I lätt virke är nämligen andelen vårved större än i tungt virke och vårveden är ju som bekant väsentligt mjukare än höstveden. Med ökad andel vårved bör förskjutningarna öka genom att spikarna styrs ner i vårveden och då speciellt om spikens bredd vinkelrätt fiberriktningen minskar, vilket sker när α växer från 0° till 90° . Härvid ökar nämligen sannolikheten för att hela spiken hamnar i vårved.

De anförda osäkerheterna kring förskjutningens storlek leder till att man bör kunna räkna med samma förskjutning oavsett vinkeln mellan kraftriktning och plåtens huvudriktning om fiberriktningen sammanfaller med kraftriktningen. I /1/ har två uttryck angivits för förskjutningens storlek, nämligen ett rätlinjigt som gäller upp till tillåten förankringspåkänning och ett exponentialuttryck, som är giltigt upp till två gånger tillåten förankringspåkänning. De två uttrycken är:

$$\delta = 1,6 \cdot 10^{-4} \cdot \tau_\alpha \quad (\delta \text{ i m}) \quad \text{och} \quad (4.6)$$

$$\delta = 5 \cdot 10^{-5} \cdot \tau_\alpha^{3/2} \quad (\delta \text{ i m}) \quad (4.7)$$

(obs τ_α i MN/m^2)

Som tidigare framhållits anger δ den totala rörelsen i förbandet. Rörelsen per infästning uppgår endast till hälften. Förskjutningen δ enligt ekv (4.6) är inlagd med prickad linje i FIG 4.9.

Den streckade linjen markerar förskjutningen för förbandstyp IIa, dvs när plåtens huvudriktning och kraftriktning är vinkelräta mot fiberriktningen. Värdena är hämtade ur /1/ FIG 4.19. Väsentligt större förskjutning erhålls i detta fall. I /1/ har den angivits till

$$\delta_{\alpha, \text{IIa}} = 3,2 \cdot 10^{-4} \cdot \tau_{\alpha} \quad (\delta \text{ i m}) \quad (4.8)$$

dvs dubbelt så stor som rörelsen enligt ekv (4.6). Räknas bara infästningen i den horisontella delen i ett IIa-förband erhålls

$$\delta_{90} = 2,4 \cdot 10^{-4} \cdot \tau_{\alpha} \quad (\delta \text{ i m}) \quad (4.9)$$

Vad här anförts om förskjutningar kan sammanfattas enligt följande. Om kraftriktning och fiberriktning sammanfaller, kan förskjutningen δ_0 per infästning uttryckas som

$$\delta_0 = 0,8 \cdot 10^{-4} \cdot \tau_{\alpha} \quad (\delta \text{ i m}) \quad (4.10)$$

I en infästning där fiberriktningen är vinkelrät mot kraftriktningen räknas med

$$\delta_{90} = 2,4 \cdot 10^{-4} \cdot \tau_{\alpha} \quad (\delta \text{ i m}) \quad (4.11)$$

För mellanliggande vinklar mellan fiberriktning och kraftriktning föreslås att förskjutningen bestäms genom rätlinjig interpolation mellan δ_0 och δ_{90} . Observera att ekv (4.10) och (4.11) endast gäller för $\tau_{\alpha} \leq \tau_{\alpha, \text{till}}$

För att karakterisera förskjutningarna i mekaniska förband brukar man ofta införa begreppet förskjutningsmodul k_f definierad som

$$k_f = P/\delta \quad (4.12)$$

P är den totala lasten på förbandet
 δ är förskjutningen i förbandet.

Av definitionen framgår att den införda modulen är en sekantmodul, såvida inte förskjutningskurvan är linjär.

För spikplåtsförband är det emellertid lämpligare att definiera en förskjutningsmodul k per m^2 effektiv fogarea. Man erhåller då

$$k = \frac{P}{\delta A} \quad (4.13)$$

Införes uttrycken på δ enligt ekv (4.10) och (4.11) och beaktas att $P/A = \tau_\alpha$ erhålles följande värde på k när kraftriktning och fiberriktning sammanfaller

$$k_0 = 1,25 \cdot 10^4 \quad \text{MN/m och m}^2 \quad (4.14)$$

När kraftriktningen är vinkelrät mot fiberriktningen erhålls

$$k_{90} = 0,42 \cdot 10^4 \quad \text{MN/m och m}^2 \quad (4.15)$$

För mellanliggande värden på vinkeln mellan kraftriktning och fiberriktning interpoleras rätlinjigt.

Observera att de föreslagna värdena på k_0 och k_{90} gäller per infästning. För att beräkna den totala förskjutningen δ i exempelvis ett förband typ IIa, använder man alltså följande uttryck

$$\delta = \tau_\alpha(\alpha_1=0)/k_0 + \tau_\alpha(\alpha_1=90^\circ)/k_{90} \quad (4.16)$$

Det kan kanske förefalla egendomligt att värdena på δ_{90} och k_{90} accepterats utan reservation för de provade upplagsfallens inverkan. Anledningen till detta är att man upp till den gräns där virket spricker på grund av spänningar vinkelrätt fibrerna kan anta att spikarnas förskjutning är likartad, oavsett upplagsförhållandena för provet. Som redan framhållits under diskussionen av förankringsspåkänningarna, blir just en av uppgifterna i avsnitt 5 att söka kartlägga olika fall där risk för sprickbrott föreligger och införa regler som ger en rimlig säkerhet mot dessa brott. Så länge dessa regler tillämpas, kan alltså angivna värden på δ_{90} och k_{90} användas oavsett hur mothållen är ordnade.

Hela diskussionen kring förbandens styvhet har hittills gällt värden från korttidsförsök. Vid dimensionering av en konstruktion är det oftast konstruktionens egenskaper under långtidslast, som man vill beakta. När det gäller konstruktioner i trä med mekaniska förband kan man då inte utgå från materialets respektive förbindarnas egenskaper vid korttidsbelastning utan man måste beakta krypningen. Med krypning hos ett material avses att

deformationerna ökar med tiden vid konstant belastning. En fullständig beskrivning av krypning i mekaniska träförband komplieras bl a av att krypningen inte är linjär, endast delvis elastisk och beroende av förbindarens slankhet. En slank förbindare ger ofta en större krypning i början av belastningsperioden än en styv men sedan retarderas den slankare förbindarens krypning kraftigare efter en längre tids belastning än den styva förbindarens. I slutet av en lång belastningsperiod kan man alltså räkna med ungefär samma krypning, oavsett förbindarens slankhetstal.

Tyvärr har krypning endast kunnat behandlas i mycket blygsam skala inom ramen för föreliggande undersökning. Ett fåtal försök finns beskrivna i /1/ kap. 9. Resultaten av dessa försök visar att spikplåtsförband i stort sett uppför sig som de spikförband vars krypresultat finns redovisade i litteraturen. Ett flertal forskare har behandlat krypning i spikförband och flera sk reologiska modeller för att beräkna krypningens storlek har presenterats. Dessa modeller behandlas inte här utan intresserade hänvisas till en avhandling av Norén /8/. Där finns också riklig tillgång till ytterligare litteraturhänvisningar.

Som mått på krypningen väljs ofta den relativa krypningen, r , definierad som

$$r = \delta / \delta_0 - 1 \quad (4.17)$$

där δ är deformationen vid tiden t och δ_0 den omedelbara deformationen. Norén /8/ anger r vid långtidslast till 1,85. Som jämförelse kan nämnas att i /1/ har räknats med $r=2,2$. Orsaken till att detta något högre värde använts är att det där gällde att ange en förväntad långtidsnedböjning hos bjälklag längdskarvade med spikplåtar. Därvid ansågs det motiverat att använda värden "på säkra sidan". Vid spänningsanalys av en statistiskt obestämmd konstruktion av exempelvis fackverkstyp är det däremot av största vikt att så korrekta värden som möjligt används för den relativa krypningen om man vill beakta inverkan av förskjutningarna i förbanden. Såväl över- som underskattning kan leda till helt felaktiga spänningar.

I avvaktan på att krypning i spikplåtsförband tas upp i forskningssammanhang föreslås att den relativa krypningen antas uppgå till 1,85, oberoende av anisotropivinklarna. Det ger följande uttryck på förskjutningarna per infästning vid långtidslast

$$\delta_0 = 1,5 \cdot 10^{-4} \cdot \tau_\alpha \quad (\delta \text{ i m}) \quad (4.18)$$

$$\delta_{90} = 4,5 \cdot 10^{-4} \cdot \tau_\alpha \quad (\delta \text{ i m}) \quad (4.19)$$

Motsvarande värden på förskjutningsmodulerna per infästning vid långtidslast blir

$$k_0 = 0,7 \cdot 10^4 \text{ MN/m och m}^2 \quad (4.20)$$

$$k_{90} = 0,23 \cdot 10^4 \text{ MN/m och m}^2 \quad (4.21)$$

De föreslagna långtidsvärdena gäller endast om $\tau_\alpha \leq \tau_{\alpha, \text{till}}$ och vidare medges som tidigare rätlinjig interpolation vid mellanliggande vinklar. Observera att den vinkel som avses är vinkeln mellan kraftriktning och fiberriktning.

4.4.2 Tillåten draghållfasthet hos plåten

Som nämnts under 4.2 var plåtstorlekarna i förbandstyp IV valda så att kombinerade förankrings- och plåtbrott inträffade för några prov i varje serie. Dessa prov skall nu användas för att bestämma tillåten draghållfasthet hos plåten vid olika vinklar α_2 mellan kraftriktning och plåtens huvudriktning. I nuvarande anvisningar, se BIL 1, ges följande uttryck för tillåten normalpåkänning $p_{\alpha, \text{till}}$ per breddenhet plåt vid dragning.

$$P_{\alpha, \text{till}} = p_0 (1 - C_2 \sin \alpha_2) \quad (4.22)$$

där p_0 är tillåten dragpåkänning för $\alpha_2=0$ och C_2 en konstant bestämd som $(1-p_{90}/p_0)$.

För Hydro-Nail E anges för närvarande C_2 till 0,67. Här föreslås att detta värde avrundas till 0,65.

Under 4.1 angavs att tillåten dragpåkänning räknas på en s k effektiv plåtbredd som även definierades i detta avsnitt. Här har dock använts specialsågade plåtar och då är definitionen inte direkt tillämplig. Effektiv plåtbredd har i stället bestämts enligt FIG 4.11 med $c=10$ mm.

Då antalet prov är mycket litet, har spridningens storlek inte kunnat bedömas. Rent allmänt kan sägas att hållfasthetsvärdena för plåten brukar ligga väl samlade och det finns ingen anledning att förmoda att så inte skulle vara fallet här. I FIG 4.12 redovisas tillåtna dragpåkänningar hos plåten som funktion av vinkeln α_2 mellan kraftriktning och plåtens huvudriktning. Tillåtna påkänning har erhållits genom att medelbrottpåkänningen per serie har dividerats med säkerhetsfaktorn 2,5. Detta värde är hämtat ur /2/. Som jämförelse är inlagt det föreslagna sambandet.

$$p_{\alpha} = 0,1(1 - 0,65 \sin\alpha_2) \text{ MN/m} \quad (4.23)$$

vilket är avsett för Hydro-Nail E. Överensstämmelsen mellan försöksvärdena och ekv (4.23) är god. Innan frågan om tillåten dragpåkänning i plåten lämnas med detta konstaterande är dock ytterligare ett par kommentarer på sin plats.

Redovisade påkänningar har erhållits från kombinerade förankrings- och plåtbrott. Träets årsringsstruktur är ofta något olika på ytsidan resp måragsidan, se FIG 4.13. Normalt inleds ett förankringsbrott på måragsidan. Det medför att ytsidan tar upp mer än halva belastningen vid brott, vilket innebär att här använd provningsmetod troligen ger ett extremt lågt värde på plåtens draghållfasthet. Giltigheten av detta resonemang stöds av testresultaten för plåten med måtten 127x114 mm som provats för $\alpha=90^\circ$ och där fogarean varit överdimensionerad, se FIG 4.12 i förhållande till plåtens draghållfasthet. Ytterligare stöd erhålls av värdena för $\alpha=0$ hämtade ur en undersökning av Hydro-Nail E, utförd som uppdrag. Man kan alltså säga att om tillåten förankringskraft är väsentligt större än tillåten normalkraft, bör högre tillåtna plåtpåkänningar kunna tillämpas. Detta kan

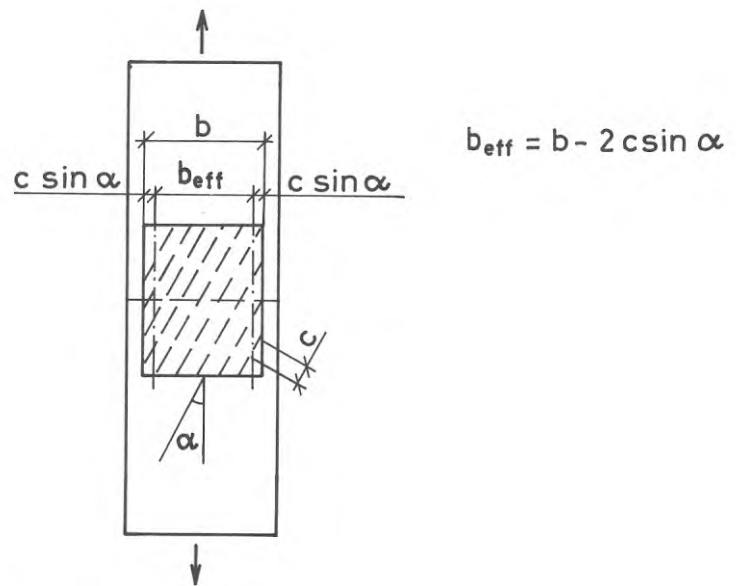


FIG 4.11 Bestämning av effektiv plåtbredd.

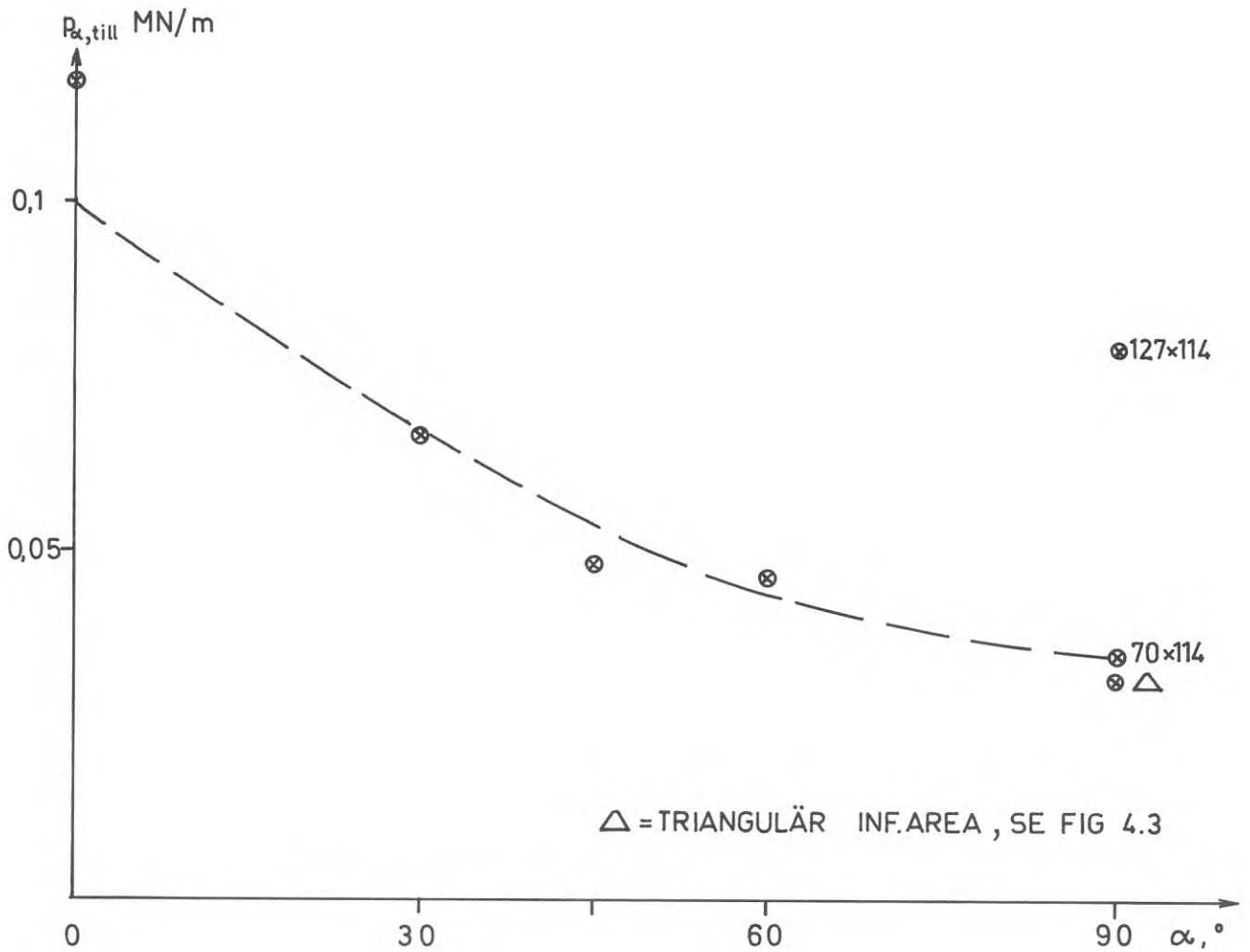
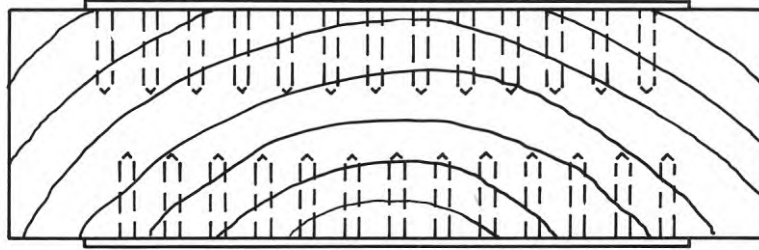


FIG 4.12 Tillåten dragpåkänning för plåten $P_{\alpha, \text{till}}$ som funktion av vinkeln α_2 mellan plåtens huvudriktning och kraftriktningen. Den streckade linjen markerar det föreslagna sambandet $P_{\alpha, \text{till}} = 0,1(1 - 0,65 \sin \alpha_2)$.

YTSIDA



MÄRGSIDA

FIG. 4.13 Träets årsringsstruktur ger olika hållfasthets- och förskjutningsegenskaper åt spikar ipressade från yt- respektive mörgsidan.

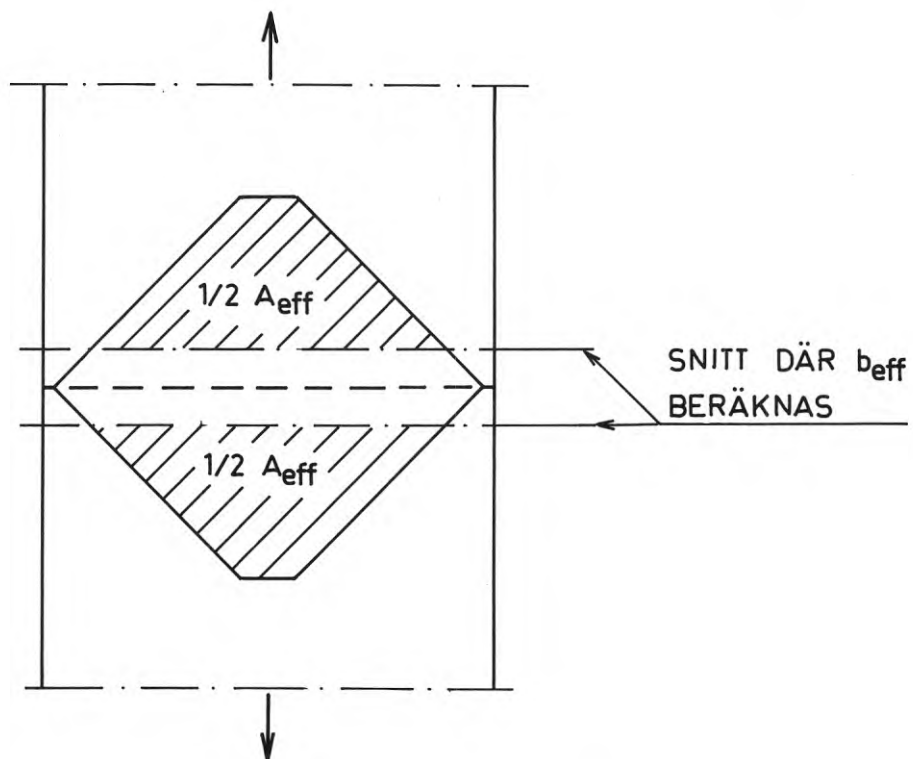


FIG. 4.14 Effektiv plåtbredd b_{eff} vinkelrätt kraftriktningen bestäms i det snitt som avgränsar den effektiva fogarean från området närmast fogen mellan virkesdelarna.

dock leda till misstolkningar varför $p_{\alpha, \text{till}}$ enligt ekv (4.23) rekommenderas även för dessa fall.

Ett annat påpekande som kan förefalla självklart är att den effektiva plåtbredden inte skall bestämmas i fogen mellan virkesdelarna utan i ett snitt i nivå med någon av de effektiva areornas begränsningslinjer mot denna fog, se FIG 4.14. Regelns giltighet styrks av resultatet för plåten med den triangulära infästningsarean för $\alpha=90^\circ$ i FIG 4.12. Det kan vara lämpligt att införa detta förtydligande i nuvarande anvisningar.

4.4.3 Tillåten skjuvhållfasthet hos plåten

För provkropparna enligt FIG 4.4 och 4.5 inträffade samtliga brott i plåten. I några fall iaktogs även begynnande förankringsbrott, varom mera längre fram. Eftersom inga egentliga förankringsbrott inträffat, erfordras ingen omräkning av brottlasten. Variationer i virkets fuktkvot och volymvikt får alltså underordnad betydelse. För att inte i onödan tynga framställningen med siffror ges därför ingen detaljerad redovisning över dessa värden. Här skall bara erinras om att volymvikten pendlat mellan 400 och 450 kg/m³ och fuktkvoten mellan 15 och 18 %.

Erhållna brottvärden är sammanställda i TAB 4.1. Brottlasten har omräknats att dels gälla per m effektiv foglängd, dels per m² effektiv fogarea. Orsaken till att båda betraktelsesätten använts är den strävan att studera relationen mellan effektiv area och foglängd som angivits under 4.1. Vid vinklarna 30°, 45° och 60° samt för den minsta plåtstorleken vid 90° och 135° ligger enligt TAB 4.1 den utnyttjade förankringspåkänningen $\tau_{\alpha, u}$ vid brott väsentligt högre än 2,5 ggr tillåten förankringspåkänning, beräknad enligt ekv (4.5). För dessa fall kan man förmoda att ett förankringsbrott varit nära förestående när plåten skjuvades av. Vid vinklarna 30°, 45°, 60° och i viss mån 90° måste man dock samtidigt räkna med att friktion mellan virkesdelarna kan ha bidragit till att ge högre brottlaster än de som själva förbandet upptagit. I och för sig bör man kunna utnyttja denna friktion i brottstadiet när man härleder de tillåtna påkänningar-

TABELL 4.1 Sammanställning över brottlaster, geometriska data, skjuvpå-
 påkänning vid brott $s_{\alpha,br}$ samt utnyttjad förankringspå-
 kännning $\tau_{\alpha,u}$ för de provade skjuvförbanden. Med α avses
 vinkeln mellan kraftriktningen och plåtens huvudriktning.

α	Plåtstorlek bxa mm	Brottlaster per fog 10^{-2} MN	Effektiv foglängd per plåt f_{eff} , m	Medelbrottlaster per m, eff fog- längd $s_{\alpha,br}$ 10^{-2} MN/m	Effektiv area A 10^{-2} m ²	Utnyttjad förankr. sp. vid brott $\tau_{\alpha,u}$ MN/m ²	$\frac{\tau_{\alpha,u}}{\tau_{\alpha,till}}$ ($\tau_{\alpha,till}$ enl ekv(4.5))
0°	102x114	1,940	0,094	10,3	1,049	1,85	1,32
	102x190	3,485	0,170	10,2	1,748	1,99	1,42
5°	102x114	2,075	0,095	10,9	1,060	1,95	1,45
	102x190	3,925	0,172	11,4	1,788	2,19	1,62
10°	102x114	2,385	0,096	12,4	1,030	2,31	1,78
	102x190	4,220	0,173	12,1	1,746	2,41	1,85
20°	102x114	2,620	0,100	13,1	1,037	2,52	2,09
	102x190	5,180	0,182	14,2	1,826	2,83	2,34
30°	102x114	2,665	0,107	12,4	1,032	2,58	2,30
	102x190	5,095	0,183	13,9	1,484	3,43	3,05
45°	102x114	2,948	0,130	11,3	0,893	3,30	3,30
	102x152	4,095	0,144	14,2	1,469	2,78	2,78
	102x190	4,725	0,144	16,4	1,739	3,13	3,13
60°	102x114	2,603	0,118	11,0	1,025	3,10	3,39
	102x152	4,005	0,118	16,9	1,464	2,73	2,98
	102x190	3,810	0,118	16,2	1,795	2,62	2,87
90°	102x114	2,525	0,102	12,3	1,061	2,38	2,84
	102x190	2,933	0,102	14,3	1,836	1,59	1,9
120°	102x114	2,040	0,118	8,7	1,046	1,95	2,14
	102x190	2,305	0,118	9,7	1,819	1,26	1,38
135°	102x114	2,315	0,125	9,2	0,837	2,76	2,76
	102x190	2,898	0,144	10,0	1,794	1,61	1,61
150°	102x114	2,305	0,109	10,5	1,030	2,23	1,99
	102x190	3,745	0,183	10,2	1,488	2,51	2,24

na då man kan räkna med att den föreligger även om förbandet utförts med spel mellan virkesdelarna.

Eventuella spel går nämligen ihop innan plåten når brottstadiet. Däremot är det tveksamt om man vid bestämning av förskjutningarna kan tillgodoräkna sig någon friktion vid dimensionerande last, beroende på att eventuella spel inte har gått ihop vid denna last. Provförbanden har utförts utan spel men paraffinerade för att reducera friktionen. Trots det bör man nog tillämpa de förskjutningsvärden som presenteras för förbanden litet längre fram (TAB 4.3) med en viss försiktighet.

För att göra resultaten praktiskt användbara gäller det nu att försöka härleda ett uttryck för tillåten skjuvspänning. Normalt utförs en sådan härledning med utgångspunkt från brottupåkänningarna. Så skall även ske här, men därefter kommer de erhållna värdena att korrigeras vid vissa vinklar med hänsyn till storleken av deformationerna i brottstadiet.

Tillåten påkänning har erhållits genom att medelbrottpåkänningen dividerats med 2,5. BrottspRIDningen försummas med andra ord. Hur de tillåtna påkänningarna varierar med vinkeln mellan kraftriktning och plåtens huvudriktning framgår av FIG 4.15. Figuren understryker de tidigare noterade misstankarna om friktionens inverkan vid dragskjuvning. Man ser också att tillåten skjuvpåkänning i flertalet fall ökar med plåtstorleken. Det kan bero på att plåtens förankringshållfasthet varit otillräcklig vid de små plåtstorlekarna. Här gäller nu söka anpassa ett empiriskt uttryck för tillåten skjuvpåkänning till resultaten. För närvarande anges i Planverkets intyg nr T 1002/71 två konstanta värden på tillåten påkänning, nämligen ett vid dragskjuvning och ett annat vid tryckskjuvning. För Hydro-Nail E är dessa värden 0,05 respektive 0,03 MN/m. En jämförelse med FIG 4.15 visar att dessa värden ger dålig överensstämmelse med försöksresultaten. Ett samband som bättre speglar variationerna i tillåten påkänning $s_{\alpha, \text{till}}$ bör alltså eftersträvas. Efter visst passningsarbete befanns följande uttryck lämpligt:

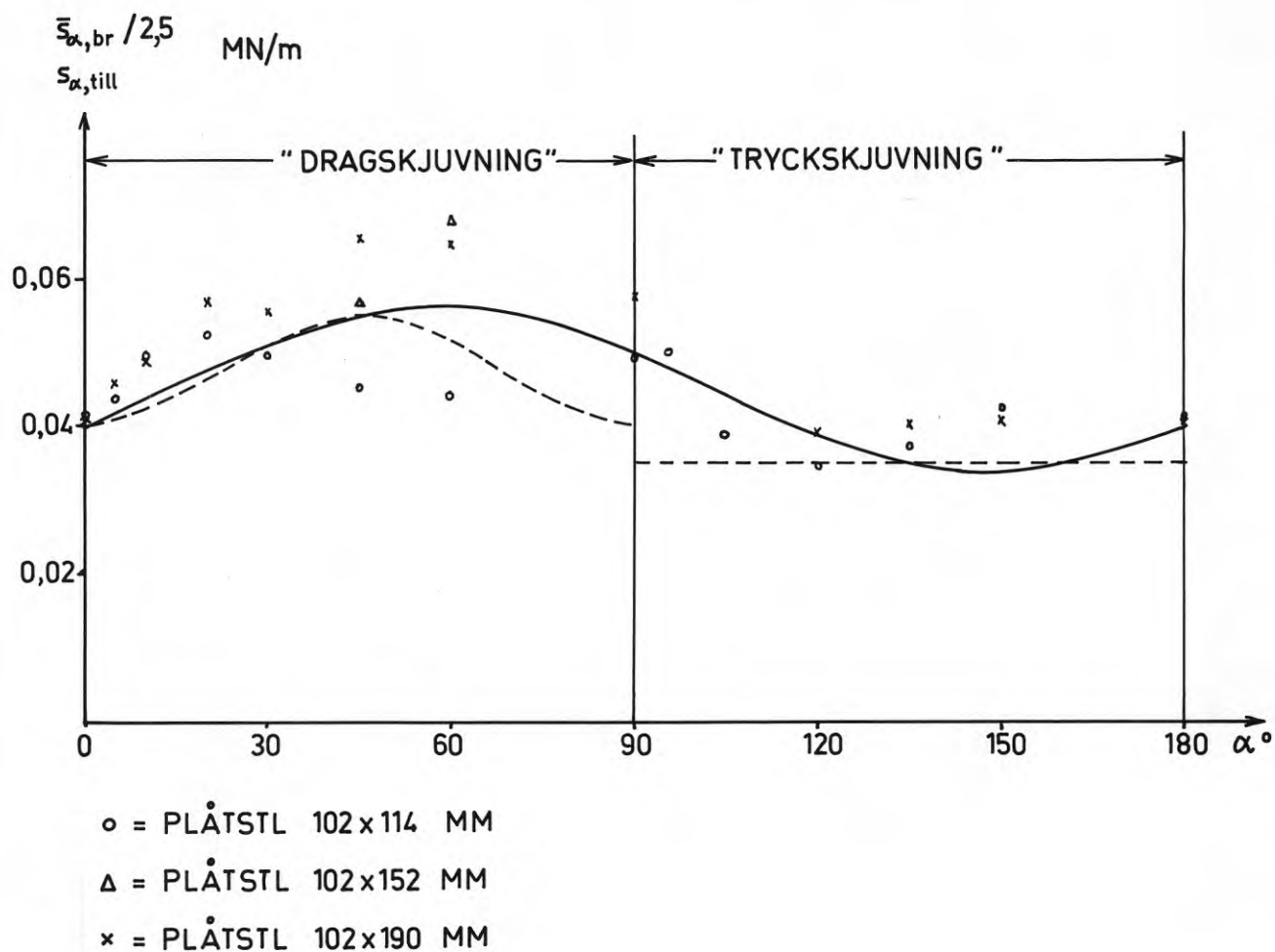


FIG 4.15 Tillåten skjuvpåkänning $s_{\alpha,till}(\bar{s}_{\alpha,br}/2,5)$ som funktion av vinkeln α mellan kraftriktningen och plåtens huvudriktning. Den heldragna linjen markerar det uttryck på $s_{\alpha,till}$ som anges i ekv (4.26) och den streckade linjen uttrycket enligt ekv (4.28).

$$s_{\alpha, \text{till}} = s_{0,d} + C_3 \sin 2\alpha + C_3 \sin^2 \alpha \quad (4.24)$$

$s_{0,d}$ anger skjuvpåkänningen vid $\alpha=0^\circ$ respektive 180°
 C_3 är en konstant bestämd ur försöksresultaten som $s_{90} - s_{0,d}$
 Ekv (4.24) kan efter förenkling skrivas

$$s_{\alpha} = s_{0,d} + C_3 \sin \alpha (2 \cos \alpha + \sin \alpha) \quad (4.25)$$

Funktionens maximum inträffar för $\alpha=58,3^\circ$ och dess minimum för $\alpha=148,6^\circ$.

För Hydro-Nail E gäller $s_{0,d} = 4 \cdot 10^{-2}$ MN/m och $C_3 = 10^{-2}$ MN/m som infört i ekv (4.25) ger följande uttryck på tillåten skjuvpåkänning

$$s_{\alpha} = (4 + \sin \alpha (2 \cos \alpha + \sin \alpha)) \cdot 10^{-2} \text{ MN/m} \quad (4.26)$$

Värden på $s_{\alpha, \text{till}}$ enligt ekv (4.26) markeras av den heldragna linjen i FIG 4.15. Som framgår av figuren ger ekv (4.26) en relativt hög säkerhetsmarginal för de skjuvpåkänningar som uppmätts vid 45° och 60° och där friktion kan ha inverkat. Däremot tycks ekvationen ge ungefär 10 % för höga värden vid 90° till 120° för att sedan ånyo ge för låga värden. Vissa låga värden uppträder även vid 45° och 60° .

Första frågan blir då om de låga värdena kan ha berott på att plåtens förankringshållfasthet varit för låg. Samtliga låga värden har ju inträffat vid den minsta plåtstorleken. I TAB 4.2 jämförs tillåten skjuvkraft respektive tillåten förankringskraft för några tveksamma fall. Tillåten förankringspåkänning har beräknats enligt ekv (4.5) och tillåten skjuvpåkänning enligt ekv (4.26). Vid tryckskjuvning har som värde på förankringspåkänningen använts det värde som ekv (4.5) ger för supplementvinkeln till den aktuella vinkeln α vid skjuvning. Aune /5/ ger något lägre värden på förankringshållfastheten för tryckbelastade förband, men skillnaden är så liten att den beaktas ej här.

Av TAB 4.2 framgår att förankringshållfastheten varit avgörande för de försöksvärden på $s_{\alpha, \text{till}}$ som vid dragskjuvning hamnat

TABELL 4.2 Jämförelse i några kritiska fall om det är tillåten skjuvkraft $P_{till}^{S\alpha}$ eller tillåten förankringskraft $P_{till}^{T\alpha}$ som dimensionerar. Sedvanliga beteckningar används. Dimensionerande värden är understrukna.

α	Plåtstorlek (bxa) mm	f_{eff} m	A $10^{-2} m^2$	$s_{\alpha,till}$ $10^{-2} MN/m$	$\tau_{\alpha,till}$ MN/m^2	$P_{till}^{S\alpha}$ $10^{-2} MN$	$P_{till}^{T\alpha}$ $10^{-2} MN$
30°	102x114	0,214	1,032	5,1	1,12	<u>1,09</u>	1,15
	102x190	0,366	1,484			1,86	<u>1,66</u>
45°	102x114	0,260	0,893	5,5	1,0	1,43	<u>0,89</u>
	102x152	0,288	1,469			1,59	<u>1,47</u>
60°	102x114	0,236	1,025	5,6	0,92	1,32	<u>0,94</u>
	102x152	0,236	1,464			<u>1,32</u>	1,34
90°	102x114	0,202	1,061	5,0	0,84	1,02	<u>0,89</u>
120°	102x114	0,236	1,046	3,9	0,92	<u>0,92</u>	0,95
150°	102x114	0,218	1,03	3,4	1,12	<u>0,74</u>	1,15
	102x190	0,366	1,488			<u>1,25</u>	1,67

under kurvan i FIG 4.15. Erhållet brottvärde är alltså inget mått på den verkliga skjuvhållfastheten hos plåten. Ökas fogarean så att tillåten förankringskraft blir lika stor som tillåten skjuvhållfasthet hos plåten är det troligt att samtliga värden på $s_{\alpha, \text{till}}$ vid dragskjuvning hamnar över nyssnämnd kurva.

Det låga värdet vid 120° beror däremot inte på att förankringshållfastheten varit avgörande utan här ger ekv (4.26) helt enkelt ca 10 % för låga värden. Frågan är då om detta kan accepteras. I och för sig är ju 2,5 en hög säkerhetsfaktor mot brott i stål, varför man borde kunna acceptera enstaka värden med endast 2,2-faldig säkerhet. Ställningstagandet försvåras dock om man även skall beakta förskjutningarna i förbanden när de lastas mot brott. För att ytterligare belysa problemet utfördes kompletterande prov vid vinklarna 95° och 105° . Resultaten är inprickade i FIG 4.15. Tendensen är densamma och snarast mer markant vid dessa vinklar än vid 120° . Innan diskussionen förs vidare skall rörelserna i förbanden återges.

I FIG 4.16-4.19 redovisas förskjutningarna som funktion dels av skjuvpåkänningen (FIG 4.16 och 4.17), dels av förankringspåkänningen (FIG 4.18 och 4.19). I /1/ har visats att rörelsen i plåten är försumbar jämfört med förskjutningen mellan spik och trä, åtminstone vid laster upp till två gånger tillåten plåthållfasthet. I brottstadiet beror sedan förhållandet mellan dessa förskjutningar på om det slutliga brottet är ett förankringsbrott eller ett plåtbrott. För de aktuella förbanden är alltså förskjutningen mellan spik och trä intressant vid tillåten last medan rörelsen i plåten är avgörande i brottstadiet då skjuvbrott i plåten varit den dominerande brottorsaken. Detta är orsaken till att förskjutningen redovisas som funktion av såväl τ_{α} som s_{α} .

Studerar först deformationerna i brottstadiet, FIG 4.16 och 4.17, så ser man att deformationskurvorna är väsentligt flackare för 0° och 90° än för 30° , 45° och 60° . Kurvorna för 120° , 135° och 150° slutar tvärt och det beror på att plåtarna bucklats strax därefter. En intressant iakttagelse är att deformationerna tycks

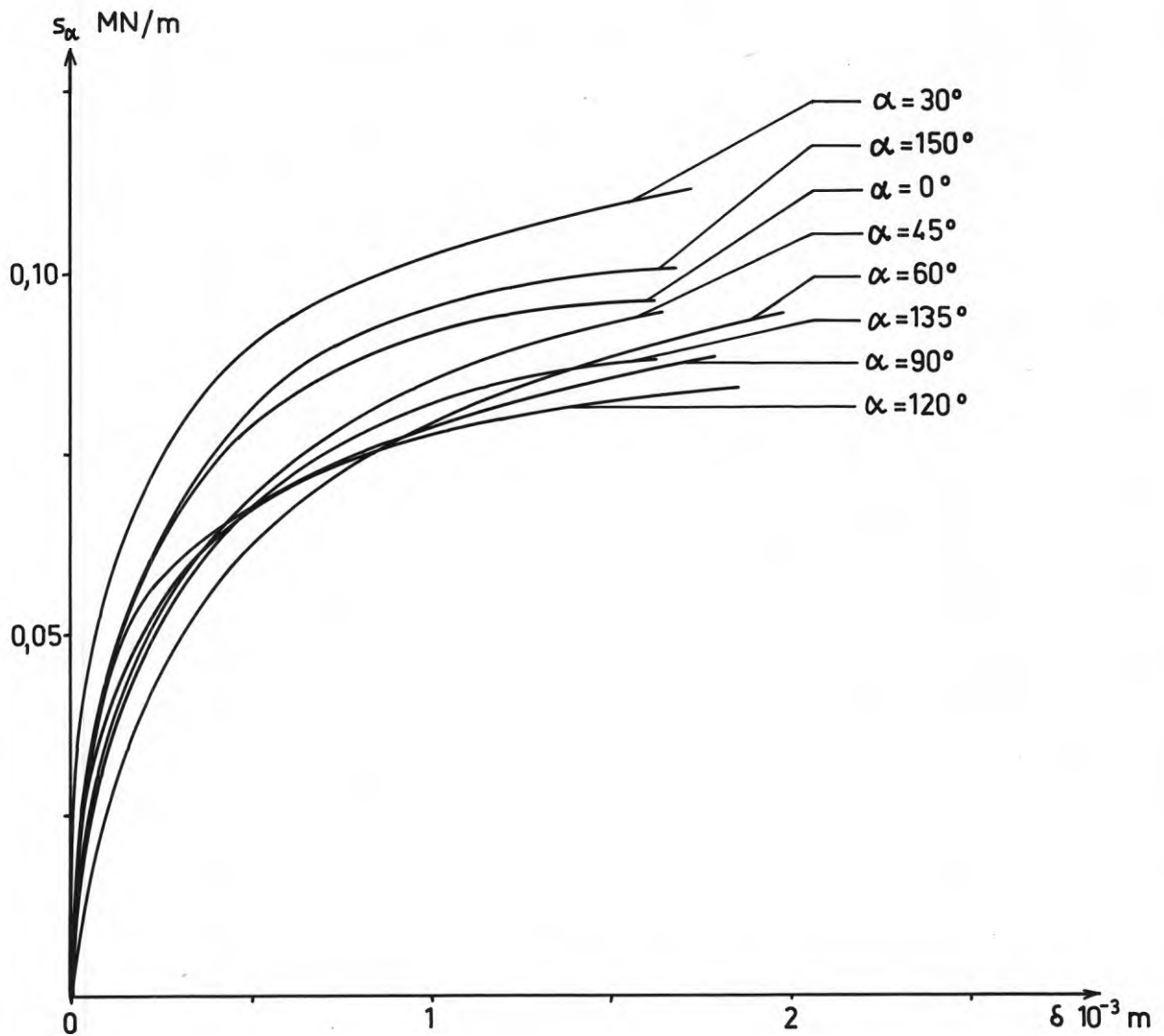


FIG. 4.16 Förskjutningen δ mellan virkesdelarna som funktion av skjuvpåkänningen s_α vid olika vinklar α mellan kraftriktningen och plåtens huvudriktning. Plåtstorleken är 102x114 mm.

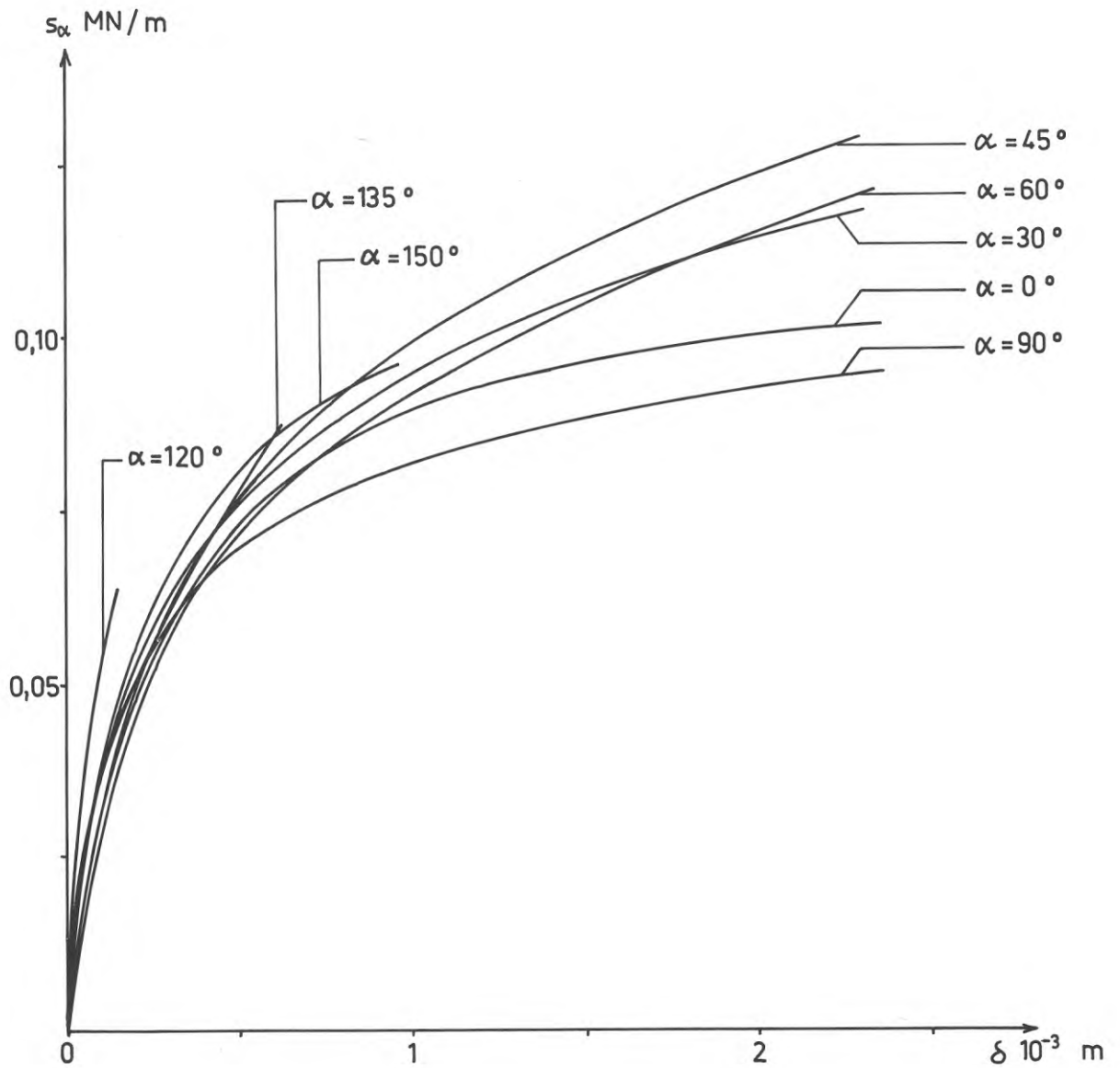


FIG. 4.17 Förskjutningen δ mellan virkesdelarna som funktion av skjuvpåkänningen s_α vid olika vinklar α mellan kraftriktningen och plåtens huvudriktning. Plåtstorleken är 102x190 mm.

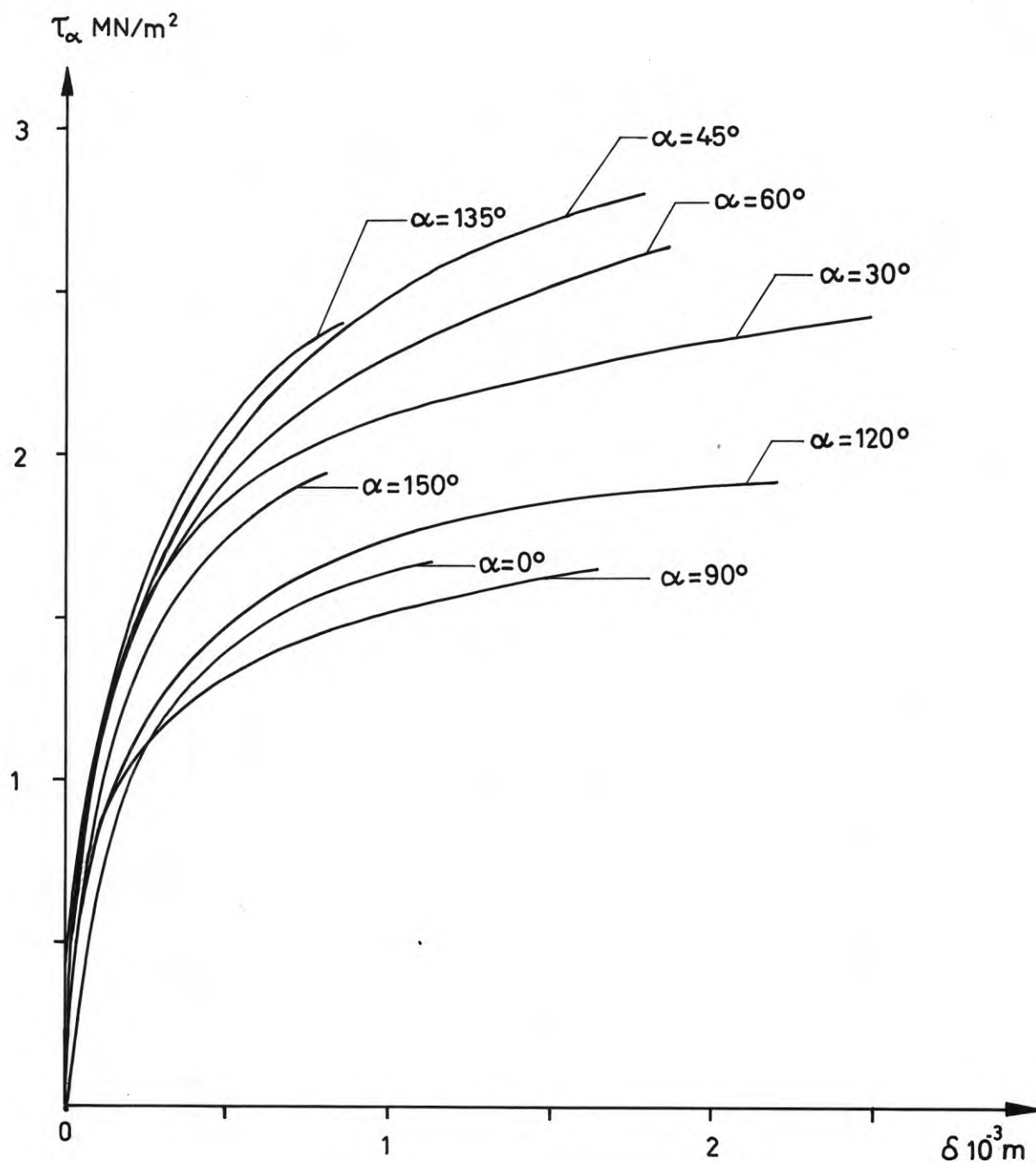


FIG. 4.18 Förskjutningen δ mellan virkesdelarna som funktion av förankringspåkänningen τ_α vid olika vinklar α mellan kraftriktningen och plåtens huvudriktning. Plåtstorleken är 102x114 mm.

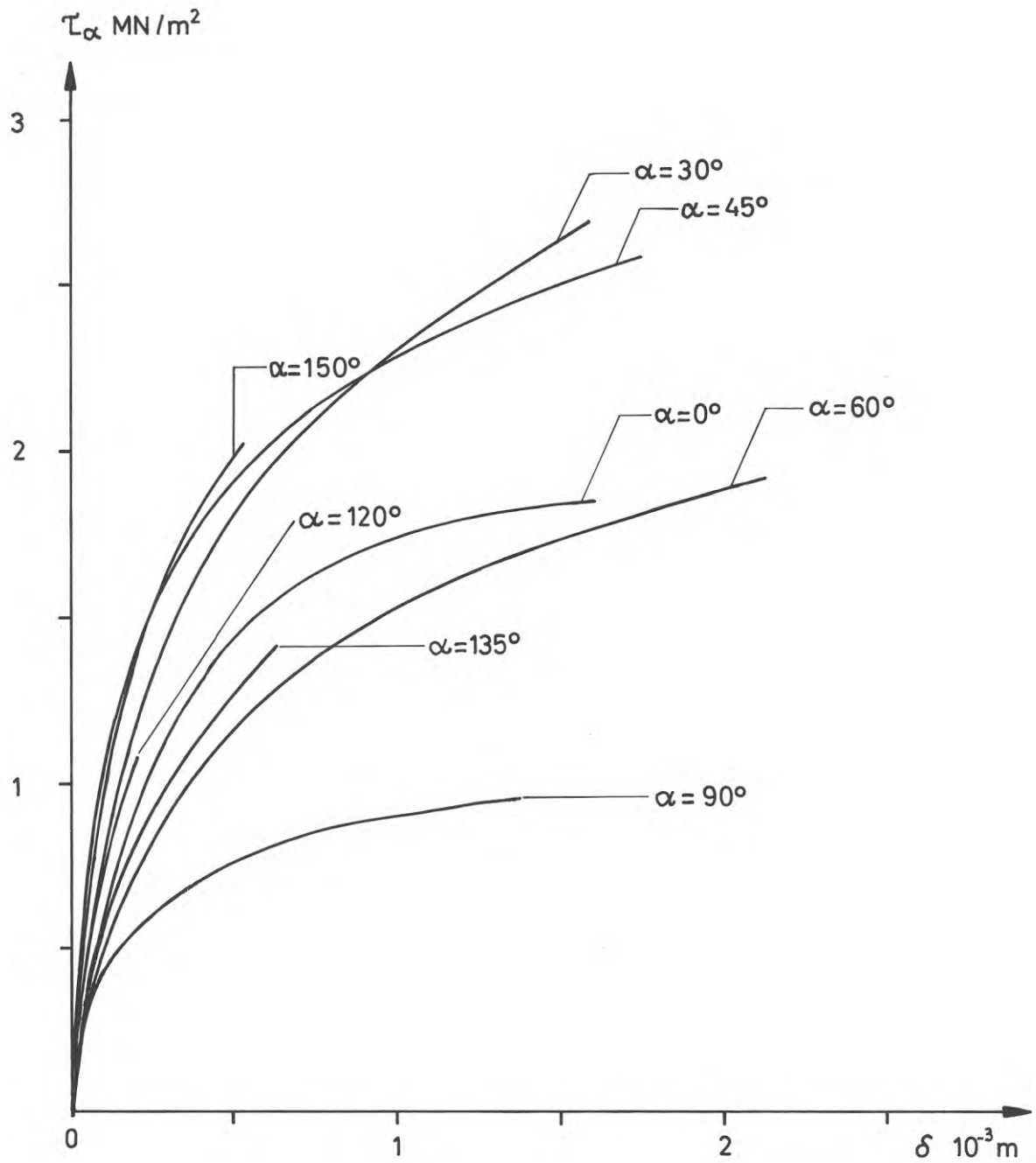


FIG. 4.19 Förskjutningen δ mellan virkesdelarna som funktion av förankringspåskänningen τ_α vid olika vinklar α mellan kraftriktningen och plåtens huvudriktning. Plåtstorleken är 102x190 mm.

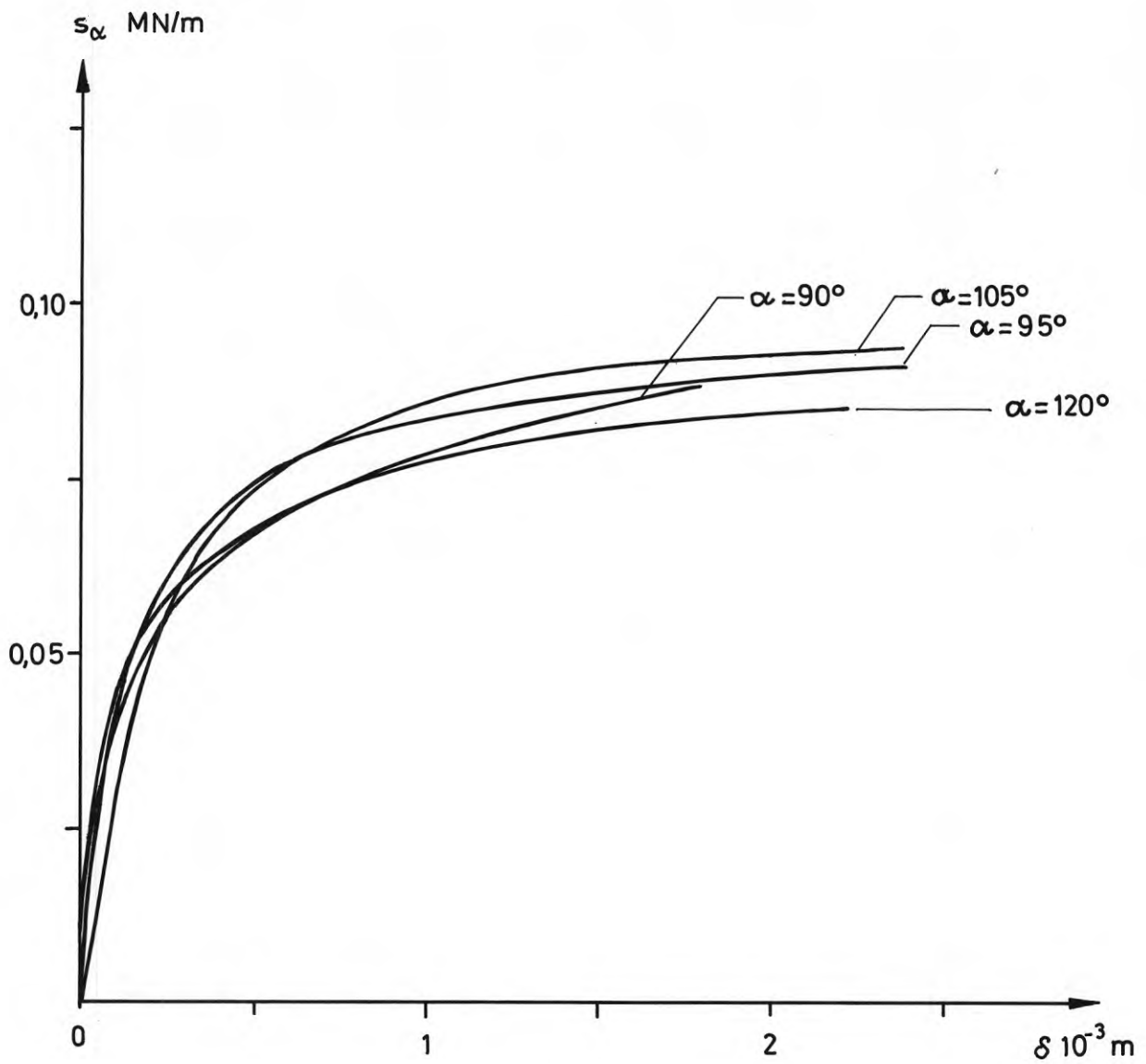


FIG. 4.20 Förskjutningen δ mellan virkesdelarna som funktion av skjuvpåkänningen s_α när vinkeln mellan plåtens huvudriktning och kraftriktningen varierar mellan 90° och 120° . Plåtstorleken är 102x114 mm.

vara större för 90° än för 0° trots att brotthållfastheten är högre vid 90° .

För att ytterligare belysa förskjutningsegenskaperna hos förbanden i vinkelintervallen 90° till 120° visas förskjutningskurvor för 90° , 95° , 105° och 120° i FIG 4.20. Plåtstorleken är i samtliga fall 102×114 mm. Som framgår av figuren är deformationskurvorna genomgående mycket flacka utom vid 120° . Här skall också påpekas att proven vid 95° och 105° erhöill en första buckling ungefär vid samma brottlast som provet vid 120° . Sedan ökades deformationerna kraftigt till dess att dragskjuvning utbildades, varefter förbandet ånyo tog last till dess den slutliga brottlasten nåddes. Samma sak iakttoogs i princip redan vid 90° -provet, men här skedde övergången till dragskjuvning relativt snabbt och utan klart utbildad buckling.

I vinkelområdet 90° till 120° föreligger alltså fall där man först erhåller buckling vid en last motsvarande $\alpha = 120^\circ$, sedan övergår proven efter relativt stor deformation till dragskjuvning och tar ytterligare någon last. Deformationerna vid brott har legat strax under de 15 mm som NKB /2/ föreskriver för att ett lastvärde skall betraktas som brottvärde med hänsyn till deformationens storlek. Om spel förelegat, är det dock troligt att större deformationer erhållits.

Mot bakgrund av dels de stora brottdeformationer som förbanden i området 90° - 120° uppvisar (stora deformationer erhålls förmodligen redan vid 80°) och dels den osäkerhet som råder kring brottlastens storlek om spel uppträder i dessa förband, måste därför riktigheten av ekv (4.26) ifrågasättas. Med beaktande av nyss fört resonemang är i stället följande uttryck på tillåten skjuvpåkänning att föredra vid dragskjuvning ($0^\circ < \alpha < 90^\circ$)

$$s_{\alpha, \text{till}} = s_{0, d} + C_3 \sin^2 \alpha \quad (4.27)$$

medan man vid tryckskjuvning lämpligen inför ett konstant värde på tillåten skjuvhållfasthet. Samma beteckningar som i ekv (4.26) har använts trots att C_3 kan ha ett annat värde.

För Hydro-Nail E föreslås $s_0 = 4 \cdot 10^{-2}$ MN/m och $C_3 = 1,5 \cdot 10^{-2}$ MN/m, varvid tillåten dragskjuvning erhålls som

$$s_{\alpha, \text{till}} = (4 + 1,5 \sin^2 2\alpha) 10^{-2} \text{ MN/m} \quad (4.28)$$

Som tillåtet värde vid tryckskjuvning föreslås $3,5 \cdot 10^{-2}$ MN/m.

De nya värdena markeras av den streckade linjen i FIG 4.15. Här föreslås att dessa värden används i framtiden.

Avsikten med att föra en så detaljerad diskussion kring skjuvspänningarna som här skett, har varit att klart redovisa varför det ansetts motiverat att i viss mån frångå den absoluta brott-hållfastheten när resultaten bedömts.

Går man nu tillbaka till förskjutningskurvorna och studerar dessa vid tillåten last, FIG 4.18 och 4.19, så ser man att förskjutningsbilden är densamma som för dragproven. Förbandets styvhet är med andra ord lägst vid 0^0 och växer sedan. Med hänsyn till den osäkerhet som friktionens inverkan medför, begränsas diskussionen till att gälla förskjutningsmodulen k . Som under 4.4.2 anges den per infästning, varvid följande uttryck erhålls

$$k = 2 P_{\text{till}} / \delta A \quad (4.29)$$

Här har som framgår av ekvationen antagits att förskjutningen är lika stor på ömse sidor om fogen, trots att fogareorna i vissa fall är något osymmetriska. Som värde på P_{till} har använts det lägsta av värdena för tillåten förankringskraft respektive tillåten skjuvkraft i plåten. En sammanställning över förskjutningsmodulerna enligt ekv (4.29) framgår av TAB 4.3.

De i TAB 4.3 erhållna k -värdena kan jämföras med det tidigare föreslagna korttidsvärdet $k = 1,25 \cdot 10^4$ MN/m och m^2 . Betänker man att detta värde är grundat på $\alpha=0^0$ och att det rimligen (jfr FIG 4.9) skulle vara större för andra vinklar, inser man att det tidigare föreslagna värdet bör kunna tillämpas även här. Vissa höga värden influeras förmodligen även av friktion mellan virkesdelarna.

TABELL 4.3 Förskjutningsmodul per infästning för skjuvförband
($k=2P_{till}/A \cdot \delta$).

α	Plåtstorlek bxa mm	Tillåten last P_{till} 10^{-2} MN	Effektiv area A 10^{-2} m ²	Förskjutning δ 10^{-4} m	Förskjutnings- modul k per in- fästning 10^4 MN/m och m ²
0°	102x114	0,75	1,049	1,0	1,44
	102x190	1,36	1,748	1,5	1,04
30°	102x114	1,09	1,032	0,8	2,72
	102x190	1,66	1,484	1,7	1,32
45°	102x114	0,89	0,893	0,8	2,50
	102x190	1,59	1,739	0,9	2,02
60°	102x114	0,94	1,025	0,6	3,06
	102x190	1,20	1,795	1,9	0,70
90°	102x114	0,82	1,061	0,8	1,68
	102x190	0,82	1,836	1,0	1,46
120°	102x114	0,83	1,046	0,4	3,95
	102x190	0,83	1,819	0,8	1,14
135°	102x114	0,84	0,837	1,0	2,00
	102x190	1,01	1,794	0,9	1,24
150°	102x114	0,76	1,030	0,6	2,38
	102x190	1,28	1,488	0,95	1,75

Anmärkningsvärt är att förskjutningsmodulen k genomgående är mindre för den större plåten där normalt skjuvhållfastheten varit dimensionerande. Förmodligen beror skillnaden på att förskjutningen ej varit jämnt fördelad över ytan. Om man i stället för den effektiva arean A inför en fiktiv area bestämd så att tillåten förankringskraft nått och jämnt balanserar tillåten skjuvhållfasthet hos plåten, närmar sig k -värdena för olika plåtstorlekar varandra. Av detta kan man dra den slutsatsen att en överdimensionering av fogarean i en knutpunkt inte behöver leda till någon nämnvärd styvhetsökning.

Här lämnas tills vidare frågan om förskjutningsmodulens storlek. Mera utrymme kommer att ägnas åt denna under avsnitt 5 och där kommer även förslag till tillämpbara värden att lämnas. Man kan nämligen förmoda att dessa värden blir beroende av utförandegoggrannheten och därför är det lämpligt att avvakta resultaten från provningar av hela takstolsförband.

Skjuvproven ger också en möjlighet att testa giltigheten av idag använda uttryck för kontroll av tillskottspåkänningar på grund av excentriciteter i förbanden. Ur BIL 1 erhålls efter en enkel omräkning följande uttryck på tillåtna excentricitetsmoment M :

$$M_{\tau_M} = \frac{\tau_M I_P}{r_{\max}} \quad (4.30)$$

$$M_{P_M} = p_\alpha f_{\text{eff}}^2 / 2 \quad (4.31)$$

M_{τ_M} anger tillåtet moment med hänsyn till förankringen mellan spik och trä

τ_M anger tillåten förankringspåkänning mellan spik och trä på grund av moment

I_P anger den effektiva fogareans polära tröghetsmoment ($I_x + I_y$)

r_{\max} anger största avståndet från den effektiva fogareans tyngdpunkt till en punkt på areans periferi

M_{P_M} anger tillåtet moment med hänsyn till plåtens hållfasthet (Naviersk spänningsfördelning antas)

p_α anger tillåten normalpåkänning i plåten (vinkelrätt fogen)

f_{eff} anger den effektiva foglängden för den ena av de två symmetriska plåtar som ingår i förbandet.

Ett sätt att ange dimensionerande moment när de yttre krafterna är kända behandlas i /3/. Man antar där att kraften per infästning går genom den effektiva fogareans tyngdpunkt. Det moment M som angriper en fogare på grund av den yttre kraften P beräknas därefter som $P \cdot e$, där e anger avståndet från den effektiva fogareans tyngdpunkt till fogen mellan virkesdelarna mätt vinkelrätt kraften. Genom att dividera momenten enligt ekv (4.30) och (4.31) med e erhåller man följande uttryck på tillåten yttre last P_{till} om lasten antas parallell med fogen.

$$P_{\text{till}}^{\tau_M} = \frac{\tau_M I_p}{e \cdot r_{\text{max}}} \quad (4.32)$$

$$P_{\text{till}}^p = p_\alpha \cdot f_{\text{eff}}^2 / 2e \quad (4.33)$$

Tillåtna laster enligt ekv (4.32) och (4.33) skall sedan jämföras med de laster som erhålls om momentets inverkan försummas, varvid följande ekvationer gäller

$$P_{\text{till}}^{\tau_\alpha} = A \tau_{\alpha, \text{till}} \quad (4.34)$$

$$P_{\text{till}}^{s_\alpha} = 2 s_{\alpha, \text{till}} f_{\text{eff}} \quad (4.35)$$

I TAB 4.4 har tillåten last P_{till} beräknad enligt de alternativa uttrycken i ekvationerna (4.32)-(4.35) sammanställts för några typiska värden på α . Som värde på τ_M har genomgående räknats med maximalt tillåtet värde som för Hydro-Nail E är $1,04 \text{ MN/m}^2$. I princip kunde ett högre värde motiveras av vad som framkommit under 4.4.1 men avsikten är här att visa vad nuvarande anvisningar ger. Värdena på $\tau_{\alpha, \text{till}}$, $s_{\alpha, \text{till}}$ och $p_{\alpha, \text{till}}$ är dock de nya värden som föreslagits i innevarande avsnitt.

Som framgår av TAB 4.3 blir i samtliga fall utom ett $P_{\text{till}}^{\tau_M}$ enligt ekv (4.32) dimensionerande för vinklar från 30° till och med 150° .

TABELL 4.4 Tillåten last P_{till} för skjuvförbanden beräknad på olika sätt. Under varje P_{till} i tabellhuvudet anges ett ekvationsnummer som syftar till motsvarande ekvation i texten. Det dimensionerande alternativet för varje plåtstorlek är understruket.

α	Plåtstorlek bxa mm	f_{eff} per plåt m	A $10^{-2} m^2$	$s_{\alpha,till}$ $10^{-2} MN/m$	$\tau_{\alpha,till}$ MN/m^2	P_{till}^M (4 · 29) $10^{-2} MN$	P_{till}^D (4 · 30) $10^{-2} MN$	P_{till}^{τ} (4 · 31) $10^{-2} MN$	P_{till}^s (4 · 32) $10^{-2} MN$
0°	102x114	0,094	1,049	4,0	1,40	0,8	<u>0,55</u>	1,47	<u>0,75</u>
	102x190	0,170	1,748			2,11	1,80	2,45	<u>1,36</u>
30°	102x114	0,107	1,032	5,1	1,12	<u>0,82</u>	2,20	1,15	1,09
	102x190	0,183	1,484			<u>0,82</u>	2,20	1,66	1,87
45°	102x114	0,130	0,893	5,5	1,00	<u>0,47</u>	1,61	0,89	1,43
	102x190	0,144	1,739			<u>0,84</u>	1,40	1,74	1,59
60°	102x114	0,118	1,025	5,1	0,915	<u>0,60</u>	1,58	0,94	1,20
	102x190	0,118	1,795			<u>0,80</u>	1,03	1,64	1,20
90°	102x114	0,102	1,061	4,0	0,84	<u>0,66</u>	1,68	0,89	0,82
	102x190	0,102	1,836			0,86	1,03	1,54	<u>0,82</u>
120°	102x114	0,118	1,046	3,5	0,915 ^{x)}	<u>0,60</u>	1,55	0,95	0,83
	102x190	0,118	1,819			<u>0,82</u>	1,06	1,66	0,83
135°	102x114	0,125	0,837	3,5	1,00 ^{x)}	<u>0,44</u>	1,55	0,86	0,87
	102x190	0,144	1,794			<u>0,86</u>	2,38	1,79	1,01
150°	102x114	0,109	1,030	3,5	1,12 ^{x)}	<u>0,60</u>	1,38	1,15	0,76
	102x190	0,183	1,488			<u>0,83</u>	2,20	1,67	1,28

^{x)} Samma $\tau_{\alpha,till}$ antas vid tryck som vid drag

P_{till}^D (ekv (4.30) har varit avgörande i ett fall och i övrigt P_{till}^S . Oavsett om nivån på τ_M legat något lågt, kan man säga att ekv (4.32) dåligt speglar vad som sker i förbandet. Detta beror till stor del på att det vridande moment ($P \cdot e$) beräknas på ett sätt som gör att det inte kan tillämpas i ekv (4.30), som ju bygger på antagandet att varje fogyta kan vrida sig fritt kring sin tyngdpunkt. I själva verket får man en styrd vridning influerad av fogareornas inspänning i varandra genom plåten och av kontakten mellan virkesdelarna.

Om ekv (4.30) skall användas i fortsättningen, bör man därför ändra de anvisningar för beräkning av M_{DIM} som anges i /3/. Alternativt bör man överväga att slopa kontrollen av excentricitetens inverkan, varom mera under avsnitt 5, där det även skall diskuteras hur stor vridning som erfordras för att spikplåten skall uppta moment.

4.5 Sammanfattning av diskussionen kring nya grunddata

Innan framställningen flyttas över till att avse förband i färdiga takstolar kan det vara lämpligt att sammanfatta vad som framkommit under avsnitt 4.

Beträffande tillåten förankringspåkänning $\tau_{\alpha,till}$ föreslås att samma uttryck som tidigare används (ekv (4.4)) men att värdet på faktorn C_1 reduceras om risk för sprickbrott inte föreligger. För Hydro-Nail E föreslås att C_1 för dessa fall ges värdet 0,4. De ändringspropåer som anförts här återverkar naturligtvis även på val av typförband vid typprovning av en ny plåttyp. Det är dock lämpligt att avvakta med den diskussionen till i slutet av kapitel 5.

Tillåten plåtpåkänning $p_{\alpha,till}$ vid dragkraft kan bestämmas enligt samma uttryck som tidigare, se ekv (4.22). För Hydro-Nail E föreslås dock att C_2 ges värdet 0,65 i stället för 0,67. Beträffande den effektiva plåtbredden bör definitionen kompletteras med ett påpekande, varav framgår att den effektiva plåtbredden bestäms i det snitt som avgränsar den effektiva fogarean från området närmast fogen mellan virkesdelarna (FIG 4.11).

För tillåten skjuvpåkänning har två uttryck diskuterats, nämligen ett som bygger direkt på brottvärdena utan hänsyn tagen till deformationsbilden i brottstadiet, se ekv (4.24) och ett som tar hänsyn till dessa deformationer, ekv (4.27). Uttrycket enligt sistnämnda ekvation är att föredra och för Hydro-Nail E erhålls då följande tillåtna skjuvspänningar $s_{\alpha, \text{till}}$

$$s_{\alpha, \text{till}} = 0,04 + 0,015 \sin^2 2\alpha_2 \quad (\text{MN/m}) \text{ vid dragskjuvning} \\ (0^\circ \leq \alpha_2 \leq 90^\circ)$$

och

$$s_{\alpha, \text{till}} = 0,035 \quad (\text{MN/m}) \text{ vid tryckskjuvning } (90^\circ < \alpha_2 < 180^\circ)$$

Ovanstående hållfasthetsvärden kommer att användas i fortsättningen.

5 SPIKPLÅTSFÖRBAND I W-FACKVERK

5.1 Bakgrund och syfte

I avsnitt 4 redovisades grundläggande förskjutnings- och hållfasthetsegenskaper för spikplåtsförband och förslag till tillåtna påkänningar lämnades. För förankringen mellan spik och trä infördes dock reservationen att dragspänningar vinkelrätt fibrerna skulle vara av försumbar storlek. Frågan om lämpliga förskjutningsdata för spikplåtsförband lämnades tills vidare öppen.

Avsikten är att i detta avsnitt studera hur spikplåtsförband dimensionerade enligt anvisningarna i avsnitt 4 uppför sig när de belastas till brott. Som lämpliga förbandstyper har valts de förband som normalt uppträder i ett W-fackverk. W-fackverket är för närvarande den vanligast förekommande takstolstypen för småhus i Sverige, varför det varit naturligt att välja den som referenstyp, speciellt som flera av dess förband återfinns i många andra fackverkstyper. Utöver att proven blir en kontroll på redan föreslagna påkänningar bör resultaten även lämna svar på frågan om hur dragspänningar vinkelrätt fibrerna skall behandlas med hänsyn till risk för sprickor i virket. Vidare ges här tillfälle att bedöma förskjutningarnas storlek på grundval av ett betydligt bredare provningsunderlag.

Just frågan om förskjutningarna är viktig att få korrekt besvarad om man bättre vill bedöma de extraspänningar som uppträder i förbanden på grund av excentriska stånganslutningar. Excentriciteterna ger i första hand upphov till vridande moment i knutpunkten som skall tas upp dels av plåten och dess infästning i virket dels genom kontakttryck mellan virkesdelarna. Knutpunkternas rotation som sådan är dessutom styrd av de stänger som stöter samman i knutpunkten och av dessa stängers infästningsförhållanden.

I avsnitt 4.4.3 har redan redovisats de metoder som idag används för att beräkna dimensionerande respektive tillåtet moment i en knutpunkt, se även pkt 4 i BIL 1. Dessa formler skall inte upp-

repas här utan det räcker att ånyo påpeka att de utnyttjas som om hela momentet tas upp av plåten och av förankringen mellan plåt och trä samt som om varje fogyta kan rotera fritt kring sin egen tyngdpunkt. Som visats i 4.4.3 leder dessa förenklingar till att man grovt underskattar förbandets förmåga att uppta vridande moment och om momentkontrollen skall bibehållas måste nuvarande regler kompletteras med anvisningar om vilket moment man skall anse som dimensionerande för förbandet.

Ett försök att mera noggrant behandla momentbelastade spikplåtsförband redovisas i /1/. Syftet med den undersökningen var att undersöka möjligheterna att använda spikplåtar för att längdskarva träbalkar. Förbanden utfördes med anliggning mellan virkesdelarna och den goda direktkontakt som därvid erhöles har utnyttjats i de anvisningar för tillåtna moment och förväntade vinkeländringar som angivits för dessa förband, se Planverkets typgodkännande nr T 1623/71. Av /1/ framgår att spel mellan virkesdelarna har liten inverkan på förbandets brotthållfasthet medan däremot deformationerna ökar avsevärt, varför tillåtet spel i de slutliga anvisningarna begränsats till 1 mm. FIG 5.1 hämtad ur /1/ visar hur spel mellan virkesdelarna inverkar på vinkeländringen över skarven.

Man ser att vinkeländringen är mer än dubbelt så stor för förband med spel, medan däremot brotthållfastheten är densamma. I figuren är även inlagt nivån för tillåtet moment enligt /1/, varav framgår att den vinkeländring som motsvarar tillåtet moment vid full anliggning endast motsvarar drygt halva tillåtna momentet om spel föreligger mellan virkesdelarna. Precisionen vid tillverkning av andra typer av spikplåtsförband än längdskarvar är idag inte större än att man ofta får räkna med spel mellan virkesdelarna om mer än 1 mm. Som framgått av nyss fört resonemang krävs då en relativt stor vinkeländring för att dessa förband skall nå upp till en deformation som motsvarar tillåtet moment och frågan blir då: "Vilka vinkeländringar kan förväntas i en knutpunkt?"

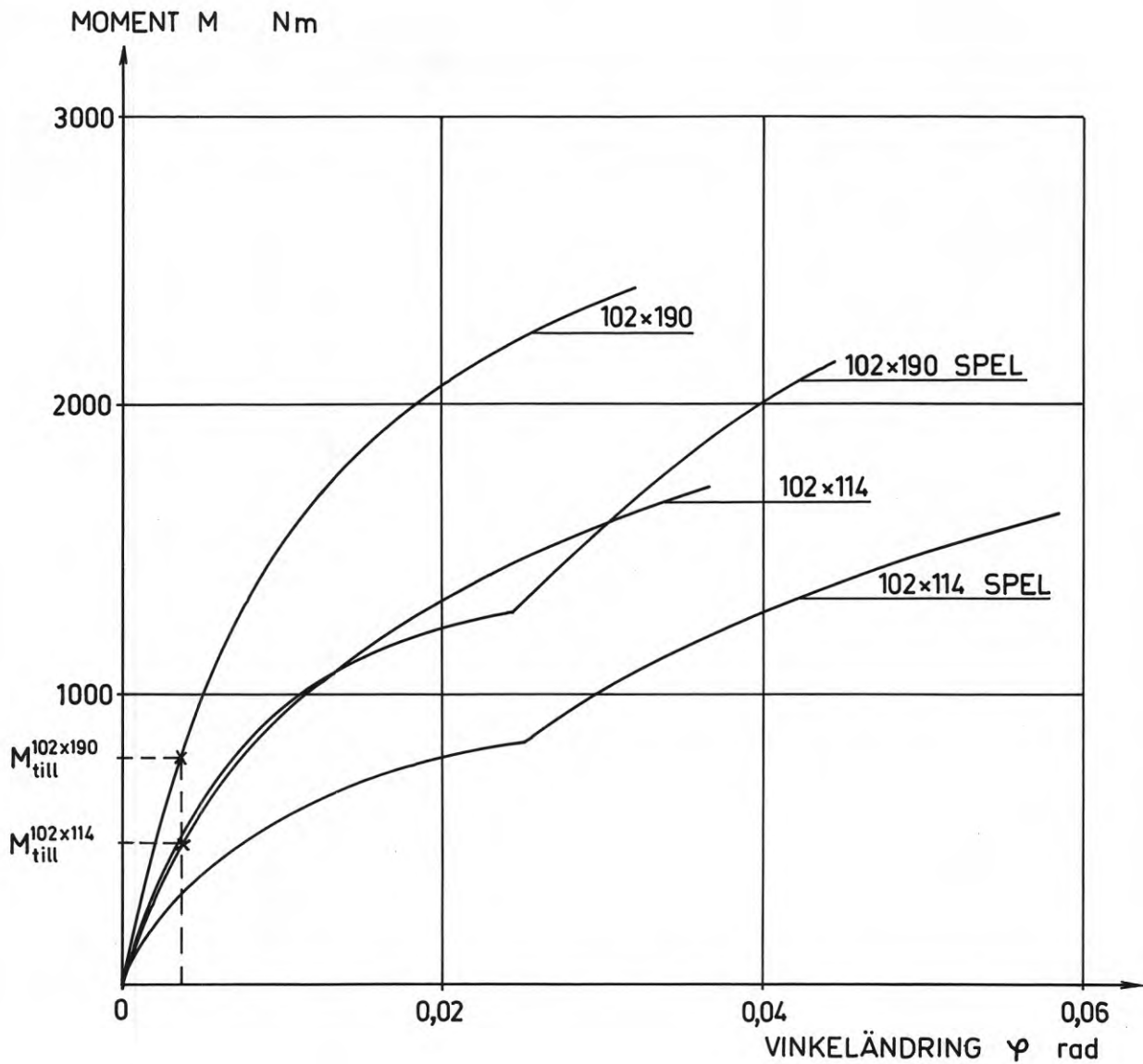


FIG 5.1 Samband mellan vinkeländring över skarven och pålagt moment för längdskarvar med symmetriskt placerade plåtar i 45x120 mm furu. Två av serierna är utförda utan spel mellan virkesdelarna och övriga är utförda med 1 mm spel. Använd plåtstorlek markeras i anslutning till kurvorna.

Frågan är svår att besvara då flertalet fackverk med spikplåtsförband är statistiskt obestämda konstruktioner med eftergivliga knutpunkter, vars rotationscentra varierar med lastens storlek. För att kunna kringgå dessa problem men ändå ge en uppfattning om tänkbara vinkeländringar i en knutpunkt väljs att studera stödvinkeländringen θ^0 för en fritt upplagd balk med konstant tvärsnitt. Balken antas belastad med en jämnt fördelad last q varvid θ^0 erhålls ur exempelvis BYGG kap 162 som

$$\theta^0 = ql^3/24EI \quad (5.1)$$

Häri anger l spännvidden
 E elasticitetsmodulen
 I tröghetsmomentet

Om l ersätts med $n \cdot B$ när B anger balkens bredd och om balkens tjocklek betecknas t kan ekv (5.1) skrivas

$$\theta^0 = qn^3/2Et \quad (5.2)$$

Normal virkestjocklek i takstolar är 45 mm varför detta värde införes på t . Vidare antas att virkeskvaliteten är T200, vilket ger $E = 8000 \text{ MN/m}^2$ och en tillåten böjpåkänning $\sigma_{b,till}$ på högkant om 8 MN/m^2 .

I FIG 5.2 visas θ^0 som funktion av n vid olika värden på q . Övre gräns för n erhålls ur villkoret att $\sigma_{b,till}$ ej får överskridas, dvs

$$\sigma_{b,till} \leq M/W \quad (5.3)$$

där M anger det yttre momentet och W böjmotståndet. Med införda beteckningar kan ekv (5.3) förenklas till

$$n^2 < 4t\sigma_{b,till}/3q \quad (5.4)$$

Maximalt värde på n markeras av det tvärstreck som avslutar varje kurva i FIG 5.2.

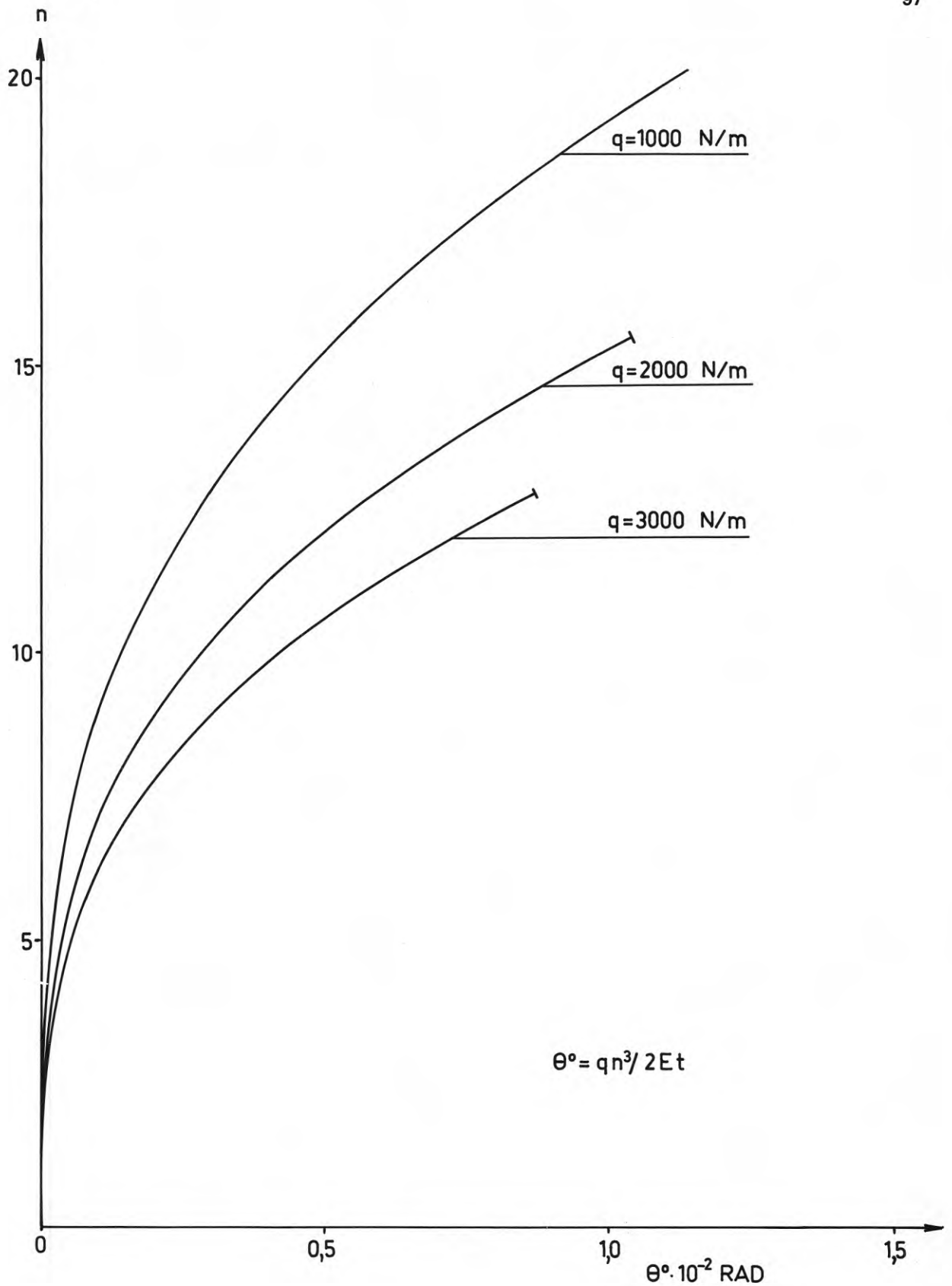


FIG 5.2 Stödvinkeländringen θ^0 för fritt upplagd balk i T200 med 45 mm virkestjocklek. Den yttre lasten antas jämnt fördelad och n anger kvoten mellan balkens spännvidd och höjd (virkesbredden). Sambandet visas upp till tillåtet moment.

Ett normalt värde på q när det gäller takstolar är 2000 N/m. Vid maximalt värde på n uppgår därvid θ^0 till $1,0 \cdot 10^{-2}$ rad, vilket skall jämföras med vinkeländringen över en skarv utförd med perfekt anläggning. Denna vinkeländring har i /1/ angivits till $0,32 \cdot 10^{-2}$ rad vid tillåtet moment. Antar man att spel råder mellan virkesdelarna blir vinkeländringen 2 à 3 ggr större och närmar sig alltså det nyss framräknade maximivärdet för den fritt upplagda balken. I ett fackverk är fallet fri uppläggning ovanlig utan någon form av kontinuitet förekommer vanligen hos ramstängerna, vilket reducerar stödvinkeländringen (livstängerna löper endast mellan två knutpunkter, men de saknar oftast transversallast, varför de är ointressanta i det här resonemanget). Betänker man dessutom att ramstången normalt även skall uppta viss axialkraft inser man att n_{\max} sällan kan utnyttjas. I det anförda beräkningsexemplet är $n=10$ ett mera troligt värde. Härvid erhålls en stödvinkeländring om endast $0,3 \cdot 10^{-2}$ rad.

Här måste nu en reservation göras för att resonemanget förts mot bakgrund av vinkeländringar i längdskarvar mellan parallella virkesdelar. Om delarna sammafogas i vinkel mot varandra som blir fallet i en knutpunkt kan virket överföra mindre tryckkraft än om virkets fiberriktning sammanfaller i de båda delarna. Därvid erhålls ett mindre tillåtet moment samtidigt som deformationerna tilltar snabbare när momentet ökas. Tills vidare införs dock antagandet att vinkeländringen vid tillåtet moment och god anläggning kan antas uppgå till $0,3$ à $0,4 \cdot 10^{-2}$ rad oavsett vinkeln mellan anslutande virkesdelar.

Vid ofullständig anläggning kan man då räkna med ungefär 10^{-2} rad vid tillåtet moment. Med stöd av nyss fört resonemang leder detta påstående i sin tur till att vinkeländringarna i en knutpunkt i ett normalfackverk inte orsakar större moment i knutpunkten än $0,3$ à $0,5 M_{\text{till}}$, där M_{till} avser tillåtet moment när anläggning mellan virkesdelarna utnyttjas i brottstadiet.

Frågan är då hur spikplåtsförband reagerar för påkänningar sammansatta av moment, normalkraft och tvärkraft. I den undersökning som redovisas i /1/ studerades hur mycket förbandets

förmåga att uppta moment sjönk när det dessutom utsattes för tvärkraft och/eller normalkraft. Dessa resultat visar att maximalt tillåten skjuvkraft får uppträda utan att tillåtet moment reduceras. Tillkommer dessutom maximalt tillåten dragkraft skall tillåtet moment multipliceras med 0,85. Det sistnämnda under förutsättning att man kan acceptera den deformationsökning som uppstår om så högt moment tillåtes.

Av nyss fört resonemang drar man den slutsatsen att om en knutpunkt i ett fackverk med spikplåtsförband dimensioneras för uppträdande avskärnings- och normalkrafter skulle man därutöver även kunna medge att knutpunkten belastas med ett relativt stort vridande moment utan att tillåten axialkraft behöver reduceras. Här har dessutom visats att man knappast behöver räkna med större excentricitetsmoment än halva tillåtna momentet vid anläggning och då skulle enligt /1/ reduktionen närma sig försumbara värden. En avsikt med försöken i föreliggande avsnitt är just att söka visa att spikplåtsförband normalt kan dimensioneras utan att särskild hänsyn tas till påkänningar på grund av excentriciteter i förbanden.

Det sistnämnda uttalandet får inte tolkas som att inga extraspänningar uppträder i knutpunkten. Förvisso förekommer inspänning och momentöverföring i knutpunkter med spikplåtar och i en totaloptimering av en konstruktion vore det intressant att studera vilken inverkan dessa extraspänningar har på spänningsfördelningen i hela konstruktionen. Under avsnitt 2 har dock deklarerats att sådana analyser faller utanför ramen för föreliggande arbete som är inriktat på förbanden och där mycket vore vunnet i fråga om beräkningsarbete om extraspänningarna kunde försummas vid förbandsdimensioneringen.

Andra konkreta frågeställningar utöver frågorna kring moment och dragspänningar vinkelrätt fibrerna som avses bli besvarade av försöksresultaten i innevarande avsnitt är

- a) Hur påverkas knäckningsstabiliteten hos tryckta ramstänger om de längdskarvas med spikplåtsförband?
- b) Vilken betydelse har fogareans form på spänningsfördelningen i förbanden och kan man öka förbandets styvhet genom att

överdimensionera fogarean? Försöken under avsnitt 4 antydde snarast ett nekande svar på sista delen i frågan.

- c) Vilka hanteringspåkänningar kan spikplåtskonstruktioner förväntas klara?

Avsnitt 5 skall alltså täcka ett brett problemregister där slutmålet är att få fram nya regler för att dimensionera spikplåtsförband. Parallellt därmed bör resultaten även ge upplysningar om vilka utföranderegler som krävs samt om vilka ändringar som kan erfordras i nuvarande typprovningsregler.

Under nästa punkt skall den allmänna försöksuppläggningsredovisas och därefter presenteras försöksomfattning, utförande och resultat för en knutpunkt i taget.

5.2 Allmän försöksuppläggning

Ett W-fackverk är som nämnts en statistiskt obestämd konstruktion, varför belastningsförsök med hela takstolar medför avsevärda mätproblem om man vill bestämma krafter och förskjutningar i varje förbindning. När takstolen belastas till brott får man dessutom räkna med att brott inte inträder samtidigt i samtliga knutpunkter, varför det är svårt att bilda sig en uppfattning om mer än ett fåtal förbands hållfasthet per försök. Såväl tekniskt som ekonomiskt ställs alltså stora krav om man vill studera egenskaperna för enstaka förband genom att belasta hela takstolar.

Här har i stället valts den enklare och mindre kostsamma metoden att skära ut de enskilda förbanden och testa dem var för sig. De största nackdelarna med ett sådant arrangemang kan sammanfattas i följande punkter

- a) Det är svårt att belasta de enskilda proven så att inspänningsförhållandena i takstolen efterliknas. I här utförda försök har ofta större vinkeländringar förekommit än vad som kan förväntas i verkligheten. Detta har å andra sidan medfört större extraspänningar än normalt i förbanden, varför man kan säga att om försöken visar att extraspänningarna kan försummas vid provförbandens dimensionering så bör resultaten kunna accepteras även i de slutliga anvisningarna.
- b) En annan följd av de överdrivna vinkeländringarna i förbanden är att det är tveksamt vilken giltighet resultaten från för-

skjutningsmätningar i förbanden har. I här utförda försök har inga vinkelmätningar företagits då dessa på förhand kan bedömas som icke representativa. Däremot har translationerna i knutpunkterna mätts.

- c) Endast axialkrafternas storlek kan kontrolleras tillfredsställande i den här typen av provningar. Man måste därför räkna med att värdena för moment och tvärkrafter på virkesdelarna kan avvika avsevärt från de värden som uppträder i praktiken. Försöken kan därför inte tas som utgångspunkt för att visa att de under a) omtalade extraspänningarna även kan försummas vid virkets dimensionering. Idag försummas dock normalt dessa spänningar och det är önskvärt att så kan ske även i fortsättningen när enkla dimensioneringsmetoder används.

För att få ett visst grepp om vilka konsekvenser de under a)-c) anförda begränsningarna kan leda till avslutas försöken under avsnitt 5 med provning i full skala av W-tackstolar med 15° respektive 27° taklutning. Dessa försök kan naturligtvis inte ge några absoluta svar men de bör lämna indikationer på om allvarliga brister föreligger i de resultat som kommer fram vid förbandsprovningarna.

Till sist bör också påpekas att det i undersökningen inte har varit möjligt att ta hänsyn till hur brister i utförandet påverkar förbandens hållfasthet. I vissa kritiska förband har dock inverkan av spel mellan virkesdelarna studerats.

5.3 Takfotsförband

5.3.1 Uppläggning och omfattning

Takfotsförbandet är oftast det förband som upptar de största krafterna i ett W-fackverk. En korrekt dimensionering av detta förband är således av stor såväl teknisk som ekonomisk betydelse, varför det är naturligt att ägna det relativt stort utrymme i det följande. De mångfacetterade utföranden som förekommer medför att man för att ange dimensioneringsregler för denna förbandstyp måste beakta flertalet av de frågeställningar som nämnts under 5.1 och bland vilka kan nämnas:

- a) Inverkan av excentriciteter i förbanden
- b) Inverkan av dragspänningar i vinkel mot virkets fiberriktning
- c) Möjligheter att variera upplagens placering

d) Möjligheter att variera knutpunktens styvhet genom att ändra plåtstorleken.

Nio olika förbandstyper har använts för att ge en så allsidig belysning av dessa frågor som möjligt. Varje typ har sedan testats för taklutningarna 15° och 27° . I FIG 5.3 redovisas de åtta första typerna littererade med romerska siffror. De olika typernas särdrag kan presenteras som följer, varvid samtidigt val av typer motiveras:

- Typ I visar grundtypen som kan sägas representera dagens "normalutförande". Underramen vilar på upplaget och plåten placeras symmetriskt över fogen, dvs ingen hänsyn tas till att förankringshållfastheten är något högre i underramen.
- Typ II liknar typ I men tassens (överramens utskjutande del) har kapats i nivå med underramens underkant. Detta för att se om tassens längd har någon betydelse för förbandets hållfasthet.
- Typ III påminner om typ I men har upplaget delvis infällt i överramen. Utförandet används ofta om man har en fix höjd över takfotsupplaget som basförutsättning i sitt väggsystem. Samma väggsystem används nämligen av husfabrikerna i flera snözoner medan takstolens dimensioner ändras när snözonerna växlar. Vill man då behålla det tidigare nämnda fixmättet, tvingas man till inskärningar när virkesdimensionerna ökar.
- Typ IV har hela upplaget infällt i överramen och plåtarna placerade som för typ I. I det visade utförandet föreligger risk för dragsprickor i virket.
- Typ V är identisk med typ IV bortsett från plåtarnas placering. Enligt tidigare erfarenheter har i ett meddelande från STFI /3/ angivits att för upplag infällda i överramen skall spikplåtarna minst ges sådan förankring i överramen att en linje genom den effektiva areans tyngdpunkt dragen parallellt med överramen ej träffar inskärningen. Härigenom förhindras skjvsprickor i virket vid belastning. Plåtarna är här, när det gäller underramens infästning, placerade som för typ I, men förlängda i överramen så att villkoret ovan uppfylls.
- Typ VI I vissa fall har man varit intresserad av möjligheterna till begränsade upplagsindragningar i förhållande till placeringen enligt typ I utan att för den skull tillgripa extra förstärkningsåtgärder. En regel för denna indragning som varit uppe till diskussion är att man skulle tillåta en indragning om $2/3$ av foglinjens horisontalprojektion. Här har detta antagande testats jämte en ännu större indragning vid 27° taklutning. Mindre indragningar har ansetts ointressanta då de skulle ge för små variationsmöjligheter.

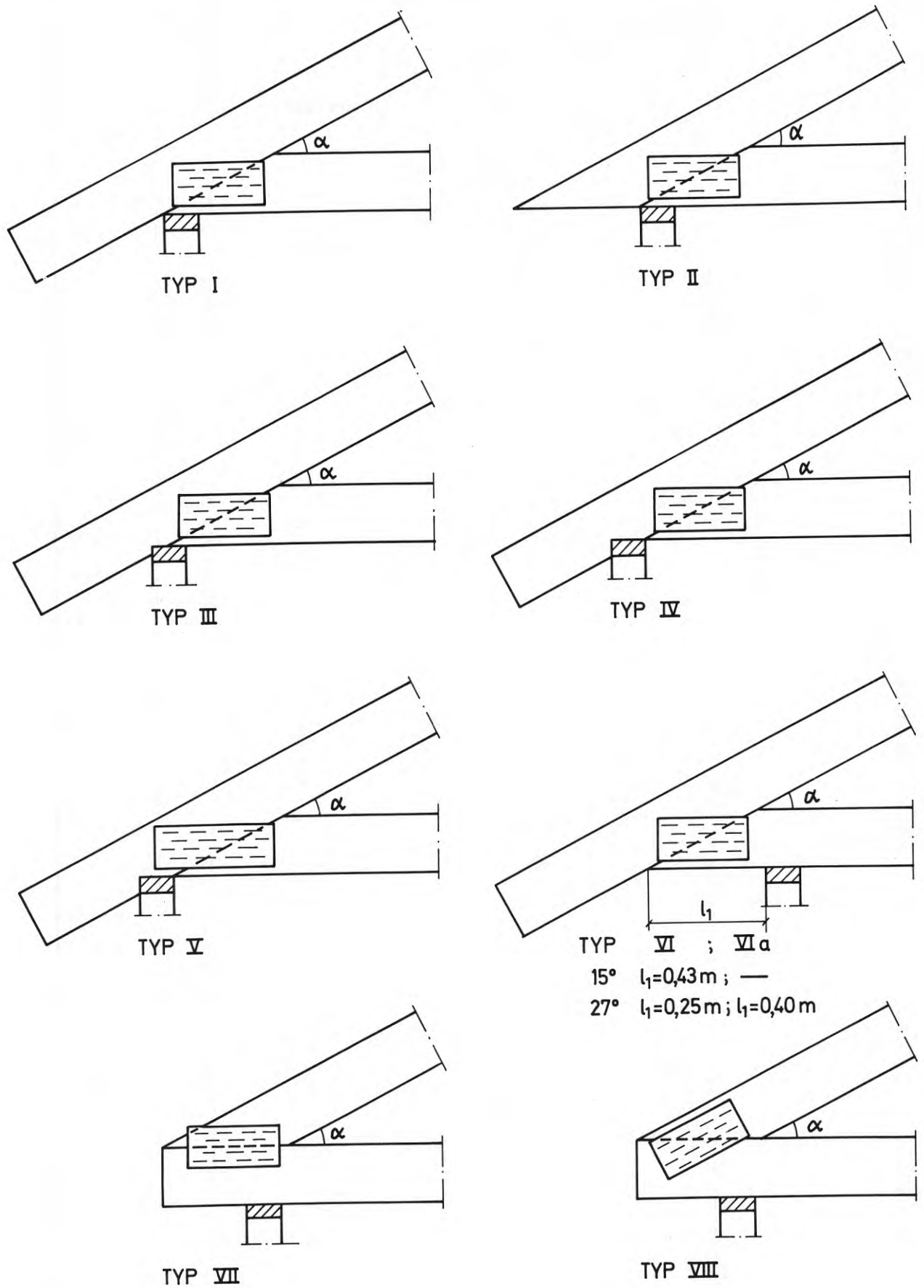


FIG 5.3 Testade utformningar av takfotsförbanden. Varje typ har testats vid taklutningar motsvarande 15° och 27°. Valda plåtstorlekar framgår av TAB 5.1.

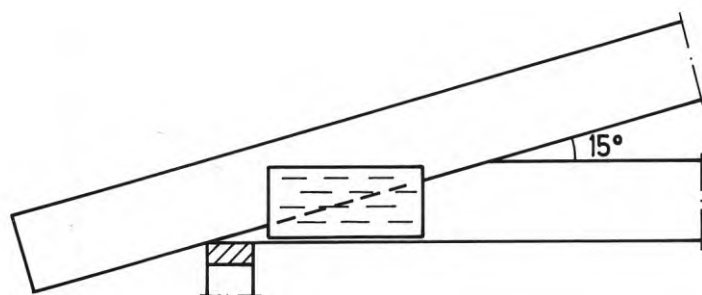
- Typ VII visar ett utförande som ofta används i Danmark men som även tillgripits ibland i Sverige. Överramen vilar här på underramen och man kan för normalt belastade fackverk räkna med viss friktion mellan överram och underram. Upplagets yttre gräns är indragen till $2/3$ av kontaktytan mellan virkesdelarna. Plåtens huvudriktning är parallell med underramen.
- Typ VIII är utförd på samma sätt som typ VII bortsett från att plåtens huvudriktning är parallell med överramens fiberriktning.

Nuvarande anvisningar (BIL 1) för dimensionering av spikplåtsförband enligt typ I medför att man ofta tvingas tillgripa större förankringsareor än vad som motiveras av axialkraften för att klara tillskottsspänningarna av det vridande moment som man skall räkna med. Många gånger skulle man dessutom kunna minska fogarean och därmed plåtstorlekarna ytterligare genom att använda flera plåtar från vardera sidan och på så sätt uppnå en jämnare fördelning av förankringsarean längs fogen. Även detta stupar på de nuvarande anvisningarna för vridande moment. En uppdelning på flera plåtar ger nämligen ett väsentligt lägre polärt tröghetsmoment än en stor plåt, jfr ekv (4.30), vilket sänker det tillåtna momentet avsevärt.

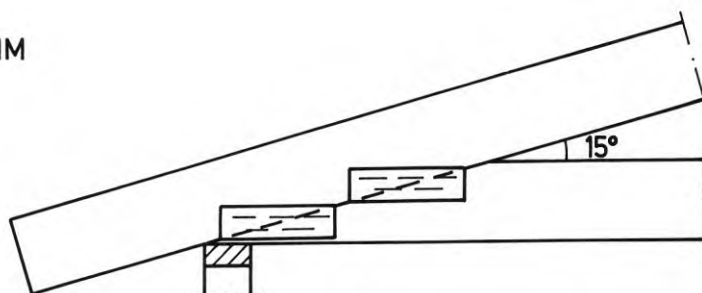
Ett av syftena med etapp 5 är just att undersöka om och när extra spänningar på grund av excentriciteter kan försummas när spikplåtarna skall dimensioneras. Prov har därför utförts där en stor plåt från vardera sidan ersatts med två små, se FIG 5.4. Förbanden har nummer IX plus en arabisk 1 eller 2. Den arabiska siffran anger om en eller två plåtar använts per sida.

Varje provserie omfattar 5 prov dock har endast tre prov utförts i de serier där plåtbrott inträffat. Motiveringen för detta vid sidan av den ekonomiska är att spridningen är så liten vid plåtbrott att medelvärdet kan tjäna som underlag för den fortsatta diskussionen.

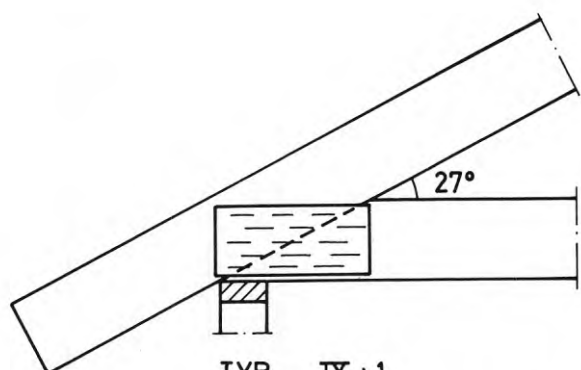
För varje förbandstyp har minst två plåtstorlekar testats valda så att en nått och jämt uppfyller kraven om inverkan av excentriciteterna försummas medan den andra klarar excentriciteten. Tyvärr har den korrektion i grundvärdena som redovisas i avsnitt 4



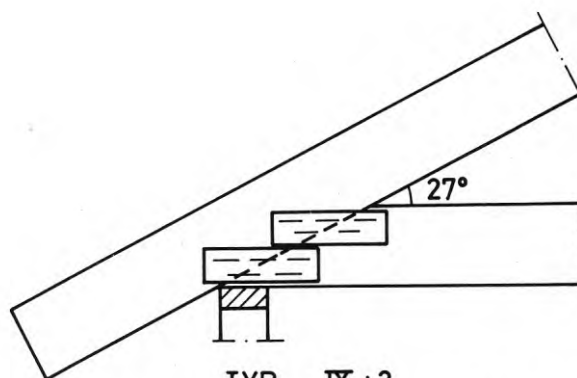
TYP IX:1
PLÅTSTORLEK 152x340 MM



TYP IX:2
PLÅTSTORLEK 76x230 MM



TYP IX:1
PLÅTSTORLEK 152x340 MM



TYP IX:2
PLÅTSTORLEK 76x230 MM

FIG 5.4 Prov för jämförelse mellan takfotsförband utförda med en stor plåt från vardera sidan och förband där flera mindre plåtar används från vardera sidan.

tillkommit efter det att huvuddelen av försöken i avsnitt 5 genomförts, varför skärpan i de gjorda storleksvalen avtagit i vissa fall. Detta kan dock korrigeras i slutbedömningen.

Kombinationen av förbandstyper och plåtstorlekar framgår av TAB 5.1.

5.3.2 Provningens utförande

Samtliga förband tillverkades av hyvlat furuvirke med måtten 45x170 mm. Endast virke med en volymvikt mellan 400 och 450 kg/m³ och en fuktkvot mellan 15 och 18 % användes. Härigenom erhöles virke med en tryckhållfasthet om 35 à 40 MN/m², vilket är önskvärt enligt NKB, jfr med /2/. Vidare tillsågs att virket var fritt från kvistar och snedfibrigheter i de delar där spikplåtar skulle pressas in.

Ingen särskild behandling av fogytorna utfördes innan plåtarna pressades i. Vid förförsök kunde nämligen ingen signifikant skillnad i hållfasthet och deformationer konstateras mellan prov där ytorna hyvlat och paraffinbehandlats och prov med endast sågade ytor. Plåtarna pressades i med en hydraulisk press av märket Monopress.

FIG 5.5 visar en principskiss över de aktuella provkropparna. Upplaget har för samtliga prov utgjorts av en 100 mm bred och 12 mm tjock plywoodskiva placerad ovanpå en 10 mm tjock plåt med samma yttermått som plywooden.

Proverna belastades till brott i en utrustning byggd för ändamålet vid avdelningen, se FIG 5.6. Lasten påfördes vertikalt vid upplaget i takfoten med hjälp av en hydraulcylinder med 0,1 MN i kapacitet. Den påförda lastens storlek registrerades med hjälp av lastgivare av märket Bofors med ett mätområde från 0 till 0,1 MN. Lastgivaren var i sin tur ansluten till en skrivare av märket Philips.

Axialkrafterna bestämdes med hjälp av elektriska tryckgivare byggda vid avdelningen. Givarnas placering framgår av FIG 5.6.

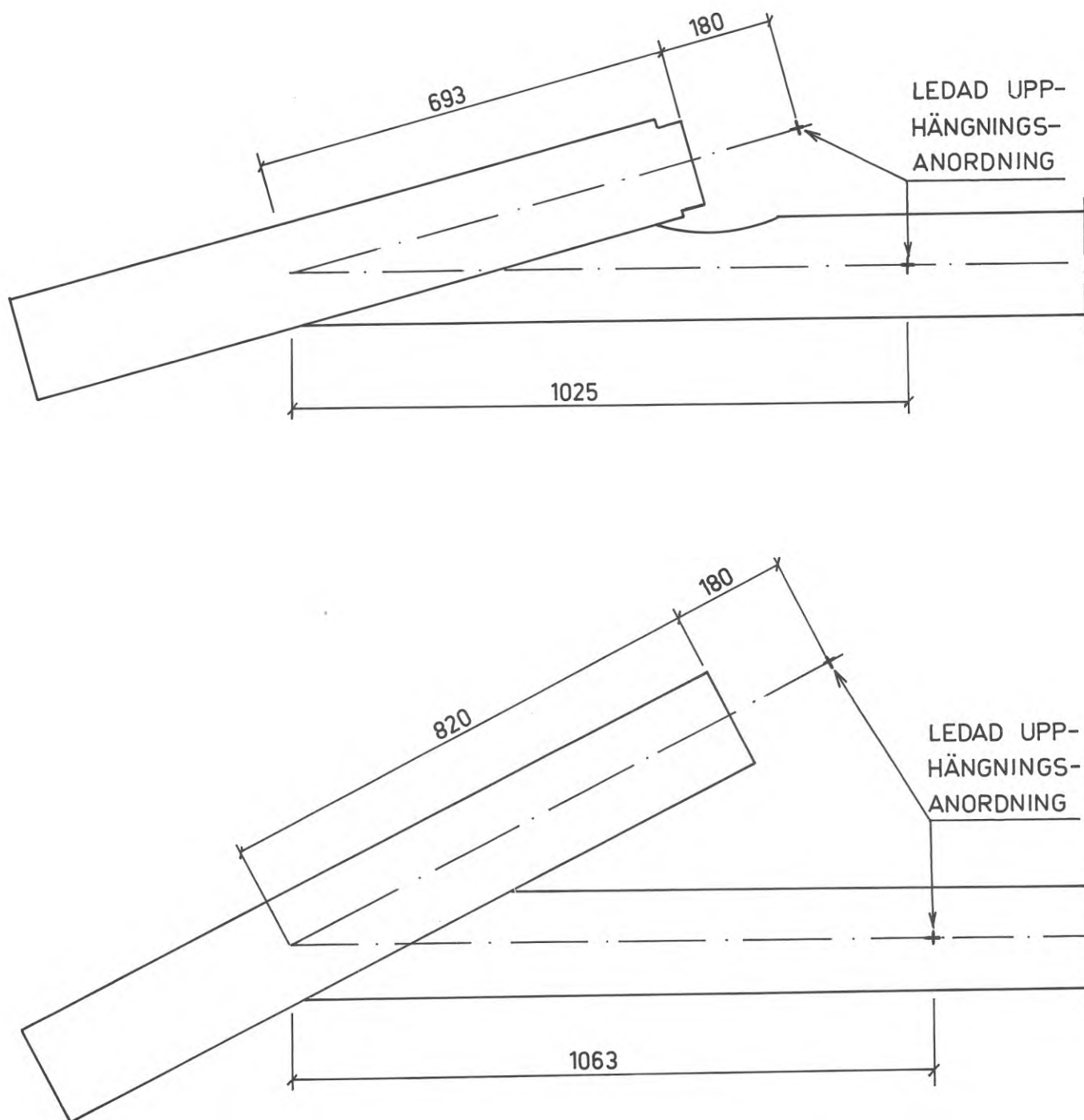


FIG 5.5 Måttsatt principskiss över använda provkroppar. Den övre är utförd med 15° lutning mellan ramstängerna och den undre med 27° . Urtaget i ramstängerna för den övre provkroppen betingas av försöksutrustningen.

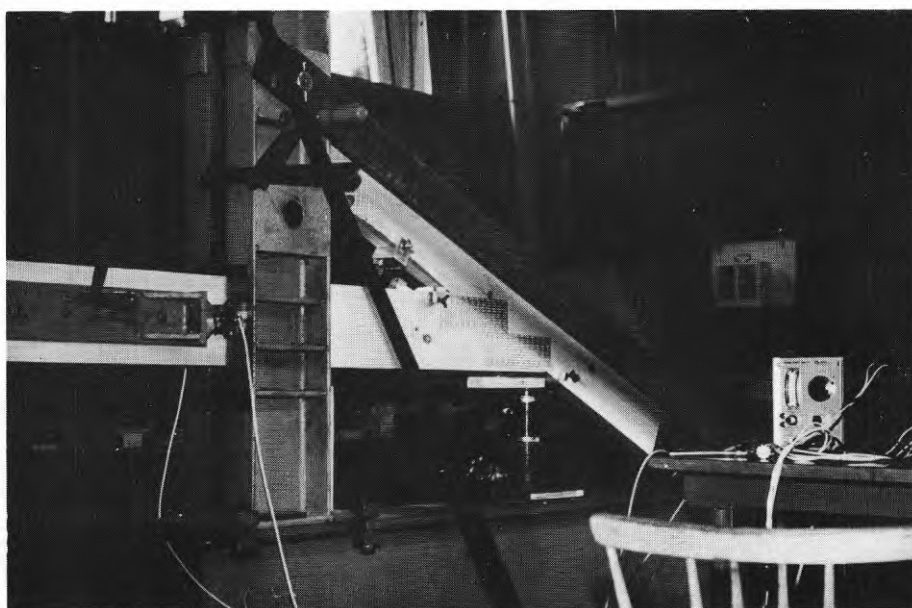
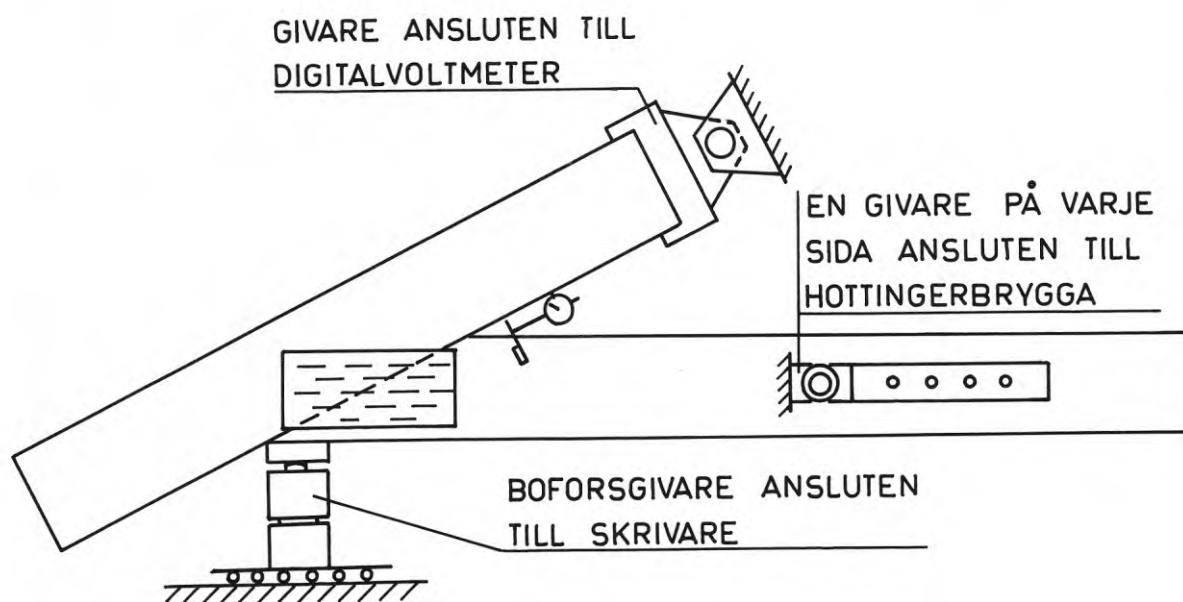


FIG 5.6 Principskiss jämte fotografi över den utrustning som använts för att prova takfotsförband.

Mätnoggrannheten uppgick till ungefär $\pm 0,25$ %. Givaren i överramen var ansluten till en digitalvoltmeter av fabrikat Schlumberger och givarna i underramen (två halvbyggor) var anslutna till en mätbrygga av märket Hottinger.

Förskjutningarna i förbandet mättes med ett måttur med en noggrannhet av 0,01 mm. Hur mäturet placerats framgår av FIG 5.6.

Lasten ökades kontinuerligt till brott med en hastighet som ungefär motsvarade 2 mm förskjutning per minut mellan ramstängerna. Vid varje lastökning om 3000 N registrerades axialkrafter och förskjutning.

Omedelbart efter brott uttogs prov för noggrann bestämning av virkets fuktkvot och volymvikt.

5.3.3 Försöksresultat och kommentarer

Brott i plåten visade sig vara dominerande brottorsak. I och för sig är detta inte förvånande om man betänker hur tillåtna påkänningar härleds för spikplåtsförband, se /2/. Vid förankringsbrott räknas brottlasten om till att gälla för virke med en karakteristisk tryckhållfasthet av 35 MN/m^2 , vilket får anses som ett lågt värde. För dessa normalt sett reducerade brottlaster räknas sedan ett karakteristiskt värde fram (5 %-fraktilen för en antagen normalfördelning) med hänsyn tagen till spridningen. Detta värde dividerat med 2,5 anges slutligen som tillåten last. Ofta uppgår virkets tryckhållfasthet till 40 à 45 MN/m^2 och ännu högre värden är inte ovanliga. Till detta kommer att medelhållfastheten på grund av spridningen ligger minst 5 à 10 % över det karakteristiska värdet. Hos flertalet spikplåtsförband får man därför räkna med en faktisk säkerhet mot förankringsbrott om 3 à 3,5 vid korttidsbelastning. Tillåtna påkänningar för plåten härleds av naturliga skäl utan omräkning samtidigt som brottvärdena sprider väsentligt mindre varför det karakteristiska brottvärdet i stort sett sammanfaller med medelvärdet. Även för plåten tillämpas säkerhetsfaktorn 2,5 men här kan man alltså räkna med ungefär samma storleksordning i praktiken. Om ett förband dimensioneras så att kraven på erforderlig förankrings-

area och erforderlig plåtbredd (foglängd) nätt och jämt uppfylles kan man alltså räkna med att brottet inträffar i plåten.

Ytterligare en omständighet som bidragit till att plåtbrott dominerat är att takfotsförbanden dimensionerats enligt nuvarande tillåtna påkänningar för Hydro-Nail E som ju underskattar förankringshållfastheten när dragkrafter inte uppträder vinkelrätt fibrerna. Det var just utvärderingen av försöksresultaten för takfotsförbanden som gav impulsen till den nyprövning av grundläggande förbandsdata som redovisats i avsnitt 4.

Sammanfattningsvis medför det hittills anförda att plåtbrott många gånger inträffat vid en lastnivå där den utnyttjade förankringspåkänningen varit låg. Speciellt gäller detta för de provförband som dimensionerats för att klara nuvarande anvisningarna beträffande inverkan av excentricitetsmoment. Den låga förankringspåkänningen medför i sin tur att det är svårt att förutsäga hur nära förestående ett förankringsbrott varit. Detta vållar problem om man med ledning av resultaten vill försöka minska förankringsareorna för att på så sätt uppnå bättre materialutnyttjande i förbandet. Innan resonemanget förs vidare skall dock resultaten presenteras.

I förbandstyperna I, II, VI, VII, VIII och IX utsätts plåten i huvudsak för skjivspänningar. Brottresultat inklusive geometriska och fysikaliska data för dessa förband presenteras i TAB 5.2 och 5.3. TAB 5.2 avser förband med 15° taklutning och TAB 5.3 förband med 27° taklutning.

I förbandstyp III, IV och V utsätts plåten i huvudsak för dragspänningar. Resultaten för dessa förband är sammanställda i TAB 5.4 (15° taklutning) och 5.5 (27° taklutning).

Enbart brottlasten ger liten upplysning om förbandet om den inte ställs i relation till tillåtna påkänningar. Innan så sker är dock några kommentarer kring TAB 5.2-5.5 på sin plats. Som framgår av tabellerna så dominerar som tidigare nämnts brott i plåten utom vid infällda eller indragna upplag. Endast i ett fall

TABELL 5.2 Brottlaster samt fysikaliska och geometriska data för takfotsförband där vinkeln mellan ramstängerna uppgått till 15°. Plåtarna som varit symmetriskt placerade över fogen, har i huvudsak utsatts för skjuvspänningar. De olika förbandstyperna framgår av FIG 5.3 och 5.4.

Förbands- typ	Plåtstor- lek bxa mm	Effektiv area A 10 ⁻² m ²	Effektiv foglängd per plåt f _{eff} m	Fukt- kvot ū %	Volym- vikt r̄ _{ou} kg/m ³	Brottlast 10 ⁻² MN		Brott- typ 1)
						Överram O ₁₋₂	Underram U ₁₋₄	
I	50x190	0,764	0,177	16,1	420	3,234	2,770	1
	76x190	1,236	0,177	16,2	410	4,229	3,834	3
	76x267	1,728	0,256	16,6	410	5,686	5,205	3
	102x190	1,776	0,177	14,7	420	4,436	4,276	3
	102x230	2,148	0,218	14,5	420	5,304	5,366	3
	127x267	3,102	0,256	14,4	420	6,020	6,125	3
II	102x230	2,148	0,218	14,3	410	5,387	5,418	3
	127x267	3,102	0,256	14,4	400	6,198	6,295	3
VI	102x230	2,148	0,218	14,6	420	5,002	4,504	4+5
	127x267	3,102	0,256	14,7	425	4,839	4,170	4+5
VII	102x230	2,116	0,210	15,2	430	5,700	5,013	3
	127x267	3,096	0,247	15,6	440	6,255	5,564	3
VIII	102x230	2,148	0,218	15,2	430	5,886	5,348	3
	127x267	3,102	0,256	15,2	440	6,663	6,084	3
IX:1	152x340	4,760	0,331	19,0	410	7,520	6,592	3
IX:2	2 st 76x230	3,000	0,432	19,1	420	9,796	8,518	3

- 1) 1 = förankringsbrott 3 = plåtbrott
 4 = sprickbrott i överramen
 5 = virkesbrott i underramen

TABELL 5.3 Brottlaster samt fysikaliska och geometriska data för takfotsförband där vinkeln mellan ramstängerna uppgått till 27° . Plåtarna som varit symmetriskt placerade över fogen, har i huvudsak utsatts för skjuvspänningar. De olika förbandstyperna framgår av FIG 5.3 och 5.4.

Förbands- typ	Plåtstor- lek bxa mm	Effektiv area A 10^{-2} m^2	Effektiv foglängd per plåt $f_{\text{eff}} \text{ m}$	Fukt- kvot \bar{u} %	Volym- vikt $\bar{r}_{\text{ou}3}$ kg/m^3	Brottlast 10^{-2} MN		Brott- typ 1)
						Överram O_{1-2}	Underram U_{1-4}	
I	102x190	1,738	0,191	17,3	430	5,374	4,977	3
	102x230	2,120	0,223	17,2	425	6,761	5,519	3
	127x267	3,112	0,276	16,1	440	8,203	7,187	3
II	102x230	2,120	0,223	14,5	410	6,197	5,638	3
	127x267	3,112	0,276	14,9	400	7,863	6,520	3
VI	102x230	2,120	0,223	17,4	420	4,118	3,608	5
	127x267	3,112	0,276	17,1	420	4,623	3,924	5
VIa	102x230	2,120	0,223	15,6	430	3,959	3,202	5
	127x267	3,112	0,276	15,8	420	5,025	4,131	5
VII	102x230	2,116	0,210	15,7	440	5,820	5,355	3
	127x267	2,990	0,247	15,0	430	7,346	5,952	5+3
VIII	102x230	2,120	0,223	15,3	430	5,924	5,549	5+3(1st)
	127x267	3,112	0,276	15,3	430	6,788	6,135	3+5(1st)
IX:1	152x340	4,800	0,328	18,5	420	9,272	7,568	3
IX:2	2 st 76x230	3,148	0,326	17,9	430	9,469	7,686	3

1) 3 = plåtbrott 5 = virkesbrott i underramen

TABELL 5.4 Brottlaster samt fysikaliska och geometriska data för takfotsförband med infällt upplag och 15° vinkel mellan ramstängerna. Plåtarna har i huvudsak utsatts för dragspänningar. De olika förbandstyperna framgår av FIG 5.3 och 5.4.

Förbands- typ	Plåtstor- lek bxa mm	Effektiv area A 10^{-2} m^2	Effektiv foglängd per plåt $f_{\text{eff}} \text{ m}$	Fukt- kvot \bar{u} %	Volym- vikt $\bar{r}_{\text{ou}3}$ kg/m^3	Brottlast 10^{-2} MN		Brott- typ 1)
						Överram O_{1-2}	Underram U_{1-4}	
III	102x230	2,148	0,218	14,4	430	5,146	5,381	3
	127x267	3,102	0,256	13,5	435	6,167	6,011	3
IV	102x230	2,148	0,218	14,3	410	4,998	5,234	3
	127x267	3,102	0,256	13,5	420	5,608	5,865	3
V	102x305	2,204	0,294	14,2	415	6,286	6,454	3
	127x305	2,934	0,294	14,3	420	6,596	6,809	3

1) 3 = plåtbrott

TABELL 5.5 Brottlaster samt fysikaliska och geometriska data för takfotsförband med infällt upplag och 27° vinkel mellan ramstängerna. Plåtarna har i huvudsak utsatts för dragspänningar. De olika förbandstyperna framgår av FIG 5.3 och 5.4.

Förbands- typ	Plåtstor- lek bxa mm	Effektiv area A 10^{-2} m^2	Effektiv foglängd per plåt $f_{\text{eff}} \text{ m}$	Fukt- kvot \bar{u} %	Volym- vikt $\bar{r}_{\text{ou}3}$ kg/m^3	Brottlast 10^{-2} MN		Brott- typ 1)
						Överram O_{1-2}	Underram U_{1-4}	
III	102x230	2,120	0,223	16,2	430	7,063	6,402	3
	127x267	3,112	0,276	16,1	430	8,120	7,250	3
IV	102x230	2,120	0,223	15,5	420	5,478	5,445	4
	127x267	3,112	0,276	14,9	415	6,272	5,999	4
V	102x305	2,236	0,226	15,4	410	6,191	5,869	3+5(1st)
	127x305	2,904	0,268	16,0	430	7,932	7,173	3

1) 3 = plåtbrott 4 = sprickbrott i överramen
5 = virkesbrott i underramen

(TAB 5.2) har förankringsbrott inträffat. Vid förbandstyperna IV, V, VI, VII och VIII uppträder sprickbrott i virket. Den höga frekvensen virkesbrott var något oväntad för typerna VI, VII och VIII och tyder på att viss försiktighet är motiverad vid indragna upplag, varom mera längre fram.

Inte i något fall kunde synbar vridning av plåtarna iakttas varken före eller vid brott utan de brottyper som uppträdde tydde i stort sett på rena skjuv- eller dragbrott beroende på förbandstyp. Däremot kunde man i brottstadiet skönja viss vinkeländring mellan ingående stänger. FIG 5.7 visar typiska bilder av deformationerna vid brott.

För förband där plåten i huvudsak skjuvats av är som väntat brottlasten högre för överramen än för underramen. Skillnaden mellan last i överram och last i underram är av icke utredd anledning väsentligt mindre för förband där vertikalkomponenten kunnat överföras direkt till väggen (typ III, IV och V). Enligt jämviktsvillkoren gäller om vinkeländringen mellan ramstängerna försummas

$$U_{1-4} = O_{1-2} \cos \alpha$$

där U_{1-4} anger dragkraften i underramen

O_{1-2} anger tryckkraften i överramen

α anger vinkeln mellan stängerna

Som framgår av tabellerna är relationen mellan O_{1-2} och U_{1-4} inte så konstant som jämviktsvillkoret motiverar men variationen ligger inom rimliga gränser. Variationen kan bero på att det varit svårt att helt undvika inverkan av friktioner och ojämn belastning på lastgivarna. Man kan också notera att brottlasten i första hand är beroende av foglängden och inte av förankringsarean, vilket är naturligt då brott i plåten dominerat.

Beträffande den effektiva förankringsarean bör påpekas att den för samtliga förband utom för typ V är angiven för överramens infästning. För typ V med förlängd plåt är det däremot naturligt att räkna med arean i underramen.

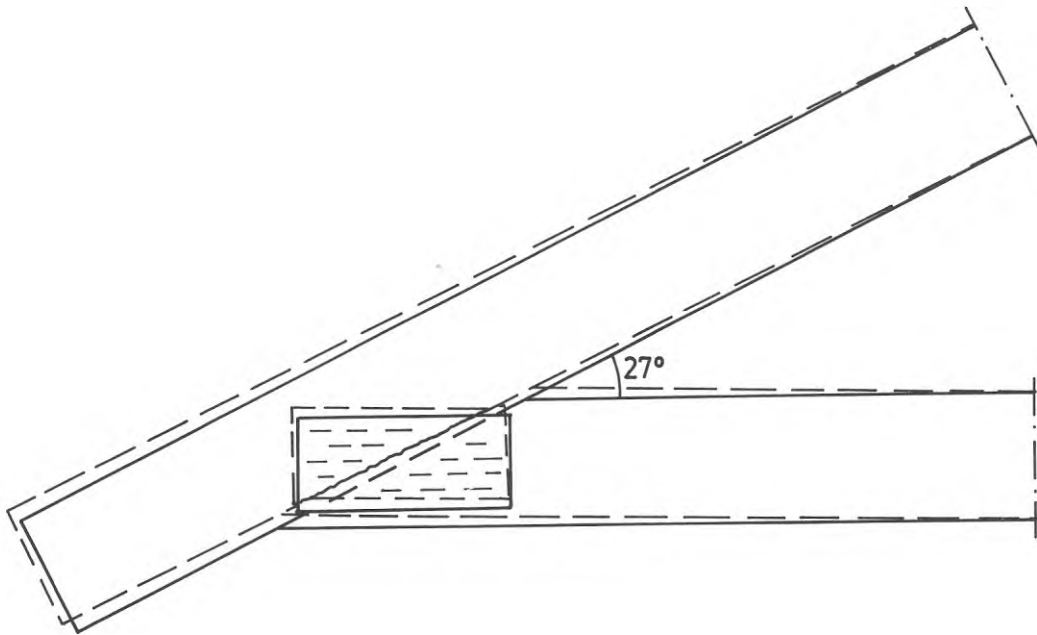
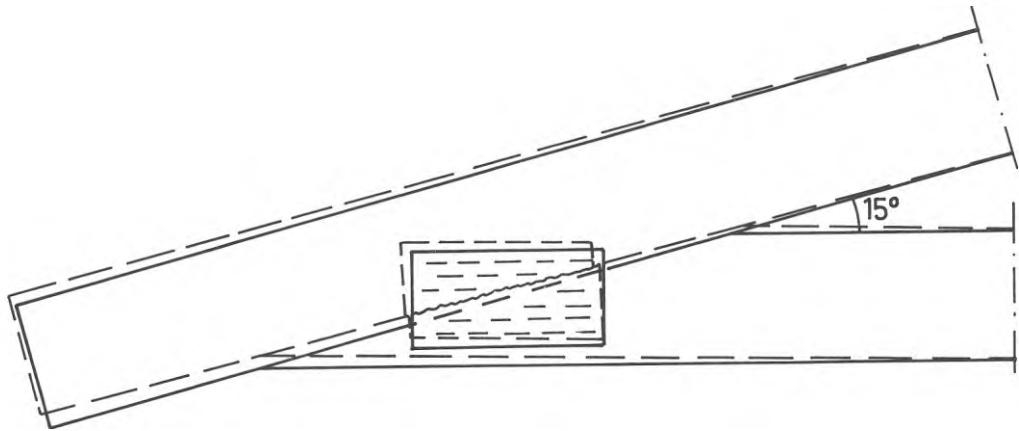


FIG 5.7 Typiska deformationsbilder vid brott. Heldragna linjer anger utgångsläget.

Jämför man i TAB 5.2-5.5 resultaten för förbandstyperna I-V för plåtstorlekarna 102x230 mm och 127x267 mm och tar typ I som utgångspunkt för jämförelsen ser man att samma brottlast erhållits för typ II och typ III som för typ I. Tassens längd har således inte haft någon betydelse och ej heller den måttliga inskärning av upplaget som utförts för typ III. En linje genom tyngdpunkten för överramen dragen parallellt med överramen skär ej inskärningen i detta fall men väl för typ IV vilket medfört att brottlasten reducerats i det senare fallet. Ökas däremot plåtens längd som skett i förbandstyp V så att nyssnämnda linje ej träffar inskärningen har även här samma brottlast erhållits som för typ I (gäller brottlasten i underramen).

Försöken med infällda upplag är i princip för få för att berättiga till allmängiltiga slutsatser. Ingenting i resultaten motsäger dock att nuvarande krav om att en linje genom tyngdpunkten för överramen dragen parallellt med överramen ej får träffa inskärningen bibehållas. En nackdel med kravet är att det medför en kraftig överdimensionering av fogarean i överramen om stångkrafterna är små. Samma problem kommer tillbaka under avsnitt 5.6 som behandlar nockförband och tas där upp till diskussion.

Resultaten för förbandstyperna VI-VIII (indragna upplag) i TAB 5.2 och 5.3 ger en något motstridig bild. För typ VI erhöles virkesbrott vid såväl 15° som 27° medan typerna VII och VIII gav virkesbrott endast vid 27° och även då blandat med plåtbrott som är den dominerande brottyper vid 15° . Innan dessa resultat diskuteras i detalj bör man erinra sig att den aktuella försöksutrustningen inte är lämpad för att prova indragna upplagsfall. Genom utrustningens utformning överförs nämligen en stor del av den pålagda upplagskraften till underramens infästning varför underramstången påverkas av en större tvärkraft än om en hel takstol hade provats.

I den här typen av förband måste man även beakta virkets dimensioner då virkespåkänningen blir avgörande. Att som schablonregel ange att upplagets ytterkant får dras in så långt att den skär foglinjen mellan överram och underram i ett snitt $2/3$ av

foglängden in från upplaget är alltså felaktigt (streckat läge i FIG 5.8). Vid indragna upplag tillkommer dessutom att över- och underramens vinkeländringar adderas vilket inte är fallet för de andra förbandstyperna. De större vinkeländringarna kan motivera ett ökat hänsynstagande till excentriciteternas inverkan.

I den här typen av förband måste alltså virket kontrolleras för normalkraften och det moment som indragningen medför. Normalkraftens storlek är bestämd av de yttre lasterna medan momentet blir beroende av de inre hävarmar som antas. För förbandstyp VI visar de utförda försöken att man knappast kan tillåta att upplaget dras in så långt att det hamnar innanför underramens snedskärning. Här tillkommer då även problemet att bestämma vilka krafter och moment som kan tillåtas på en snedkapad virkessektion plus att man får räkna med att vertikalkomponenten från tryckkraften i överramen har en tendens att spräcka virket i underramen till vänster om upplaget, se FIG 5.3. Föreliggande provningsunderlag är för litet för att medge att en beräkningsmodell utarbetas för detta fall. En begränsad indragning bör dock kunna medges. Utan stöd av provningar föreslås att man om plåtarna placeras symmetriskt över fogen för förbandstyp VI medger att upplaget får dras in så långt att upplagscentrum sammanfaller med mittpunkten för foglinjens horisontalprojektion, se FIG 5.8, utan att indragningen beaktas i beräkningen av takstolen.

Typerna VII och VIII kan däremot behandlas efter sedvanliga beräkningsprinciper så snart man definierat avståndet mellan upplagsreaktionen och vertikalkomponenten av tryckkraften i överramen. Här föreslås att avståndet räknas från upplagscentrum till skärningspunkten mellan överramens tyngdpunktslinje och underramens överkant, se FIG 5.9. Antagandet är empiriskt och bygger på att plåtarna placeras symmetriskt längs fogen.

För de aktuella provförbanden räcker det med att kontrollera antagandet för den största plåtstorleken (127x267 mm) vid typ VII då detta är farligaste lastfallet.

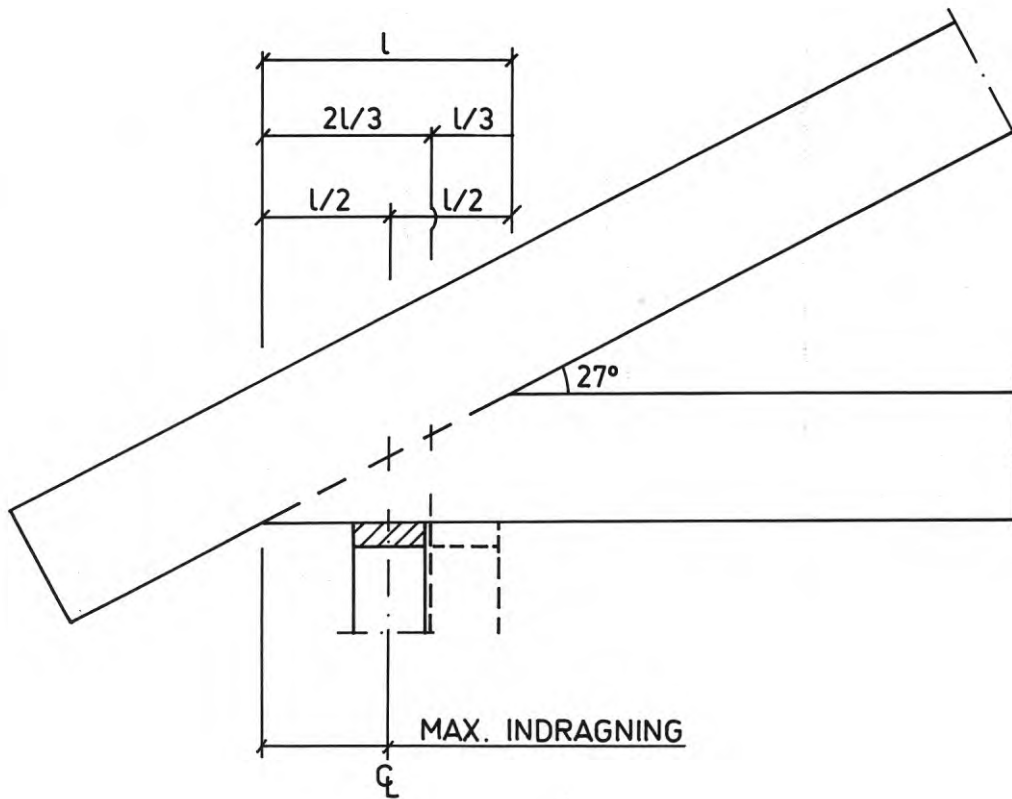
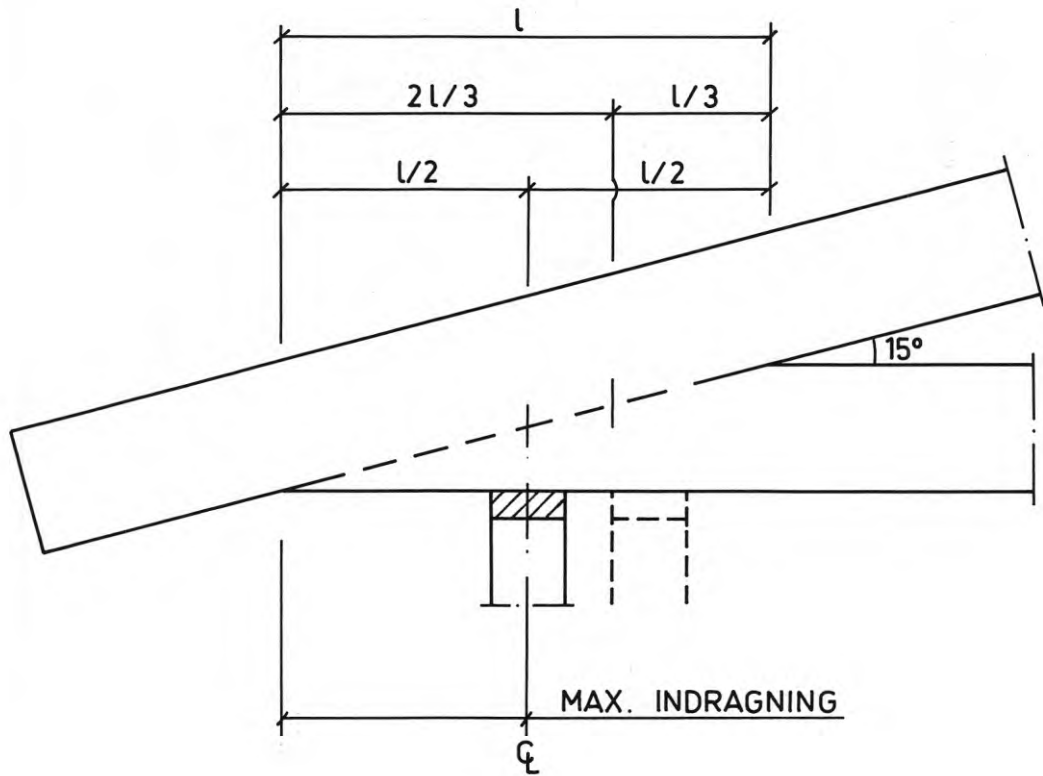


FIG 5.8 Om takfotsförbandet utföres med snedskuren underram får upp-
laget högst dras in så långt att upplagscentrum sammanfaller
med mittpunkten för foglinjens horisontalprojektion. Streckade
upplag anger läget vid provningen.

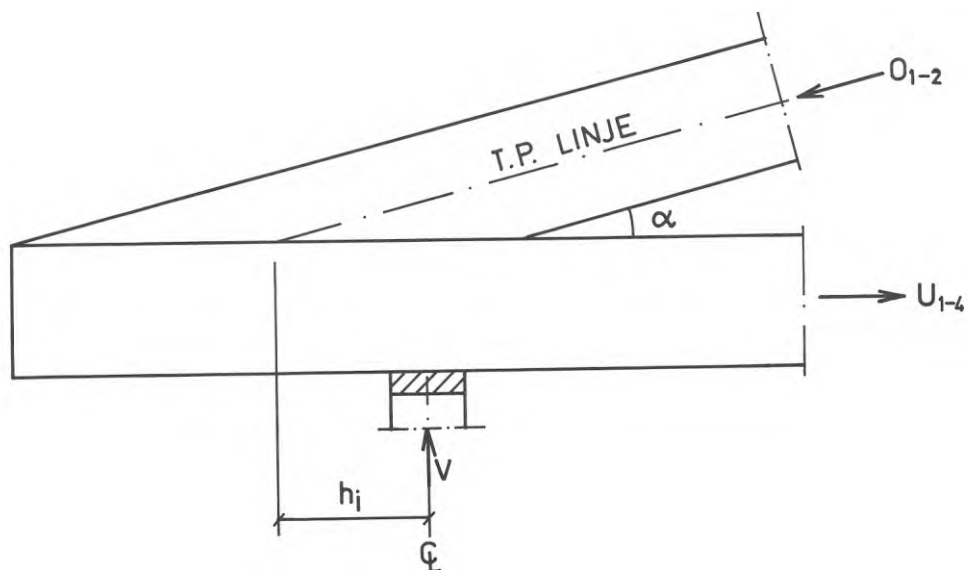


FIG 5.9 Om underramen har konstant sektion inom förbandet bestäms tillåten indragning av upplaget av virkets hållfasthet i underramen. Härvid kontrolleras med beteckningar enligt figuren underramen för normalkraften U_{1-4} och momentet $h_i O_{1-2} \sin \alpha$. Den valda hävarmen för momentet är empiriskt grundat.

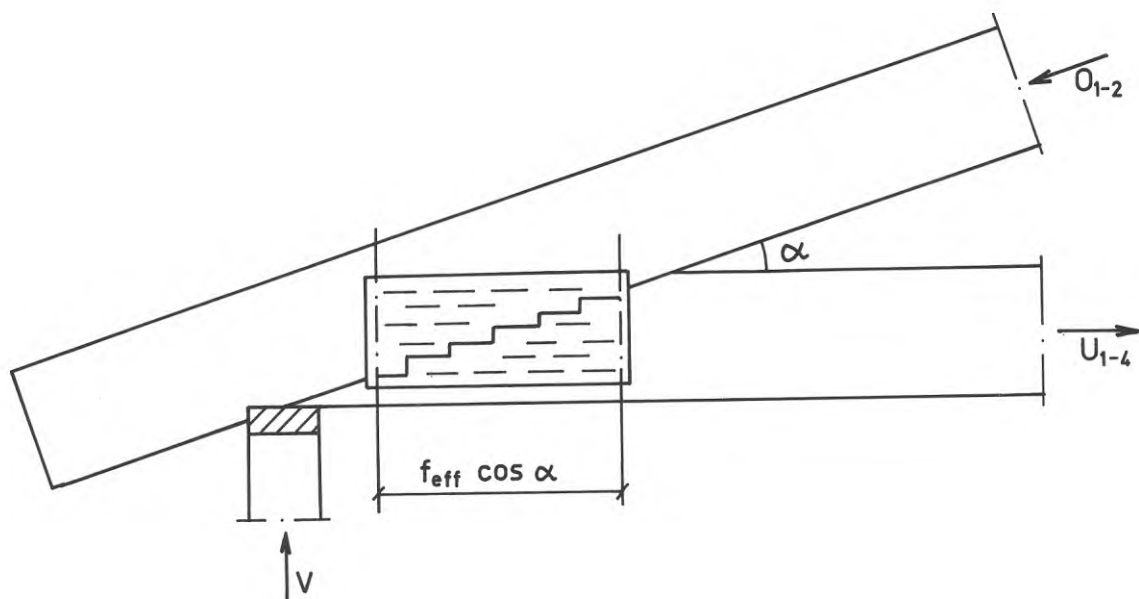


FIG 5.10 Tänkt brottbild vid ett skjuv-dragbrott. Skjuvspänningar tas upp längs de horisontella brottytorna och dragspänningar längs de vertikala.

Den tillåtna axialkraften i underramen erhålls som

$$2s_o \cdot f_{\text{eff}} = 2 \cdot 4,0 \cdot 0,247 \cdot 10^{-2} = 1,975 \cdot 10^{-2} \text{ MN}$$

Som upplaget är placerat (se FIG 5.3) uppgår vid 15° taklutning den inre hävarmen h_i enligt det införda antagandet till 0,15 m, vilket ger följande dimensionerande moment M

$$M = h_i \cdot 2s_o \cdot f_{\text{eff}} \tan 15^\circ = 7,95 \cdot 10^{-4} \text{ MNm}$$

Utnyttjas det sedvanliga villkoret

$$\frac{\sigma_d}{\sigma_{d,\text{till}}} + \frac{\sigma_b}{\sigma_{b,\text{till}}} \leq 1 \quad (5.5)$$

erhålls för den aktuella virkesdimensionen (45x170 mm) om T200 kvalitet antas

$$\frac{1,975 \cdot 10^{-2}}{76,5 \cdot 10^{-4} \cdot 6} + \frac{7,95 \cdot 10^{-4}}{216 \cdot 10^{-6} \cdot 8} = 0,43 + 0,46 < 1,0$$

En enkel räkneoperation ger $h_{i,\text{max}} = 0,185$ m för den aktuella plåtstorleken. Samtliga förband utförda som typ VII och VIII har vid 15° taklutning gett plåtbrott vid betryggande säkerhet varför resultaten i vart fall inte motsäger det införda antagandet.

Utförs motsvarande beräkning vid 27° taklutning erhålls samma axialkraft men det dimensionerande momentet blir $11,1 \cdot 10^{-4}$ MNm ($h_i = 0,11$ m). Insatt i ekv (5.5) erhålls då

$$\frac{1,975 \cdot 10^{-2}}{76,5 \cdot 10^{-4} \cdot 6} + \frac{11,1 \cdot 10^{-4}}{216 \cdot 10^{-6} \cdot 8} = 0,43 + 0,64 = 1,07 > 1,0$$

Om spänningvillkoret nätt och jämt skall uppfyllas erhålls $h_{i,\text{max}} = 0,098$ m, dvs upplaget har vid provningen legat 12 mm för långt in.

I princip är det felaktigt att grunda några slutsatser om virkets hållfasthet på så få prov som i föreliggande fall men med hänsyn

dels till att provningsutrustningen som tidigare nämnts i vart fall inte ger gynnsamma värden och dels till att virkeskvaliteten varit relativt låg bör man kunna medge att upplagen utan förstärkningsåtgärder får dras in så långt som virket medger om hänsyn tas till att moment och normalkraft uppträder samtidigt. Momentet bestäms på här angivet sätt.

Ett indraget upplag förändrar även momentfördelningen i underramen. Innan här föreslaget moment används i ett sådant sammanhang är dock ytterligare försök önskvärda. Överhuvudtaget bör frågan om hur upplagen skall placeras vid spikplåtskonstruktioner tas upp i en särskild undersökning. De indragningar som föreslagits här är ofta otillräckliga. Vid större indragningar kan man sätta in en extra sträva men i vissa lägen går inte detta av utrymmesskäl. Då borde man i stället kunna förstärka takfoten med en trækil fäst på lämpligt sätt. För närvarande finns dock inga beräkningsregler för ett sådant förfarande.

För förbandstyp IX kan man i TAB 5.2 och 5.3 konstatera att brottlasten blir densamma om en stor eller två små plåtar med väsentligt mindre fogarea men med samma foglängd används. Jämförelsen vid 15° förutsätter att brottlasten vid två plåtar omräknas att gälla vid samma foglängd som för en stor plåt $((0,331/0,432)0,796=7,500 \cdot 10^{-2} \text{ MN})$. Den större plåtens dimensioner är som nämnts dikterade av nuvarande krav på att hänsyn skall tas till vridande moment. Samma brottlast har alltså uppnåtts med plåtar dimensionerade enbart för axialkrafterna.

Innan diskussionen om det berättigade i den praxis som för närvarande tillämpas vid dimensionering m.h.t. moment /3/ tas upp igen är det emellertid lämpligt att studera relationerna mellan utnyttjad påkänning och tillåten påkänning såväl med hänsyn till spikarnas förankringskraft som till plåtens hållfasthet. Resultatet av denna jämförelse är sammanställd i följande tabeller där åtskillnad gjorts mellan förband där plåten i huvudsak utsätts för skjuvspänningar och förband där plåten i huvudsak utsätts för dragspänningar.

- TABELL 5.6 Jämförelse mellan tillåtna påkänningar och erhållna brottpåkänningar för takfotsförband där plåten i huvudsak utsatts för skjuvning. Taklutningen är 15° .
- TABELL 5.7 Jämförelse mellan tillåtna påkänningar och erhållna brottpåkänningar för takfotsförband där plåten i huvudsak utsatts för skjuvning. Taklutningen är 27° .
- TABELL 5.8 Jämförelse mellan tillåtna påkänningar och erhållna brottpåkänningar för takfotsförband där plåten i huvudsak utsatts för dragspänningar. Taklutningen är 15° .
- TABELL 5.9 Jämförelse mellan tillåtna påkänningar och erhållna brottpåkänningar för takfotsförband där plåten i huvudsak utsatts för dragspänningar. Taklutningen är 27° .

Av TAB 5.6 och 5.7 framgår att i de fall där brottet inträffat genom att plåten skjuvats av varierar kvoten mellan brottskjuvspänningen och tillåten skjuvspänning från 2,4 till 3,0. Dessa värden överensstämmer väl med de som redovisats under avsnitt 4.4.3. Vidare kan man även för takfotsförbanden återfinna den tidigare omnämnda tendensen att brottskjuvspänningen ökar om den effektiva fogarean är överdimensionerad i förhållande till den area som erfordras med hänsyn till plåtens skjuvhållfasthet.

Studerar man i de nyssnämnda tabellerna i stället kvoten mellan utnyttjad ($0_{1-2}/A_{\text{eff}}$) och tillåten förankringspåkänning så finner man att den i många fall är låg speciellt vid 15° taklutning. Termen utnyttjad används för att markera att uppnådd förankringspåkänning normalt vid brott $\tau_{\alpha,u}$ inte är en brottpåkänning. Endast i ett fall (TAB 5.6) har förankringsbrott inträffat och då erhöles så hög kvot som 3,3, vilket är fullt tillfredsställande.

Till en del beror som nämnts den låga kvoten på att försöken planlades med utgångspunkt från nu gällande förankringspåkänningar för Hydro-Nail E som för de aktuella vinklarna är 10 à 20 % lägre än de värden som föreslagits under avsnitt 4.5 och som tillämpats i utvärderingen. En annan orsak är att försöken baserats på plåtar i standardstorlek och detta medför speciellt vid 15° taklutning att fogarean blir överdimensionerad.

Plåtstorleken 102x230 mm har dock för förbandstyperna I och II gett relativt höga värden på kvoten $\tau_{\alpha,u}/\tau_{\alpha,\text{till}}$ vid 27° tak-

TABELL 5.6 Jämförelse mellan tillåtna påkänningar och erhållna brottpåkänningar för takfotsförband där plåten i huvudsak utsatts för skjuvning. Taklutningen är 15°.

Förbands- typ enl FIG 5.3 och 5.4	Plåtstor- lek bxa mm	Brott- typ 1)	Utnyttjad för- ankringspå- känning vid brott $\tau_{\alpha,u}$ MN/m ²	Skjuvspänning i plåten vid brott $s_{\alpha,br}$ 10 ⁻² MN/m	$\frac{\tau_{\alpha,u}}{\tau_{\alpha,till}}$	$\frac{s_{\alpha,br}}{s_{\alpha,till}}$
I	50x190	1	4,23	9,13	3,3	2,0
	76x190	3	3,42	11,94	2,7	2,7
	76x267	3	3,29	11,10	2,6	2,5
	102x190	3	2,49	12,53	1,9	2,8
	102x230	3	2,46	12,16	1,9	2,7
	127x267	3	1,94	11,75	1,5	2,6
II	102x230	3	2,50	12,35	1,9	2,8
	127x267	3	1,99	12,10	1,5	2,7
VI	102x230	4+5	2,32	11,47	1,8	2,6
	127x267	4+5	1,56	9,45	1,2	2,1
VII	102x230	3	2,69	13,57	2,1	3,4
	127x267	3	2,02	12,66	1,6	3,1
VIII	102x230	3	2,74	13,50	2,1	3,8
	127x267	3	2,14	13,01	1,7	3,7
IX:1	152x340	3	1,58	11,35	1,2	2,5
IX:2	2 st 76x230	3	3,26	11,33	2,5	2,5

- 1) 1 = förankringsbrott 3 = plåtbrott
 4 = sprickbrott i överramen
 5 = virkesbrott i underramen

TABELL 5.7 Jämförelse mellan tillåtna påkänningar och erhållna brottpåkänningar för takfotsförband där plåten i huvudsak utsatts för skjuvning. Taklutningen är 27°.

Förbands- typ enl FIG 5.3 och 5.4	Plåtstor- lek bxa mm	Brott- typ 1)	Utnyttjad för- ankringspå- känning vid brott $\tau_{\alpha,u}$ MN/m ²	Skjuvspänning i plåten vid brott $s_{\alpha,br}$ 10 ⁻² MN/m	$\frac{\tau_{\alpha,u}}{\tau_{\alpha,till}}$	$\frac{s_{\alpha,br}}{s_{\alpha,till}}$
I	102x190	3	3,09	14,06	2,6	2,8
	102x230	3	3,18	15,15	2,7	3,0
	127x267	3	2,63	14,86	2,2	2,9
II	102x230	3	2,92	13,89	2,5	2,7
	127x267	3	2,52	14,24	2,2	2,8
VI	102x230	5	1,94	9,23	1,6	1,8
	127x267	5	1,48	8,37	1,2	1,6
VIa	102x230	5	1,86	8,87	1,6	1,7
	127x267	5	1,61	9,10	1,4	1,8
VII	102x230	3	2,75	13,85	2,4	3,4
	127x267	5+3	2,45	14,87	2,1	3,7
VIII	102x230	5+3	2,79	13,28	2,4	3,8
	127x267	3+5	2,18	12,29	1,9	3,5
IX:1	152x340	3	1,93	14,13	1,6	2,8
IX:2	2 st 76x230	3	3,00	14,52	2,6	2,9

1) 3 = plåtbrott 5 = virkesbrott i underramen

TABELL 5.8 Jämförelse mellan tillåtna påkänningar och erhållna brottpåkänningar för takfotsförband där plåten i huvudsak utsatts för dragspänningar. Taklutningen är 15°.

Förbands- typ enl FIG 5.3 och 5.4	Plåtstor- lek bxa mm	Brott- typ 1)	Utnyttjad för- ankringspå- känning vid brott $\tau_{\alpha,u}$ MN/m ²	Dragspänning i plåten vid brott $p_{\alpha,br}$ 10 ⁻² MN/m	$\frac{\tau_{\alpha,u}}{\tau_{\alpha,till}}$	$\frac{p_{\alpha,br}}{p_{\alpha,till}}$
III	102x230	3	2,50	47,68	1,9	4,7
	127x267	3	1,93	45,36	1,5	4,5
IV	102x230	3	2,43	46,38	1,9	4,6
	127x267	3	1,89	44,26	1,5	4,4
V	102x305	3	2,92	42,41	2,3	4,2
	127x305	3	2,32	44,74	1,8	4,4

1) 3 = plåtbrott

TABELL 5.9 Jämförelse mellan tillåtna påkänningar och erhållna brottpåkänningar för takfotsförband där plåten i huvudsak utsatts för dragspänningar. Taklutningen är 27°.

Förbands- typ enl FIG 5.3 och 5.4	Plåtstor- lek bxa mm	Brott- typ 1)	Utnyttjad för- ankringspå- känning vid brott $\tau_{\alpha,u}$ MN/m ²	Dragspänning i plåten vid brott $p_{\alpha,br}$ 10 ⁻² MN/m	$\frac{\tau_{\alpha,u}}{\tau_{\alpha,till}}$	$\frac{p_{\alpha,br}}{p_{\alpha,till}}$
III	102x230	3	3,01	31,61	2,6	3,1
	127x267	3	2,32	28,92	2,0	2,8
IV	102x230	4	2,56	26,89	2,2	2,6
	127x267	4	1,92	23,93	1,6	2,3
V	102x305	3+4	2,62	28,60	2,2	2,8
	127x305	3	2,47	29,47	2,1	2,9

1) 3 = plåtbrott 4 = sprickbrott i överramen

lutning (TAB 5.7). För att söka påvisa höga kvoter även vid 15^o lutning (TAB 5.6) specialtillverkades plåtstorlekarna 76x190 mm och 76x267 mm för förbandstyp I. För dessa samt för typ IX:2 kan man även vid 15^o lutning notera värden för den aktuella kvoten kring 2,5.

När man bedömer de erhållna kvoterna bör man beakta att den utnyttjade förankringspåkänningen inte omräknats till den karakteristiska virkestryckhållfasthet om 35 MN/m² som förutsätts i /2/. Omräkningsfaktorn $f(\sigma_p)$ har enligt /1/ ekv (4.17) följande utseende för Hydro-Nail E

$$f(\sigma_p) = \left(\frac{35}{\sigma_p}\right)^{\frac{35}{2\sigma_p}} \quad (5.6)$$

σ_p anger virkets tryckhållfasthet hos provet och kan beräknas när virkets fuktkvot u och volymvikt r_{ou} är kända. Beräkningen sker med hjälp av följande samband hämtat ur /2/

$$\sigma_p = 0,0950 r_{ou} (2 - u/15) \quad (5.7)$$

Medelfuktkvot och medelvolymvikt för virket i de olika provserierna är redovisade i TAB 5.2-5.5, däremot anges inget värde på $f(\sigma_p)$. Räkna man fram värdet visar det sig variera mellan 0,9 och 1,0, dvs det rör sig om relativt små korrektioner. Att det inte medtagits i tabellerna beror på att korrektionsfaktorn $f(\sigma_p)$ är avsedd att användas vid förankringsbrott och därför har det bedömts som missvisande att korrigera den utnyttjade förankringspåkänningen. Av de deformationer som förelegat mellan spik och trä när brott inträffat i plåten har man kunnat dra den slutsatsen att förbanden oftast klarat minst 10 à 20 % högre last innan förankringsbrott inträtt.

Om man bortser från förbandstyperna VI, VII och VIII vars speciella problem redan berörts kan man med stöd av försöksresultaten påstå att för förband där plåten i huvudsak utsatts för skjuvning är det tillräckligt att dimensionera spikplåtarna enbart för axialkrafterna utan hänsyn till extraspänningar på grund av excentriciteter.

En viktig reservation är att resultaten erhållits för förband där plåtarna placerats symmetriskt över fogen. I princip gäller samma slutsats för typerna VI, VII och VIII, men då tillkommer speciella hänsyn när virket skall dimensioneras. I TAB 5.8 och 5.9 jämförs kvoten mellan utnyttjad och tillåten påkänning för förband där plåten i huvudsak utsätts för dragspänningar. Kvoten är av skäl som tidigare anförts låg när det gäller förankringspåkänningarna och då speciellt vid 15° taklutning. Däremot är kvoten mellan plåtens brotttdraghållfasthet och tillåten draghållfasthet hög. Värdet vid 27° lutning kan anses normalt medan värdet vid 15° ligger för högt. Det beror på att man vid låg taklutning inte får ett renodlat dragbrott utan en kombination av drag- och skjuvbrott.

En tänkt brottbild framgår av FIG 5.10. De vertikala brottytorna enligt figuren tar upp dragspänningar och de horisontella skjuvspänningarna. Om plåtens huvudriktning antas sammanfalla med den yttre dragkraften U_{1-4} erhålls med tidigare beteckningar följande jämviktsvillkor vid tillåten last

$$U_{1-4}/2 = p_o \cdot f_{\text{eff}} \sin \alpha + s_{o,d} f_{\text{eff}} \cos \alpha - p_o \cdot f_{\text{eff}} \sin \alpha \quad (5.8)$$

och efter förenkling

$$U_{1-4} = 2s_{o,d} f_{\text{eff}} \cos \alpha \quad (5.9)$$

Dock gäller $s_{o,d} f_{\text{eff}} \cos \alpha \geq p_o f_{\text{eff}} \sin \alpha$, vilket ger följande villkor på α

$$\tan \alpha \leq s_{o,d}/p_o \quad (5.10)$$

Villkoret medför att kombinerat drag-skjuvspänningsbrott endast behöver beaktas för vinklar mindre än $\arctan(s_{o,d}/p_o)$. För Hydro-Nail E innebär det vinklar mindre än 22° .

Jämförelse mellan erhållna brottlaster för typerna III, IV och V vid 15° lutning och tillåtna laster enligt ekv (5.9) framgår av TAB 5.10.

TABELL 5.10 Jämförelse mellan brottlaster och tillåtna laster beräknade enligt ekv (5.9) för förband med infällt upplag och 15° vinkel mellan ramstängerna.

Förbands- typ	Plåtstorlek bxa mm	Brotttyp 1)	Brottlast U_{1-4} 10^{-2} MN	Tillåten last U_{1-4} 10^{-2} MN	$\frac{U_{1-4,br}}{U_{1-4}}$
III	102x230	3	5,381	1,684	3,2
	127x267	3	6,011	1,978	3,0
IV	102x230	3	5,234	1,684	3,1
	127x267	3	5,865	1,978	2,9
V	102x305	3	6,454	2,271	2,8
	127x305	3	6,809	2,271	3,0

1) 3=plåtbrott

Som framgår av högra kolumnen erhålls nu ungefär samma värde på kvoten mellan brottpåkänning och tillåten påkänning som vid 27° taklutning (TAB 5.9). Kvoterna kan förefalla höga med tanke på att säkerhetsfaktorn mot plåtbrott normalt är 2,5. Som redan framhållits under avsnitt 4.4.2 är säkerheten mot brott 10 à 20 % högre om tillåten förankringshållfasthet är väsentligt högre än tillåten plåthållfasthet. Så är onekligen fallet här och lägger man därtill att viss friktion kan ha inverkat så är erhållna kvoter helt normala (jfr resultaten för typerna VII och VIII i TAB 5.6 och 5.7).

Nu återstår att fatta ett avgörande om spikplåtarna skall dimensioneras för uppträdande excentricitetsmoment eller ej. En lämplig bakgrund till detta beslut kan vara att jämföra tillåtna laster för de provade förbanden beräknade med hänsyn till i tur och ordning tillåten förankringshållfasthet P_{till}^T , tillåten plåthållfasthet P_{till}^P , P_{till}^S och tillåtet moment P_{till}^M .

Tillåten last med hänsyn till vridande moment beräknas enligt ekv (4.32) som

$$P_{till}^{\tau_M} = \frac{\tau_M \cdot I_p}{e \cdot r_{max}} \quad (4.32)$$

Egentligen föreligger även ett uttryck för tillåten last på plåten med hänsyn till vridande moment men detta blir inte dimensionerande och medtas därför ej, jfr ekv (4.33).

Enligt ekv (2) och (3) i BIL 1 gäller följande villkor för τ_M

$$\tau_M \leq 1,5\tau_0 - \tau_\alpha \quad (5.11)$$

$$\tau_M \leq 2(1 - C_1)\tau_0 \quad (5.12)$$

Enligt avsnitt 4.1 gäller för Hydro-Nail E $\tau_0 = 1,4 \text{ MN/m}^2$ och $C_1 = 0,4$. Vanligen bör dock ej τ_M^{MAX} överstiga τ_0 varför här som minsta värde på C_1 i ekv (5.12) räknas med 0,5. Dimensioneras de aktuella takfotsförbanden så att förankringspåkänningen utnyttjas tillfullo erhålls ett relativt lågt värde på τ_M . Bland föreliggande förband är fogarean överdimensionerad i ett flertal fall och då har τ_M^{MAX} kunnat utnyttjas. Om dessa förband däremot skulle utformas med balans mellan $P_{till}^{\tau_\alpha}$ och $P_{till}^{P_\alpha, S_\alpha}$ skulle $P_{till}^{\tau_M}$ avta.

De olika värdena på $P_{till}^{\tau_\alpha}$, $P_{till}^{P_\alpha, S_\alpha}$ och $P_{till}^{\tau_M}$ är för förband där plåten i huvudsak utsätts för skjuvspänningar sammanställda i TAB 5.11 och 5.12 och för förband där dragspänningar dominerar i TAB 5.13 och 5.14. Som värde på τ_α i ekv (5.11) har använts $P_{till, \min}^{\tau_\alpha, P_\alpha, S_\alpha/A}$, $P_{till}^{\tau_\alpha}$ är beräknat enligt ekv (4.34) och $P_{till}^{S_\alpha}$ enligt ekv (4.35). $P_{till}^{P_\alpha}$ slutligen erhålls som $2b_{\text{eff}}P_\alpha$. Dimensionerande värden är understrukna i tabellerna.

I och för sig kan man ifrågasätta giltigheten av ekv (5.11) och (5.12), vilket även skett i nuvarande anvisningar, se BIL 1, där man reserverar sig för faktorerna 1,5 och 2.

Av TAB 5.11 framgår att i dag tillämpade momentuttryck blir dimensionerande vid 15° lutning om balans råder mellan $P_{till}^{\tau_\alpha}$ och $P_{till}^{P_\alpha}$. I dessa fall kan den tillåtna lasten sjunka till hälften (typ IX) om hänsyn skall tas till moment. Att motsvarande

TABELL 5.11 Jämförelse mellan tillåten förankringshållfasthet P_{till}^T , tillåten plåthållfasthet P_{till}^{SQ} och tillåten last m.h.t. vridande moment P_{till}^{TM} . Plåtarna utsätts i huvudsak för skjuvspänningar och den tänkta taklutningen är 15° . Dimensionerande värde är understruket.

Förbands- typ enl FIG 5.3 och 5.4	Plåtstor- lek bxa mm	Brott- typ 1)	Tillåten last m.h.t. förankringspåkän- ningen P_{till}^T 10^{-2} MN	Tillåten last m.h.t. skjuv- spänningen i plåten P_{till}^{SQ} 10^{-2} MN	Tillåten last m.h.t. vridande moment P_{till}^{TM} 10^{-2} MN
I	50x190	1	0,958	1,548	<u>0,466</u>
	76x190	3	1,551	1,548	<u>1,220</u>
	76x267	3	2,168	2,240	<u>1,175</u>
	102x190	3	2,228	<u>1,548</u>	1,972
	102x230	3	2,695	<u>1,907</u>	2,442
	127x267	3	3,893	<u>2,240</u>	4,161
II	102x230	3	2,695	<u>1,907</u>	2,442
	127x267	3	3,893	<u>2,240</u>	4,161
VI	102x230	4+5	2,695	<u>1,907</u>	2,442
	127x267	4+5	3,893	<u>2,240</u>	4,161
VII	102x230	3	2,665	<u>1,680</u>	3,325
	127x267	3	3,885	<u>1,952</u>	5,800
VIII	102x230	3	2,695	<u>1,525</u>	2,812
	127x267	3	3,893	<u>1,790</u>	4,246
IX:1	152x340	3	5,973	<u>2,896</u>	6,431
IX:2	2 st 76x230	3	3,765	3,780	<u>1,951</u>

1) 1 = förankringsbrott 3 = plåtbrott

4 = sprickbrott i överramen

5 = virkesbrott i underramen

TABELL 5.12 Jämförelse mellan tillåten förankringshållfasthet P_{till}^T , tillåten plåthållfasthet P_{till}^S och tillåten last m.h.t. vridande moment P_{till}^M . Plåtarna utsätts i huvudsak för skjuvspänningar och den tänkta taklutningen är 27° . Dimensionerande värde är understruket.

Förbands- typ enl FIG 5.3 och 5.4	Plåtstor- lek bxa mm	Brott- typ 1)	Tillåten last m.h.t. förankringsspåkän- ningen P_{till}^T 10^{-2} MN	Tillåten last m.h.t. skjuv- spänningen i plåten P_{till}^S 10^{-2} MN	Tillåten last m.h.t. vridande moment P_{till}^M 10^{-2} MN
I	102x190	3	1,990	1,902	<u>0,987</u>
	102x230	3	2,427	2,221	<u>1,338</u>
	127x267	3	3,563	2,749	<u>2,256</u>
II	102x230	3	2,427	2,221	<u>1,338</u>
	127x267	3	3,563	2,749	<u>2,256</u>
VI	102x230	5	2,427	2,221	<u>1,338</u>
	127x267	5	3,563	2,749	<u>2,256</u>
VIa	102x230	5	2,427	2,221	<u>1,338</u>
	127x267	5	3,563	2,749	<u>2,256</u>
VII	102x230	3	2,422	<u>1,681</u>	3,521
	127x267	5+3	3,423	<u>1,952</u>	5,800
VIII	102x230	5+3	2,427	<u>1,525</u>	1,745
	127x267	3+5	3,563	<u>1,790</u>	2,590
IX:1	152x340	3	5,496	<u>3,267</u>	4,162
IX:2	2 st 76x230	3	3,604	3,247	<u>1,790</u>

1) 3 = plåtbrott 5 = virkesbrott i underramen

TABELL 5.13 Jämförelse mellan tillåten förankringshållfasthet $P_{till}^{\tau\alpha}$, tillåten plåthållfasthet $P_{till}^{p\alpha}$ beräknad enligt ekv (5.9) och tillåten last m.h.t. vridande moment P_{till}^{TM} . Plåtarna utsätts i huvudsak för dragspänningar och ingår i förband med infällda upplag vid 15° taklutning. Dimensionerande värde är understruket.

Förbands- typ enl FIG 5.3 och 5.4	Plåtstor- lek bxa mm	Brott- typ 1)	Tillåten last m.h.t. förankringspåkän- ningen $P_{till}^{\tau\alpha}$ 10^{-2} MN	Tillåten last m.h.t. drag- spänningen i plåten $P_{till}^{p\alpha}$ 10^{-2} MN	Tillåten last m.h.t. vridande moment P_{till}^{TM} 10^{-2} MN
III	102x230	3	2,695	<u>1,684</u>	3,003
	127x267	3	3,893	<u>1,978</u>	4,845
IV	102x230	3	2,695	<u>1,684</u>	3,003
	127x267	3	3,893	<u>1,978</u>	2,567
V	102x305	3	2,766	<u>2,271</u>	2,747
	127x305	3	3,682	<u>2,271</u>	4,189

1) 3 = plåtbrott

TABELL 5.14 Jämförelse mellan tillåten förankringshållfasthet $P_{till}^{\tau\alpha}$, tillåten plåthållfasthet $P_{till}^{p\alpha}$ och tillåten last m.h.t. vridande moment P_{till}^{TM} . Plåtarna utsätts i huvudsak för dragspänningar och ingår i förband med infällda upplag vid 27° taklutning. Dimensionerande värde är understruket.

Förbands- typ enl FIG 5.3 och 5.4	Plåtstor- lek bxa mm	Brott- typ 1)	Tillåten last m.h.t. förankringspåkän- ningen $P_{till}^{\tau\alpha}$ 10^{-2} MN	Tillåten last m.h.t. drag- spänningen i plåten $P_{till}^{p\alpha}$ 10^{-2} MN	Tillåten last m.h.t. vridande moment P_{till}^{TM} 10^{-2} MN
III	102x230	3	2,427	<u>2,025</u>	2,959
	127x267	3	3,563	<u>2,506</u>	4,622
IV	102x230	4	2,427	<u>2,025</u>	2,959
	127x267	4	3,563	<u>2,506</u>	4,622
V	102x305	3+5	2,560	<u>2,052</u>	3,995
	127x305	3	3,325	<u>2,433</u>	4,827

1) 3 = plåtbrott 4 = sprickbrott i överramen
5 = virkesbrott i underramen

gäller vid 27^o taklutning framgår av TAB 5.12. För förband där dragspänningar i plåten dominerat (TAB 5.13 och 5.14) har momentet inte haft någon avgörande inverkan.

Man kan alltså konstatera att momentet blir dimensionerande endast för förband där plåten utsatts för skjuvning och där fogareorna samtidigt dimensionerats så att de nätt och jämt tar upp den last som plåten klarar. Ingenting i försöksresultaten stöder dock de nuvarande anvisningarna som för dessa förband reducerar den tillåtna lasten till nära hälften om hänsyn tas till excentricitetsmomentet. Tvärtom så har ingen nedsättning konstaterats och här föreslås därför att kontroll av extra-spänningar på grund av excentriciteter slopas. En annan väg är naturligtvis att dels ändra anvisningarna för att bedöma excentriciteternas storlek och att dels anpassa ekv (5.11) och (5.12) så att momentet inte blir dimensionerande i de fall som provats.

Rent allmänt skulle man kunna säga att det förhållandet att tillfredsställande säkerhet erhållits jämfört med föreslagna tillåtna påkänningar trots att excentriciteternas inverkan försummas är ett tecken på att tillåtna påkänningar ligger för lågt. Detta är förmodligen korrekt när det gäller förankringsspåkänningarna. Det föreslagna uttrycket på $\tau_{\alpha, \text{till}}$ underskattar onekligen spikarnas förankringshållfasthet, jfr FIG 4.8 och lämnar utrymme för ett tillskott av excentricitetsspåkänningar utan att korttids-säkerheten sänks under en acceptabel nivå. Här avstås från en närmare spekulation kring detta trots att man med utnyttjande av anläggningen mellan virkesdelarna relativt lätt kan ange momentuttryck som fyller jämviktsvillkoren för knutpunkten utan att öka de plåtstorlekar som erhålls om excentriciteterna försummas. Formellt sett vore ett sådant förfarande mest korrekt men det innebär samtidigt att konstruktörens beräkningsarbete ökar utan att sakförhållandena ändras. Här väljs i stället att förutsätta plåtar symmetriskt placerade över fogen och sedan ge gränser för upplagens placering.

Sammanfattar man den förda diskussionen erhålls alltså följande regler för att dimensionera ett takfotsförband om man antar att

plåtarna placerats symmetriskt över fogen (symmetrivillkoret behöver ej vara uppfyllt för fogareorna vid infällda upplag):

Förbandet dimensioneras för uppträdande axialkrafter så att tillåtna värden på förankrings- och plåtpåkänningar ej överskrides. Härvid antages att axialkrafterna går genom respektive fogareas tyngdpunkter.

Om för en plåt belastad av dragkraft vinkeln α mellan foglinjen och kraften ej överstiger $\arctan(s_{o,d}/p_o)$ beräknas tillåten plåthållfasthet P_{till} ur uttrycket

$$P_{till} = 2s_o f_{eff}$$

Om förbandet utförts med snedskuren underram i fogen mellan över- och underram (FIG 5.8) får upplaget högst dras in så långt att upplagscentrum sammanfaller med mittpunkten på foglinjens horisontalprojektion.

Om överramen vilar på en underram med konstant sektion inom förbandet (FIG 5.9) får upplaget dras in så långt som virkes-hållfastheten för underramen medger med hänsyn till uppträdande axialkraft och ett antaget moment. Detta väljs som vertikal-komponenten av stångkraften i överramen multiplicerad med det horisontella avståndet mellan upplagscentrum och den punkt där tyngdpunktslinjen för överramen skär underramens överkant.

Om upplaget fälls in i överramen får en linje dragen genom tyngdpunkten för fogarean i överramen parallellt med överramen inte träffa inskärningen.

Nu återstår att redovisa de förskjutningar som uppmättes i förbanden. Att relatera förskjutningen δ till den påförda lasten utan att samtidigt införa nivån för tillåten last är inte meningsfullt. För att i samma diagram enkelt kunna redovisa förskjutningar för flera plåtstorlekar har valts att uttrycka δ som funktion av förankringspåkänningen τ_α . Förskjutningskurvorna för förband med 15° taklutning återges i FIG 5.11 och för förband med 27° taklutning i FIG 5.12. Kurvorna visar medel-

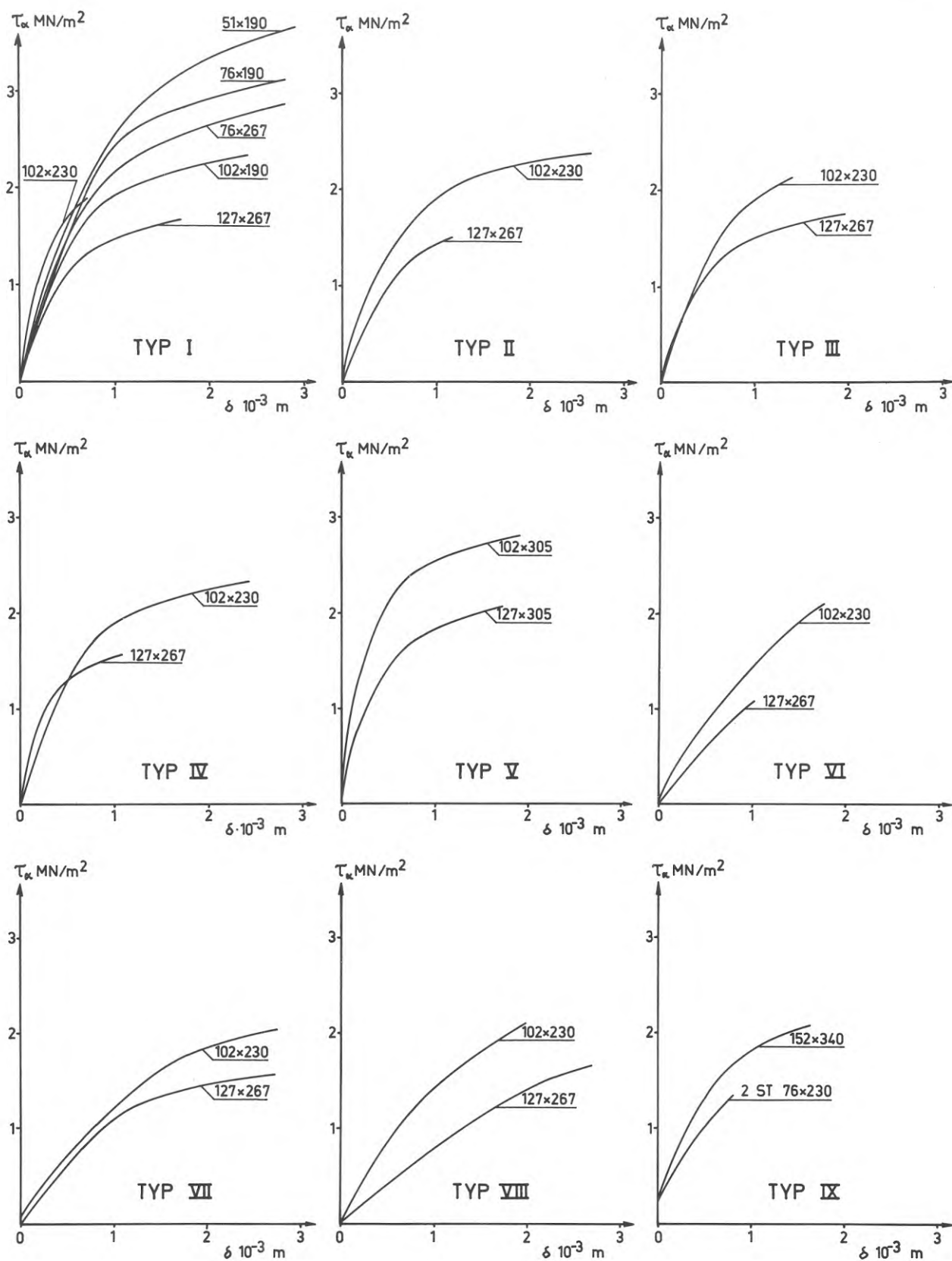


FIG 5.11 Medelförskjutningen δ för takfotsförband med 15° lutning mellan ramstängerna som funktion av förankringspåkänningen τ_{α} . Använd plåtstorlek anges i anslutning till respektive kurva. Typerna framgår av FIG 5.3 och 5.4. Obs att flertalet brott är plåtbrott.

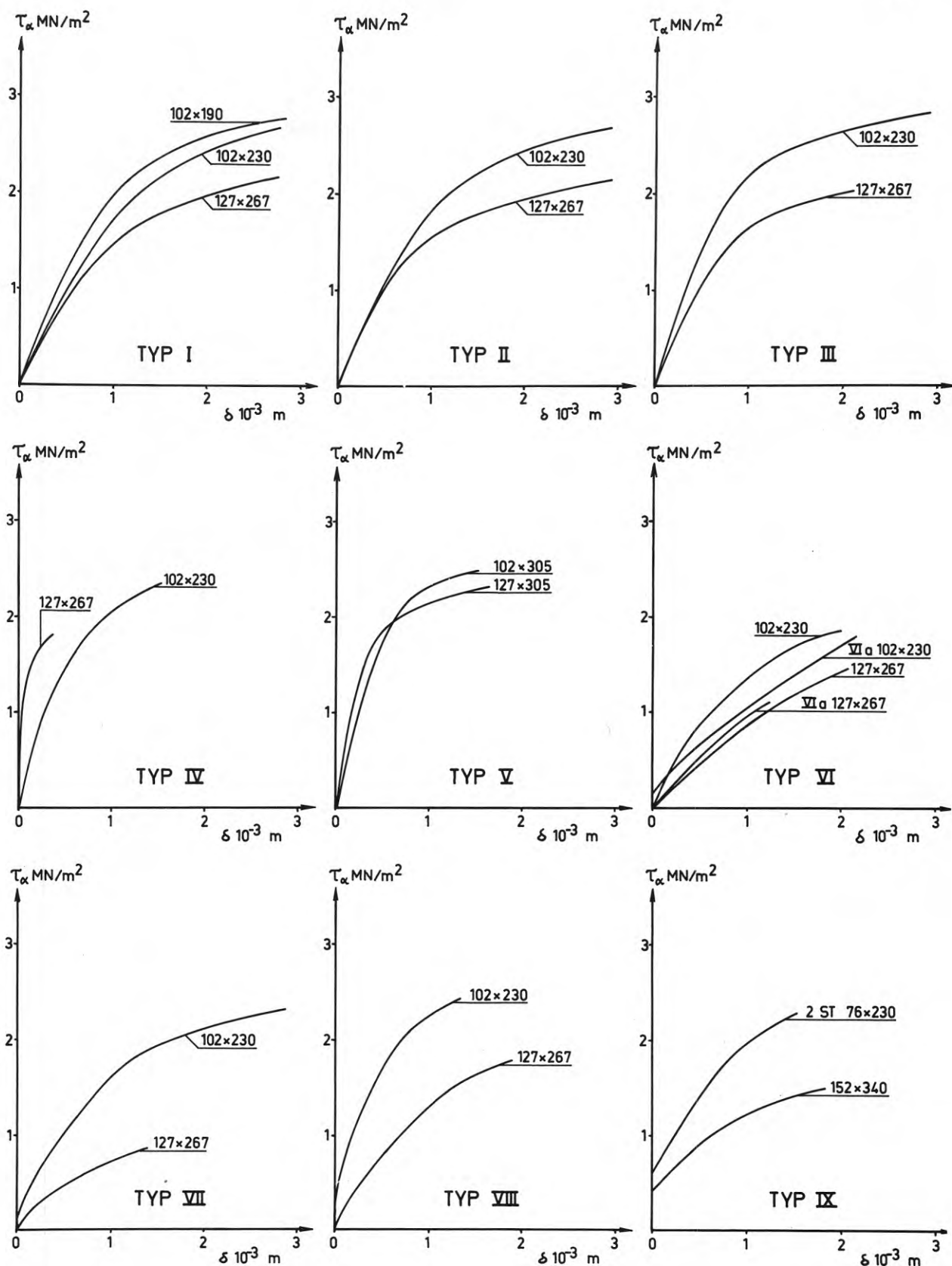


FIG 5.12 Medelförskjutningen δ för takfotsförband med 27° lutning mellan ramstängerna som funktion av förankringspåkänningen τ_α . Använd plåtstorlek anges i anslutning till respektive kurva. Typerna framgår av FIG 5.3 och 5.4. Obs att flertalet brott är plåtbrott.

förskjutningen inom varje provserie. Då oftast endast tre prov ingått i varje provserie ger resultaten liten uppfattning om spridningen. Avvikelsen mellan enskilda prov tycks dock vara större här än vid de försök som redovisats i avsnitt 4. Bland annat får noggrannheten vid förbandens tillverkning stor betydelse för takfotsförbanden.

Man kan ifrågasätta det berättigade i att redovisa förskjutningen som funktion av τ_α , då brottet inträffar i plåten. Som framhållits under avsnitt 4.4 utgör dock förskjutningen mellan spik och trä huvuddelen av den totala förskjutningen vid påkänningar upp till åtminstone två gånger tillåten plåthållfasthet. Här har förskjutningen inom detta område bedömts som mest intressant och då är det lämpligt att ställa den i relation till τ_α . För att undvika missförstånd bör dock påpekas att de värden på τ_α som kan avläsas som brottvärden i FIG 5.11 och 5.12 inte motsvarar den verkliga brottförankringspåkänningen. Den ligger i flertalet fall väsentligt högre.

Ett genomgående drag i figurerna är att förskjutningen ofta ökar med plåtens storlek. Mest markerat är detta vid 15° taklutning där fogarean varit kraftigt överdimensionerad i förhållande till plåtens hållfasthet. Det inträffade bekräftar synintrycken från provningen liksom erfarenheterna från avsnitt 4.3, nämligen att förskjutningen är störst närmast fogen. Spänningsfördelningen är med andra ord inte jämn över hela fogytan. Detta medför att man inte kan räkna med att nämnvärt öka ett förbands styvhet genom att enbart överdimensionera fogarean utan att samtidigt öka plåtens foglängd. I sin tur medför detta att den eventuella minskning av fogarean som ett försummande av excentriciteterna medför knappast ökar eventuella spänningskoncentrationer i virket i förbandens närhet då ju förskjutningarna redan är koncentrerade till fogarna.

Styvaste förbanden erhålls vid infällda upplag (typ III, IV och V). Till en del torde detta bero på att plåten belastas i sin huvudriktning. För att inte ytterligare komplicera bilden bortses dock från dessa förband i den fortsatta diskussionen.

Om antagandet att en överdimensionering av fogarean ej ökar styvheten nämnvärt bör förskjutningskurvorna för olika plåtstorlekar närma sig varandra om man beräknar τ_{α} över en effektiv area A som uppfyller följande villkor

$$A \leq \frac{P_{\text{plåt till}}}{\tau_{\alpha, \text{till}}} \quad (5.13)$$

Med $P_{\text{plåt till}}$ avses den last som tillåts för plåten. I FIG 5.13 visas förskjutningarna som funktion av τ_{α} , där värdet på den effektiva arean erhållits ur ekv (5.13). Betydligt bättre överensstämmelse erhålls nu för förskjutningarna vid olika plåtstorlekar. Förfarandet missgynnar naturligtvis ett förband med överdimensionerad fogarea men den avvikelserna bör kunna försummas. Sämst överensstämmelse har erhållits för typförband VIII men här har med all sannolikhet förskjutningarna påverkats av friktionen mellan virkesdelarna.

Att med stöd av försöksresultaten ange noggranna förskjutningsmoduler för takfotsförband med spikplåtar är omöjligt. De är beroende av såväl förbandsform och plåtstorlek som virkets tryckhållfasthet och noggrannheten vid tillverkningen. Just det sistnämnda torde vålla stora variationer i praktiken.

I ett flertal arbeten däribland /6/ och /10/ har visats att måttliga variationer i modulens storlek har liten inverkan på fördelningen av krafter och moment i konstruktionen. Även en relativt grov uppskattning av förskjutningsmodulen kan alltså leda till en rimlig beräkningsnoggrannhet. Som utgångspunkt för en medeluppskattning av förskjutningarna i de provade förbanden väljs lämpligen resultaten för förbandstyp I i FIG 5.13. För dessa förband har förskjutningen vid tillåten förankringspåkänning uppgått till 0,3 à 0,5 mm, dvs ungefär dubbelt så mycket som för dragprovkropparna i avsnitt 4 där medelförskjutningen angavs till 0,22 mm (ekv (4.6)). Att större förskjutningar erhållits för takfotsförbanden får i stor utsträckning tillskrivas att spel mellan virkesdelarna gett stora initialdeformationer.

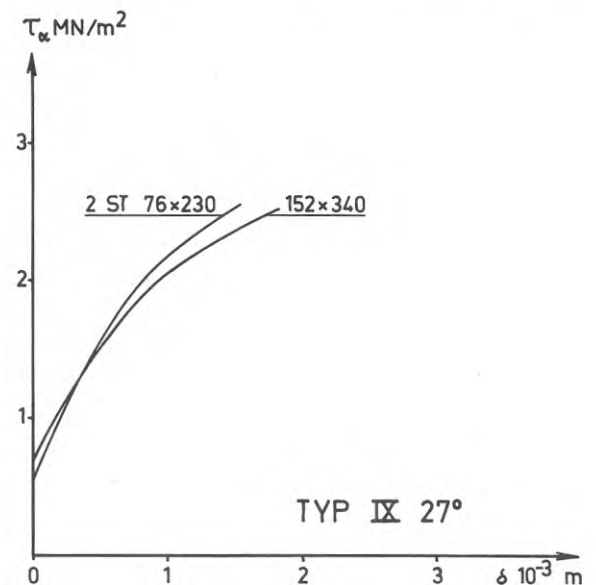
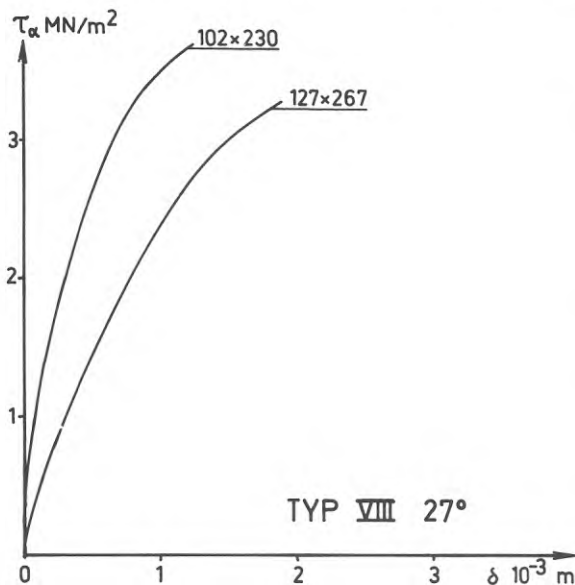
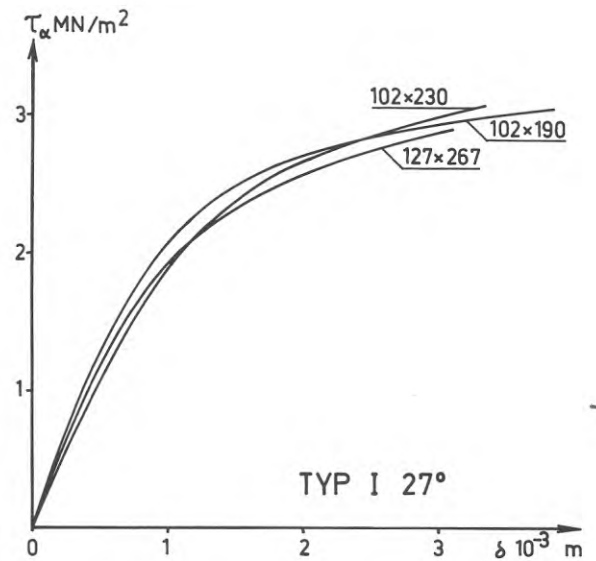
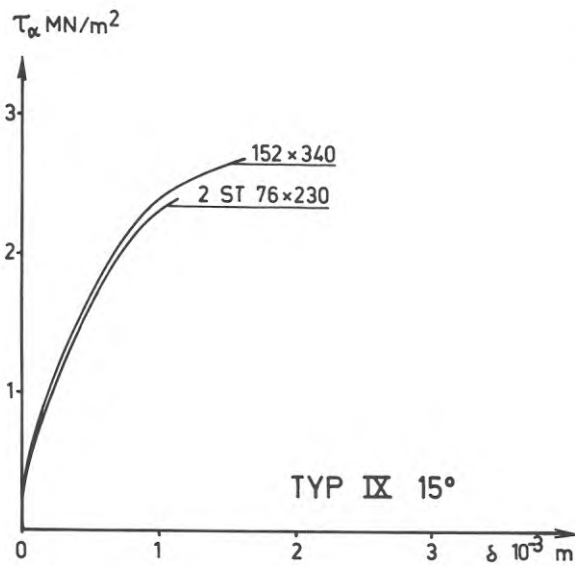
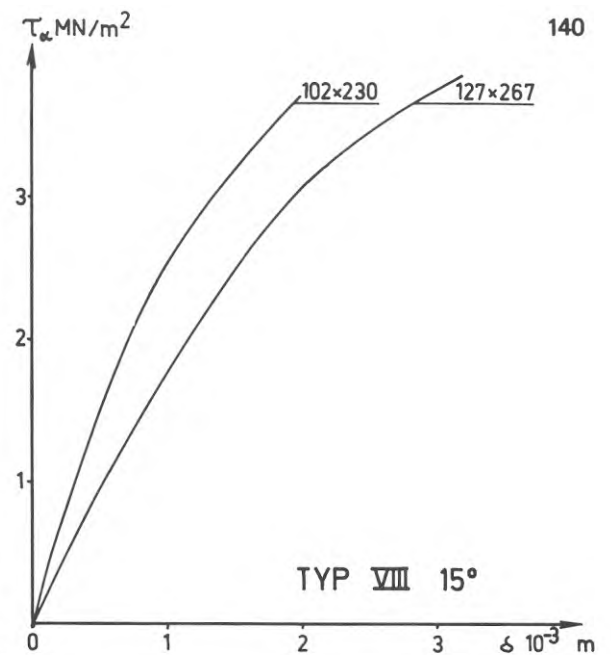
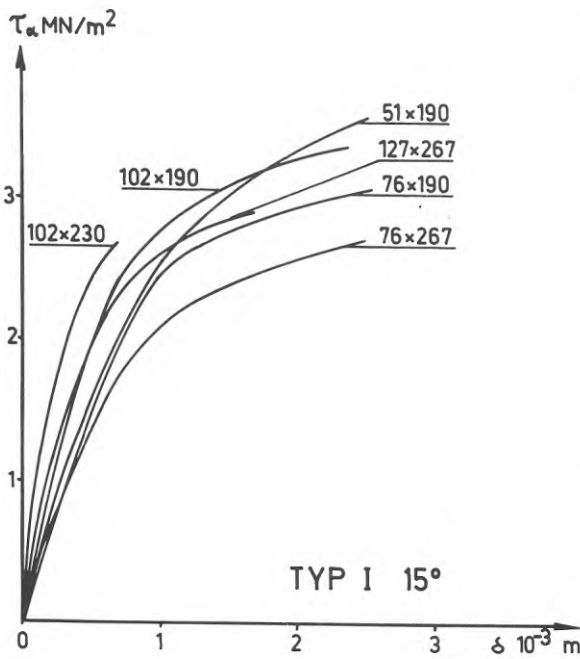


FIG 5.13 Medelförskjutningen δ för takfotsförband med 15° eller 27° lutning mellan ramstängerna som funktion av förankringspå-känningen τ_α över den fogarea som erfordras med hänsyn till plåtens hållfasthet, jfr ekv (5.13). Använd plåtstorlek anges i anslutning till resp kurva. Angivna förbandstyper framgår av FIG 5.3 och 5.4.

I ekv (4.20) anges lämplig förskjutningsmodul vid långtidslast för dragförband där risk för sprickbrott inte föreligger. Genom att halvera där angiven modul skulle alltså ett rimligt värde erhållas på förskjutningsmodulen k per infästning vid takfotsförband, dvs

$$k = 0,35 \cdot 10^4 \text{ MN/m och m}^2 \quad (5.14)$$

Större medverkande effektiv area än enligt ekv (5.13) får ej medräknas.

Den angivna förskjutningsmodulen är preliminär och det kan bli anledning till justeringar senare när resultat föreligger för samtliga förbandstyper.

5.4 Förbindning av tryckt knäckningsförhindrad stång

5.4.1 Uppläggning och omfattning

Konstruktioner med spikplåtsförband måste som nämnts utföras med allt virke i samma plan. Som en följd av detta kan man räkna med att tryckkrafter överförs direkt mellan virkesdelarna utan att spikplåtarna belastas nämnvärt om förbanden tillverkas med god passning mellan anslutande delar. I nuvarande anvisningar (jfr BIL 1, pkt 4) sägs följande beträffande dimensionering av tryckta stänger:

- Pkt 4.3 Vid längdskarvning av tryckta stänger med vinkelrätt kapade virkesändar dimensioneras spikplåtarna för minst en tredjedel av beräknad tryckkraft. Härvid tillåts värden på p_{α} och τ_{α} enligt pkt 4.6 (m.a.o. samma som för dragpåkända förband). Större dimensionerande krafter för förbandet än enligt ovan kan ifrågakomma vid tryckt stång med knäckrisk, särskilt om skarven placeras i snitt som får stor utböjning vid knäckdeformation. Vid sådan skarvplacering beaktas även skarvens inverkan på stångens knäcklast.
- Pkt 4.4 I knutpunkter får vid dimensionering av förbindningarna för tryckstänger kraftkomponenten vinkelrätt mot anliggningsytan räknas överförd mellan virkesdelarna genom anliggning. Kraftkomponenten parallellt med anliggningsytan får reduceras med den friktionskraft som erhålls vid en antagen friktionskoefficient 0,4 dock högst med kraftkomponentens halva värde.

Hur förbanden kan dimensioneras när risk föreligger att stängen knäcks kommer att behandlas under 5.5, varför detta avsnitt i huvudsak ägnas åt vilka spel mellan virkesdelarna som kan tolereras om pkt 4.3 och 4.4 skall tillämpas. Vid alltför stora spel får man räkna med att plåten endera bucklar eller att förankringsbrott inträder.

Hur spel mellan virkesdelarna inverkar på förbandets brottlaster har studerats med hjälp av förbandstyperna Ia, Ib, IIa och IIb enligt /2/. Förbandens utformning framgår av FIG 5.14. Undersökningen begränsas alltså till att gälla förband där de anslutande stängerna bildar 0° eller 90° vinkel i förhållande till varandra.

De plåtstorlekar som använts i de olika förbandstyperna har markerats med x i TAB 5.15. Förbanden har testats med olika spel mellan virkesdelarna varvid följande värden använts: 0, 1, 2, 4 och 6 mm. Förband med plåtstorleken 51x114 mm har dock endast utförts med 2 respektive 4 mm spel. För varje kombination av förbandstyp, plåtstorlek och spel genomfördes fem prov.

TABELL 5.15 Kombinationer av plåtstorlekar och förband vid tryckbelastade prov. Kryss markerar utförda kombinationer

Plåtstorlek bxa mm	Förbandstyp (jfr FIG 5.14)			
	Ia	IIa	Ib	IIb
51x114	x	x	-	-
102x114	x	x	x	x

5.4.2 Provnings utförande

Provkropparna tillverkades av 45x120 mm furu med en volymvikt om 400 à 450 kg/m³ och en fuktkvot om 16 à 18 %. Inga kvistar eller andra fiberstörningar tilläts där spikplåtarna skulle pressas i.

Plåtarna placerades symmetriskt över fogen så att lika stora fogareor erhöles på ömse sidor och pressades i med ett press-

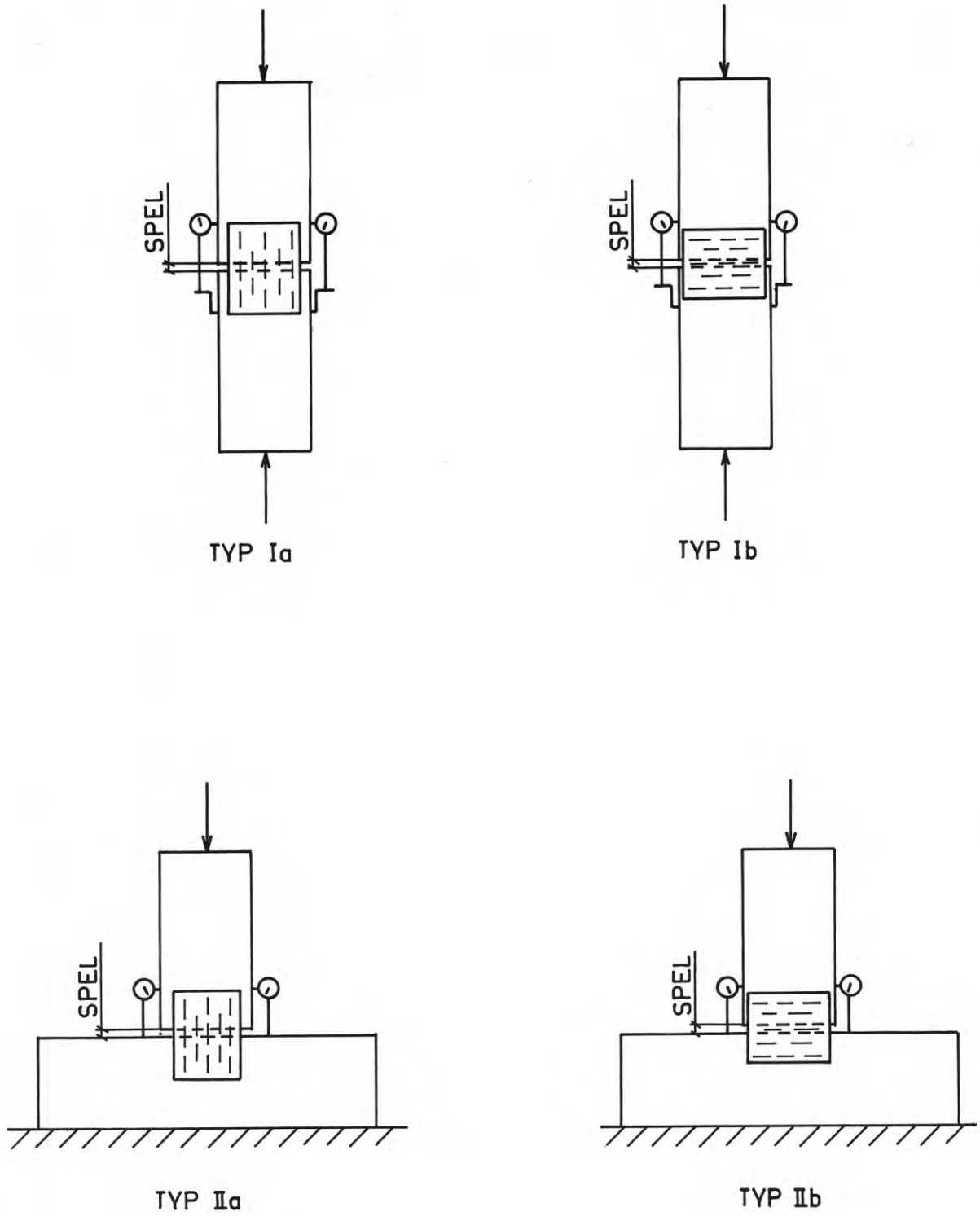


FIG 5.14 Testade förbandstyper för stänger där risk för knäckning inte föreligger.

huvud av märket Monopress. Det avsedda spelet mellan virkesdelarna erhöles med hjälp av särskilda passbitar som avlägsnades före provningen.

Proverna belastades i en hydraulisk provningsmaskin av märket Amsler med en maximal lastkapacitet om 0,1 MN. Belastningshastigheten uppgick till 2 mm per minut. För varje lastökning om 4000 N avlästes rörelserna i förbanden med hjälp av mätur placerade enligt FIG 5.14. Mätnoggrannheten uppgick till 0,01 mm. Mäturens placering för typ II förbanden medförde att även virkets sammantryckning i den horisontella virkesdelen mättes.

5.4.3 Försöksresultat och kommentarer

När spelet mellan virkesdelarna var litet uppträdde inga förbandsbrott vid provningen utan virkesdelarna gled ihop och lasten överfördes i kontaktytan mellan virkesdelarna. Vid spel större än 1 à 2 mm bucklades plåten vid en viss last, samtidigt som deformationen ökade språngvis. Därefter tog förbandet ånyo last men då i kontaktytan mellan virkesdelarna. Lastökningen avbröts vid en last motsvarande förväntad brottdraghållfasthet hos plåten (ca 0,25 MN/m).

I FIG 5.15 redovisas medellastförskjutningskurvorna för Ia och IIa förbanden. Motsvarande kurvor för Ib och IIb visas i FIG 5.16. Någon separat redovisning över brottlaster lämnas ej utan lastförskjutningskurvorna tas som utgångspunkt för den fortsatta diskussionen.

Beträffande resultatens spridning kan sägas att den för bucklingslastens del uppgick till mindre än 5 % av medelvärdet. Spridningen för förskjutningarna stämde väl med den bild som presenterats i /1/ FIG 4.14 och 4.17, dvs den är liten för förbandstyp I och relativt stor för förbandstyp II.

Av FIG 5.15 framgår att om spelet överstiger 2 mm för förbandstyp Ia så bucklar plåten. Vid tungt virke ($> 500 \text{ kg/m}^3$) sker detta förmodligen vid ännu mindre spel. Man ser också att för-

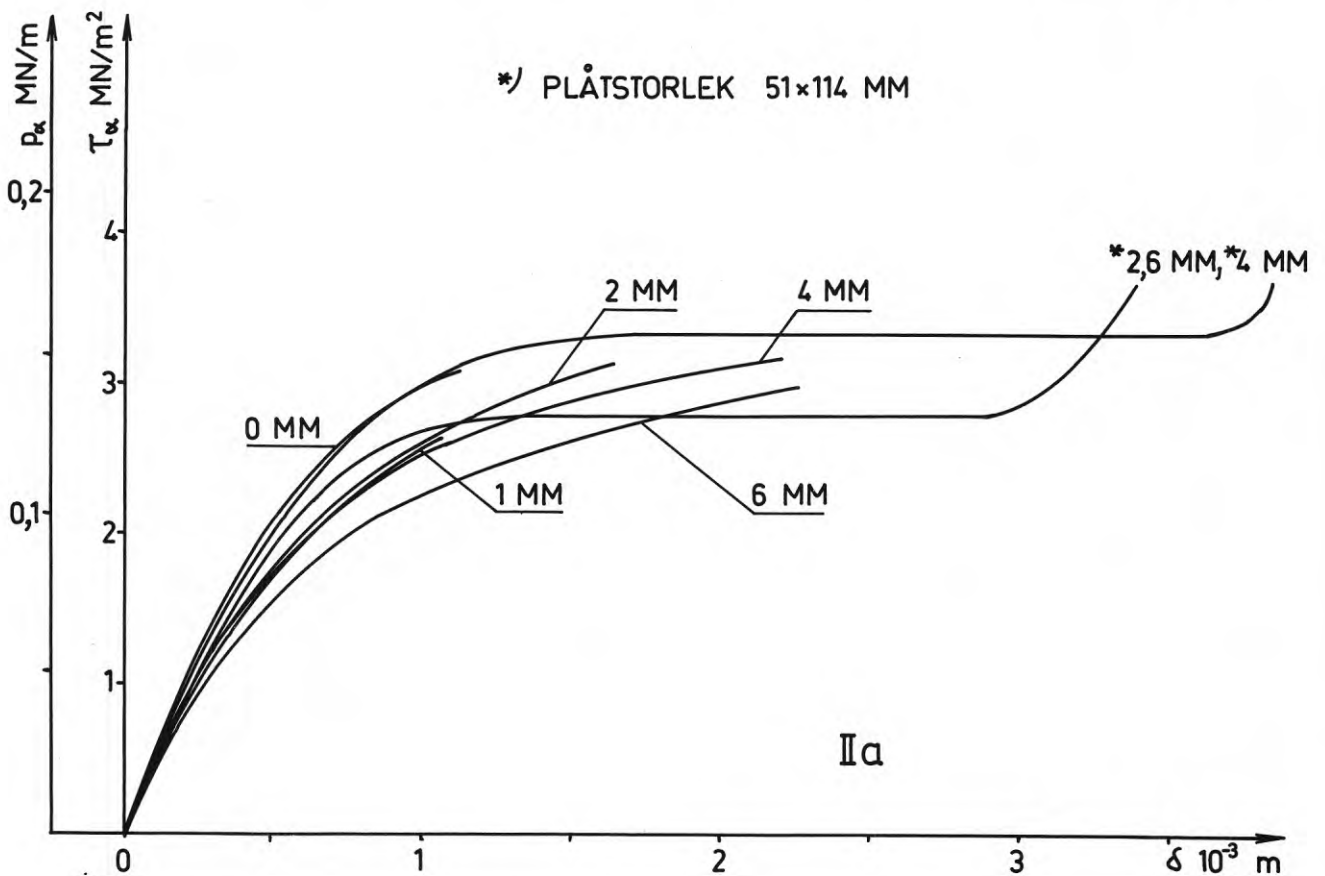
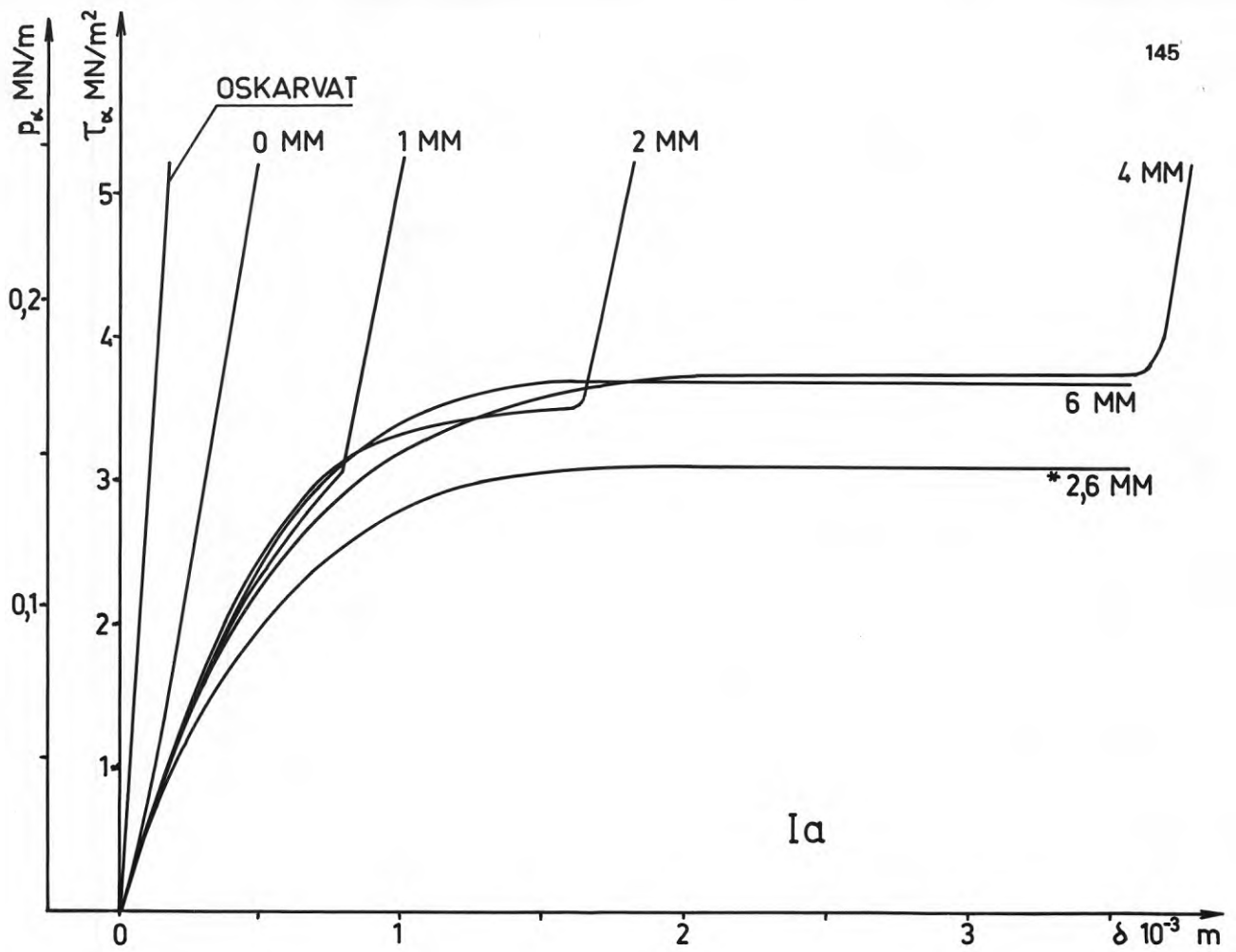


FIG 5.15 Medelförskjutningen δ som funktion av förankringspåkänningen τ_α för förbandstyp Ia och IIa enligt FIG 5.14. Begynnelse-spelet mellan virkesdelarna anges vid respektive kurva. Om inte annat anges har plåtstorleken varit 102x114 mm. Som jämförelse visas även tryckspänningen p_α i plåten.

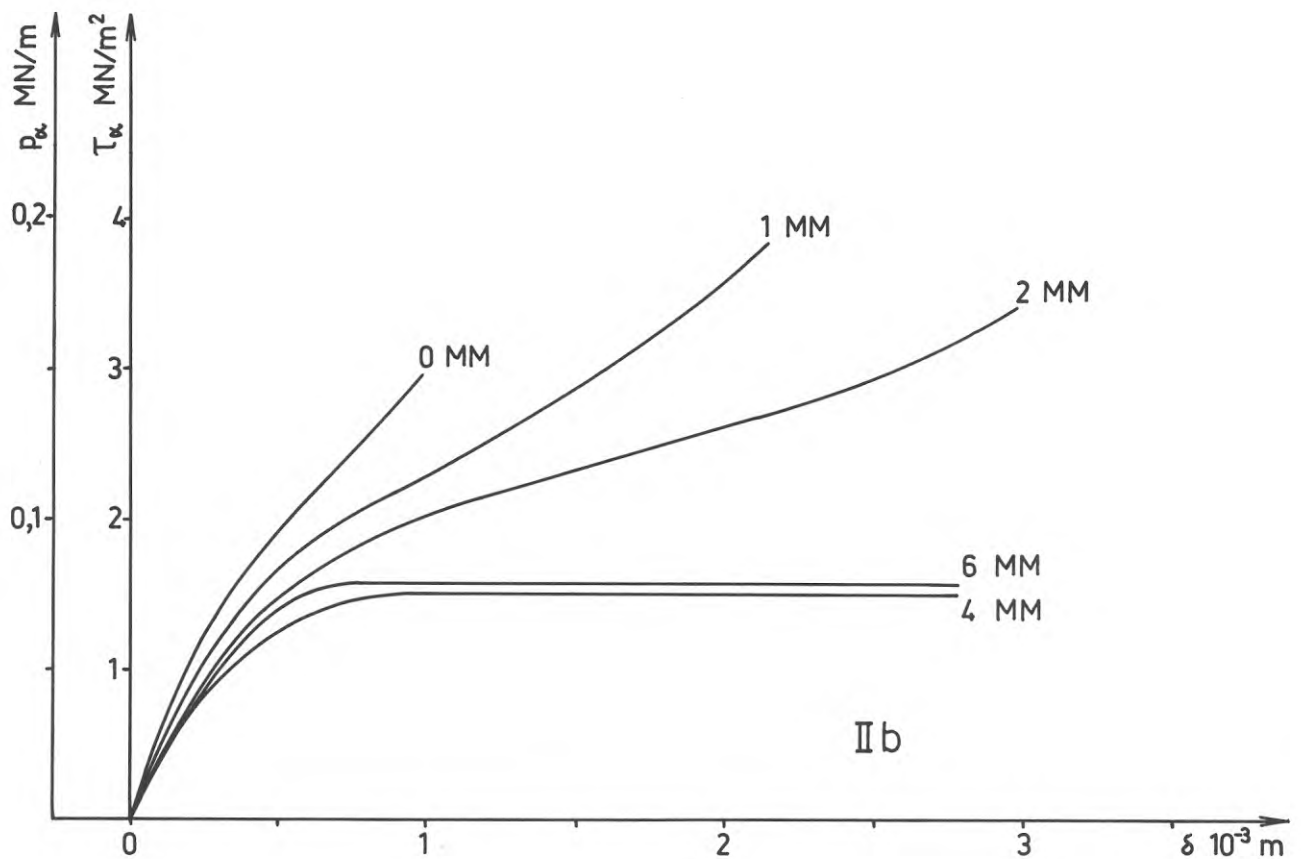
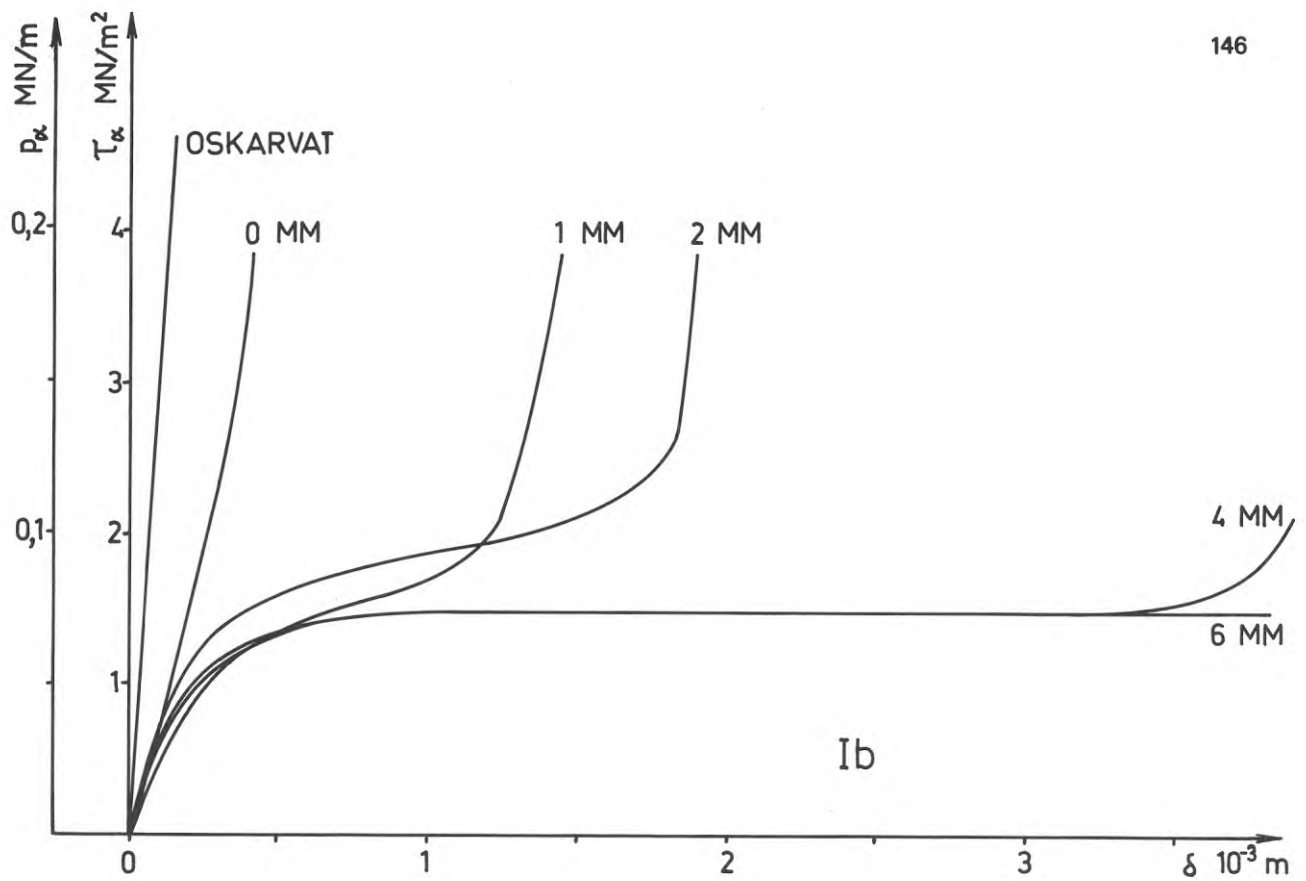


FIG 5.16 Medelförskjutningen δ som funktion av förankringspåkänningen τ_{α} för förbandstyp Ib och IIb enligt FIG 5.14. Begynnelse-spelet mellan virkesdelarna anges vid respektive kurva. Plåtens storlek har varit 102x114 mm. Som jämförelse visas även tryckspänningen p_{α} i plåten.

ankringsbrott är nära förestående när ett begynnelsespel om 1 à 2 mm gått ihop.

Vid spel mellan 2 och 6 mm är bucklingslasten i stort sett konstant. Något lägre värden har dock erhållits för den smalare plåten. Ingen förklaring kan för närvarande lämnas till det sistnämnda.

För förbandstyp IIa erhöles förankringsbrott utan buckling för den större plåten medan den mindre bucklade samtidigt som spikarna gled ut. Även här är bucklingslasten konstant.

Att plåten bucklar vid en konstant last oberoende av spelets storlek beror på spikmönstrets geometri. Som framgår av FIG 3.1 så är avståndet mellan spikraderna i huvudriktningen 7,9 mm eller 11,1 mm. I de aktuella proven var fogen belägen mitt emellan spikraderna med det större avståndet, dvs 11,1 mm. Det är troligt att spelet kunnat ökas till 8 à 10 mm utan att lägre bucklingslast erhållits. Om å andra sidan spikraden betecknad R_1 i FIG 3.1 hamnat i gapet mellan virkesdelarna ökas bucklingslängden från 11,1 mm till 19 mm. Det fallet får dock betraktas som mindre sannolikt i praktiken och därför bör man kunna räkna med en bucklingslast i huvudriktningen om 0,150 MN/m, se FIG 5.15.

Förankringspåkänningen vid brott har för Ia proven uppgått till drygt $3,5 \text{ MN/m}^2$ och för IIa proven till 2,5 à $3,0 \text{ MN/m}^2$. Värdet för Ia proven är 10 à 20 % lägre än motsvarande värde vid dragbelastning medan nivån för IIa proven är ungefär densamma. Resultaten överensstämmer med de värden som redovisats av Aune /5/.

För Ib och IIb i FIG 5.16 kunde ingen direkt buckling iaktas vid spel om 1 à 2 mm däremot trycktes plåten samman till dess kontakt erhöles mellan virkesdelarna. Vid spel om 4 respektive 6 mm bucklades däremot plåten och av figuren framgår att bucklingen skedde vid brott till ca $0,07 \text{ MN/m}$. Av FIG 3.1 framgår att bucklingslängden i ogynnsammaste fall uppgått till ca 7,5 mm.

För Ib och IIB erhöles inget utslag på spikarnas brottförankrings-hållfasthet. Det inträffade stämmer med erfarenheterna i 4.4.1 som visade att om plåtens längd i kraftriktningen översteg 70 mm (35 mm på var sida om fogen) erhöles plåtbrott när huvudriktningen var vinkelrät mot kraftriktningen.

Efter att ha tagit del av resultaten frågar man sig om de inledningsvis citerade punkterna 4.3 och 4.4 i nuvarande anvisningar kan bibehållas. Utförs förbanden med god passning och anliggning som pkt 2.2 i BIL 1 föreskriver, så kan nuvarande anvisningar försvaras men redan om passningen avviker 1 à 2 mm från verklig anliggning kan man som provningarna visat förvänta sig förankringsbrott eller buckling. Är det då realistiskt att förvänta sig att spelet sällan eller aldrig överstiger 1 mm?

För längdskarvarnas del kan frågan besvaras jakande då dessa förband dels kan utföras med god precision dels blir senare fukt-rörelser små. Däremot är det knappast möjligt att för stänger anslutna i vinkel mot varandra undvika att spelet mellan virkesdelarna i vissa fall överstiger 1 à 2 mm. Så stränga krav kan i vart fall inte uppfyllas med nuvarande tillverkningsmetoder.

För längdskarvar föreslås därför att man inför ett krav om att spelet ej får överstiga 1 mm. Detta värde stämmer dessutom väl överens med vad som krävs för drag- och momentbelastade längdskarvar i /9/. I övrigt kan anvisningen om dimensionerande last under pkt 4.3 i nuvarande regler (jfr 5.4.1) bibehållas. Hur spikplåtsförband inverkar på en strävas knäcklast behandlas i nästa avsnitt.

För övriga tryckta förband där alltså spel större än 1 à 2 mm kan uppträda är det tveksamt om anvisningen enligt pkt 4.4 under 5.4.1 kan bibehållas. Om förbandet som där anges blott är dimensionerat för att uppta horisontalkomponenten som i vissa fall dessutom reducerats med hänsyn till inverkan av friktion får man räkna med fall där den vinkelräta komponenten är så stor

att plåten bucklar eller att spikarnas förankring släpper redan när takstolen belastas av dimensionerande last (egenvikt + snö). En buckling som inträffar utan att förankringshållfastheten samtidigt är uttömd medför förmodligen ingen fara för kollaps. Förbandet kan fortfarande uppta viss avskärningskraft och om stången i vissa lastfall (ex. vindsug) utsätts för dragning så kan förbandet uppta denna last. Ett förankringsbrott är däremot allvarligare då ett sådant förband senare knappast kan uppta dragkrafter och även förmågan att överföra avskärningskrafter torde reduceras. Fall där förankringsbrott kan uppträda är förband där plåten är överdimensionerad i förhållande till fogareans förankringshållfasthet. För att undvika förankringsbrott krävs alltså att förbandet dimensioneras så att det bucklas om spel uppträder, utan att förankringshållfastheten samtidigt är uttömd. Det gäller med andra ord att dimensionera fogarean så att förankringshållfastheten överstiger bucklingslasten för plåten.

Enklast uppnås detta genom att föreskriva att förankringsarean dimensioneras för hela tryckkraften. Noggrannare resultat erhålls om fogarean dimensioneras för tillåten bucklingslast för plåten. Det sistnämnda förutsätter att man inför uttryck på tillåten bucklingslast på plåten. Å andra sidan bör man som nämnts kunna acceptera att plåten bucklar i de fall spelet mellan virkesdelarna råkat bli för stort och då är det inte motiverat att införa någon särskild anvisning om plåtens bucklingshållfasthet för att bestämma erforderlig plåtbredd. Att då införa en sådan anvisning för att kunna dimensionera förankringsarean bör om möjligt undvikas. Istället bör man kunna medge att förankringsarean dimensioneras för viss del av tryckkraften, säg hela tryckkomponenten parallellt anliggningsytan, dock minst 75 % av stångkraften. En sådan anvisning garanterar att förankringshållfastheten inte är uttömd när plåten bucklar.

Det föreslagna kravet kommer att öka plåtarnas storlek väsentligt i vissa fall och för att motverka direkt omotiverade ökningsar bör man komplettera anvisningen med ett villkor som säger att när plåtens medelförankringslängd vinkelrätt anliggningsytan överstiger ett visst värde kan erforderlig förankringsarea an-

ses uppnådd. Längden väljs så att plåten alltid bucklar innan förankringshållfastheten är uttömd. Erforderlig förankringslängd l_f för de provade förbandstyperna erhålls ur uttrycket

$$l_f = \frac{p_k}{2,5 \tau_{\alpha, \text{till}}} + 0,01 \quad (\text{m}) \quad (5.15)$$

Med p_k avses plåtens bucklingslast per breddmeter. Följande minimiförankringslängder erhålls med p_k enligt FIG 5.15 och 5.16

Förbandstyp	l_f , m
Ia	0,053
IIa	0,082
Ib	0,046
IIb	0,046

Som redan framhållits förefaller grundvärdet på plåtens förankringshållfasthet ligga något lägre för tryckta förband än för dragna. Det motiverar en viss ökning av $l_{f, \text{min}}$ för Ia. Förankringshållfastheten vinkelrätt fibrerna har däremot minst nått upp i samma värde vid tryck som vid dragning. För typ IIa bör man därför kunna reducera kravet på förankringslängd något. Här föreslås att förankringslängden sätts till 70 mm i plåtens huvudriktning och 50 mm vinkelrätt däremot. Antar man att plåtens bucklingslast ungefär följer samma funktion som plåtens draghållfasthet bör följande villkor på erforderlig förankringslängd l_f kunna tillämpas

$$l_f = l_0 (1 - C_4 \sin \alpha_4) \quad (5.16)$$

I ekv (5.16) anger l_0 erforderlig förankringslängd när kraftriktning och plåtens huvudriktning sammanfaller

α_4 vinkeln mellan tryckkraftens komponent vinkelrätt anliggningsytan och plåtens huvudriktning

C_4 konstant bestämd vid typprovningen

För Hydro-Nail E erhålls $l_f = 70(1 - 0,3\sin\alpha_4)$ mm

Rimligen bör men införa motsvarande krav på minsta förankringslängd vid längdskarvning av tryckta stänger

Mot bakgrund av här redovisade resultat förefaller det alltså lämpligt att utforma punkterna 4.3 och 4.4 enligt följande om stängerna är avstyvade mot knäckning.

Pkt 4.3 (Förslag) Vid längdskarvning av tryckta, knäckningsförhindrade stänger med vinkelrätt kapade virkesändar och utförda med anliggning mellan virkesdelarna dimensioneras spikplåtarna för minst en tredjedel av beräknad tryckkraft. Plåtens förankringslängd från fogen räknat skall minst uppgå till l_0 mm.

Pkt 4.4 (Förslag) I knutpunkter får vid dimensionering av förbindningarna för tryckta stänger kraftkomponenten vinkelrätt mot anliggningsytan räknas överförd mellan virkesdelarna genom anliggning. Förbandet dimensioneras för kraftkomponenten parallell med anliggningsytan - infästningsarean dock för minst 75 % av stångkraften. Erforderlig förankringsarea anses även uppnådd om plåtens medelförankringslängd l_f från fogen räknat överstiger $l_0(1 - C_4\sin\alpha_4)$ mm där l_0 anger erforderlig förankringslängd när kraft- och fiberriktning sammanfaller. Med α_4 avses vinkeln mellan plåtens huvudriktning och tryckkomponenten vinkelrätt anliggningsytan. Värdet på C_4 framgår av typgodkännandet.

Även för pkt 4.4 gäller det nuvarande kravet i pkt 2.2 i BIL 1 att virkesdelarna skall anslutas med god anliggning. Den föreslagna utformningen av pkt 4.4 rimmar dock bättre mot de fall som uppträder i praktiken.

Av FIG 5.15 och 5.16 framgår att förskjutningarna vid tillåten förankringspåkänning uppgår till 0,2 à 0,26 mm om förbanden är utförda med spel. De är med andra ord av samma storleksordning som vid dragna förband, varför de uttryck som angivits för dessa i avsnitt 4 kan tillämpas. Om förbanden utförs med anliggning erhålls ännu styvare förband men det är svårt att beakta i anvisningarna.

5.5 Längdskarvning av tryckt icke knäckningsförhindrad stång

5.5.1 Uppläggning och omfattning

I föregående avsnitt visades att tillfredsställande säkerhet mot brott vid längdskarvning av knäckningsförhindrade tryckta stänger erhålls om förbanden dimensioneras för minst en tredjedel av tryckkraften. Värdet en tredjedel är inte baserat på försöksresultat utan valt så att enfaldig säkerhet erhålls vid dimensionerande last. För att man skall kunna räkna med att resterande del av tryckkraften överförs på ett betryggande sätt genom anliggning mellan virkesdelarna får spelet mellan dessa inte överstiga 1 mm. Slutligen krävs som garanti mot eventuellt förankringsbrott när spelet går igen att plåtens medelförankringslängd överstiger l_0 mm (vid Hydro-Nail E är $l_0=70$ mm).

Tryckta längdskarvar utförda med spikplåtsförband uppträder huvudsakligen i fackverkens överramsstänger. Dessa stänger är normalt avstyvade mot knäckning i sidled medan däremot knäckning kan ske i fackverkets plan. Överramsstången i ett fackverk är dessutom normalt åverkad av såväl axiell som transversell belastning. De variabler som inverkar på ramstångens knäcklast är:

- relationen mellan axiellast och transversallast
- stångens initialutböjning
- stångens slankhetstal
- stångens inspänningsförhållanden
- virkeskvaliteten
- spikplåtarnas storlek och placering
- skarvens läge
- antal skarvar
- noggrannheten vid utförandet

Att studera alla tänkbara kombinationer av här nämnda variabler leder till mycket omfattande undersökningar. Med hänsyn härtill har omfånget därför begränsats utan att för den skull nämnvärt avkall gjorts på undersökningens syfte, vilket är att studera hur dels virket och dels plåten skall dimensioneras vid längdskarvade tryckta stänger.

De faktorer enligt nyssnämnd lista som inte varierats är stångens initialutböjning och inspänningsförhållanden, virkeskvaliteten, skarvarnas läge och antal, plåtarnas placering samt noggrannheten vid utförandet.

Så raka stänger som möjligt har eftersträvat dock har eventuella avsteg registrerats. Stängerna har i samtliga fall varit ledat infästade i ändarna (2:a knäckfallet) och skarven har alltid placerats mitt på den fria knäcklängden. Spikplåtarna har genomgående placerats mitt över fogen såväl i höjd- som sidled och förbanden har tillverkats så noggrant som möjligt och med god anliggnig. Virket valdes så att dess visuella kvalitet låg i gränsområdet mellan Ö-virke och T200.

Att i förväg ange relationen mellan axiellast och transversallast och sedan öka lasterna till brott med bibehållen inbördes relation är troligen det mest korrekta provningsförfarandet men det ställer stora krav på försöksutrustningen. Här valdes i stället att arbeta med fem olika nivåer på den anbringade transversallasten och sedan bestämma knäcklasten vid varje nivå. Den pålagda transversallasten har relaterats till det tillåtna momentet M_{till} som för de skarvade provbitarna erhöles ur följande ekvationer hämtade ur /1/

$$M_{till} \leq \begin{cases} \tau_0 \cdot BA/3 & (5.17) \\ 2p_0 \cdot Bb/3 & (5.18) \end{cases}$$

Här anger B virkets bredd medan övriga beteckningar är samma som tidigare.

Vissa referensserier utfördes även med oskarvat virke och där erhöles på sedvanligt sätt M_{till} som

$$M_{till} \leq \sigma_{b,till} W \quad (5.19)$$

där $\sigma_{b,till}$ anger tillåten böjhållfasthet (8 MN/m² för T200) och W böjmotståndet.

TABELL 5.16 Plåtstorlekar använda för att studera tryckhållfastheten hos strävor längdskarvade på mitten med spikplåtsförband. Virkesdimensionen är 45x120 mm. Varje kryss markerar 5 prov.

Plåtstorlek bxa mm	Pålagt moment				
	0	0,5 M_{till}	M_{till}	1,5 M_{till}	2 M_{till}
102 x 119	x	x	x	x	x
102 x 152	x	x	x	x	x
102 x 190	-	x	x	x	x

TABELL 5.17 Plåtstorlekar använda för att studera tryckhållfastheten hos strävor längdskarvade på mitten med spikplåtsförband. Virkesdimensionen är 45x170 mm. Varje kryss markerar 5 prov.

Plåtstorlek bxa mm	Pålagt moment				
	0	0,5 M_{till}	M_{till}	1,5 M_{till}	2 M_{till}
102 x 119	x	x	x	x	x
102 x 152	x	x	x	x	x
102 x 190	x	x	x	x	x
152 x 114	x	x	x	x	x
152 x 152	x	x	x	x	x
152 x 190	x	x	x	x	x

Observera att angivna värden på M_{till} är uttryckta utan hänsyn till de axialkrafter som uppträder och som egentligen reducerar de tillåtna momenten.

Två olika slankhetstal λ har testats nämligen 69 och 86 (beträffande definition på slankhetstal, se t ex Svensk Byggnorm 67 TAB 27:272). Det lägre slankhetstalet erhöles för virkesdimensionen 45x120 mm vid 2,40 m knäcklängd och det högre för 45x170 mm vid 4,20 m knäcklängd. Knäcklängderna är valda så att brottlasten skall bli ungefär densamma för båda dimensionerna.

Slutligen återstår att redovisa val av plåtstorlekar vilket för 45x120 mm furu framgår av TAB 5.16 och för 45x170 mm furu av TAB 5.17. Varje provserie omfattade fem prov. Tilläggas bör att plåtarna alltid orienterats med huvudriktningen parallell med fiberriktningen.

Vid varje nivå på den pålagda transversallasten utfördes dessutom en serie med oskarvat virke.

5.5.2 Provningsens utförande

Virket, som utgjordes av hyvlad furu i 45x120 mm och 45x170 mm, utsorterades som nämnts så att dess kvalitet låg i gränsområdet mellan Ö-virke och T200. Det kapades sedan så att inga kvistar eller andra störningar förekom i de områden där spikplåtarna skulle pressas i. Däremot tillsågs att en maximalt tillåten kvistgrupp förelåg 0,1 à 0,2 m från skarvsnittet.

Efter konditionering av virket till 15 % rättningskapades skarvänderna och fördes samman med god anliggning. En plåt pressades i från vardera sidan med hjälp av en hydraulisk press av märket Mono-press.

Provningsen utfördes i en specialbyggd utrustning enligt FIG 5.17 där proverna hindrades att knäcka i sidled. Axiallasten påfördes via en hydraulcylinder med 0,2 MN kapacitet och registrerades med hjälp av en lastcell från Bofors AB ansluten till en

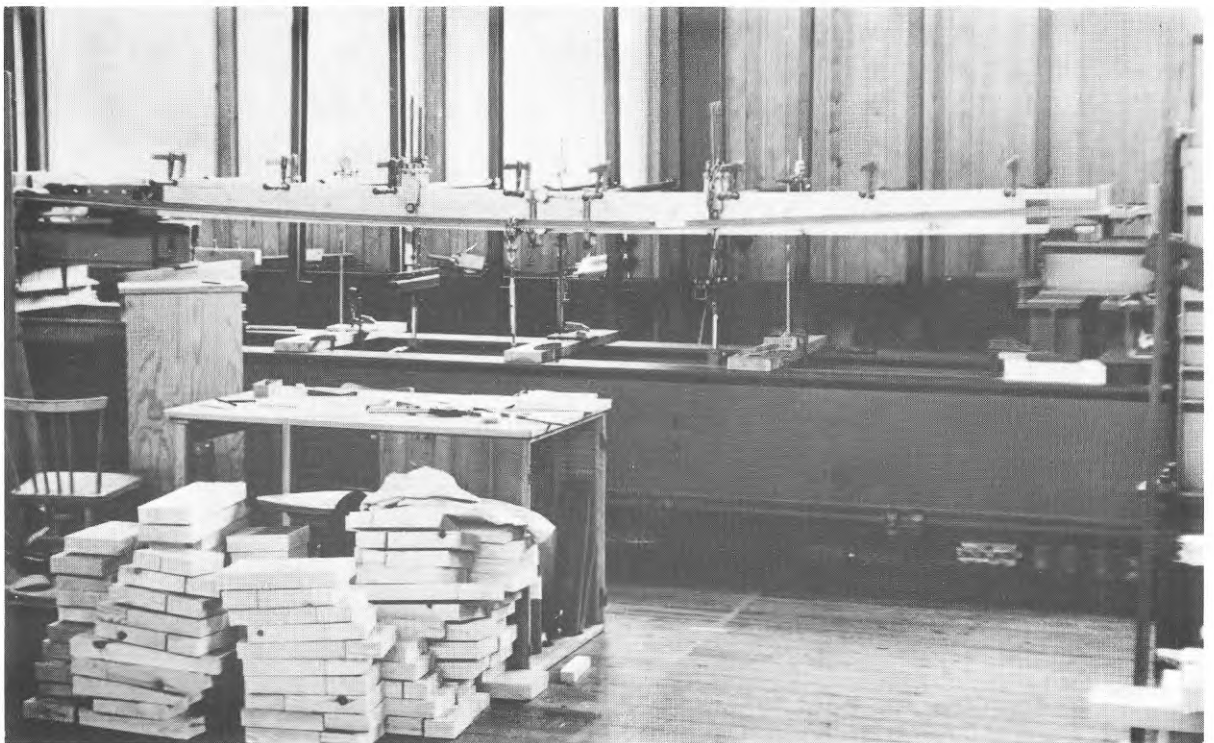
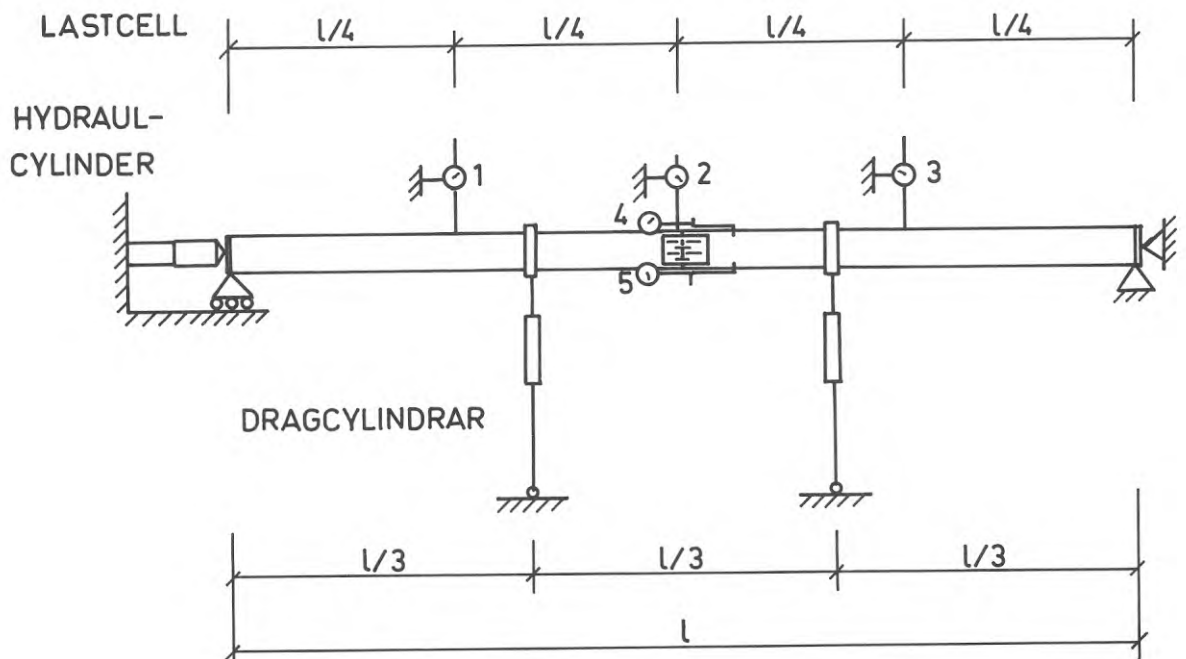


FIG 5.17 Principskiss jämte foto över utrustning för att prova tryckta icke knäckningsförhindrade stänger längdskarvade på mitten med spikplåtar. Stängerna avstyvas mot knäckning i sidled.

digitalvoltmeter av märket Schlumberger. Transversallasten utgjordes av en punktlast i vardera av knäcklängdens tredjedelspunkter. Lasterna åstadkoms med hydrauliska dragcylindrar och storleken avlästes på inkopplade PIAB-dynamomentrar. Momentet av transversallast är alltså konstant inom den mellersta tredjedelen av knäcklängden. Transversallasten anbringades först och hölls sedan konstant oavsett hur axiallasten varierades. Axiallasterna registrerades med en noggrannhet av $\pm 0,25$ % medan noggrannheten för transversallasten uppgick till ca 2 %.

Under provningen mättes stångens utböjning och vinkeländringen över skarven med mätur placerade enligt FIG 5.17. Uren var graderade i hundradels millimeter och avlästes dels när provet monterats, dels när transversallasten anbringats samt för varje ökning av axiallasten om 20 000 N.

Av säkerhetsskäl hindrades balkarna att knäcka uppåt. Speciellt när transversallast saknades medförde det att den registrerade axiallasten inte alltid utgjorde minimivärdet. Före provningen mättes varje stångs initialutböjning varefter stången vändes med utböjningen nedåt, vilket ökade förutsättningarna för knäckning i önskad riktning. Sistnämnda styrning medförde att erhållna värden oftast utgör de verkliga minimivärdena.

Omedelbart efter brott togs prov på virkets fuktkvot och volymvikt.

5.5.3 Försöksresultat och kommentarer

Flertalet brott inträffade i virket oavsett om det var skarvat eller ej. I några fall skedde brottet i infästningarna. Dessa värden är medtagna om de legat i nivå med övriga värden inom serien. Virkesbrotten var normalt fiberstukningar i anslutning till kvistar, varför kvistarnas storlek och läge har haft stor betydelse. Här avstås dock från att söka finna något samband mellan kviststorlek och brottlaster. Däremot har brottnasterna omräknats till att gälla för virke med en tryckhållfasthet av 35 MN/m^2 . Värdet är valt med ledning av /2/ och omräkningen har skett enligt följande formel

$$T_r = T_{br} \cdot \frac{35}{\sigma_p} \quad (5.20)$$

Häri anger T_r omräknad brottlást
 T_{br} uppmätt brottlást
 σ_p virkets tryckhållfasthet beräknad ur uttrycket
 $\sigma_p = 0,095 r_{ou} (2 - u/15)$ där r_{ou} anger volym-
 vikten och u fuktkvoten (jfr /2/).

I TAB 5.18 och 5.19 är brottlaster och brottyper samt geometriska och fysikaliska data sammanställda. I tabellerna anges även karakteristisk knäcklast T_c (5 %-fraktilen) uppskattad till $T_c = \bar{T}_r - 2,5s_{T_r}$ där \bar{T}_r anger medelvärde och s_{T_r} spridning av de omräknade brottlasterna i en grupp om fem prov.

Tabellerna upptar även provens medelutböjning \bar{y}_{br} i spännviddens mitt omedelbart före brott. Med \bar{y}_{br} avses summan av initailutböjningen och den uppmätta utböjningen (extrapolerad). Genom utböjningen ökar även momentet och enligt gängse beräkningsmetoder kan det omräknade brottmomentet \bar{M}_r tecknas som

$$\bar{M}_r = M + \bar{T}_r \cdot \bar{y}_{br} \quad (5.21)$$

där M anger moment på grund av transversallast, i fortsättningen kallat transversalmomentet.

Som framgår av tabellerna erhålls mycket höga värden på \bar{M}_r och man kan därför ifrågasätta giltigheten av ekv (5.21). För att belysa detta har en fiktiv kantpåkänning $\bar{\sigma}_r$ beräknats ur uttrycket

$$\bar{\sigma}_r = \frac{\bar{T}_r}{Bt} + \frac{\bar{M}_r}{W} \quad (5.22)$$

där t anger virkestjockleken och W böjmotståndet. Att $\bar{\sigma}_r$ benämnas fiktiv beror på att förutsättningarna för en Naviersk spänningsfördelning inte är uppfyllda i brottstadiet. Värdet på $\bar{\sigma}_r$ bör dock kunna användas som ett jämförelsetal, varför det införts i TAB 5.18 och 5.19.

TABELL 5.18 Brottlaster och brottyper samt geometriska och fysikaliska data för 45x120 mm furu längdskarvad på mitten. Som jämförelse visas motsvarande värden för oskarvat virke.

Plåtstorlek	Effektiv area	Fukt-kvot	Volym-vikt	Utböj-n. före brott	Brott-typ	Anbringat moment	Brotryck-kraft	Omräknad tryckkraft	Spridning	Karakteristisk tryckkraft	Omräknat brottmoment	Fiktiv kantpå-känning
bxa	A	\bar{u}	\bar{r}_{ou}	\bar{y}_{br}	1)	M/M _{till}	\bar{T}_{br}	\bar{T}_r	s_{T_r}	$T_c = \bar{T}_r - 2,5 \cdot s_{T_r}$	\bar{M}_r	$\bar{\sigma}_r$
mm	$10^{-2} m^2$	%	kg/m ³	$10^{-3} m$			$10^{-2} MN$	$10^{-2} MN$	$10^{-2} MN$	$10^{-2} MN$	$10^{-4} MNm$	MNm/m^2
Oskarvat	-	17,2	451	1,7	6K	0	13,20	12,70	0,512	3) 11,37	2,24	25,59
		17,6	428	10,2	6K	0,5	9,70	10,08	1,141	3) 7,12	14,22	31,83
		17,4	453	15,2	6K	1,0	8,95	8,80	0,809	6,78	22,31	36,95
		16,3	442	17,8	6K	1,5	8,95	7,88	0,867	5,72	27,25	39,82
		17,2	451	26,7	6	2,0	6,92	6,64	0,939	4,30	34,48	44,22
102x114	0,958	16,6	414	2,5	6K	0	12,58	12,55	0,387	2) 8,25	3,05	26,06
		17,6	454	8,1	6K	0,5	11,21	11,13	1,957	3) 6,04	11,50	31,26
		16,6	414	11,9	6	1,0	11,58	11,40	0,548	3) 9,98	18,67	38,40
		17,1	417	13,2	6K/1	1,5	7,55	7,78	0,640	3) 6,12	18,11	31,18
		17,3	437	21,3	1/6K	2,0	5,74	5,98	0,698	3) 4,17	22,72	32,11
102x152	1,348	17,6	439	4,1	6K	0	11,25	10,98	1,052	3) 8,25	4,50	24,50
		18,3	427	9,1	6k/6	0,5	10,72	11,90	1,444	8,29	14,40	35,37
		17,5	436	14,1	6K/6	1,0	8,60	8,78	1,197	5,79	19,30	34,13
		17,0	435	18,2	6/6K	1,5	7,20	7,06	1,244	3,95	23,12	34,48
		17,9	407	23,6	6	2,0	5,73	6,22	1,211	3,20	29,88	39,18
102x190	1,733	-	-	-	-	0	-	-	-	-	-	-
		17,6	480	8,5	6K	0,5	12,12	11,24	0,891	9,02	13,51	33,32
		17,5	450	13,4	6K	1,0	8,43	8,30	1,252	5,17	19,24	33,18
		17,8	422	21,0	6K	1,5	7,28	7,70	0,803	5,70	28,32	40,48
		17,0	412	30,9	3	2,0	4,75	4,94	0,921	2,64	31,60	38,41

1) 1 Förankringsbrott 6 Tryckbrott i virke
3 Plåtbrott 6K Tryckbrott i virke vid kvist

2) Endast 2 prov

3) Endast 4 prov ($T_c = \bar{T}_r - 2,7 s_{T_r}$)

TABELL 5.19 Brottlaster och brottyper samt geometriska och fysikaliska data för 45x170 mm furu längdskarvad på mitten. Som jämförelse visas motsvarande värden för oskarvat virke.

Plåtstorlek	Effektiv area	Fukt-kvot	Volym-vikt	Utböjningsförelsbrott	Brott-typ	Anbringt moment	Brotryck-kraft	Omräknad tryckkraft	Spridning	Karakteristisk tryckkraft	Omräknat brottmoment	Fiktiv kantpå-känning
bxh mm	A 10^{-2} m^2	\bar{u} %	$\bar{\rho}_{ou}$ kg/m^3	\bar{y}_{br} 10^{-3} m	1)	M/M _{till}	\bar{T}_{br} 10^{-2} MN	\bar{T}_r 10^{-2} MN	s_{T_r} 10^{-2} MN	$T_c = \bar{T}_r - 2,5 \cdot s_{T_r}$ 10^{-2} MN	\bar{M}_r 10^{-4} MNm	$\bar{\sigma}_r$ MN/m^2
Oskarvat		16,4	449	17,2	6K	0	10,65	9,66	1,311	6,39	16,00	20,00
		16,2	461	39,6	6K	0,5	9,81	8,52	0,638	6,93	42,28	30,64
		16,4	433	46,8	6K	1,0	7,62	7,24	0,955	4,86	51,21	33,09
		16,4	431	66,6	6K	1,5	6,60	6,18	0,829	4,11	67,39	39,17
		16,1	464	64,5	6K/6	2,0	6,57	5,63	0,727	2) 3,74	72,92	41,00
102x114	0,958	15,8	437	13,4	6/1	0	10,63	9,42	1,635	5,34	12,20	17,94
		15,9	431	20,8	6K	0,5	9,77	9,18	1,597	5,19	21,91	22,11
		14,4	434	28,0	1/6K	1,0	8,41	6,94	1,209	3,92	26,56	21,33
		15,7	427	38,0	1	1,5	7,54	6,82	0,602	5,32	36,01	25,53
		15,8	403	57,0	1	2,0	5,18	5,04	0,913	2,76	42,40	26,15
102x152	1,348	16,9	431	16,2	6K/1	0	10,16	10,00	1,065	7,34	16,18	20,54
		16,3	462	20,6	6K	0,5	10,30	9,12	1,791	4,65	23,23	22,64
		16,1	418	33,6	3/1	1,0	8,34	8,36	1,472	4,68	37,40	28,18
		16,7	452	51,2	1	1,5	5,18	4,76	0,873	2,58	39,95	24,65
		17,1	451	64,0	3/1	2,0	4,02	3,84	0,297	3,10	45,52	26,02
102x190	1,733	17,0	435	12,2	6K	0	10,48	10,42	2,179	4,98	12,84	19,54
		18,0	442	22,6	6K	0,5	8,74	9,16	1,045	6,55	26,65	24,27
		17,3	452	34,2	3/6K	1,0	7,38	7,12	0,606	5,60	35,76	25,80
		16,9	439	50,0	3/6K	1,5	6,38	6,18	1,139	3,33	47,77	30,12
		17,0	429	61,0	3	2,0	4,52	4,52	0,914	2,24	50,64	29,27
152x114	1,429	16,4	411	11,2	6K	0	10,98	10,90	1,471	7,23	11,60	19,60
		16,1	406	24,5	6K	0,5	8,70	8,58	0,926	6,27	25,93	23,18
		16,1	418	42,0	6K/1	1,0	8,00	7,64	0,726	5,83	40,70	28,76
		16,5	407	48,7	1/6K	1,5	5,90	5,96	0,518	4,67	44,65	28,39
		15,7	432	55,8	1	2,0	5,35	4,84	0,996	2,35	47,94	28,44
152x152	2,004	16,4	442	11,6	6K	0	12,54	11,58	1,420	8,03	13,20	21,23
		16,6	429	30,6	6K	0,5	8,62	8,58	1,156	5,69	33,09	26,48
		16,6	433	45,6	6K	1,0	7,78	7,46	1,092	4,73	48,54	32,15
		16,4	425	53,6	3	1,5	5,84	5,56	0,950	3,19	51,57	31,06
		16,4	434	64,8	6K/1/3	2,0	4,28	4,02	0,554	2,64	55,70	30,95
152x190	2,582	16,8	418	12,8	6K	0	9,82	9,84	1,695	5,60	12,62	18,68
		16,3	450	34,6	6K	0,5	8,60	7,76	0,770	5,84	34,98	26,28
		16,5	441	52,8	6K	1,0	7,38	6,64	0,483	5,43	52,30	32,81
		16,4	425	59,8	3	1,5	5,48	5,48	0,626	3,87	57,48	33,68
		16,7	443	71,4	3	2,0	3,58	3,36	0,902	1,11	57,40	30,87

1) 1 Förankringsbrott 6 Tryckbrott i virke
3 Plåtbrott 6K Tryckbrott i virke vid kvist

2) Endast 4 prov ($T_c = \bar{T}_r - 2,7 \cdot s_{T_r}$)

Som framgår av tabellerna så erhålls ett lägre värde på $\bar{\sigma}_r$ för skarvat virke än för oskarvat och då speciellt vid höga värden på transversalmomentet, vilket trots reservationerna för ekv (5.22) giltighet förefaller omotiverat om man inte antar att spänningsfördelningen i virket blir annorlunda på grund av skarven. En annan bidragande orsak är att transversalmomentet är mindre för skarvat virke än för oskarvat. Såväl vid skarvat som vid oskarvat virke erhöles oftast tryckbrott i virket och den verkliga kantpåkänningen bör rimligen uppgå till samma värde i båda fallen. Här kan man misstänka att tryckspänningarna för det skarvade virket blir mer koncentrerade och når därmed snabbare upp till brottvärdet vid samma axiellast. Orsaken till detta torde vara den vinkeländring som erhålls över skarven när transversallasten läggs på. Det gör att kontaktytan mellan virkesdelarna är reducerad när normalkraften anbringas och en viss stukning erhålls i kontaktytan som utsätts för höga tryckspänningar. I själva skarvzonen är dock som nämnts under 5.5.2 virket relativt felfritt varför det slutliga brottet utlöses i en av kvist försvagad zon i närheten av skarven.

För att påvisa resonemangets giltighet erfordras egentligen ett flertal töjningsmätningar över skarven så att den tryckta zonens utbredning kan fastställas. Vid försöken mättes skarvens vinkeländring enbart med hjälp av två symmetriskt placerade klockor (nr 4 och 5 i FIG 5.17). Medelvärde av dessa mätningar visar dock om tvärsnittet varit tryckt eller draget i mittnittet. Denna medelförskjutning δ över skarven som funktion av pålagd axiellast visas vid olika nivåer på transversallasten i FIG 5.18, 5.19 och 5.20.

Som framgår av figurerna så kan man för det skarvade virket och då speciellt vid höga värden på transversallasten konstatera att huvuddelen av tryckspänningarna upptas inom en yta mindre än halva virkestvärsnittet. Det gäller i viss mån även vid oskarvat virke men särskilt för 45x170 mm virke (FIG 5.19 och 5.20) kan man notera att betydligt mer än halva tvärsnittet varit tryckt om stången varit oskarvad. Figurerna stöder här införda antaganden om mer koncentrerade tryckspänningar kring.

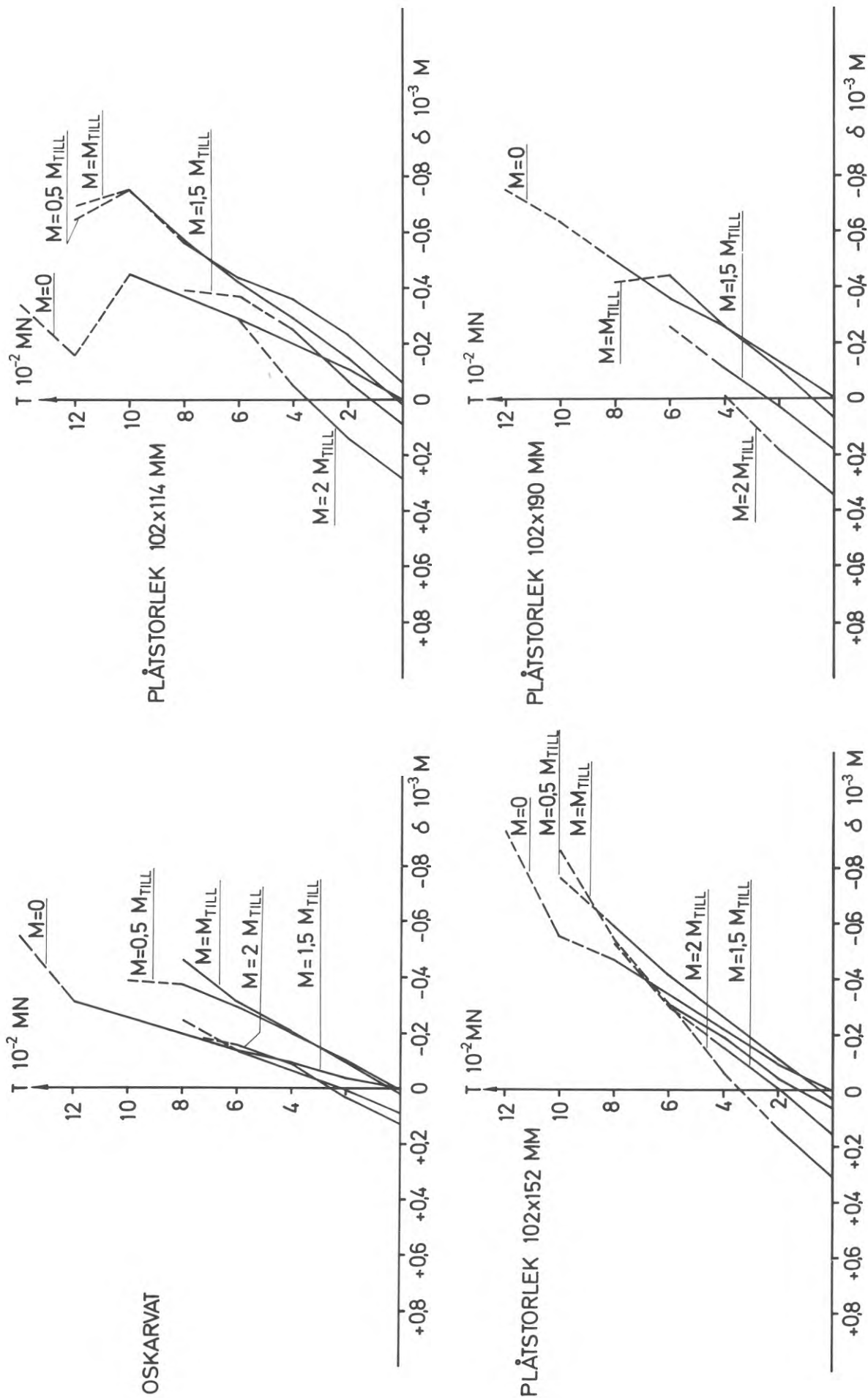


FIG 5.18 Förskjutningen δ längs virkets tyngdpunktslinje i skarven som funktion av pålagt transversalmoment M och pålagd axialkraft T . Virkesdimensionen är 45x120 mm och plåtstorlekarna framgår av figuren. Minus anger att virket tryckts ihop. Streckade delar av kurvorna anger att mindre än fem prov ingått.

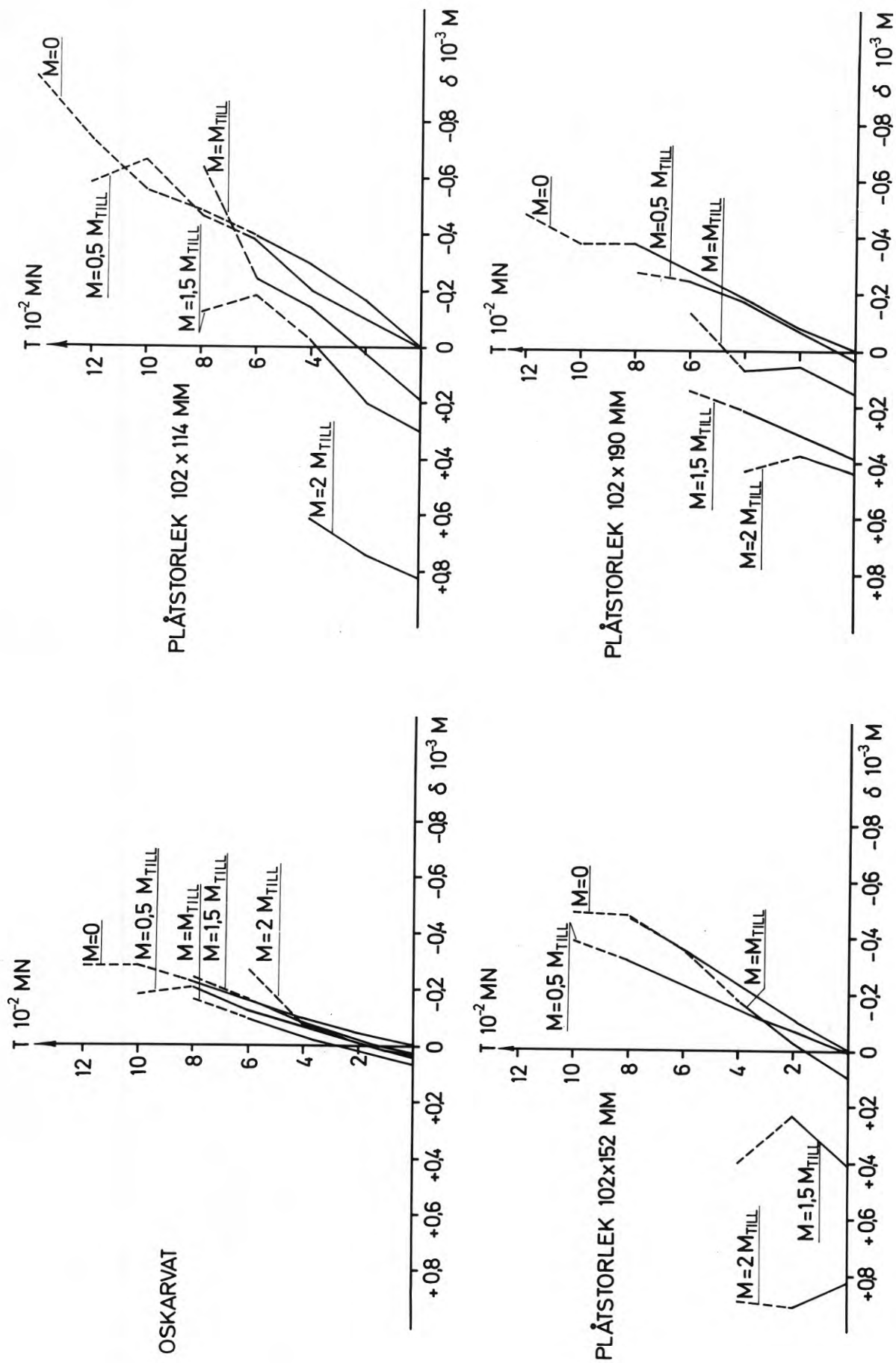


FIG 5.19 Förskjutningen δ längs virkets tyngdpunktslinje i skarven som funktion av pålagt transversalsmoment M och pålagd axialkraft T . Virkesdimensionen är 45x170 mm och plåtarnas bredd 102 mm. Använda plåtlängder framgår av figuren. Minus anger att virket tryckts ihop. Streckade delar av kurvorna anger att mindre än fem prov ingått.

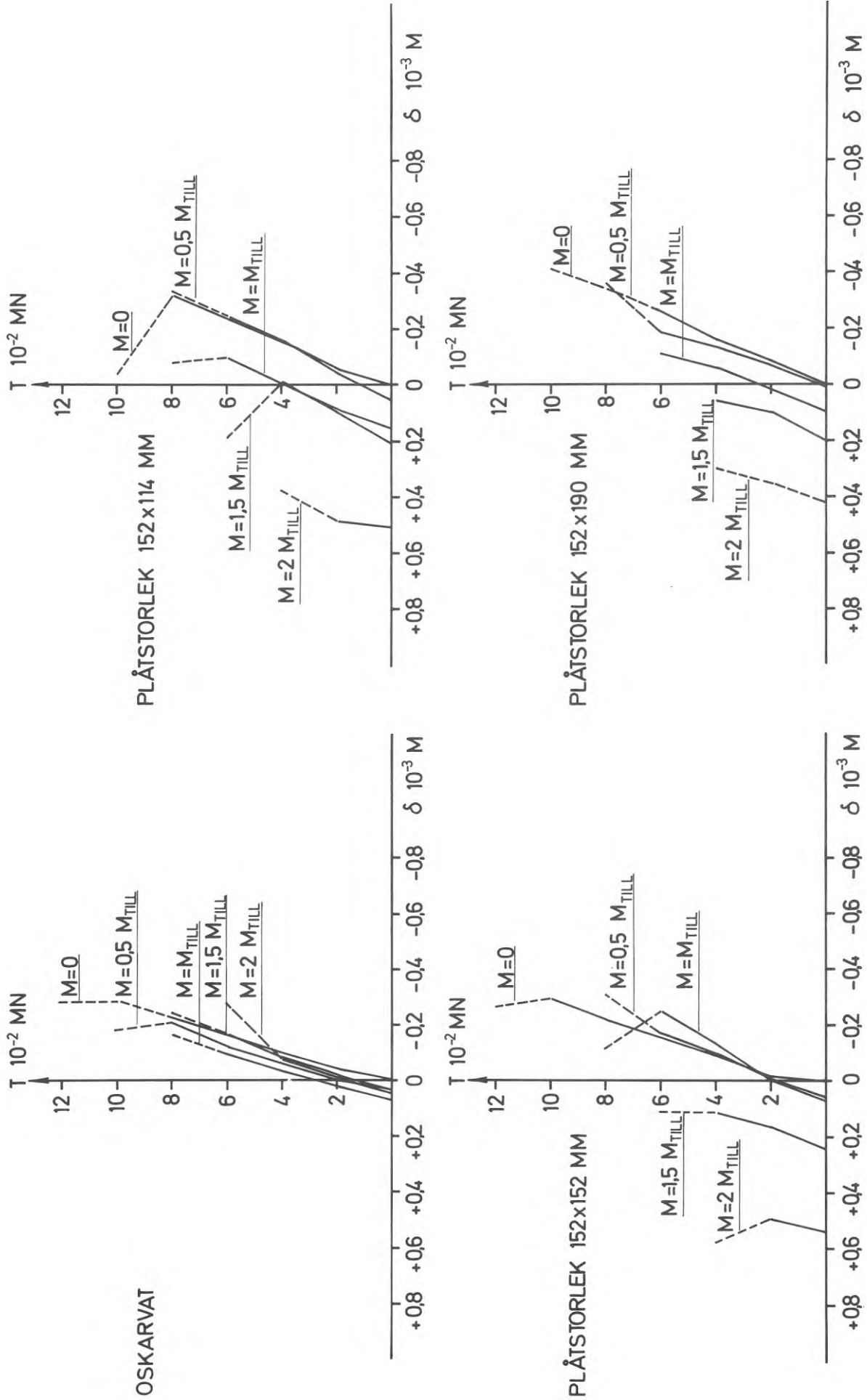


FIG 5.20 Förskjutningen δ längs virkets tyngdpunktslinje i skarven som funktion av pålagt transversalmoment M och pålagd axialkraft T . Virkesdimensionen är 45x170 mm och plåtarnas bredd 152 mm. Använda plåtlängder framgår av figuren. Minus anger att virket tryckts ihop. Streckade delar av kurvorna anger att mindre än fem prov ingått.

skarvarna, men de ger ingen möjlighet att bestämma den verkliga spänningsfördelningen. Man bör dock kunna påstå att en väsentlig orsak till att knäcklasten sjunker vid skarvat virke är att man erhåller en koncentration av tryckspänningarna som medför att brottet utlöses vid en något lägre nivå på axiallasten. Koncentrationen som sådan beror på vinkeländringen över skarven bestämning av spikplåtsförbandets styvhet.

Redan för det oskarvade virket kan man alltså konstatera en viss koncentration av tryckspänningarna från axiallasten till den övre sektionshalvan och detta blir ännu mer markant för de skarvade proven. Ekv (5.21) däremot bygger på antagandet att tryckspänningarna från axiallasten är jämnt fördelade över tvärsnittet. Här gjorda observationer pekar snarast på att momentet på grund av axiallast har motsatt tecken som momentet från transversallasten på grund av att tryckspänningarna i huvudsak koncentreras till området ovanför virkets tyngdpunktslinje. Antagandet stöds i viss mån av mätvärdena för \bar{y}_{br} i TAB 5.16 och 5.17. Man ser att de är av samma storleksordning för skarvat och oskarvat virke. Om ekv (5.21) gällde borde man med hänsyn till skarvens vekhet ha erhållit väsentligt större utböjning för det skarvade virket när axiallasten påfördes. I FIG 5.21, 5.22 och 5.23 redovisas vinkeländringen över skarven som funktion av axiallasten vid olika värden på transversalbelastningen. Som framgår av figurerna är oftast vinkeländringen på grund av transversallast den dominerande delen av vinkeländringen omedelbart före brott och många gånger har vinkeländringen till och med minskat när axiallast påförts. Det styrker antagandet att moment på grund av axiallast snarast är motriktat det anbringade transversalmomentet. De utförda deformationsmätningarna är dock för ofullständiga för att medge framläggandet av en teori om hur de båda momenten bör adderas. I brottstadiet torde emellertid utböjningen växa snabbare för skarvat än för oskarvat virke, vilket bidrar till att knäcklasten sjunker.

Den förda diskussionen visar dock att man - skarvens vekhet till trots - kan räkna med en relativt hög knäcklast även för t ex initialutböjda skarvade stänger då det excentricitetsmoment som

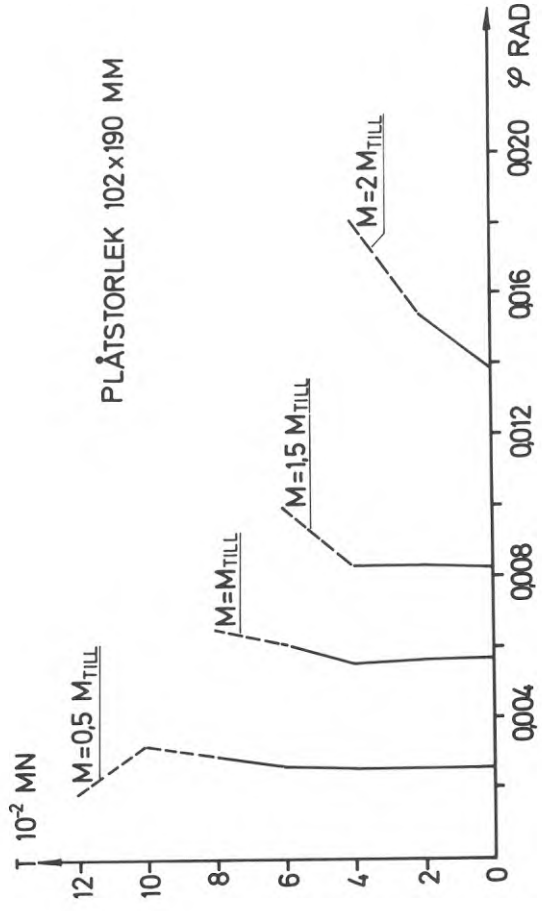
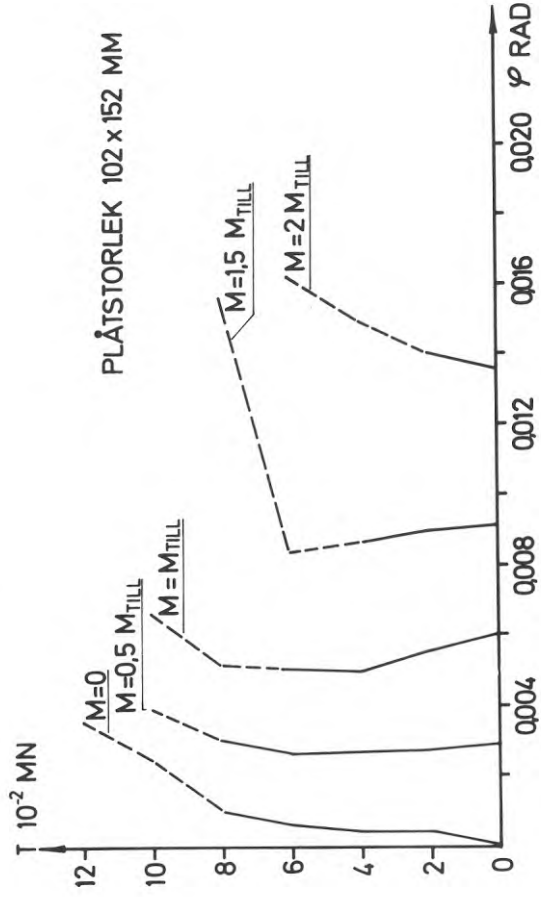
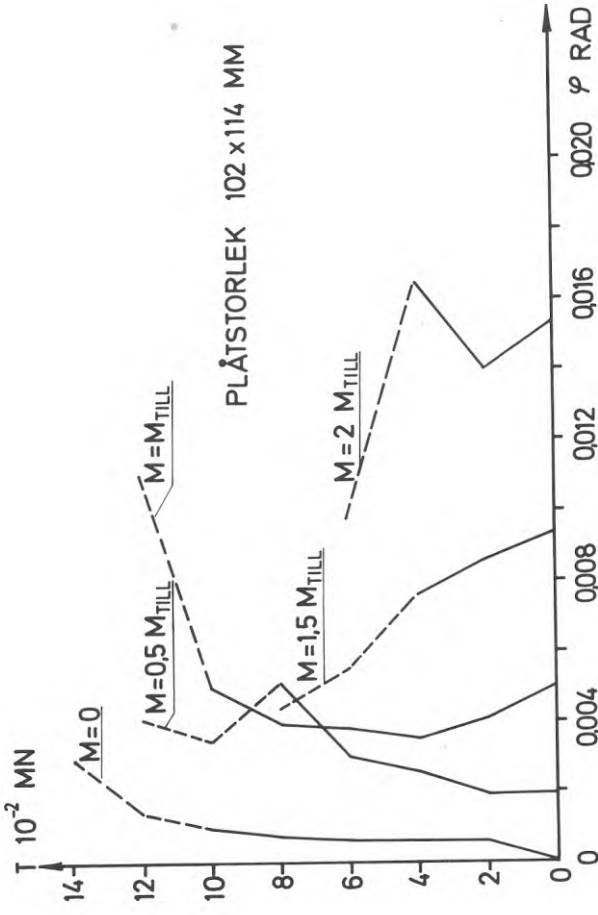
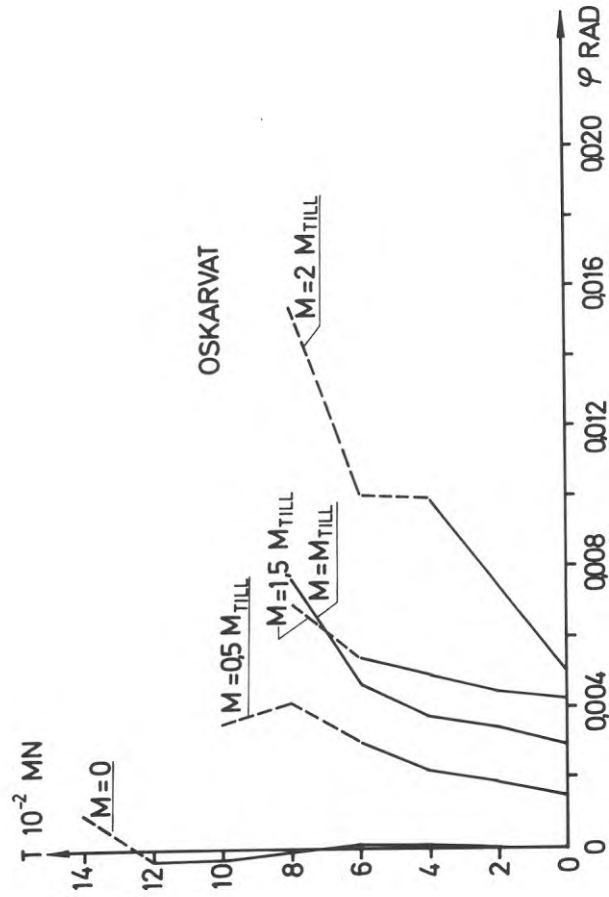


FIG 5.21 Vinkeländringen φ i skarvsnittet som funktion av pålagt transversalmoment M och pålagd axialkraft T . Virkesdimensionen är 45x120 mm och plåtstorlekarna framgår av figuren. Kurvorna är streckade när mindre än fem prov ingått.

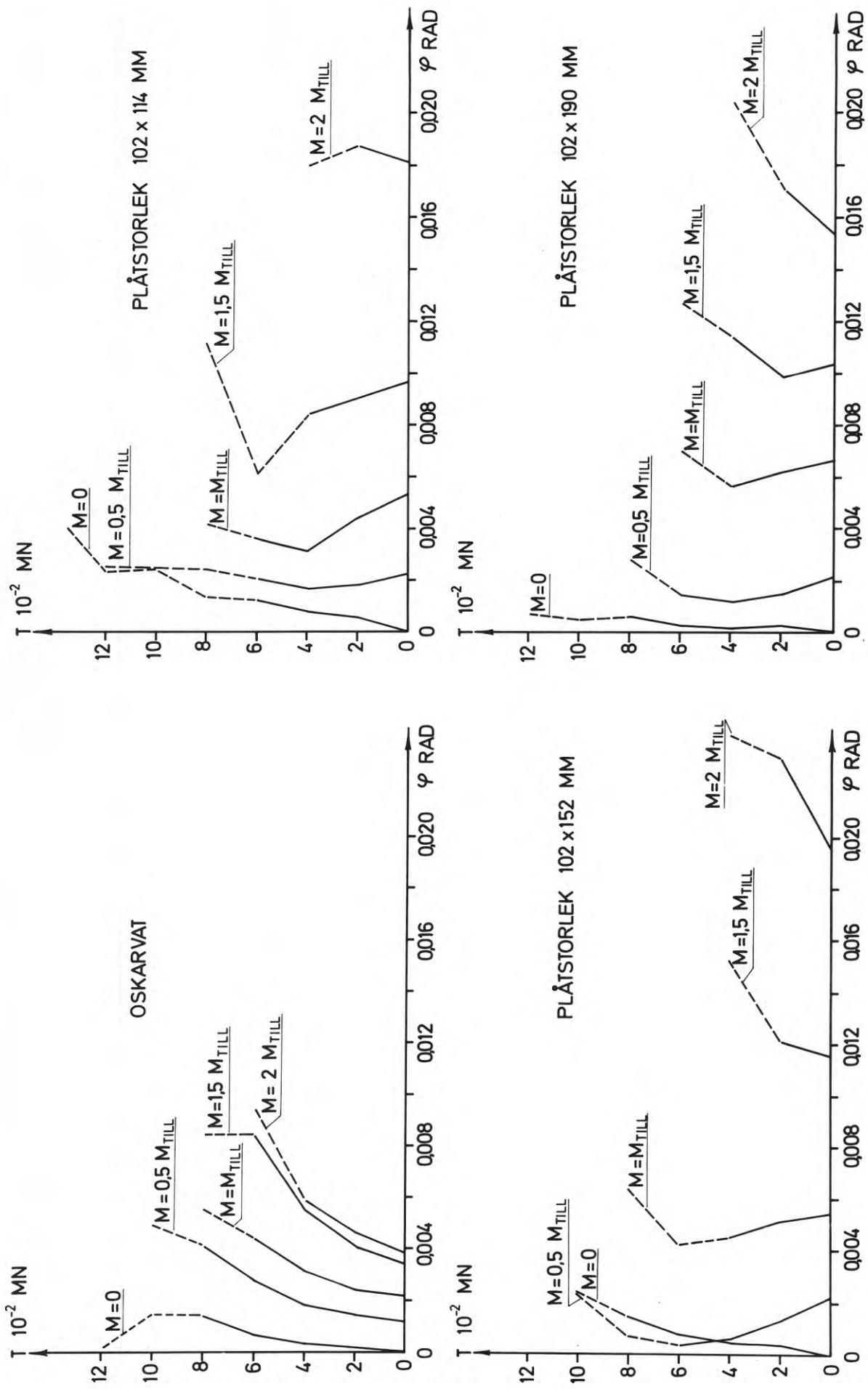


FIG 5.22 Vinkeländringen φ i skarvsnittet som funktion av pålagt transversalmoment M och pålagd axialkraft T . Virkesdimensionen är 45x170 mm och plåtarnas bredd 102 mm. Använda plåtlängder framgår av figuren. Kurvorna är streckade när mindre än fem prov ingått.

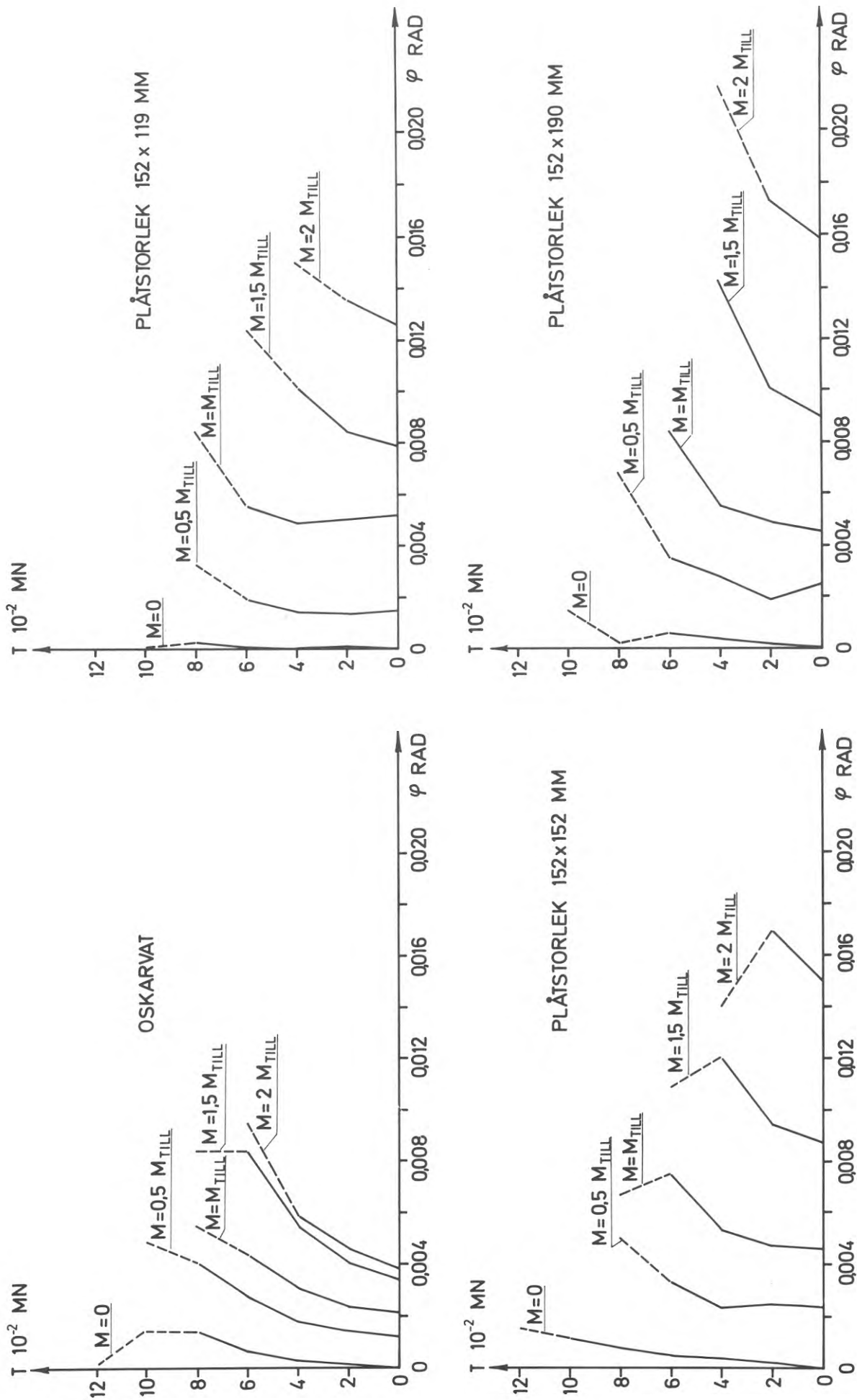


FIG 5.23 Vinkeländringen φ i skarvsnittet som funktion av pålagt transversalmoment M och pålagd axialkraft T . Virkesdimensionen är 45x170 mm och plåtarnas bredd 152 mm. Använda plåtlängder framgår av figuren. Kurvorna är streckade när mindre än fem prov ingått.

erhålles knappast och i vart fall inte i proportion till utböjningen adderas till ett eventuellt transversalmoment.

Efter detta är det lämpligt att söka bedöma vilka dimensioneringsregler som skall tillämpas för längdskarvade icke knäckningsförhindrade tryckta stänger.

I FIG 5.24 visas knäcklasten som funktion av transversalmomentet. För båda virkesdimensionerna gäller som synes att högsta knäcklasten erhålles för det oskarvade virket vilket är naturligt. Man ser också att knäcklasten vid brott som funktion av M_{till} är ungefär densamma för det skarvade virket oavsett plåtens storlek. Det beror förmodligen på att transversallasten relaterats till tillåtet moment och vid samma relativa momentnivå är då vinkeländringen och därmed utböjningen ungefär densamma oavsett plåtens storlek. Vid samma absoluta moment däremot ökar knäcklasten med plåtens storlek vilket just beror på att vinkeländringen över skarven minskar. För de största plåtarna närmar sig det tillåtna momentet tillåtet moment för virket. I dessa fall kan man konstatera att det skarvade virket gett 20 à 30 % lägre brottlast.

Ur säkerhetssynpunkt måste man kräva att de värden som så småningom anges som tillåtna medger att såväl axiellast som moment skall kunna ökas till 2,5 à 3 ggr det tillåtna värdet innan brott inträder, varför viss extrapolation av kurvorna i FIG 5.24 erfordras vid bedömningen. I figuren visas också den knäcklast som medges för oskarvat virke vid olika momentnivåer enligt SBN 27:27. Jämför man dessa värden med de som erhållits vid provningen så förefaller säkerheten betryggande oavsett om virket är skarvat eller ej. Vid den jämförelsen måste man emellertid komma ihåg att SBN:s värden täcker fall där initialkrokigheten är avsevärt större än den som förekommit vid provningen och att de även avser fall där den pålagda transversallasten ger större utböjning vid samma moment än vad som varit fallet vid provningen. Dessutom måste man beakta att skarvarna varit utförda med full anliggning medan man enligt anvisningarna medger upp till 1 mm spel som dessutom kan vara ojämnt fördelat över anliggningsytan.

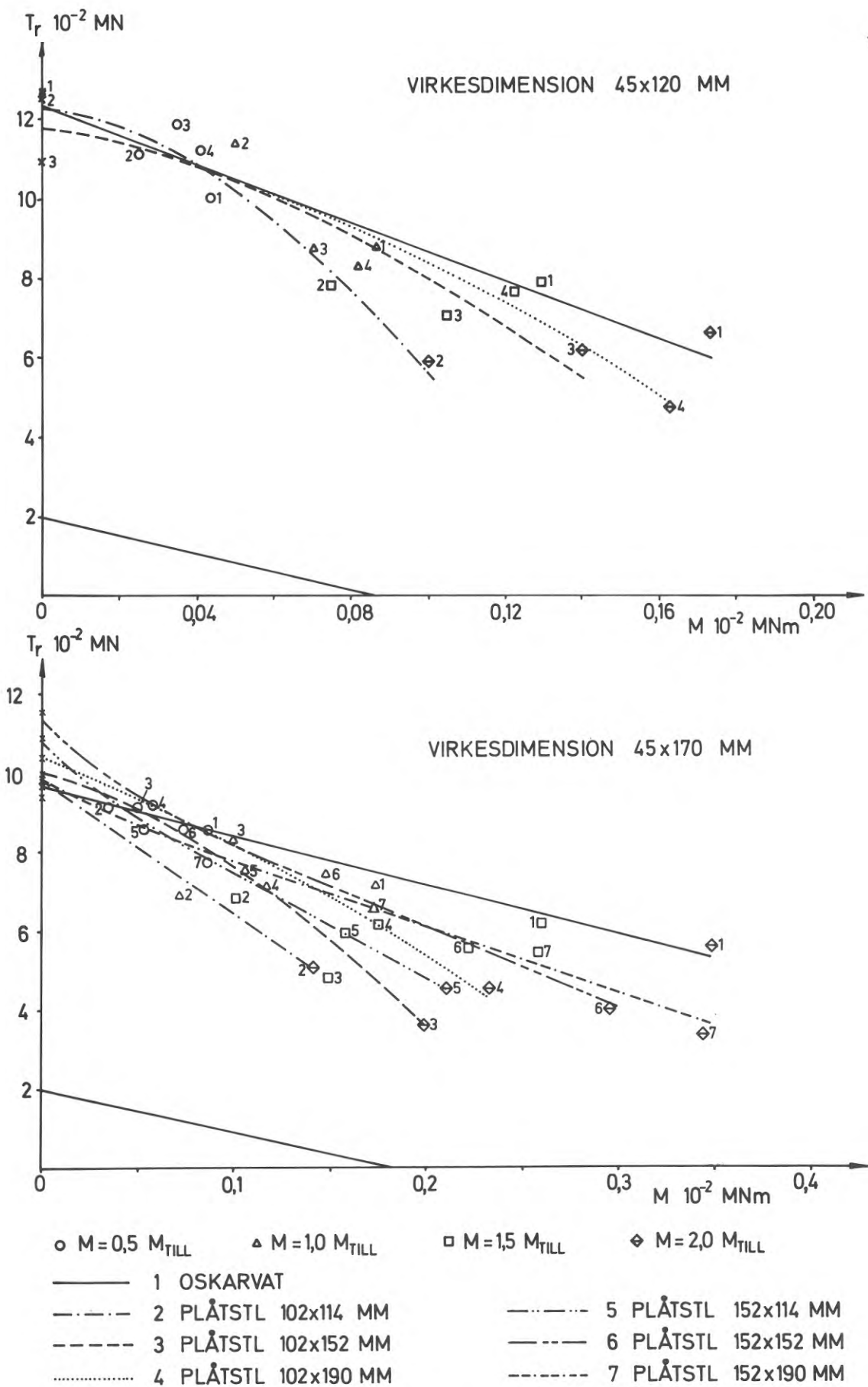


FIG 5.24 Knäcklasten T_r som funktion av anbringat transversalmoment M . Övre diagrammet gäller för 45x120 mm furu och det undre för 45x170 mm furu. Nedersta heldragna kurvan i respektive diagram visar tillåten knäcklast som funktion av pålagt transversalmoment för oskarvat virke. Symbol plus siffra anger pålagt transversalmoment uttryckt i M_{till} och kurv-tillhörighet.

När man nu tar ställning till tillåtna värden måste man även beakta att anvisningarna skall gälla för ramstänger i fackverk. Där är normalt slankhetstalet bara hälften av det värde som testats här och dessutom kan man räkna med viss inspänning i knutpunkterna. Vid virkets dimensionering bör man i dessa fall kunna bortse från skarven och räkna som om virket var oskarvat.

När det sedan gäller att dimensionera förbandet kan det vara lämpligt att utgå från de uttryck som angivits i /1/ för längd-skarvning av dragna och momentbelastade stänger nämligen

$$M \leq \begin{cases} \tau_o BA/3 - 2 BN/9 & (5.23) \\ 2p_o Bb/3 - 2 BN/9 & (5.24) \end{cases}$$

M anger momentet och N normalkraften. För N gäller

$$N \leq \begin{cases} \tau_o A \\ 2p_o b \end{cases} \quad (5.25)$$

Ur ekv (5.23) och (5.24) erhålls efter en enkel räkneoperation följande uttryck för erforderlig effektiv area och erforderlig effektiv plåtbredd

$$A \geq 3M/\tau_o B + 2N/3\tau_o \quad (5.26)$$

$$b \geq 3M/2p_o B + N/3p_o \quad (5.27)$$

Erforderlig plåtlängd a erhålls slutligen som

$$a = A/b + 2c \quad (5.28)$$

där c anger avståndet från fogen till den effektiva arean. För Hydro-Nail E är c 10 mm. Beträffande b gäller dessutom villkoret $b \leq B$.

Vid dragna skarvar införes axialkraften med sitt fulla värde medan man vid tryckta skarvar i konsekvens med vad som sagts

beträffande skarvning av knäckningsförhindrade stänger endast bör införa en tredjedel av axiallastens absolutvärde.

Inför man begränsningarna enligt ekv (5.26) och (5.27) på de testade skarvarna inser man att man för exempelvis $M=0,5M_{till}$ i FIG 5.24 snarast skall räkna med knäcklasten för närmast större plåt med hänsyn till den area- och plåtbreddsökning som tryckkraften ger. Ekv (5.26) och (5.27) ger alltså extra säkerhet mot knäckbrott genom att de reducerar vinkeländringar över skarven. Med stöd av försöksresultaten är det därför rimligt att påstå att de angivna ekvationerna kan tillämpas för att dimensionera tryckta förband, om man som värde på N minst inför en tredjedel av tryckkraftens absolutvärde.

Beträffande tvärkraftens inverkan torde det liksom vid dragna förband vara rimligt att anta att det är tillräckligt att kontrollera att den inte överstiger tillåtet värde om man bortser från moment och normalkraft. Eventuellt kan man tvingas ompröva detta om den höjning av tillåten förankringshållfasthet vinkelrätt fibrerna som aviserats i avsnitt 4 träder i kraft men den diskussionen får anstå till dess punkt 5 skall sammanfattas.

Vid låga värden på momentet leder emellertid ekv (5.25) till relativt små plåtar om man som dimensionerande värde inför en tredjedel av axialkraften. Kravet på förankringsslängd i avsnitt 5.4 kompletteras därför lämpligen med ett krav om att plåten minst skall täcka halva virkesbredden B .

När man bedömer en träkonstruktions säkerhet mot knäckning måste man ofta även ta hänsyn till konstruktionens krypning. Just för tryckta längdskarvar tycks dock inte krypningen vålla några större problem om axiallast och transversallast uppträder samtidigt genom att det i första hand är virkets tryckhållfasthet som blir avgörande.

Man måste även komma ihåg att vid försöken har hela transversallasten lagts på först medan man i verkligheten får räkna med en samtidig ökning av transversallast och axiallast. Detta bör bidra till mindre utböjningar.

Sammanfattningsvis rekommenderas alltså följande anvisning vid dimensionering av längdskarvad tryckt icke knäckningsförhindrad stång.

Virket dimensioneras som om det var oskarvat. Skarven får placeras godtyckligt dock högst en skarv per fack och så att andra plåtars ipressning inte störes. Förbanden dimensioneras enligt de anvisningar som angivits för dragna och momentbelastade ramstänger i /1/ varvid som dimensionerande normalkraft införes en tredjedel av axialkraftens absoluta värde. Vidare gäller det utförandekrav och den förankringslängd som angivits i avsnitt 5.4 kompletterat med kravet att plåtens bredd minst skall uppgå till halva virkesbredden. Eventuellt begränsas även stångens slankhetstal till exempelvis 90. I normalt förekommande fackverk är dock detta villkor uppfyllt.

5.6 Nockförband

5.6.1 Uppläggning och omfattning

I ett nockförband kan beroende på takstolstyp två till fem stänger mötas. För förband med två stänger som exempelvis i den svenska takstolen gäller vad som sagts under avsnitt 5.4. Om man för övriga typer antar att överramsstängerna är tryckta och livstängerna dragna blir problemställningarna i stort sett desamma oavsett livstängernas antal. Föreliggande avsnitt har tyngdpunkten lagd på typförband i W-fackverk och då är det naturligt att välja förband med två livstänger (diagonaler). I och för sig behöver inte samtliga diagonaler vara dragna utan det finns nockförband där såväl tryckta som dragna diagonaler sammanföres. Virkets låga draghållfasthet vinkelrätt fibrerna kan dock förväntas få störst inverkan i förband med enbart dragna diagonaler varför försöken har koncentrerats på den typen av förband.

De frågor som i första hand skall belysas av de utförda försöken är

- a) Kan man anta att tryckkrafterna i ramstängerna överförs direkt via virkesdelarna?

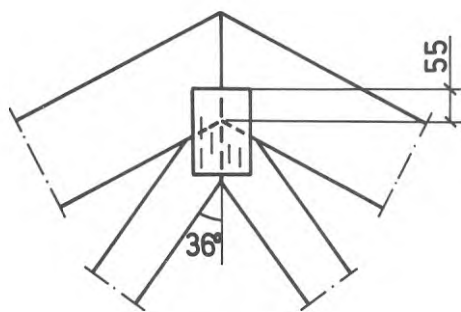
- b) Är det tillräckligt att dimensionera infästningen i överramen för de dragna diagonalernas vertikalkomponent och varje diagonals infästning för den aktuella stångkraften?
- c) Vilken förankringsspänning kan utnyttjas för infästningen i överramen innan virket spräcks och hur beroende är denna på känning av passningen inom förbandet av vinkeln mellan ramstängerna samt av plåtens förankringslängd i vertikalled?
- d) Hur skall plåten dimensioneras?

Förbanden har utformats så att de skall representera nockförband i takstolar med 15° respektive 27° taklutning. Virkesdimensionen i överramen har genomgående varit 45×170 mm och i diagonalerna 45×95 mm. Det hade varit önskvärt att kunna variera överramens dimension men det var inte ekonomiskt realiserbart.

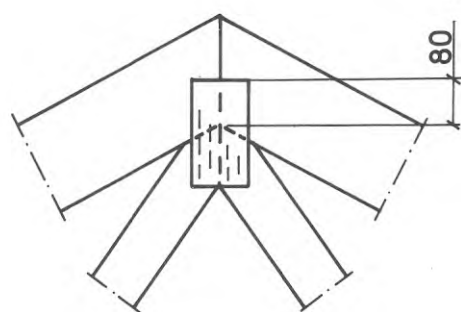
Vinklarna mellan diagonaler och lodlinje valdes så att de motsvarar några i praktiken frekventa fall. I FIG 5.25-5.27 visas de förbandsutformningar och plåtstorlekar som ingått i undersökningen. Spikplåtarna är dimensionerade för att ge ungefär samma förankringsspänning i överrams- respektive diagonalinfästningen. För varje plåtstorlek och förbandstyp har fem prov utförts utom för typ Ib och Ic i FIG 5.25 där endast tre respektive två prov ingått.

I ett nockförband fästes diagonalerna normalt i ramstängernas underkant. När sedan fackverket belastas kan man anta att anliggning erhålls i ramstängernas överkant medan spel uppstår i den undre kanten. Om man då samtidigt via diagonalerna anbringar en dragkraft i vinkel mot ramstängernas fiberriktning är risken stor att virket spräcks innan spikplåtarnas hållfasthet är uttömd. Risken för sprickor i virket beror, som nämnts, av vinklarna mellan anslutande stänger, plåtens förankringslängd samt den noggrannhet med vilken virkesdelarna är anslutna till varandra. De två förstnämnda faktorerna är beaktade genom val av förbandstyper och plåtstorlekar medan man för att studera den sistnämnda måste variera utförandenoggrannheten för förbandet. Även detta har beaktats vid försöksuppläggningsen, varom mera i den presentation av valda förbandstyper som följer. Typerna har littererats med romerska siffror, se FIG 5.25-5.27.

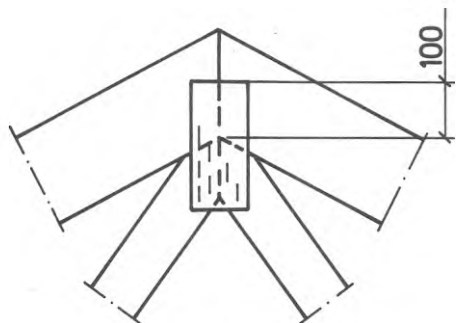
- Typ I representerarnockförbandet i en W-takstol med 27° taklutning där överramsstängerna understöds på mitten av de tryckta diagonalstängerna. De dragna diagonalstängerna bildar i nocken 36° vinkel med lodlinjen. Förbanden är utförda med god passning mellan anslutande virkesdelar. Valda plåtstorlekar och hur plåtarna placerats framgår av FIG 5.25.
- Typ Ia liknar typ I men är utförd med ett spel i underkant överram om 6 mm, se FIG 5.26. Detta för att se om risken för sprickbrott ökar vid ett sådant tillverkningsfel.
- Typ Ib är en annan variant av typ I utförd så att ett spel om 6 mm erhållits i överkant, se FIG 5.26. Detta utförande reducerar risken för tvärdragsprickor i virket väsentligt och bör alltså ge högre brottlaster.
- Typ Ic är ett alternativ till Ib där överramarna utförts med anliggning från underkant upp till halva överramens höjd. Därefter är de snedskurna så att spelet i överkant uppgår till 6 mm, se FIG 5.26. Avsikten med att utföra halva sektionen med anliggning är att säkerställa att tryckkrafterna kan överföras mellan ramstängerna.
- Typ Id anger ett sätt att föra upp diagonalernas förankring mot överramens överkant genom att fälla in diagonalerna i överramen, se FIG 5.26. Större infällning får ej ske än att kvarvarande kontaktyta mellan ramstängerna kan överföra förväntade tryckkrafter. Ju närmare överkant överram som förankringen kommer desto mindre är risken för tvärdragsprickor i virket.
- Typ II representerarnockar i W-takstolar med 27° lutning och 45° vinkel i nock mellan diagonaler och lodlinje. Plåtarnas storlek framgår av FIG 5.26.
- Typ IIIa representerarnockar i W-takstolar med 15° taklutning och 45° vinkel mellan diagonaler och lodlinje. Spikplåtarna har horisontell huvudriktning, se FIG 5.27 som även visar valda plåtstorlekar.
- Typ IIIb har samma grundutförande som typ IIIa men plåtarna har vertikal huvudriktning, se FIG 5.27.
- Typ IVa motsvararnockar i W-takstolar med 15° taklutning och 60° vinkel mellan diagonaler och lodlinje. Plåtarnas huvudriktning är horisontell, se FIG 5.27.
- Typ IVb liknar typ IVa men plåtarnas huvudriktning är vertikal.
- Typ V representerar ett utförande som används vid låga taklutningar. Stängernas tyngdpunktslinjer möts i en punkt. Här har valts 15° taklutning och 45° mellan lodlinje och diagonaler, se FIG 5.27.



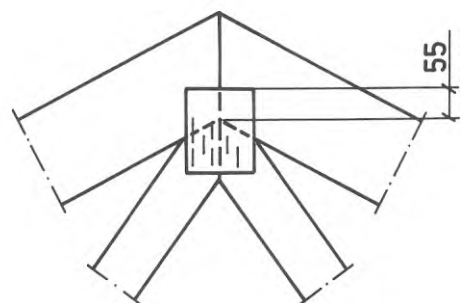
TYP I 102x152 MM



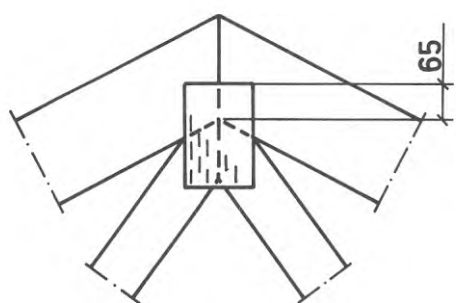
TYP I 102x190 MM



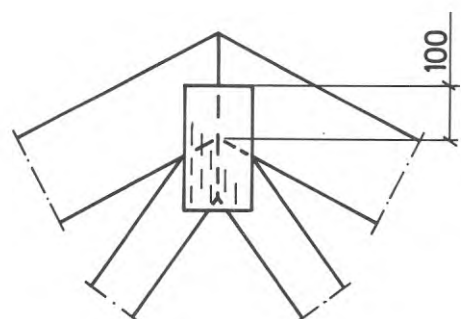
TYP I 102x230 MM



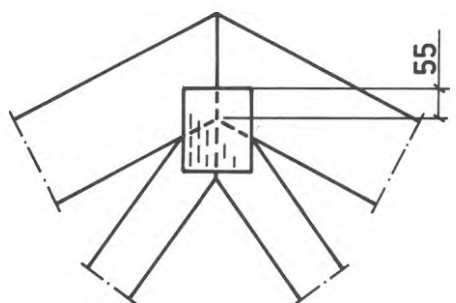
TYP I 127x152 MM



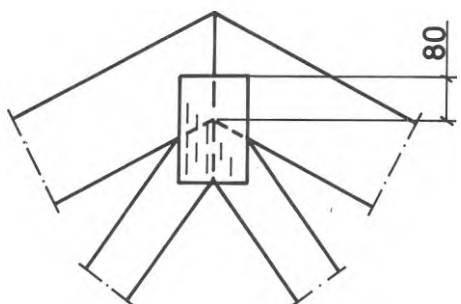
TYP I 127x190 MM



TYP I 127x230 MM

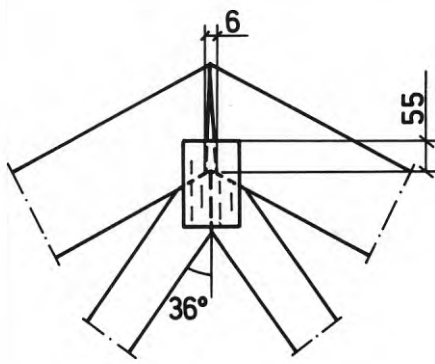


TYP I 152x152 MM

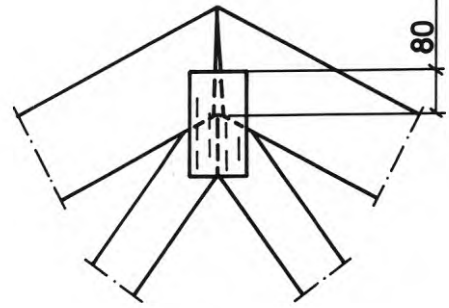


TYP I 152x190 MM

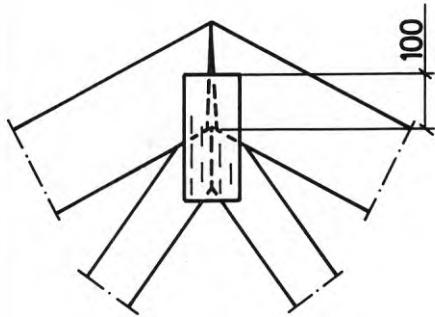
FIG 5.25 Nockförband i W-takstolar med 27° taklutning och 36° vinkel mellan diagonaler och lodlinje.



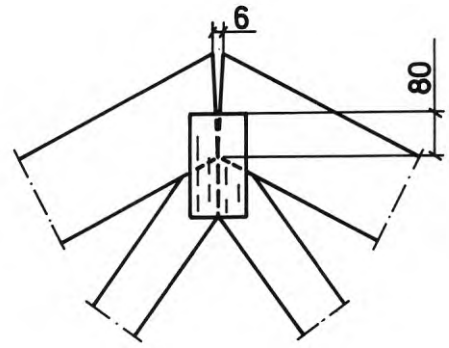
TYP Ia 102x152 MM



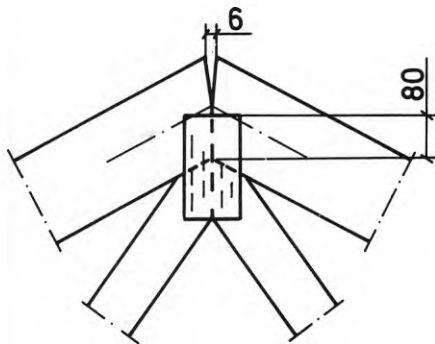
TYP Ia 102x190 MM



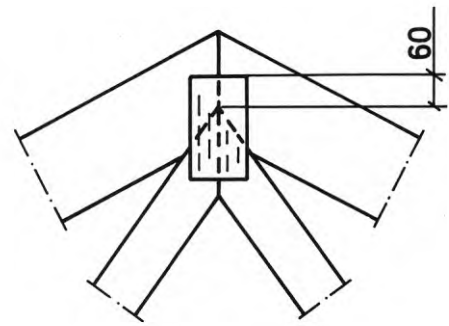
TYP Ia 102x230 MM



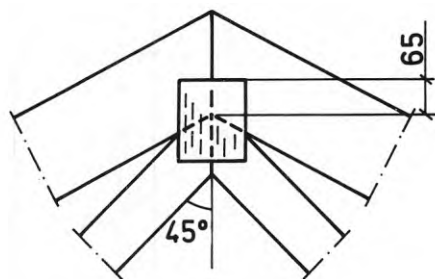
TYP Ib 102x190 MM



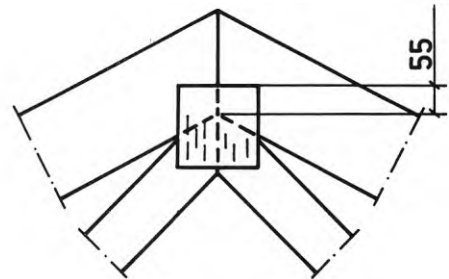
TYP Ic 102x190 MM



TYP Id 102x190 MM

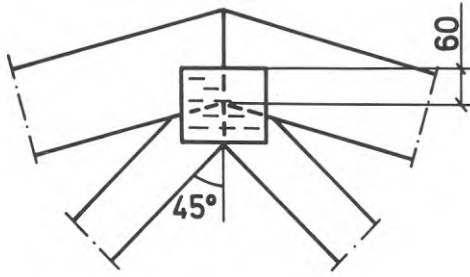


TYP II 127x152 MM

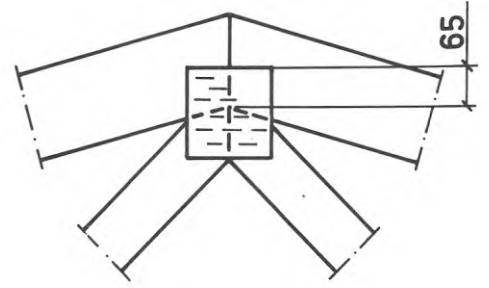


TYP II 152x152 MM

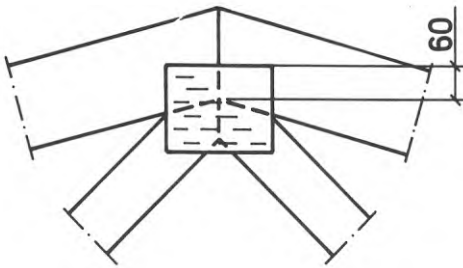
FIG 5.26 Nockförband i W-takstolar med 27° taklutning. Typerna Ia - Id är varianter på utförandet enligt FIG 5.25. För typ II är vinkeln mellan diagonaler och lodlinje 45°.



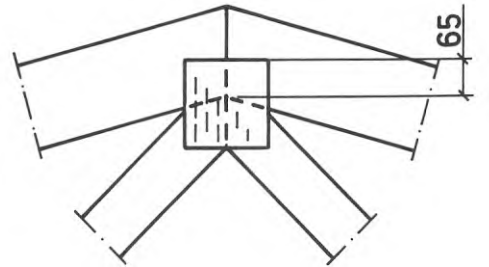
TYP IIIa 127x152 MM



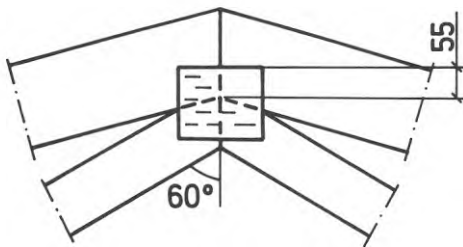
TYP IIIa 152x152 MM



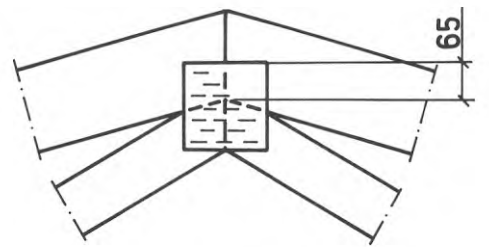
TYP IIIa 152x190 MM



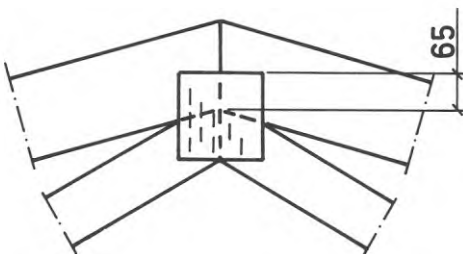
TYP IIIb 152x152 MM



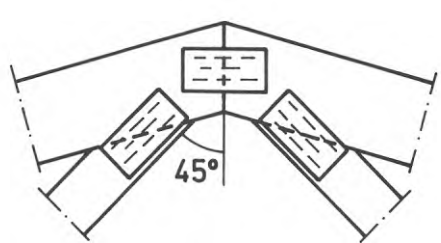
TYP IVa 127x152 MM



TYP IVa 152x152 MM



TYP IVb 152x152 MM



TYP V 76x152 MM

FIG 5.27 Nockförband i W-takstolar med 15° taklutning och olika vinklar mellan diagonaler och lodlinje.

5.6.2 Provningsens utförande

Förbanden tillverkades av hyvlat furuvirke med måtten 45x170 mm i överramen och 45x95 mm i diagonalerna. Virket valdes som tidigare så att volymvikten varierade mellan 400 och 450 kg/m³ och konditionerades till 15 à 18 % fuktkvot. Inga kvistar, sned-fibrigheter eller andra defekter tilläts i de delar av virket där spikplåtar skulle pressas i.

FIG 5.28 visar exempel på provkropparnas storlek. Proverna belastades till brott i en specialbyggd utrustning enligt FIG 5.29. Utrustningen var uppriggad i en hydraulisk provningsmaskin av märket Amsler med en lastkapacitet av 0,1 MN. Diagonalerna fästes via leder i den undre balken och lasten påfördes genom att det övre triangelformade partiet i vilket ramstängerna var fastsatta fördes uppåt, se FIG 5.29. Axialkraften i överramen bestämdes med hjälp av en elektrisk tryckgivare (samma som för takfotsförbanden) ansluten till en digitalvoltmeter. Diagonalkrafterna registrerades med två elektriska draggivare anslutna till var sin mätbrygga av märket Hottinger. Hur givarna placerats framgår av FIG 5.29. Givarnas mätnoggrannhet uppgick till $\pm 0,25$ %.

Utrustningens svaghet är att diagonalerna erhåller en något överdriven vinkeländring när lasten påföres. I ogynnsamma fall uppgick denna vinkeländring vid brott till 0,5 à 1 · 10⁻² rad, vilket dock med hänsyn till vad som sagts under 5.1 bör kunna försummas. Felet inverkar dessutom i huvudsak endast på infästningen i diagonalerna medan infästningen i överramen är den som visar sig avgörande vid provningen.

Förbandets utformning gör det svårt att få referenspunkter om man vill mäta förskjutningar i stängernas axialriktning. Deformationsmätningen har därför begränsats till att avse förskjutningen i vertikalled samt vinkeländringen i kontaktytan mellan ramstängerna. Sistnämnda mätning utfördes för att underlätta jämförelser vid framtida fullskaleprov på hela takstolar. Förskjutningarna mättes med mekaniska mätur placerade enligt FIG 5.29. Mätnoggrannheten uppgick till 0,01 mm. Den vertikala

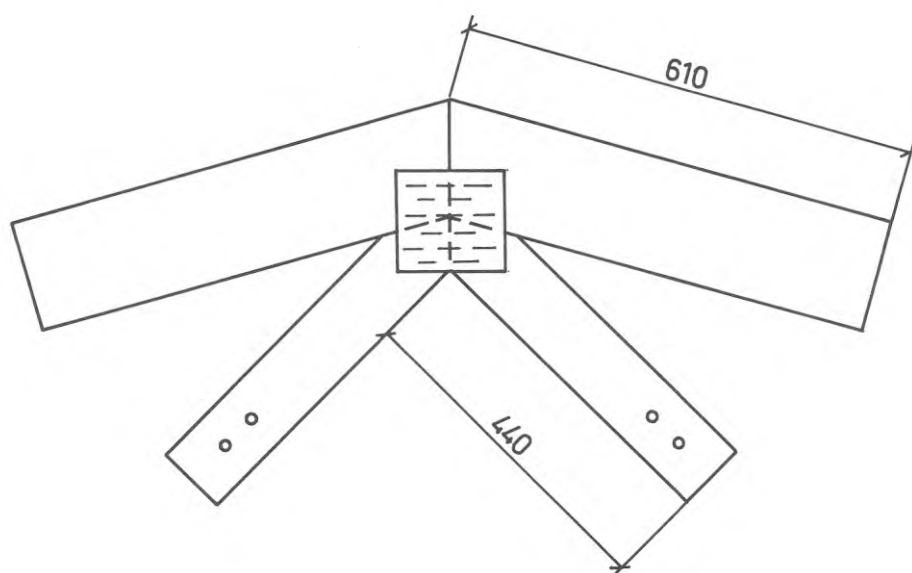
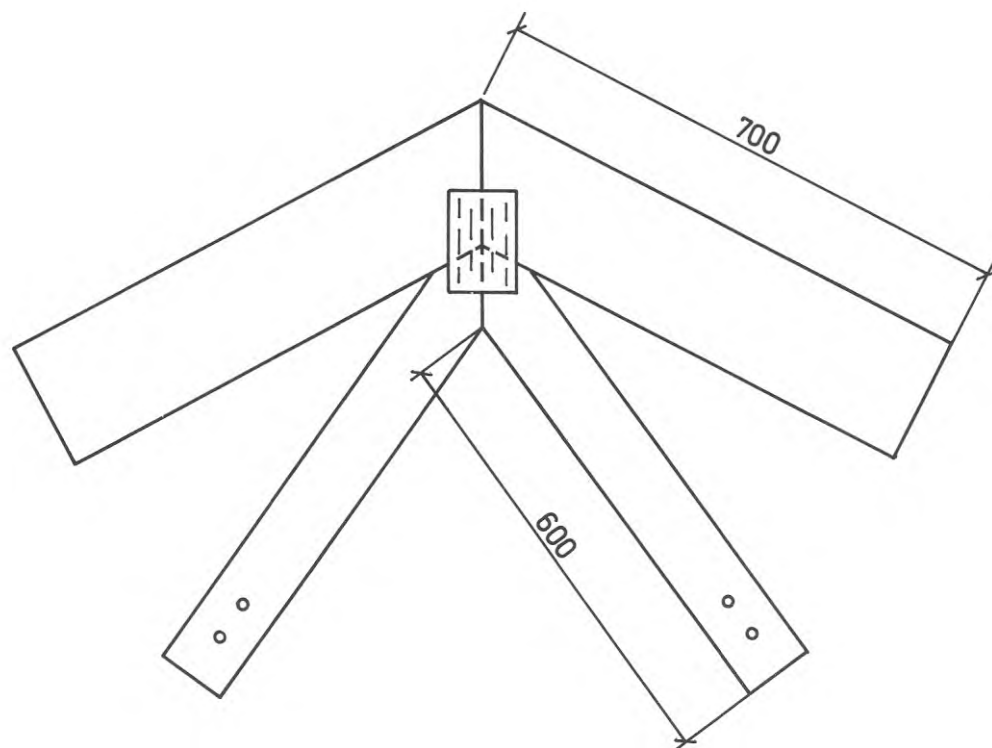


FIG 5.28 Provkropparnas storlek vid provning av nockförband med 15° resp 27° taklutning.

lasten ökades kontinuerligt med en hastighet av 2 mm per minut och mäturen avlästes efter varje lastökning om 4000 N. Observera att diagonalernas vinkeländring inverkar på förskjutningen i vertikalled, varför de uppmätta värdena endast kan användas som jämförelsetal.

Vid 15° taklutning var det med hänsyn till mätutrymmet endast möjligt att mäta vinkeländringen mellan ramstängerna. Ej heller denna mätning var möjlig i samtliga fall. Vilka fall som mätts framgår vid resultatredovisningen.

Omedelbart efter brott uttogs prov på virkets fuktkvot och volymvikt.

5.6.3 Försöksresultat och kommentarer

För vissa förband har plåtbrott inträffat men huvuddelen av proven brast i infästningen i överramen. Oftast berodde brotten på sprickor i virket till följd av dragspänningar i vinkel mot virkets fiberriktning. I dessa fall är varken spikarnas förankringshållfasthet eller plåtens hållfasthet uttömd. Brottlaster och brottyper samt geometriska och fysikaliska data för de provade förbanden är sammanställda i TAB 5.20. Brottlasterna är omräknade till enhetlig virkeshållfasthet enligt ekv (4.18) i /1/. Fuktkvot och volymvikt redovisas endast för överramen eftersom flertalet brott inträffat där. I stort sett gäller dock motsvarande värden för diagonalerna. Hur effektiv area och effektiv plåtbredd definierats framgår av FIG 5.30. Endast de effektiva areorna är medtagna i tabellen då värdena för plåtbredden enkelt kan bestämmas direkt ur FIG 5.25-5.27. Definitionen på plåtens bredd $b_{//,eff}$ vinkelrätt den vertikala kraftkomponenten följer gängse regler medan det införda måttet på medverkande plåtbredd $b_{,eff}$ vinkelrätt den horisontella kraftkomponenten ej är vedertaget. Avsikten är att här söka visa om den införda definitionen på $b_{,eff}$ kan användas i fortsättningen.

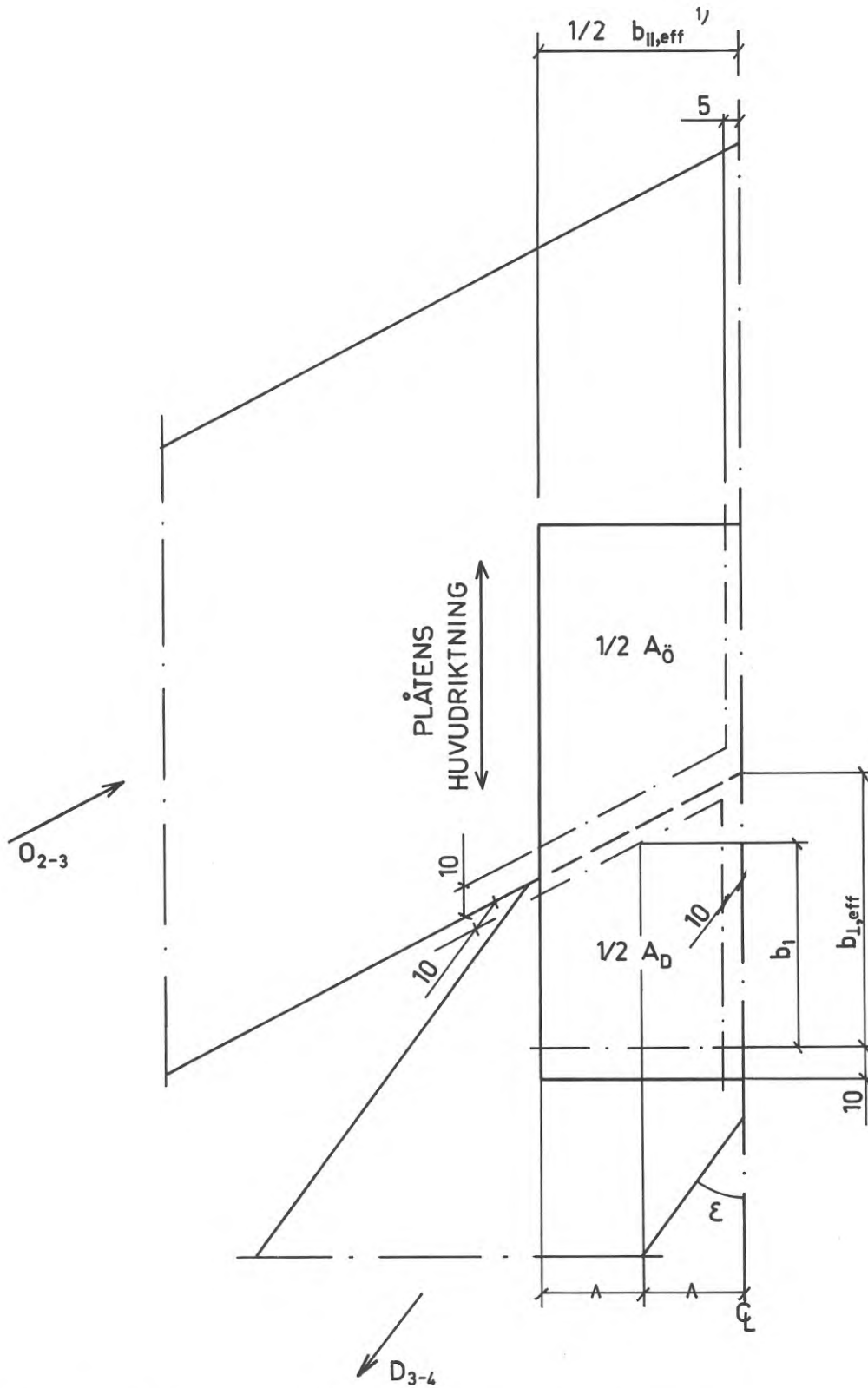
Endast den vertikala lasten V_3 har mätts med släpvisare som medger registrering av maximilasten. Stångkrafterna vid brott i överram och diagonal har därför bestämts med utgångspunkt från

TABELL 5.20 Brottlaster och brottyper samt geometriska och fysikaliska data för nockförbanden, jfr FIG 5.25-5.27. Typerna I och II svarar mot nockar med 27° taklutning och övriga typer mot nockar med 15° taklutning.

Förbands- typ	Plåtstor- lek bxa mm	Medel- fukt- kvot	Medel- volym- vikt	Effektiv area per överram	Effektiv area per diagonal	Brott- typ 1)	Vertikal medel- brottlast	Spridning i $V_{3,r}$	Karak. brott 6 st	Karak. brott- last per dia- gonal	Karak. brottlast per överram
		\bar{u} %	\bar{r}_{ou} kg/m ³	A_D 10 ⁻² m ²	A_D 10 ⁻² m ²		$\bar{V}_{3,r}$ 10 ⁻² MN	s_{V_r} 10 ⁻² MN	$V_{3,c}$ 10 ⁻² MN	$D_{3-4,c}$ 10 ⁻² MN	$D_{2-3,c}$ 10 ⁻² MN
27° I	102x152	15,4	410	0,566	0,648	4+1	3,71	0,10	3,46	2,21	4,16
I	102x190	16,0	420	0,792	0,768	1(+4)	4,69	0,06	4,54	2,91	5,67
I	102x230	15,5	440	0,956	0,914	3⊥	4,98	0,12	4,68	2,76	4,99
I	127x152	15,4	420	0,762	0,796	4+1	3,80	0,17	3,37	2,19	4,00
I	127x190	17,2	420	0,838	1,124	4+1	4,34	0,17	3,91	2,29	4,22
I	127x230	14,9	420	1,262	1,154	3⊥	5,63	0,10	5,38	3,21	5,73
I	152x152	18,1	410	0,958	0,908	4+1	4,68	0,19	4,20	2,43	5,27
I	152x190	17,0	430	1,278	1,122	3⊥	5,64	0,13	5,31	3,08	5,94
Ia	102x152	18,4	410	0,566	0,648	4+1	3,14	0,15	2,76	1,62	2,94
Ia	102x190	18,0	410	0,792	0,768	4+1	4,10	0,27	3,42	2,01	3,76
Ia	102x230	18,4	400	0,956	0,914	4+1	4,43	0,19	3,95	2,35	4,14
Ib	102x190	17,8	420	0,792	0,768	1+3⊥	5,14	(0,15) ²⁾	4,76	2,84	5,57
Ic	102x190	17,5	410	0,792	0,768	1+4	4,62	(0,15) ²⁾	4,24	2,51	4,55
Id	102x190	16,7	420	0,805	0,755	4(+3//)	4,85	0,12	4,55	2,69	4,76
II	127x152	17,3	420	0,826	0,726	3⊥	3,91	0,06	3,76	2,55	4,15
II	152x152	17,4	420	0,938	0,908	3⊥	4,13	0,13	3,80	2,54	4,08
15° IIIa	127x152	17,2	410	0,830	0,668	4(+3//)	2,46	0,19	1,98	1,34	2,83
IIIa	152x152	17,2	420	0,930	0,930	4(+3//)	2,15	0,05	2,02	1,43	2,96
IIIa	152x190	17,0	410	1,192	1,144	4	1,99	0,20	1,49	1,03	1,75
IIIb	152x152	15,7	440	0,952	0,930	4	1,62	0,19	1,14	0,85	1,71
IVa	127x152	17,7	400	0,788	0,732	4	2,38	0,15	2,00	1,81	2,96
IVa	152x152	18,7	430	0,952	0,930	3⊥	2,26	0,07	2,08	1,89	2,99
IVb	152x152	18,0	420	1,086	1,036	3⊥(+4)	2,53	0,10	2,28	2,04	4,49
V	76x152	17,8	420	0,862	0,862	4+1	3,95	0,18	3,50	2,22	5,33

- 1) 1 = Förankringsbrott i överramen
 3// = Plåtbrott pga vertikalkraften V_3
 3⊥ = Plåtbrott pga den horisontella dragkraften D_{3-4} sine
 Beträffande ϵ se FIG 5.30
 4 = Sprickbrott i överramen

- 2) Endast två resp tre prov ingår varför den införda spridningen ej är den verkliga utan en tänkt medelspridning



¹⁾ VID HORIZONTELL HUVUDRIKTNING REDUCERAS PLÅTENS BREDD I HORIZONTALLED.

FIG 5.30 Definition på de geometriska beteckningar som använts för nockförbanden. Med $A_{\ddot{o}}$ och A_D avses plåtens effektiva fogarea per överram respektive per diagonal.

antagandet att den inbördes relationen mellan stångkrafter och vertikallast är densamma vid brott som vid den senaste samtidiga avläsningen omedelbart före brott. Metoden medför att spridningsuppskattningen blir osäker för stångkrafterna. Här har samma relativa spridning antagits för vertikallast och stänger genom att proportionering skett med utgångspunkt från den karakteristiska vertikallasten. Ett mindre fel vid bestämningen av stångkrafterna får liten inverkan för den fortsatta diskussionen.

Det karakteristiska brottvärdet $V_{3,c}$ är som vanligt bestämt som 5 %-fraktilen för en antagen normalfördelning varvid följande uttryck gäller vid fem prov, se även /2/.

$$V_{3,c} = \bar{V}_{3,r} - 2,5s_{V_{3,r}} \quad (5.29)$$

där $\bar{V}_{3,r}$ anger den omräknade medelbrottlasten och $s_{V_{3,r}}$ spridningen.

Jämför man resultaten för de olika typ I förbanden i TAB 5.20 ser man att brottlasten i första hand är beroende av plåtens förankringslängd i vertikalled medan en ökning av plåtens bredd har ett mycket begränsat inflytande. Det inträffade är naturligt så länge sprickbrott i överramen är den dominerande brottypen. Sprickbrotten inträffar ungefär i jämnhöjd med plåtens överkant. En hel del sprickor uppträder även inom den effektiva förankringsarean och sänker på så sätt spikarnas förankringshållfasthet. Med brottypen 4+1 i TAB 5.20 avses just fall där primärt ett sprickbrott har inträffat, varefter spikarna har dragits ur på grund av att virket spruckit upp.

Ännu mer markant är detta för förbandstyp Ia (jfr FIG 5.26). Spelet i underkanten av kontaktytan mellan ramstängerna medför här att brottet kommer vid 20 à 25 % lägre last än vid förbandstyp I, vilket understryker att man måste ta hänsyn till utförandenoggrannheten.

Typerna Ib, Ic och Id enligt FIG 5.26 visar utföranden för att motverka sprickbrott och som framgår av resultatsammanställningen

så erhålls väsentligt högre värden för dessa förband än för typ Ia. Här kom dessutom sprickbrottet först när förankringen redan börjat släppa. Typerna är medtagna för att visa att man genom en medveten styrning när virkesdelarna kapas fram kan reducera riskerna för sprickbrott. Speciellt typ Ib och c kräver dock att tillverkningen övervakas mera noggrant än vad som sker idag. Däremot bör utförandet enligt typ Id kunna realiseras med dagens utrustningar.

Förbandstyp II har gett plåtbrott, varför man måste beräkna förankringsspänningarna för att kunna bedöma hur pass utnyttjad förankringen varit. Detta kommer att ske samlat för samtliga förband lite längre fram (TAB 5.21), varför kommentarerna kring typ II får anstå till dess.

Även för 15° taklutning (typerna III, IV och V i FIG 5.27) kan man i TAB 5.20 konstatera att sprickbrott dominerar. För typ IV där diagonalerna är mycket flacka uppträder även plåtbrott. Resultaten för typ IIIa visar mycket tydligt att en ökning av plåtens horisontella förankringslängd inte höjer brottlaster utan snarare tvärtom. Här föreligger alltså en uppenbar risk att dagens anvisningar ger missvisande resultat. För typ V kan noteras att man genom att dra isär diagonalerna erhåller en högre brottlaster.

Provningarna av nockförbanden har alltså i ett flertal fall gett en brotttyp som inte är beroende av förbindarens hållfasthetsegenskaper. Däremot är brotten i viss mån knutna till användningsättet för spikplåtar som förutsätter att allt virke ligger i ett plan. Härigenom är det svårt och i vart fall dyrbart att förankra dragna stänger så att tvärdragspänningar i virket inte orsakar sprickor när kraften angriper i vinkel mot fiberriktningen. Frågan är om man överhuvudtaget skall blanda in plåtens förankringshållfasthet när man dimensionerar infästningen i överramen för den här typen av förband. Å andra sidan är det svårt att ange hur virkets tvärdraghållfasthet skall beräknas. Beroende på taklutningen stöder nämligen ramstängerna i större eller mindre grad varandra inbördes. I FIG 5.31 visas

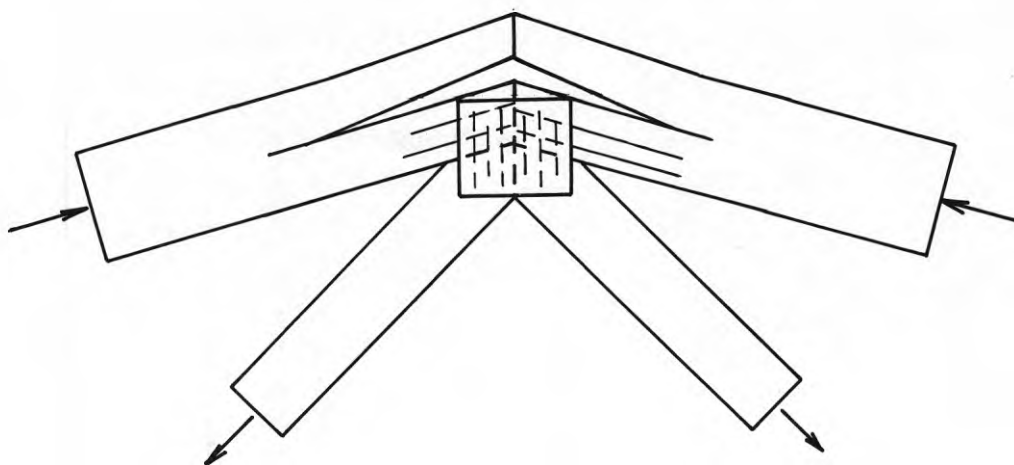


FIG 5.31 Exempel på ett uppsprucket förband som fortfarande tar last genom att de spruckna delarna stöder mot varandra.

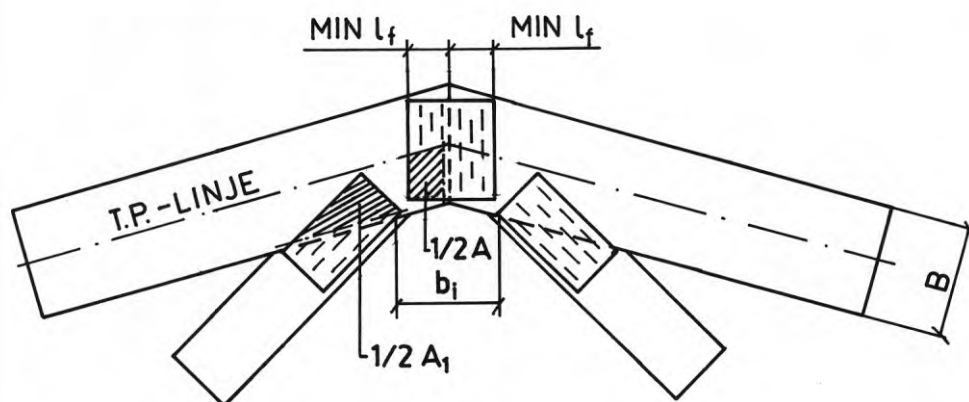


FIG 5.32 Exempel på hur nocken kan armeras mot sprickbildning. Full förankringshållfasthet får tillgodoräknas för den del av A_1 som är mindre än A . Med b_i avses det inre mått mellan plåtarna som får medräknas i uttrycket på minsta vertikallast enligt ekv (5.37). Med l_f avses minsta förankringslängd enligt ekv (5.16).

just ett sådant fall där virket i och för sig har spruckit men där förbandet fortfarande tar vertikallast beroende just på den nämnda stödeffekten. Stödeffekten som sådan är beroende av virkesdimension, taklutning, plåtens förankringslängd och passningen hos förbandet. Det blir alltså ett relativt komplicerat uttryck om man för den här typen av förband vill ange tillåten vertikallast som funktion av virkets hållfasthet (dessutom tillkommer naturligtvis en kontroll av plåtens hållfasthet).

Ur konstruktörens synpunkt är det förmodligen enklast att få dimensionera med utgångspunkt från reducerade tillåtna förankrings- och plåtpåkänningar. Förankringspåkänningen representerar i detta fall ett fiktivt värde anpassat efter takets lutning och plåtens förankringslängd i vertikalled.

Frågan är då vilka fiktiva förankringspåkänningar som man skall räkna med. Som underlag för den rekommendationen visas i TAB 5.21 en jämförelse mellan karakteristiska förankrings- och plåtpåkänningar vid brott och tillåtna påkänningar enligt avsnitt 4.5. Brottpåkänningarna har beräknats ur följande uttryck (Beteckningar se TAB 5.20 och FIG 5.30)

Förankringspåkänningen $\tau_{\alpha,D}$ i diagonalens infästning

$$\tau_{\alpha,D} = \frac{D_{3-4,c}}{A_D} \quad (5.30)$$

Förankringspåkänningen $\tau_{\alpha,V}$ i överramens infästning på grund av vertikallasten $V_{3,c}$

$$\tau_{\alpha,V} = \frac{V_{3,c}}{2A_H} \quad (5.31)$$

Förankringspåkänningen $\tau_{\alpha,0}$ i överramens infästning orsakad av stångkraften i överramen, erhålls om spel antas som

$$\tau_{\alpha,0} = \frac{D_{2-3,c}}{A_H} \quad (5.32)$$

Plåtpåkänningen $p_{\alpha,V}$ på grund av vertikallasten $V_{3,c}$ (jfr FIG 5.29)

TABELL 5.21 Jämförelse mellan karakteristiska brottpåkänningar för nockförbanden och tillåtna påkänningar enligt avsnitt 4.5, se även ekv (5.30)-(5.34).

Förbands- typ	Plåtstor- lek	Brott- typ	Förankrings- påkänning i diagonalin- fästningen pga $D_{3-4,c}$	$\frac{\tau_{\alpha,D}}{\tau_{\alpha,till}}$	Förankrings- påkänning i överrens- fästningen pga $V_{3,c}$	$\frac{\tau_{\alpha,V}}{\tau_{\alpha,till}}$	Förankrings- påkänning i överrens- fästningen pga $D_{2-3,c}$	Plåtpåkän- ning pga vertikal- kraften $V_{3,c}$ $P_{\alpha,V}$	$\frac{P_{\alpha,V}}{P_{\alpha,till}}$	Plåtpåkänning pga horison- talkraften $D_{3-4} \sin \alpha$ $P_{\alpha,D \sin \alpha}$	$\frac{P_{\alpha,D \sin \alpha}}{P_{\alpha,till}}$
	bx	1)	$\tau_{\alpha,D}$ MN/m ²		$\tau_{\alpha,V}$ MN/m ²		$\tau_{\alpha,D}$ MN/m ²	10^{-2} MN/m		10^{-2} MN/m	
	mm										
27 ⁰ I	102x152	4+1	2,67	2,5	3,06	3,4	7,35	17,0	1,7	7,73	2,2
I	102x190	4+1	2,95	2,7	2,87	3,2	7,16	22,2	2,2	8,73	2,5
I	102x230	3⊥	2,56	2,4	2,45	2,7	5,22	22,9	2,3	6,82	1,9
I	127x152	4+1	2,12	2,0	2,21	2,4	5,25	13,3	1,3	7,66	2,2
I	127x190	4+1	1,74	1,6	2,33	2,6	5,03	15,4	1,5	5,80	1,6
I	127x230	3⊥	2,33	2,2	2,13	2,3	3,54	21,2	2,1	7,93	2,3
I	152x152	1+4	2,31	2,1	2,19	2,4	5,50	13,8	1,4	8,50	2,4
I	152x190	3⊥	2,37	2,2	2,08	2,3	4,65	17,5	1,7	9,05	2,6
Ia	102x152	4+1	2,13	2,0	2,44	2,7	5,19	13,5	1,3	5,67	1,6
Ia	102x190	4+1	2,23	2,1	2,16	2,4	4,75	16,8	1,7	6,03	1,7
Ia	102x230	4+1	2,16	2,0	2,06	2,3	4,33	19,4	1,9	5,80	1,6
Ib	102x190	1+3⊥	3,09	2,9	3,00	3,3	7,03	23,3	2,3	8,51	2,4
Ic	102x190	1+4	2,76	2,6	2,67	2,9	5,74	20,8	2,1	7,52	2,1
Id	102x190	4(+3//)	3,01	2,8	2,83	3,1	5,91	22,3	2,2	6,59	1,9
II	127x152	3⊥	2,59	2,6	2,28	2,5	5,02	14,8	1,5	11,41	3,3
II	152x152	3⊥	2,09	2,1	2,02	2,2	4,35	12,5	1,2	10,56	3,0
15 ⁰ IIIa	127x152	4(+3//)	1,48	1,5	1,19	0,9	3,41	7,5	2,1	6,97	0,7
IIIa	152x152	4(+3//)	1,09	1,1	1,09	0,9	3,18	7,6	2,2	5,88	0,6
IIIa	152x190	4	0,65	0,6	0,62	0,5	1,47	4,4	1,2	4,05	0,4
IIIb	152x152	4	0,61	0,6	0,60	0,7	1,80	3,7	0,4	3,95	1,1
IVa	127x152	4	1,36	1,3	1,27	1,0	3,76	7,6	2,2	10,88	1,1
IVa	152x152	3⊥	1,12	1,1	1,09	0,9	3,14	7,9	2,2	9,51	0,9
IVb	152x152	3⊥(+4)	1,10	1,1	1,05	1,2	4,13	7,5	0,7	11,60	3,3
V	76x152	4+1	2,03	1,4	2,03	1,6	4,93	11,7	2,2	5,27	1,0

- 1) 1) = Förankringsbrott i överramen
 3// = Plåtbrott pga vertikalkraften V_3
 3⊥ = Plåtbrott pga den horisontella dragkraften $D_{3-4} \sin \alpha$
 Beträffande α se FIG 5.30
 4 = Sprickbrott i överramen

$$P_{\alpha,V} = \frac{V_{3,c}}{2b_{//,eff}} \quad (5.33)$$

Plåtpåkänningen $p_{\alpha,D\sin\epsilon}$ på grund av den horisontella kraftkomponenten $D_{3-4,c}\sin\epsilon$ (jfr FIG 5.29)

$$P_{\alpha,D\sin\epsilon} = \frac{D_{3-4,c}\sin\epsilon}{2b_{//,eff}} \quad (5.34)$$

De brottvärden som redovisas i TAB 5.21 avser som nämnts karakteristiska värden. Man kan därför anse att säkerheten är tillfredsställande om kvoten mellan brottpåkänning och tillåten påkänning minst uppgår till 2,5. Som framgår av tabellen uppfylles detta i flertalet fall för diagonalens infästning vid 27° lutning. Att lägre värden erhållits vid 15° torde uteslutas bero på att brott erhållits i överramen långt innan hållkraften för diagonalens infästning var uttömd. Man bör därför kunna utgå ifrån att fogarean i diagonalen kan dimensioneras med utgångspunkt från de tillåtna förankringspåkänningar som anges under avsnitt 4.5.

Även för fogarean i överramen ($\tau_{\alpha,V}/\tau_{\alpha,till}$) har relativt höga kvoter erhållits vid 27° lutning medan de är katastrofalt låga vid 15° lutning. Här märks alltså ett mycket kraftigt vinkelinflytande på den stödeffekt mellan uppspruckna partier som omnämns tidigare, jfr FIG 5.31. Man kan också notera att en ökning av den vertikala förankringslängden har mycket större inverkan på hållfastheten än motsvarande ökning av den horisontella längden.

Resultaten visar således att diagonalernas infästning i överramen i vissa lägen blir underdimensionerad till följd av de nuvarande anvisningarna. Enklast vore det att föreskriva att endast den del av förankringsarean som ligger ovanför överramens tyngdpunktslinje får medräknas vid kraftupptagningen. Ovanför tyngdpunktslinjen är nämligen risken för sprickbrott väsentligt mindre beroende dels på verkets struktur dels på att en eventuell miss i passningen får liten inverkan. Tyvärr

så skulle en sådan regel medföra orimligt stora plåtar om diagonalkrafterna är små. Ett mera nyanserat synsätt är alltså önskvärt.

Här torde man med stöd av resultaten till att börja med kunna fastslå att man vid brantare taklutningar än 30° kan utnyttja den verkliga förankringspåkänningen $\tau_{\alpha, \text{till}}$. Vid brantare lutningar än så får nämligen viss geometrisk misspassning liten betydelse. Även vid vinklar under 30° bör full förankringspåkänning kunna tillämpas för de delar av den effektiva förankringsarean som ligger ovanför överramens tyngdpunktslinje. För delen under tyngdpunktslinjen bör den däremot reduceras. Vid 15° lutning torde den fiktiva förankringspåkänningen med hänsyn tagen till bristande passning endast uppgå till ungefär en fjärdedel av värdet vid 30° lutning. Förslagsvis används följande uttryck på tillåten förankringshållfasthet τ_{till} för ytan under tyngdpunktslinjen

$$\tau_{\text{till}} = \tau_{\alpha, \text{till}} \left(\frac{\alpha_1}{30} \right)^2 \quad (5.35)$$

α_1 anger taklutningen uttryckt i grader

Ekv (5.35) närmar sig asymptotiskt noll när α_1 går mot noll. Förbandet kan dock uppta viss tvärdragkraft även vid små vinklar. Denna kraft bestäms av tillåten draghållfasthet σ för virket vinkelrätt fibrerna. För förband täckta av en plåt från vardera sidan föreslås följande uttryck för den vertikallast $V_{3, \text{min}}$ som minst får tillgodoräknas

$$V_{3, \text{min}} = 2b_{//} \cdot \sigma t \quad (5.36)$$

där $b_{//}$ definieras som i FIG 5.30 och där t anger virkestjockleken. Uttrycket är grundat på antagandet att tvärdragspänningar tas upp på en sträcka i virket motsvarande dubbla plåtbredden i horisontalled.

Resultaten för typ V i TAB 5.21 visar att man snarast borde kunna medge en högre fiktiv förankringsspänning om diagonalerna i nockförbandet dras isär. Här avstås dock från en sådan differentiering men i stället föreslås att högre värde tillåts på $V_{3,\min}$, varvid följande uttryck rekommenderas

$$V_{3,\min} = 2b_i \cdot \sigma t \quad (5.37)$$

med b_i avses det inre avståndet mellan spikplåtarna i diagonalerna mätt horisontellt i fogen mellan överram och diagonal, se FIG 5.32. Diagonalerna får ej dras isär mer än att deras tyngdpunktslinjer träffar kontaktytan mellan ramstängerna.

De föreslagna tillåtna vertikallasterna är relativt låga. Högre laster kan erhållas om man vid isärdragna diagonaler placerar den spikplåt som förbinder ramstängerna så att den armerar mot sprickbildning i virket. Den armerande plåten placeras symmetriskt över ramstängerna och så att den täcker hela virkesbredden i överramen, se FIG 5.32. Vid dimensionering av diagonalernas infästningar i överramarna kan nu full förankringsspåkänning även tillgodoräknas på en area under ramstängernas tyngdpunktslinjer motsvarande arean (0,5A) för den armerande plåten under nämnda linjer.

Just möjligheten att armera virket med spikplåtar kan utnyttjas i andra fall men det är för långt att gå in på det här.

Resultaten har klart visat att så stor del av förankringsarean som möjligt bör läggas ovanför ramstängernas tyngdpunktslinjer, vilket också premieras av de tillåtna förankringsspåkänningar som föreslagits. De förankringsspåkänningar som angivits för arean under nämnda tyngdpunktslinjer är som nämnts fiktiva och grundade på de provade plåtstorlekarna. Om arean under tyngdpunktslinjerna görs orimligt stor gäller de förmodligen inte, varför en viss begränsning av medverkande fogarea är nödvändig. Förslagsvis så att när stängerna täcks av en plåt från vardera sidan får endast den area tillgodoräknas som faller innanför plåtarnas horisontella förankringslängd i ramstängerna bestämd enligt

avsnitt 5.4. Om diagonalerna är isärdragna enligt FIG 5.31 medräknas arean inom ett 100 mm brett fält vinkelrätt plåtens huvudriktning.

Förankringsarean i överramen skall även ta upp en del av tryckkraften i överramen. Som framgår av de höga förankringspåkänningarna för detta fall i TAB 5.21, så tycks tryckkrafterna överföras i kontaktytan mellan virkesdelarna. Rimligen tillämpas anvisningarna i avsnitt 5.4. Lastfallen tryckkraft i ramstången och vertikallast från diagonalerna kombineras ej utan arean i överramen dimensioneras för vardera lastfallet. Det fall som ger den största arean blir avgörande. Om diagonalerna dras isär krävs en särskild plåt för att överföra tryckkrafterna. Denna plåt kan då även ges en armerande uppgift, jfr FIG 5.32.

När det sedan gäller att ange regler för erforderlig plåtstorlek med hänsyn till plåtens hållfasthet kan man i TAB 5.21 konstatera att kontrollen med hänsyn till diagonalkrafternas vertikalkomponent kan utföras enligt gängse regler. Däremot erhålls för låg säkerhet mot dragbrott på grund av diagonalkrafternas horisontalkomponenter om medverkande plåtbredd definieras enligt FIG 5.30. Här föreslås att man i stället (jfr FIG 5.30) räknar med den vertikala medelhöjden b_1 för diagonalernas infästningsarea reducerad på vanligt sätt med hänsyn till randeffekter, dvs minus 10 mm för Hydro-Nail E vid vertikal huvudriktning för plåten.

Reglerna för nockförbandet blir som synes komplicerade trots att vissa generaliseringar införts och det kan därför vara lämpligt att nu söka sammanfatta dem i anvisningsform.

I ett nockförband med dragna diagonaler bestäms erforderlig förankringsarea för varje diagonal av stångkraften i respektive diagonal. Om knutpunkten täcks av en plåt från vardera sidan bestäms erforderlig förankringsarea i överramen av följande fastfall

- 1) Tryckkraften i överramen, jfr avsnitt 5.4
- 2) Diagonalkrafternas vertikalkomponent

Det största erhållna värdet väljs som dimensionerande, vilket normalt innebär fall 2).

Om diagonalerna fästes var för sig med separata plåtar dimensioneras infästningsareorna för respektive stångkraft.

Vid bestämning av erforderlig förankringsarea i överramen med hänsyn till diagonalkrafterna tillåts förankringspåkänningar enligt ekv (4.1) om taklutningen minst uppgår till 30° samt oavsett taklutningen om förankringsarean ligger ovanför tyngdpunktslinjen för överramen. Vid taklutningar under 30° multipliceras tillåten förankringspåkänning enligt ekv (4.1) för den del av förankringsarean som faller under nämnda linje med faktorn $(\alpha/30)^2$, där α anger takets lutning i grader. Arean under tyngdpunktslinjen räknas effektivt högst på en bredd motsvarande den horisontella förankringslängden l_f enligt ekv (5.16) eller om varje diagonal fästes med separata plåtar inom högst 100 mm bredd vinkelrätt plåtarnas huvudriktning.

Oavsett storleken på härvid erhållen förankringskraft tillåts minst en vertikal lastkomponent motsvarande virkets draghållfasthet vinkelrätt fibrerna på en sträcka lika med dubbla plåtens bredd i horisontalled eller vid flera plåtar lika med dubbla inre avståndet mellan plåtarna mätt i fogen mellan överram och diagonal. Högre vertikallaster kan tillåtas om virket armeras med separata plåtar, jfr FIG 5.32.

Plåten dimensioneras på sedvanligt sätt för diagonalernas vertikalkomponent. Erforderlig vertikal plåtlängd i diagonalerna bestäms längs medelhöjden i vertikalled för fogarean i diagonalen varvid plåten som vanligt reduceras med en c mm bred remsa längs den uppstansade kanten (gäller om diagonalerna täcks av en plåt från vardera sidan). Plåtfogen mellan ramstängerna dimensioneras för en tredjedel av tryckkraften i överramen.

Trots förenkling erhålls en relativt lång anvisning men det är troligt att den kan komprimeras ytterligare när den införes i ett sammanhang tillsammans med övriga anvisningar. Då kan även

en klarare uppdelning i föreskrift och anvisning ske. Vad som saknas nu är krav på minsta förankringslängd liksom uppgift om minsta virkestjocklek (44 mm). Detta kommer dock att meddelas i de slutliga anvisningarna.

Här har endast symmetriska lastfall behandlats. I praktiken kan osymmetriska kraftangrepp förekomma exempelvis om ena upp-laget dras in. Ur tillverkningsynpunkt är det dock enklast att placera plåten symmetriskt över fogarna och därför föreslås att man alltid dimensionerar för ett symmetriskt lastfall bestämt av största värdet på stångkrafterna i diagonal och överram.

Deformationsmätningen influerades som nämnts under avsnitt 5.6.2 av svårigheten att finna fasta referenspunkter för mätklockorna. Som framgår av FIG 5.29 påverkas fästet för de klockor som mäter rörelsen i vertikalled av diagonalernas vinkeländring. Vid 15° taklutning användes dessutom beroende på utrymmebrist det triangelformade oket enligt FIG 5.29 som referenspunkt. Sistnämnda mätresultat speglar inte alls den verkliga förskjutningen och redovisas ej. Däremot visas i FIG 5.33 den vertikala förskjutningen för förband med 27° lutning. Även här ingår naturligtvis mätfelen men mätningen kan reproduceras vid framtida typprovningar av hela konstruktioner varför mätresultaten kan vara av intresse ur jämförelsesynpunkt. Förskjutningen har relaterats till pålagd vertikallast och ej till förankringspåkänningen då olika förankringspåkänningar har föreslagits beroende på om fogarean ligger över eller under tyngdpunktslinjen för överramen.

Av FIG 5.33 framgår den kraftiga ökning av förskjutningen som erhålls om förbandet är utfört med spel i underkant överram (typ Ia). I realiteten tar förbanden av typ Ia ytterligare last tack vare den "stödeffekt" som tidigare omnämnts, se FIG 5.31. Sista delen av förskjutningskurvan för dessa förband är dock ej medtagen av utrymmesskäl.

I FIG 5.34 visas vinkeländringen mellan ramstängerna som funktion av den pålagda vertikallasten. Endast ett fåtal förband med 15° taklutning kunde mätas i detta fall på grund av svårig-

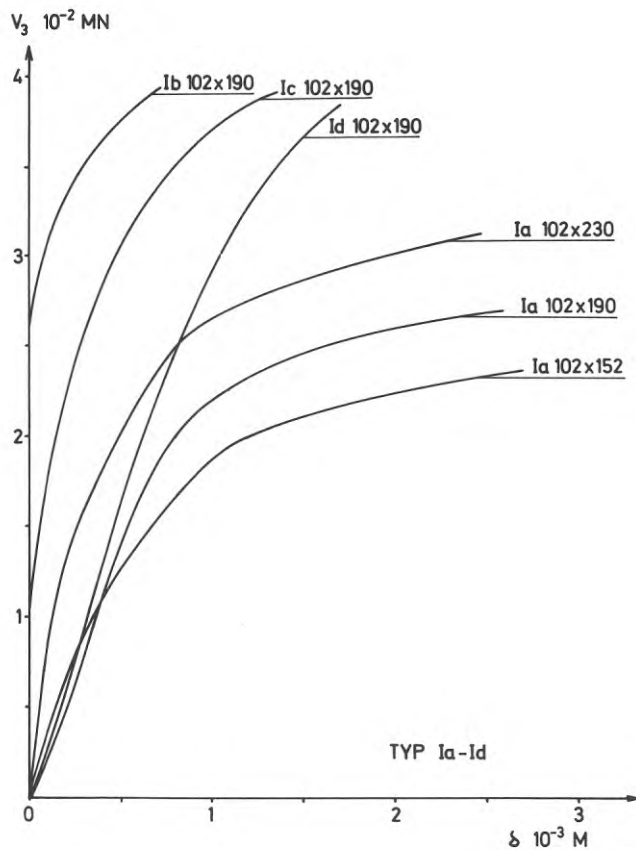
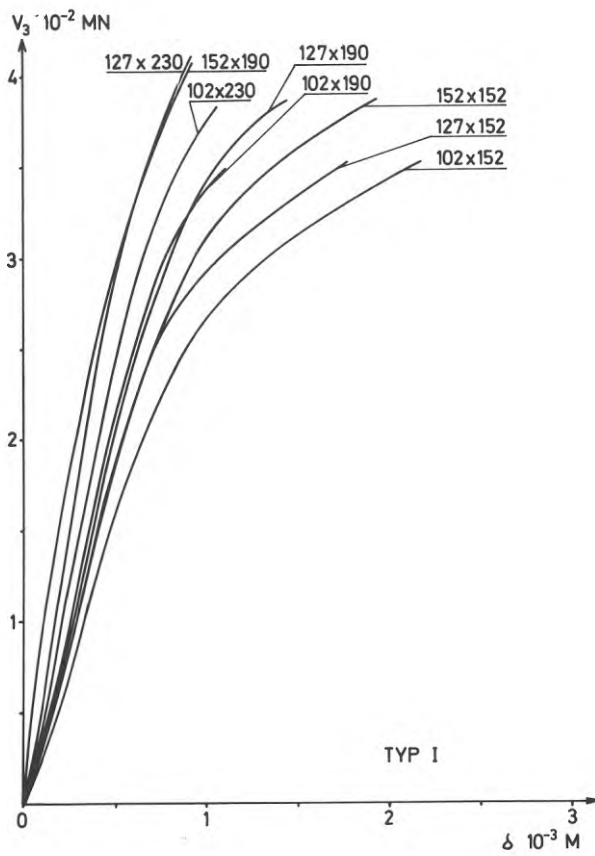


FIG 5.33 Vertikal förskjutning δ i nockförbanden som funktion av pålagd vertikallast V_3 . Använda förbandstyper framgår av FIG 5.25 och 5.26 och plåtstorlekarna anges i anslutning till resp kurva. Observera att kurvorna är behäftade med det mätfel som diagonalernas vinkeländring ger.

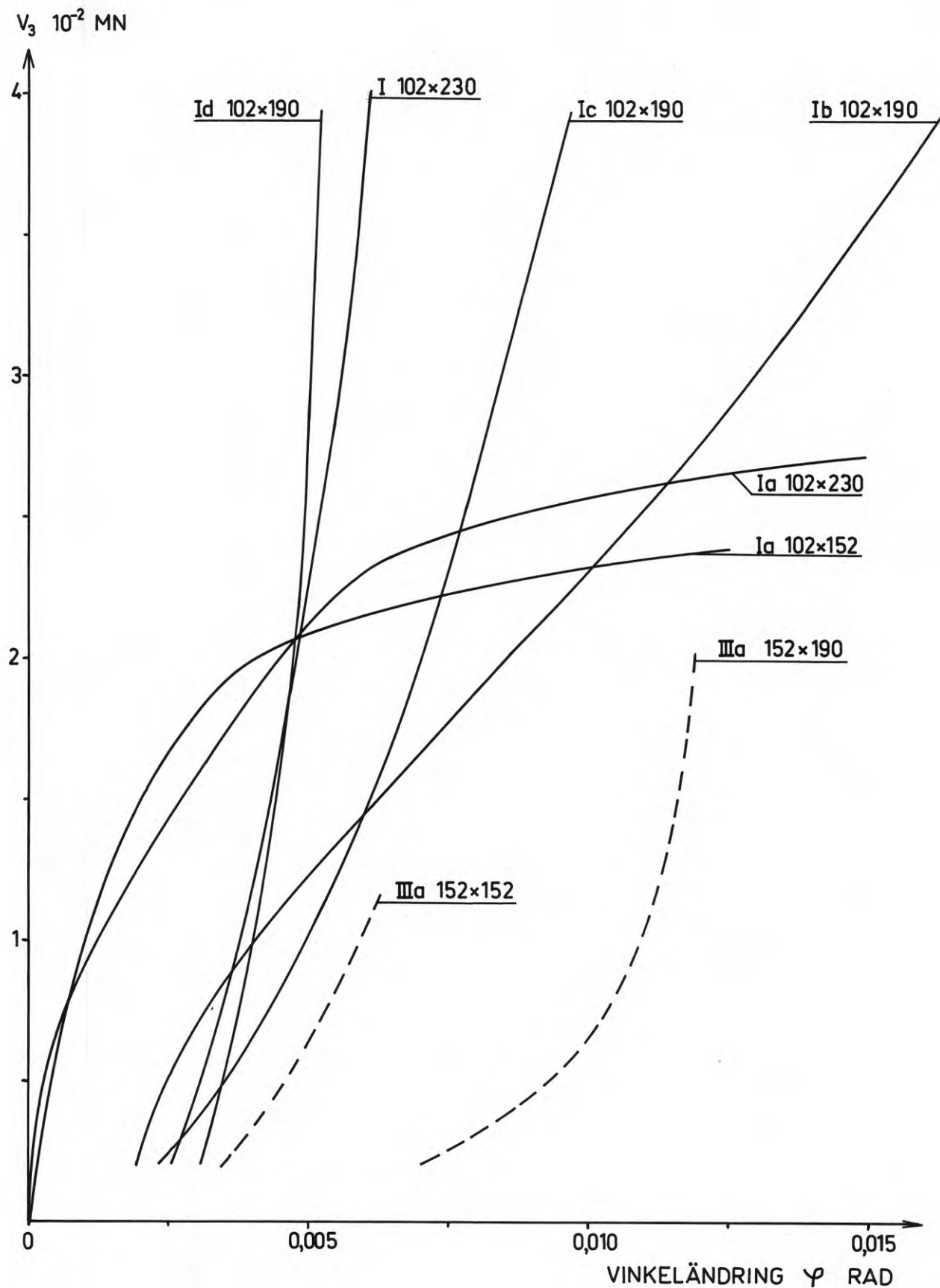


FIG 5.34 Vinkeländringen φ mellan ramstängerna i ett nockförband som funktion av pålagd vertikallast V_3 . Förbandstyperna är betecknade med romerska siffror vars innebörd förklaras i FIG 5.25 - 5.27. Plåtstorlekarna anges i anslutning till resp kurva.

heter att fästa mätklockorna. Figuren visar dock med all tydlighet att förband med spel i underkant överram vinkeländras mest vilket även stämmer med den deformationsbild som redovisats i föregående figur. Upp till tillåten last ($1 \text{ à } 1.5 \cdot 10^{-2} \text{ MN}$) är dock vinkeländringarna av måttlig storlek och ingenting vid provningen tydde på att vinkeländringen som sådan hade någon reducerande effekt på plåtarnas förankringshållfasthet bortsett från den tidigare redovisade iakttagelsen att virket börjar spricka när spel uppstår i ramstängernas underkant.

5.7 Förband där tre stänger möts (K-förband)

5.7.1 Uppläggning och omfattning

I ett W-fackverk representeras rubricerad typ av förband av den knutpunkt på underramen där livstängerna möts, se FIG 1.1. Underramen och livstängerna bildar som framgår av figuren ett liggande K. I fortsättningen används därför benämningen K-förband. I ett K-förband är normalt två av stängerna dragna och den tredje tryckt eller tvärtom. Även fall där samtliga stänger är tryckta eller dragna förekommer men är ovanliga och har därför ej tagits upp till provning.

Här har valts att studera fall där den ena diagonalen är tryckt och den andra dragen. Om båda diagonalerna är dragna ökar risken för sprickbrott i virket. Den yttre lasten har anbringats så att underramsstängen utsatts för tryck. Det principiella kraftspelet i ett sådant förband illustreras i FIG 5.35. Som framgår av figuren möts inte stängernas tyngdpunktslinjer i en punkt utan man erhåller ett excentricitetsmoment som skall tas upp av virket och spikplåtarna. Enligt den metod som anges i /3/ för att bestämma spikplåtarnas storlek antar man att kraften U_4 som utgör skillnaden mellan stångkrafterna U_{1-4} och U_{4-6} i underramen och diagonalernas horisontalresultant som förutsättes vara lika stor som U_4 går genom respektive fogareas tyngdpunkt. Som fogarea för diagonalerna införes summan av de enskilda diagonalernas fogareor. Det moment som skall tas av spikplåtarna erhålls då som $U_4 \cdot e$ där e anger avståndet mellan fogareornas

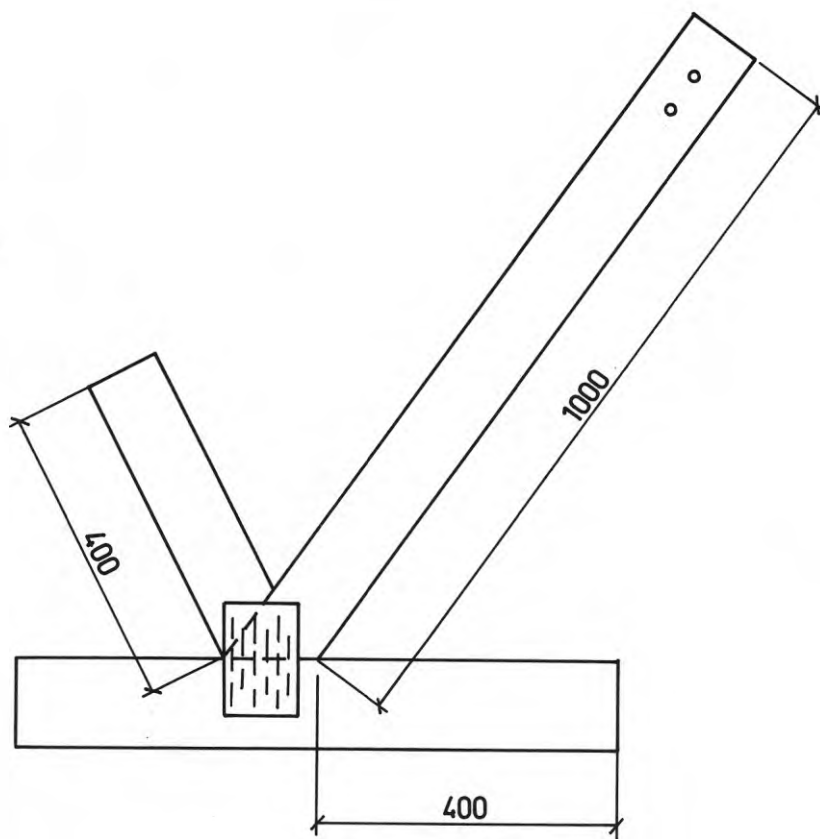
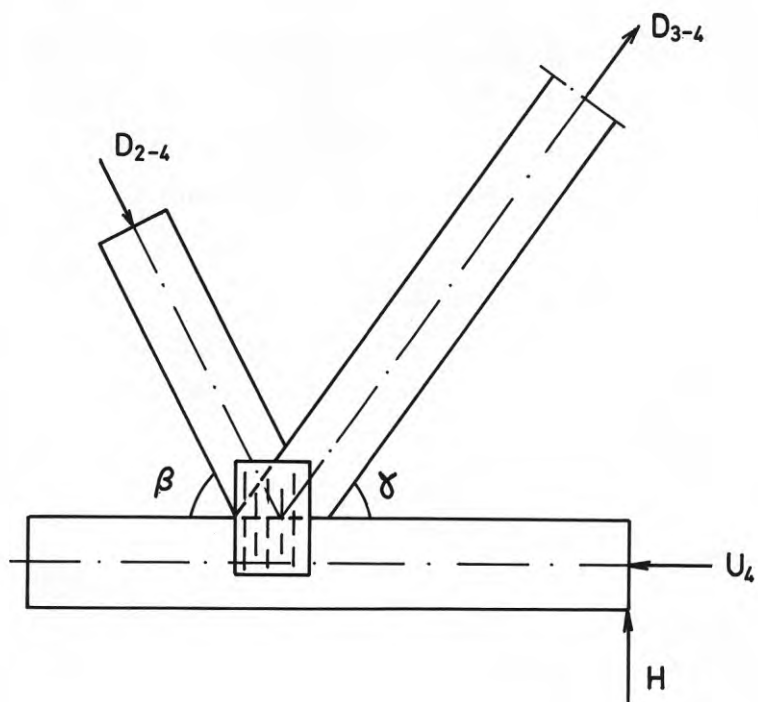


FIG 5.35 Den övre figuren visar kraftspelet i de provade K-förbanden. Stängernas tyngdpunktslinjer markeras av streckprickade linjer. Den undre figuren visar exempel på storleken hos de provkroppar som använts.

tyngdpunkter. Momentet fördelas på respektive fogarea i proportion till deras polära tröghetsmoment. Vilka moment som kan tillåtas på respektive fogarea bestäms av ekv (4.30) och när det gäller plåten av ekv (4.31).

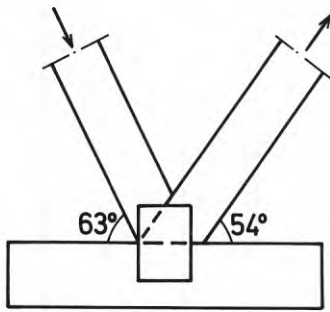
Redan under avsnitt 5.1 har resonemanget enligt ovan ifrågasatts av skäl som inte upprepas här och i avsnitt 5.3 har visats att det inte är giltigt för takfotsförband. Ett av syftena med försöken under innevarande avsnitt är just att söka påvisa om excentricitetens inverkan kan försummas även vid dimensionering av K-förband.





Ett annat syfte har varit att studera riskerna för sprickbrott i virket i denna typ av förband. Sprickbrott kan framförallt uppträda om diagonalerna dras isär och fästes med separata plåtar.

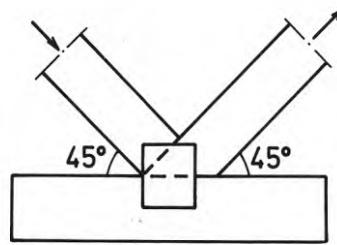
Vid försöken har även undersökts hur tryckkraften i diagonal D_{2-4} överförs till underramen. Infästningen i den tryckta diagonalen har dimensionerats enligt anvisningarna i BIL 1, vilka ger mindre areor än de som föreslagits i avsnitt 5.4.





Ett övergripande syfte med de utförda försöken har varit att se om speciella dimensioneringsanvisningar krävs för K-förband. Försöken har utförts med förbandstyper och plåtstorlekar enligt FIG 5.36. För varje kombination av plåtstorlek och förbandstyp har fem prov utförts. Här följer nu en motivering för val av förbandstyper.

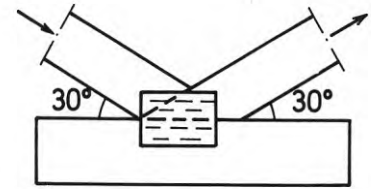
Typerna I, II, III och IV representerar förband där stängerna sammanföres så att de kan täckas av en spikplåt från vardera sidan. Bokstaven a efter typnumret anger att plåten haft horisontell huvudriktning medan b anger vertikal huvudriktning. I typ IV har den tryckta diagonalen utformats så att den stöder både mot underram och diagonal. Härigenom säkras en god överföring av tryckkraften såväl direkt som genom en relativt stor förankringsarea. Hur vinklarna mellan underram och diagonal varierats framgår av FIG 5.36.



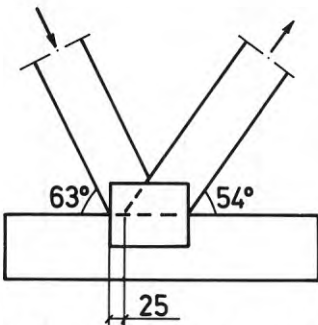
TYP Ia 102x114 MM 
 TYP Ib 102x76 MM 
 TYP Ib 102x114 MM 
 TYP Ib 102x152 MM 






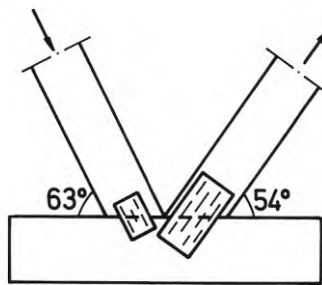
TYP IIa 102x114 MM 
 TYP IIa 102x152 MM 
 TYP IIa 127x152 MM 
 TYP IIb 102x114 MM 



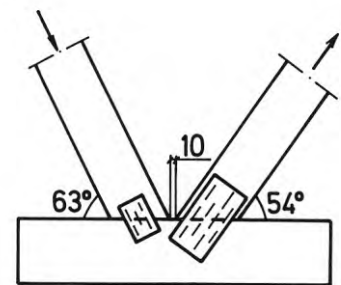
TYP III 102x152 MM
 TYP III 127x152 MM



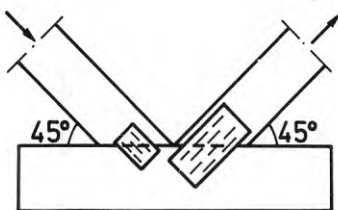
TYP IVa 127x152 MM 
 TYP IVb 127x114 MM 
 TYP IVb 127x152 MM 



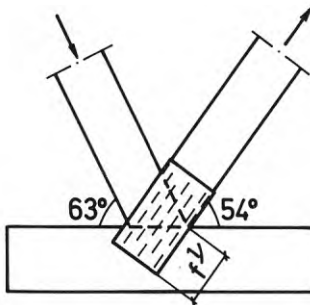
TYP V 51x76 ; 76x152 MM



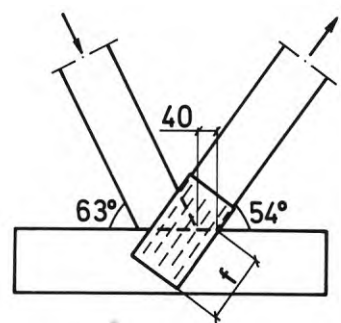
TYP VI 51x76 ; 76x152 MM



TYP VII 51x76 ; 76x152 MM
 TYP VII 51x114 ; 51x114 MM



TYP VIII 102x190 MM
 1/5 ST MED f=120 MM
 5 ST MED f=95 MM



TYP IX 76x152 MM, f=108 MM
 TYP IX 102x190 MM, f=140 MM

FIG 5.36 Testade förbandstyper vid K-förband. Om inte annat anges har plåtarna placerats symmetriskt över foglinjen mellan underram och diagonaler.

Typerna V, VI och VII representerar förband där stängerna dras isär och förankras med separata plåtar. Förfarandet används främst i takstolar med låg lutning. Vid isärdragna förband - erhålls oftast relativt små excentricitetsmoment genom att stängernas tyngdpunktslinjer i stort sett möts i samma punkt. I gengäld ökar risken för sprickbrott i virket framförallt om stängerna dras isär kraftigt. Som framgår av FIG 5.36 har mycket måttlig isärdragning tillämpats här och då kan man räkna med att den tryckta stängen minskar risken för sprickor.

Typerna VIII och IX slutligen visar två utföranden som kan användas för att överföra stora tryckkrafter samtidigt som risken för sprickor i underramen blir liten.

5.7.2 Provnings utförande

Förbanden tillverkades av hyvlat furuvirke med måtten 45x120 mm i underramen och 45x95 mm i diagonalerna. Som vanligt valdes virke med en volymvikt mellan 400 och 450 kg/m³. Innan förbanden tillverkades konditionerades virket till en fuktkvot av 15 à 18 %. Inga kvistar, snedfibriheter eller andra defekter tilläts i de delar av virket där spikplåtar skulle pressas i.

FIG 5.35 visar exempel på provkropparnas storlek. Proverna belastades till brott i en specialbyggd utrustning enligt FIG 5.37. Lasten påfördes på den vertikalställda underramen med hjälp av en hydraulcylinder och registrerades med en Bofors lastcell ansluten till en Philips skrivare. Tryckkraften i den tryckta stängen registrerades med hjälp av en specialbyggd givare ansluten till en digitalvoltmeter. Mätnoggrannheten uppgick till ± 0,25 %. En brist i utrustningen är att underramen ej kan belastas med tvärkraft. Normalt är dock tvärkraften av försumbar storlek.

Provkroppens utformning medför att man får in ett vridande moment på förbandet om inte ramstångens vridning förhindras. Här har denna vridning eliminerats med hjälp av ett stöd mot stödplattan för hydraulcylindern, jfr FIG 5.37. Mothållskraftens

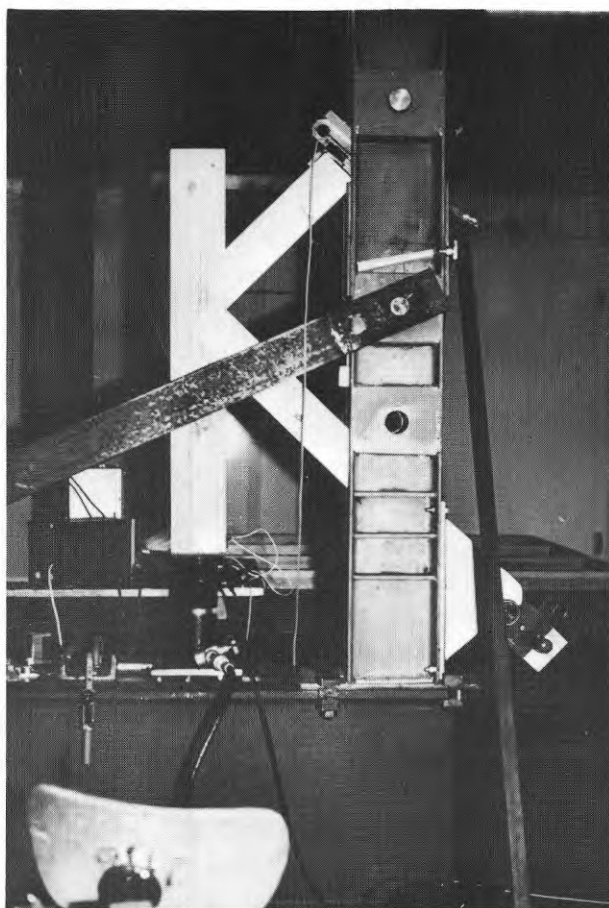
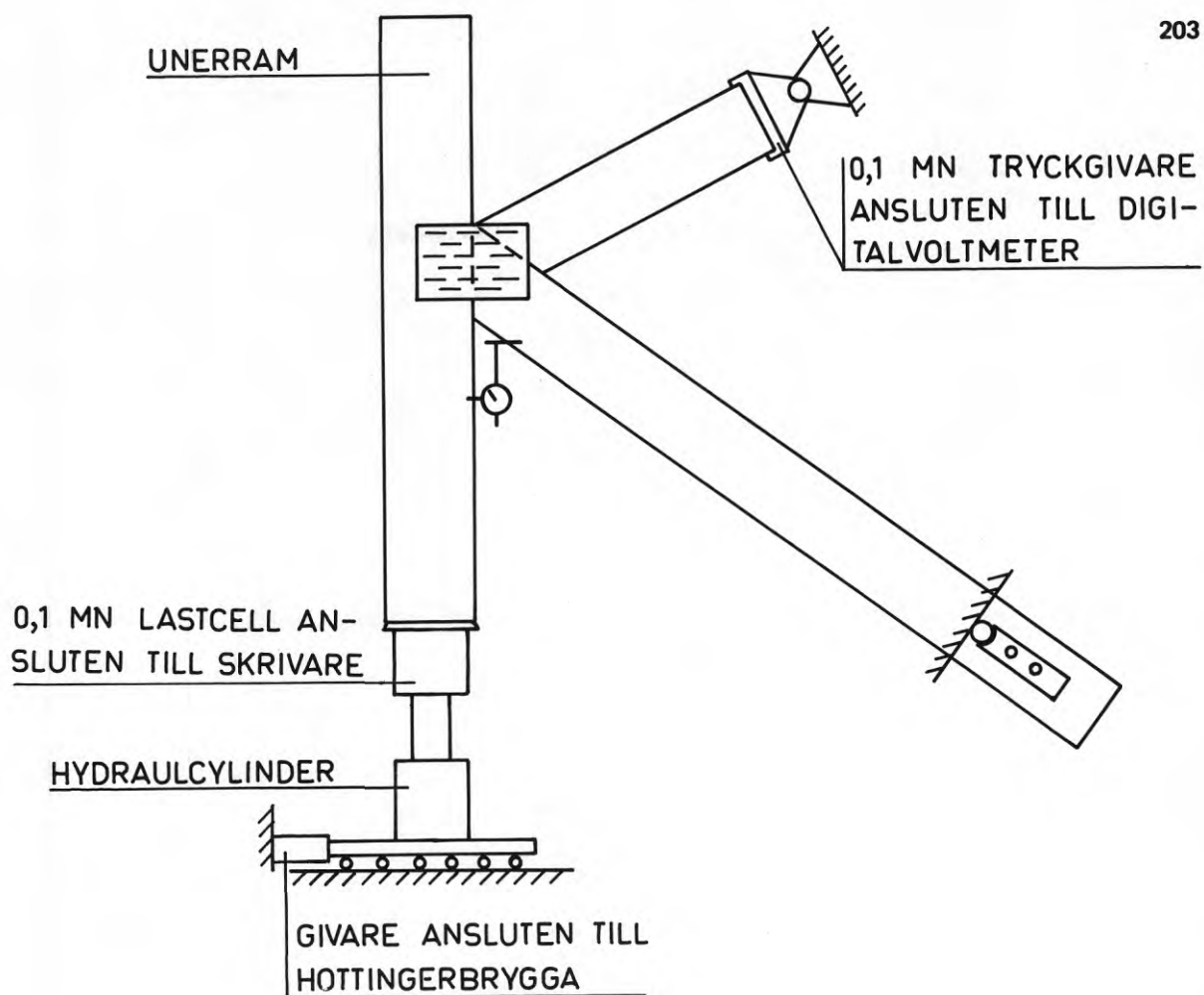


FIG 5.37 Principskiss jämte foto över den utrustning som använts för att prova K-förband. För två prov per serie ersattes den nedre givaren med ett mätur som mätte upplagets förskjutning i horisontalled.

storlek bestämdes med hjälp av en tryckgivare ansluten till en Hottingerbrygga. Mothållet medför även en avskärningskraft på underramen under knutpunkten.

I en takstol erhåller dock underramen viss vinkeländring över knutpunkten därför utfördes tre prov per serie med mothåll och två stycken utan mothåll för att få en uppfattning om vad vridningen betyder. I det senare fallet erhålls en kraftig vinkeländring. Horisontalförskjutningen hos underlagsplattan för hydraulcylindern mättes när mothåll saknades.

Lasten påfördes kontinuerligt med en hastighet av 2 mm per minut. Vid varje ökning av vertikallasten med 3000 N mättes dessutom förskjutningen mellan underram och diagonaler. Mätlockans placering framgår av FIG 5.37. Genom att ena fästet är placerat på diagonalen påverkas mätresultatet av stångens vinkeländring. Mätlockans noggrannhet är 0,01 mm.

Omedelbart efter brott togs prov på virkets fuktkvot och volymvikt i den del där brott inträffat.

5.7.3 Försöksresultat och kommentarer

Vanligaste brottorsak var skjuvbrott i plåten och därefter kom förankringsbrott. Endast i ett fåtal fall och då i kombination med förankringsbrott uppträdde sprickbrott i virket. För de testade förbandsutförningarna kan man därför påstå att risken för sprickbrott är liten varför diskussionen kan inriktas på utnyttjade förankrings- och plåtpåkänningar.

De två ur dimensioneringssynpunkt väsentligaste krafterna i ett K-förband utgörs av stångkrafterna i underramen och den dragna diagonalen. Tyvärr var det av försökstekniska skäl omöjligt att direkt mäta dragkraften i diagonalen utan den har beräknats med ledning av kända stångkrafter och mothållskraften vid upplaget för hydraulcylindern, jfr FIG 5.37. Antalet kända krafter ger möjlighet till en överbestämning av dragkraften om man utnyttjar jämviktsvillkoren. Med beteckningar enligt FIG 5.35 erhålles

$$D_{2-4} \cos \beta + D_{3-4} \cos \gamma = U_4 \quad (5.38)$$

$$-D_{2-4} \sin \beta + D_{3-4} \sin \gamma = -H \quad (5.39)$$

Krafterna införes med positivt tecken om de angriper i riktningar enligt FIG 5.34. Storheterna D_{2-4} , U_4 och H är kända, varför följande tre villkor för att bestämma D_{3-4} kan härledas ur ekv (5.38) och (5.39)

$$D_{3-4} = (U_4 - D_{2-4} \cos \beta) / \cos \gamma \quad (5.40)$$

$$D_{3-4} = (D_{2-4} \sin \beta - H) / \sin \gamma \quad (5.41)$$

$$D_{3-4} = (U_4 \sin \beta - H \cos \beta) / \sin(\beta + \gamma) \quad (5.42)$$

Om mothåll saknas har räknats med $H=0,015 U_4$. Detta värde bestämdes genom direkta försök och är ett mått på friktionskraften när upplaget för hydraulcylindern förskjuts i horisontalled.

Som slutligt värde på D_{3-4} har använts medelvärdet av de tre värden som erhållits enligt ekv (5.40)-(5.42). Inbördes har skillnaden mellan dessa värden normalt understigit 5 %.

I TAB 5.22 redovisas en sammanställning över erhållna brottlaster och brottyper samt geometriska och fysikaliska data för provförbanden. Hur de effektiva areorna mätts framgår av FIG 5.38. Genom att varje serie uppdelats i tre prov med mothåll och två utan har ingen spridningsberäkning kunnat utföras. För serier med plåtbrott kan man dock förvänta en låg spridning och motsvarande bör gälla för förankringsbrotten med tanke på verkets ringa spridning i fuktkvot och volymvikt. Sistnämnda storheter är i tabellen angivna som medelvärde för hela förbandet. Skillnaden mellan olika virkesdelar var liten.

Som framgår av tabellen är brottlasterna genomgående lägre om inget mothåll förekommit vid stödplattan för hydraulcylindern. Detta gäller i särskilt hög grad för förband som täcks av en plåt från vardera sidan förmodligen beroende på att det vridande

TABELL 5.22 Medelbrottlaster och brottyper samt geometriska och fysikaliska data för de provade K-förbanden, jfr FIG 5.35.

Förbands- typ	Plåtstor- lek bxa mm	Medel- fukt- kvot \bar{u} %	Medel- volym- vikt \bar{r}_{ou} kg/m ³	Effektiv plåtarea i u-ramen A_U 10 ⁻² m ²	Effektiv plåtarea i dragen diagonal A_D 10 ⁻² m ²	Effektiv plåtarea i tryckt diagonal A_T 10 ⁻² m ²	Brott- typ 1)	Medelbrott- last i u- ram \bar{U}_4 10 ⁻² MN	Medelbrott- last i dra- gen diago- nal \bar{D}_{3-4} 10 ⁻² MN	Medelbrott- last i tryckt diagonal \bar{D}_{2-4} 10 ⁻² MN	Anm 2)
Ia	102x114	15,1	415	1,054	0,768	0,090	3	1,88	1,72	1,84	mm
								3	1,12	1,07	0,99
Ib	102x74	14,1	415	0,678	0,472	0,038	1U	2,01	1,85	1,91	mm
Ib	102x114	15,5	415	1,056	0,752	0,128	3	2,24	2,08	2,18	mm
								3	1,56	1,59	1,52
Ib	102x152	15,2	415	1,448	0,884	0,270	3	2,43	2,25	2,33	mm
IIa	102x114	14,6	415	1,042	0,670	0,132	3	1,90	1,14	1,41	mm
IIa	102x152	15,7	405	1,392	0,970	0,132	3	2,57	1,58	2,01	mm
								3	1,76	1,28	1,17
IIa	127x152	15,7	420	1,770	1,202	0,238	3	2,33	1,45	1,76	mm
								3	1,79	1,18	1,29
IIb	102x114	15,8	415	1,054	0,616	0,176	3	2,52	1,52	1,92	mm
III	102x152	17,0	420	1,392	0,874	0,290	3	2,56	1,32	1,80	mm
								3	1,48	0,83	0,96
III	127x152	17,1	415	1,770	0,984	0,466	3	2,46	1,27	1,71	mm
								3	1,65	0,93	1,05
IVa	127x152	15,9	415	1,800	1,052	0,444	3	2,61	2,42	2,44	mm
								3	1,80	1,79	1,66
IVb	127x114	15,7	415	1,316	0,704	0,362	3	2,86	2,67	2,65	mm
								1U	1,73	1,65	1,63
IVb	127x152	16,0	410	1,810	0,894	0,598	3	2,87	2,66	2,69	mm
								3	2,51	2,46	2,38
V	{ 51x76 76x152	15,0	405	-	1,008	0,292	1U	3,13	3,20	2,59	mm
VI	{ 51x76 76x152	15,8	410	-	1,008	0,292	10	3,02	3,07	2,46	mm
								10	2,81	2,80	2,29
VII	{ 51x76 76x152	16,8	420	-	0,996	0,278	3 ³⁾	3,27	2,38	2,48	mm
								3 ³⁾	3,00	2,15	2,28
VII	{ 51x114 51x114	17,0	425	-	0,474	0,474	10+4	3,99	2,87	3,03	mm
								4	4,23	3,03	3,18
VIII	102x190	15,1	405	1,582	0,668	0,856	10	3,46	3,24	3,39	mm
								3	2,43	2,42	2,42
VIII	102x190	15,3	410	1,108	1,050	0,856	3	4,31	4,11	4,35	mm
								3	2,34	2,31	2,31
IX	76x152	15,4	380	1,136	0,568	0,198	10	2,64	2,47	2,50	mm
IX	102x190	14,2	380	1,994	0,916	0,336	10	4,17	3,98	3,94	mm

1) 1U = Förankringsbrott i underramen 10 = Förankringsbrott i dragen diagonal
3 = Plåtbrott 4 = Sprickbrott i virket

2) mm = med mothåll enligt FIG 5.36 um = utan mothåll

3) Trycksökjuvning

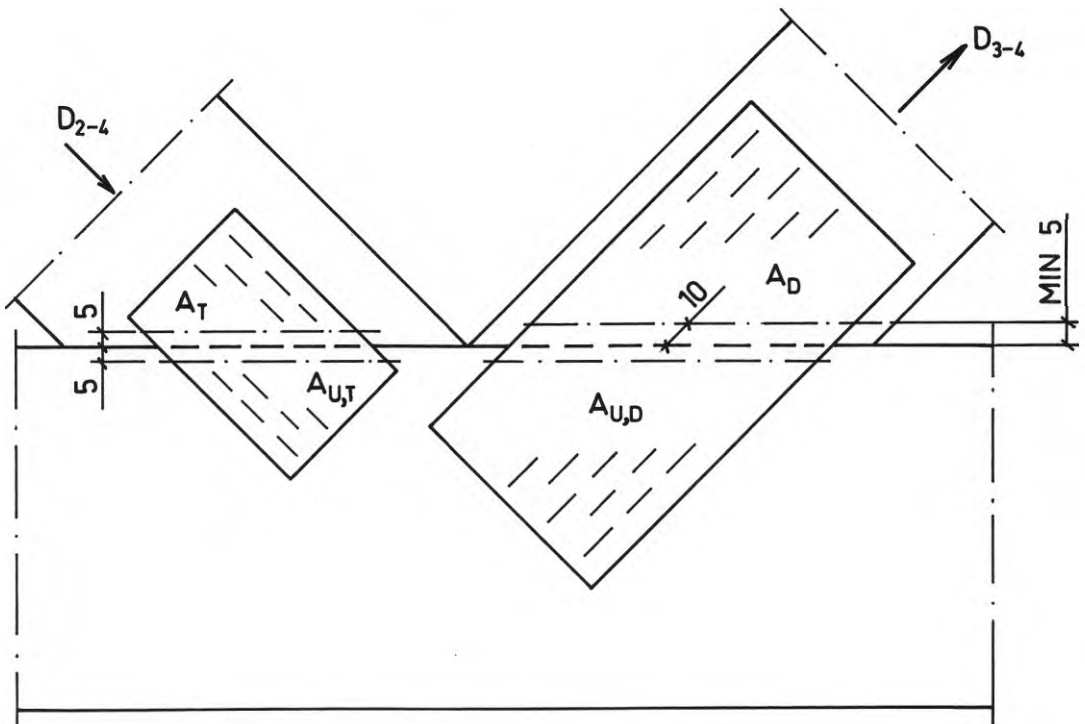
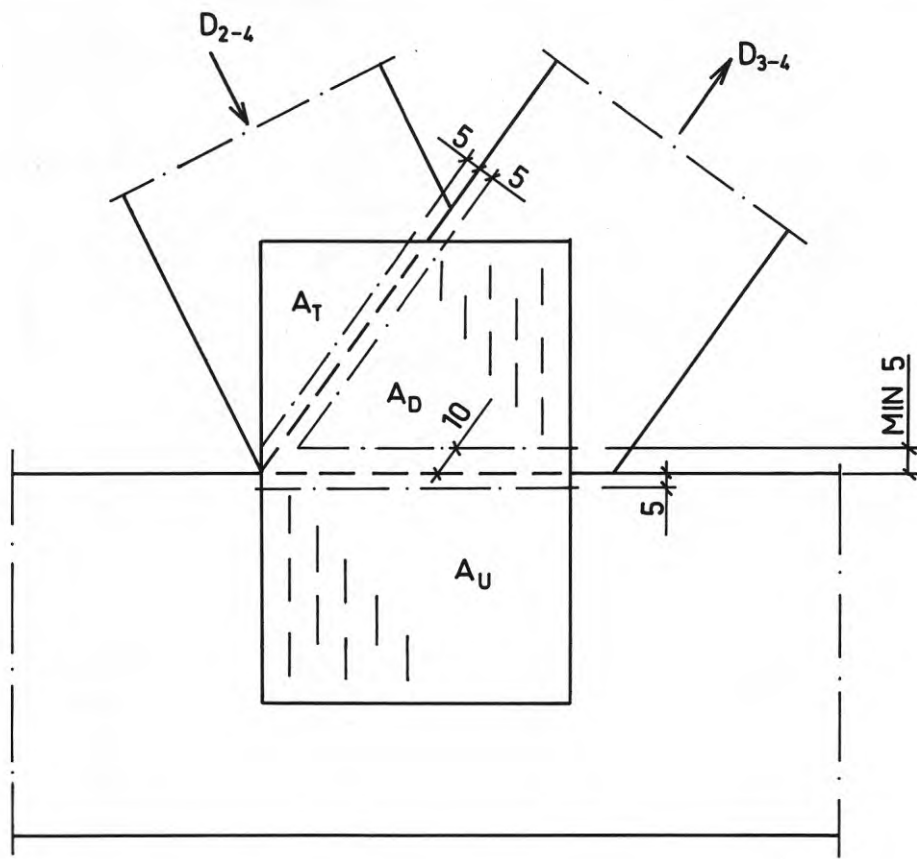


FIG 5.38 Bestämning av effektiva fogareor vid K-förband.

momentet blir större för dessa förband än för förband där diagonalerna dras isär. Mätningarna av stödplattans horisontalförskjutning visade att vinkeländringen vid brott uppgick till minst 0,03 rad i knutpunkten vilket ungefär är den vinkeländring som ger brott i momentbelastade förband vid längdskarvning, jfr /1/. Så stor vinkeländring uppträder inte i praktiken varför man i viss mån kan säga att resultaten för fallen utan mothåll är ointressanta. De ger dock en viss uppfattning om vad som händer om knutpunkten tillåts rotera fritt. Man kan även notera att mothållet haft större betydelse för förband där plåtens huvudriktning sammanfallit med underramens (typ a) vilken är naturligt då en sådan plåt tar väsentligt mindre vridande moment än om den orienteras med huvudriktning i 90° mot underramen (typ b).

Brottlasterna ger dock ingen omedelbar uppfattning om hur utnyttjade olika delar av förbandet har varit vid brott. För att belysa utnyttjandegraden vid brott har brottpåkänningarna sammanställts i TAB 5.23 där de även jämföres med de tillåtna påkänningar som föreslagits för Hydro-Nail E i avsnitt 4.5. Följande uttryck har använts för att beräkna brottpåkänningarna (beteckningar se TAB 5.22).

Förankringspåkänningen $\tau_{\alpha,U}$ i infästningen i underramen

$$\tau_{\alpha,U} = \frac{\bar{U}_4}{A_U} \quad (5.43)$$

Förankringspåkänningen $\tau_{\alpha,D}$ i den dragna diagonalens infästning

$$\tau_{\alpha,D} = \frac{\bar{D}_{3-4}}{A_D} \quad (5.44)$$

Förankringspåkänningen $\tau_{\alpha,T}$ i den tryckta diagonalens infästning

$$\tau_{\alpha,T} = \frac{\bar{D}_{2-4}}{A_T} \quad (5.45)$$

Skjuvspänningen $s_{\alpha,U}$ i plåten

$$s_{\alpha,U} = \frac{\bar{U}_4}{sf_{eff}} \quad (5.46)$$

TABELL 5.23 Jämförelse mellan påkänningar vid brott i K-förbanden och tillåtna påkänningar. Se även ekv (5.42) - (5.46) och TAB 5.22.

Förbands- typ	Plåtstor- lek	Brott- typ	Påkänning i u-rens- förankr. pga U_4	$\frac{\tau_{\alpha,U}}{\tau_{\alpha,till}}$	Påkänning i dragna diag. för- ankr. pga \bar{D}_{3-4}	$\frac{\tau_{\alpha,D}}{\tau_{\alpha,till}}$	Påkänning i tryckta diag. för- ankr. pga \bar{D}_{2-4}	$\frac{\tau_{\alpha,T}}{\tau_{\alpha,till}}$	Skjuvspän- ning i plåten pga U_4	$\frac{s_{\alpha,U}}{s_{\alpha,till}}$	Dragsp. i plå- ten pga \bar{D}_{3-4}	$\frac{P_{\alpha,D}}{P_{\alpha,till}}$	Ann 2)	
	bx mm	1)	$\tau_{\alpha,U}$ MN/m ²		$\tau_{\alpha,D}$ MN/m ²		$\tau_{\alpha,T}$ MN/m ²		$s_{\alpha,U}$ 10 ⁻² MN/m		$P_{\alpha,D}$ 10 ⁻² MN/m			
Ia	102x114	{	3	1,78	1,3	2,24	2,4	20,4	22,7	10,00	2,5		mm	
			3	1,06	0,7	1,39	1,5	11,0	12,2	5,96	1,5		um	
Ib	102x74	1U	2,96	3,5	3,92	3,7	50,3	44,1	9,85	2,5		mm		
Ib	102x114	{	3	2,12	2,5	2,76	2,6	17,0	14,9	10,98	2,7		mm	
			3	1,48	1,8	2,11	2,0	11,9	10,4	7,65	1,9		um	
Ib	102x152	3	1,68	2,0	2,54	2,4	8,63	7,6	11,91	3,0		mm		
IIa	102x114	3	1,82	1,3	1,70	1,7	10,7	10,7	10,11	2,5		mm		
IIa	102x152	{	3	1,85	1,3	1,63	1,6	15,2	15,2	9,73	2,4		mm	
			3	1,26	0,9	1,32	1,3	8,86	8,9	6,67	1,7		um	
IIa	127x152	{	3	1,32	0,9	1,21	1,2	7,39	7,4	8,82	2,2		mm	
			3	1,01	0,7	0,98	1,0	5,42	5,4	6,78	1,7		um	
IIb	102x114	3	2,39	2,8	2,47	2,5	10,9	10,9	12,35	3,1		mm		
III	102x152	{	3	1,84	1,3	1,51	1,3	6,21	5,5	9,70	2,4		mm	
			3	1,06	0,7	0,95	0,8	3,31	2,9	5,61	1,4		um	
III	127x152	{	3	1,39	1,0	1,29	1,1	3,67	3,3	9,32	2,3		mm	
			3	0,93	0,7	0,94	0,8	2,25	2,0	6,25	1,6		um	
IVa	127x152	{	3	1,45	1,0	2,30	2,4	5,49	6,1	9,89	2,5		mm	
			3	1,00	0,7	1,70	1,8	3,74	4,1	6,82	1,7		um	
IVb	127x114	{	3	2,17	2,6	3,79	3,5	7,32	6,4	11,26	2,8		mm	
			1U	1,31	1,5	2,34	2,2	4,50	3,9	6,81	1,7		um	
IVb	127x152	{	3	1,58	1,9	2,97	2,8	4,50	3,9	11,30	2,8		mm	
			3	1,39	1,6	2,75	2,6	3,98	3,5	9,88	2,5		um	
V	{ 51x76 76x152	1U	-	-	3,17	3,4	8,87	6,3	-	-	21,0	2,1	mm	
VI	{ 51x76 76x152	{	10	-	-	3,04	3,2	8,42	6,0	-	-	20,2	2,0	mm
			10	-	-	2,78	2,9	7,84	5,6	-	-	18,4	1,8	um
VII	{ 51x76 76x152	{	3 ³⁾	-	-	2,39	2,4	8,92	6,4	-	-	15,6	1,6	mm
			3 ³⁾	-	-	2,16	2,2	8,20	5,8	-	-	14,1	1,4	um
VII	{ 51x114 51x114	{	10+4	-	-	6,05	6,0	6,39	4,6	-	-	28,1	2,8	mm
			4	-	-	6,39	6,4	6,71	4,8	-	-	29,7	3,0	um
VIII	102x190	{	10	2,19	2,3	4,85	3,5	3,96	4,4	14,18	2,6		mm	
			3	1,54	1,6	3,62	2,6	2,83	3,1	9,96	1,9		um	
VIII	102x190	{	3	3,89	4,1	3,91	2,8	5,08	5,6	17,66	3,3		mm	
			3	2,11	2,2	2,20	1,6	2,70	3,0	9,59	1,8		um	
IX	76x152	10	2,32	2,5	4,35	3,1	12,6	14,0	14,19	2,6		mm		
IX	102x190	10	2,09	2,2	4,34	3,1	11,7	13,0	17,09	3,2		mm		

1) 1U = Förankringsbrott i underramen 10 = Förankringsbrott i diagonalen

3 = Plåtbrott 4 = Sprickbrott i virket

2) mm = med mothåll enligt FIG 5.36 um = utan mothåll

3) Trycksckjuvning

(Med f_{eff} avses effektiv foglängd definierad på sedvanligt sätt)

Dragspänningen $p_{\alpha,D}$ i plåten (endast vid isärdragna diagonaler)

$$P_{\alpha,D} = \frac{\bar{D}_{3-4}}{2b_{\text{eff}}} \quad (5.47)$$

(Med b_{eff} avses plåtens effektiva bredd vinkelrätt den dragna diagonalen).

För förband med särade diagonaler (typerna V, VI och VII) har som tillåten förankringspåkänning införts värdet för infästningen i underramen.

Som vanligt gäller att man måste beakta vilken brotttyp som föreligger när man bedömer kvoten mellan utnyttjad och tillåten påkänning. Går man i TAB 5.23 igenom samtliga fall med mothåll och kopplar samman brotttyp och den säkerhetsfaktor som gäller för den aktuella brottorsaken så finner man att säkerheten mot förankringsbrott har varit minst 3,1-faldig och mot plåtbrott minst 2,2-faldig. I flertalet fall är säkerheten mot plåtbrott mer än 2,5-faldig. Endast för förbandstyp VII har sprickbrott erhållits och då med förvånansvärt höga säkerhetsfaktorer.

Sammantaget innebär resultaten att man för de provade typerna av K-förband kan räkna med de påkänningar som angivits i avsnitt 4.5, om man antar att vinkeländringen över knutpunkten är försumbar.

Att försumma vinkeländringen förefaller rimligt om man studerar resultaten för fallen utan mothåll i TAB 5.23. Trots fri vridning har minst 1,5-faldig och ofta 2-faldig säkerhet erhållits mot brott. Här erinras om att vinkeländringen vid brott uppgått till minst 0,03 rad, vilket är ett värde högt över vad som erhålls i praktiken.

Å andra sidan kan man inte generellt påstå att risken för sprickbrott kan försummas vid K-förband utan man måste beakta att provningsunderlaget inte täcker alla tänkbara förbandsutformningar.

Vid kraftig isärdragning av diagonalerna ökar risken för sprickbrott genom att stödet från den tryckta diagonalen minskar. Här har avståndet mellan spikplåtarna i de särade knutpunkterna (typerna V, VI och VII maximalt uppgått till drygt 50 mm). Ökas avståndet till drygt 100 mm torde man närma sig de förankringspåkänningar som typprov II enligt NKB ger, jfr FIG 4.1. För att komma till rätta med dessa fall föreslås följande regel för K-förband med särade diagonaler:

I ett K-förband får diagonalerna ej dras isär mer än att de förlängda tyngdpunktslinjerna för diagonalerna möts inom ramstången. Om avståndet mellan spikplåtarna i tryckt respektive dragen diagonal ej överstiger 50 mm tillåts förankringspåkänningar enligt avsnitt 4.5. Om avståndet överstiger 100 mm reduceras tillåten förankringspåkänning för den dragna diagonalens infästning i ramstången med 50 %. Vid avstånd däremellan bestäms tillåten förankringspåkänning genom rätlinjig interpolation.

Vid isärdragna diagonaler dimensioneras fogareorna för respektive stångkraft, dock gäller att summan av respektive diagonalers förankringsareor minst skall vara så stor som plåtarnas sammanlagda förankringsarea i ramstången.

Här har nu endast behandlats fall där ena diagonalen varit tryckt och den andra dragen. Om båda diagonalerna är dragna ökar naturligtvis risken för sprickbrott. I dessa relativt sällsynta fall rekommenderas följande regel:

Vid enbart dragna diagonaler får förankring endast tillgodoräknas för de delar av fogarean som ligger på större avstånd från fogen mellan virkesdelarna än halva virkesbredden för ramstången. Oavsett om detta villkor är uppfyllt eller ej får man dock tillgodoräkna sig den dragkraft vinkelrätt ramstången som motsvarar virkets tvärdraghållfasthet på en sträcka lika med plåtens dubbla foglängd eller - vid flera plåtar - lika med dubbla det inre avståndet mellan plåtarna. Om avståndet från plåt till fri virkeskant understiger 600 mm reduceras denna last till hälften.

Provningarna har endast omfattat förband med två diagonaler. Resultaten torde dock kunna göras gällande även vid flera diagonaler.

Att dimensionera plåten erbjuder inga problem vid K-förband. Om stängerna sammanföres så att de täcks av en plåt från vardera sidan kontrolleras att plåten kan uppta kraftkomponenten parallell med ramstången (vanligen resultanten av diagonalstängkrafterna). Vid isärdragna diagonaler fästa med separata plåtar kontrolleras plåten för axialkraften i respektive stång. Vid dragna stänger där vinkeln mellan fog och stång understiger $\arctan(s_{o,d}/p_o)$ gäller dessutom vad som sagts under avsnitt 5.3.3.

Vad som inte beaktats i provningen är fall där mycket höga punktlaster uppträder i underkant underram. Härvid kan tvärdrag-sprickor uppträda i ramstången. För normala fackverk är dock punktlaster så små att de inte vållar några problem. Om stora punktlaster uppträder kontrolleras virkets tvärdraghållfasthet på vanligt sätt varvid den fördelningsbredd som angivits ovan vid enbart dragna diagonaler kan antas.

Infästningen i ramstången skall om stängerna sammanföres så att de täckes av en plåt från vardera sidan i princip kontrolleras för den resultant som erhålls av diagonalernas komponenter vinkelrätt respektive parallellt ramstången. Normalt är komponenten parallellt ramstången så stor i förhållande till den vinkelräta att den kan läggas till grund för dimensioneringen (gäller åtminstone om den vinkelräta komponenten inte överstiger 50 % av den parallella).

Som nämnts under provningens utförande så var den klocka som användes för att mäta deformationerna fäst så att mätresultatet påverkades av diagonalernas vinkeländring. Mätningarna speglar således inte den faktiska förskjutningen i fogen. Några av mätresultaten återges dock i FIG 5.39, då det är troligt att de kan användas som jämförelse i senare typprovningar. Förskjut-

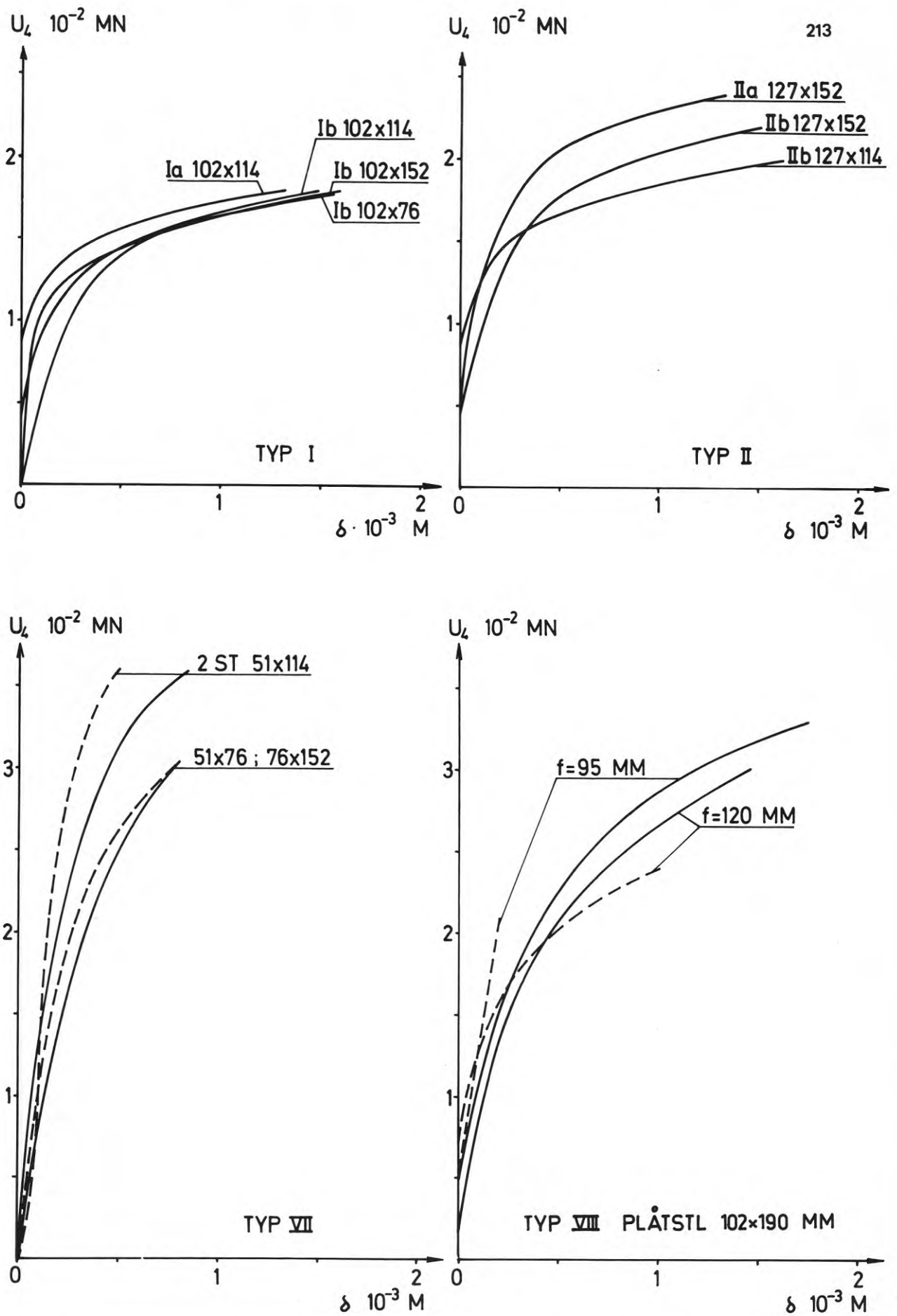


FIG 5.39 Förskjutningen δ mellan ramstång och diagonal som funktion av axialkraften i ramstången. Förbandstyperna som betecknats med romerska siffror liksom beteckningen f framgår av FIG 5.36. Plåtstorlekarna anges i anslutning till resp kurva. Observera att mätningen är behäftad med det fel som den dragna diagonalens vinkeländring ger.

ningarna har relaterats till stångkraften i ramstången. Kurvor-
nas form för typ I och II antyder att friktion mellan virkes-
delarna kan ha påverkat mätresultatet. Oavsett förbandstyp är
dock förskjutningarna relativt små vid K-förband och det före-
faller rimligt att anta att korttidsförskjutningen vid tillåten
last inte överstiger de 0,2 mm som redovisats för dragförbanden
i avsnitt 4.

5.8 Längdskarvning av dragna ramstänger

Längdskarvning av dragna stänger åverkade av moment och/eller
avskärningskraft har utförligt behandlats i /1/. En sammanfattad
version har dessutom presenterats i Byggforskningens informa-
tionsblad nr B16 1971 /9/. De metoder som anges i informations-
bladet är typgodkända enligt Planverkets intyg nr T 1623/71.

De typgodkända anvisningarna för längdskarvning av dragna stänger
upprepas här i syfte att ge en komplett bild över dimensione-
ringsreglerna för spikplåtsförband i W-fackverk. Anvisningarna
bygger på antagandet att man genom att utföra förbanden med god
passning mellan virkesdelarna uppnår att tryckspänningarna i
skarven orsakade av yttre laster tas upp direkt mellan virkes-
delarna utan att belasta plåten.

I de metoder för längdskarvning som presenteras förutsättes
följande:

- plåtarnas huvudriktning sammanfaller med virkets fiberriktning
- varje förband utföres med en spikplåt från vardera sidan av
virket symmetriskt placerade över fogen så att lika stora
fogareor erhålls på ömse sidor. Plåtarna skall dessutom place-
ras mitt på virkets flatsida
- större plåtbredd än virkets bredd medräknas ej
- spelet mellan virkesdelarna får ej överstiga 1 mm.

Om inte annat påvisas skall med hänsyn till uppträdande hante-
ringspåkänningar plåtbredden minst uppgå till halva virkesbredden.

För många träkonstruktioner exempelvis fackverk beräknar man
normalt ej nedböjningen utan i stället stöder man sig på utfö-

randepraxis. Det beror på att man ej har så ingående kännedom om förbandens förskjutningsegenskaper att man kan genomföra en teoretisk beräkning. När man inför nya förbindare i sådana konstruktioner måste man därför se till så att dessa inte ger större rörelser än de förbindare som använts tidigare. Spikplåtsförband är styvare än spikade förband vid förskjutning i axialled så där vållar ett byte inget problem. Däremot kan man erhålla större vinkeländring över skarven. I spikplåtsförband dimensionerade enligt tidigare teorier uppgår denna vinkeländring φ vid tillåten last ungefär till (jfr /1/)

$$\varphi = k_{\text{tid}} k \tau_o B/3 + 2 s/B \quad (5.48)$$

där k_{tid} är en krypfaktor som för spikplåtsförband ges värdet 2,2 och k är en materialkonstant som anges i typgodkännandet för respektive plåttyp. Med s avses spelet mellan virkesdelarna. Övriga beteckningar är samma som tidigare.

De uttryck som presenteras nedan är uppbyggda så att vinkeländringen enligt ekv (5.48) ej överskrides.

Härvid gäller för tvärkraften T

$$T \leq \begin{cases} \tau_{\alpha=90^\circ} A & (5.49) \\ 2s_o b & (5.50) \end{cases}$$

och för normalkraften N

$$N \leq \begin{cases} \tau_o A & (5.51) \\ 2p_o b & (5.52) \end{cases}$$

samt för momentet M

$$M \leq \begin{cases} \tau_o BA/3 - 2BN/9 & (5.53) \\ 2p_o Bb/3 - 2BN/9 & (5.54) \end{cases}$$

Sedvanliga beteckningar har använts.

När ovanstående anvisningar skrevs tillämpades buvarande tillåt-
na påkänningar för spikplåtsförband, vilka ger betydligt krafti-
gare reduktion för tillåten förankringspåkänning vinkelrätt fib-
rerna än vad som angivits under avsnitt 4.5.

Om de nya uttrycken för tillåten förankringspåkänning enligt
avsnitt 4.5 accepteras kan det vara lämpligt att skriva ekv
(5.49) som

$$T \leq 0,5\tau_{\alpha=90^\circ}^A \quad (5.55)$$

samtidigt bör man kanske skriva ekv (5.50) som

$$T \leq s_o b$$

5.9 Hantering av spikplåtskonstruktioner

Vid dimensionering av ett fackverk inriktar man sig normalt på
krafter i konstruktionens plan. Under tillverkning, transport
och montage kan dock så stora krafter uppträda vinkelrätt fack-
verkets plan att förbanden skadas, exempelvis när fackverken
hanteras liggande.

Genom att försöken inriktats på separat utskurna förband har det
inte varit möjligt att studera hur stora påkänningar som kan
uppträda innan fackverket monterats på sin slutliga plats. Det
är också tveksamt om man skall dimensionera förbanden efter
eventuella hanteringsfall. Förmodligen är det billigare att
ändra hanteringsförfarandet så att skador undviks. Man måste
med andra ord genom praktiska prov konstatera om konstruktionen
stoppar för hanteringspåfrestningarna och om så erfordras modi-
fiera konstruktionen eller hanteringen. På så sätt byggs så små-
ningom en erfarenhetsbank upp vid respektive företag.

Framförallt är detnockförbandet och ramstångsskarvarna som an-
strängs när fackverken hanteras liggande.

En begränsat antal försök har utförts vid avdelningen för att
bestämma spikplåtsförbands böjhållfasthet på lågkant. Dessa

försök redovisas ej här men resultaten tyder på att följande uttryck kan tillämpas för tillåtet moment (exceptionellt lastfall)

$$M \leq \begin{cases} 0,5\tau_{\alpha,till}^{exc} \cdot At & (5.56) \\ p_{\alpha,till}^{exc} \cdot bt & (5.57) \end{cases}$$

t anger virkets tjocklek och b plåtens effektiva bredd vid fogen.

Vid bestämning av dimensionerande moment räknas förslagsvis med 1,5 ggr egenvikten. Metoden är synnerligen approximativ men bör kunna användas för en första bedömning som senare följs upp med praktiska prov.

En svårighet som inte tas upp här är hur momentet fördelas på skarvarna. Hänsyn måste dock tas till de oskarvade stängernas större böjstyvhet.

Som tidigare gäller naturligtvis anvisningen att varje enskild stängs infästning skall kontrolleras för en godtyckligt verkan- de kraft om 1000 N i konstruktionens plan och att plåtarnas bredd i ramstängsskarvarna minst skall uppgå till halva virkes- bredden.

5.10 Förslag till nya dimensioneringsregler för spikplåts- förband

Erfarenheterna från provningar av enskilda förband har nu redo- visats och det är dags att sammanfatta de erhållna resultaten i ett förslag till nya dimensioneringsregler för spikplåtsför- band. I princip föreligger en viss osäkerhet i förfarandet att med utgångspunkt från resultat för enskilda förband söka ange dimensioneringsregler för förband i sammansatta konstruktioner. Flertalet träfackverk utgör ju flerfalt statistiskt obestämda konstruktioner där snittkrafterna tyvärr ofta bestäms med hjälp av relativt approximativa metoder. Man kan alltså i vissa fall förvänta sig väsentliga skillnader mellan beräknade påkänningar och de som verkligen uppträder i konstruktionen. Skillnader som är svåra att beakta vid provning av enstaka förband men som

dolt kan vara beaktat i den konstruktionspraxis som så småningom utbildas för vissa typer av konstruktioner. För att bedöma om reglerna i föreliggande avsnitt är behäftade med grava missbedömningar redovisas i avsnitt 5.12 fullskaleprovningar på W-fackverk med 15^o respektive 27^o taklutning dimensionerade enligt de nya anvisningarna.

I princip är det inte troligt att de nya anvisningarna sänker den allmänna säkerhetsnivån för takstolar med spikplåtsförband då huvuddelen av brotten inträffat i plåten och då justeringen av tillåtna påkänningar för plåten är mycket obetydlig i förhållande till nuvarande anvisningar. Med den allmänna säkerhetsnivån avses här inte den beräknade brottsäkerheten utan den faktiska som även inkluderar samverkansegenskaper hos konstruktionen som normalt inte beaktas i beräkningen. Däremot reduceras förankringsareorna relativt kraftigt för vissa förbandstyper men i flertalet fall får man se det som att bättre balans uppnås mellan plåtens hållfasthet och spikarnas förankringskraft. En överdimensionering av den ena parametern ökar endast i undantagsfall konstruktionens säkerhet.

Däremot kan minskningen av förbandsareorna motivera att de redan idag bristfälligt utformade anvisningarna i pkt 2.4 i BIL 1 angående tillåtna felplaceringar av plåtarna tas upp till diskussion. Idag är tillåten felplacering angiven i procent av plåtens längd och bredd men om plåten förbinder flera stänger kan en tolerans om exempelvis 10 % av längdmåttet medföra att vissa av infästningsareorna sjunker till hälften vid maximal felplacering. Bäst vore att ange tillåtna placeringsavvikelser i procent av delareornas yta men detta är en ur praktisk synpunkt besvärlig metod. I stället kan man tänka sig absoluta toleransmått som differentieras med hänsyn till antalet stänger i knutpunkten. I avvaktan på att myndigheterna tar ställning till de anvisningar som föreslås i det följande lämnas dock toleransfrågan öppen. Anvisningarna nedan syftar till att ersätta pkt 4 i BIL 1.

Dimensioneringsregler

5.10.1 Förband med spikplåtar dimensioneras för uppträdande krafter och moment såväl med hänsyn till förväntade påkänningar under konstruktionens brukstid som under transport och hantering. Kravet är normalt tillgodosett om nedanstående villkor är uppfyllda

$$\tau_{\alpha} \leq \tau_0(1 - C_1 \sin \alpha) \quad (4.1)$$

$$p_{\alpha} \leq p_0(1 - C_2 \sin \alpha_2) \quad (4.22)$$

$$s_{\alpha} \leq \begin{cases} s_{o,d} + C_3 \sin^2 2\alpha_2 & (0^{\circ} \leq \alpha_2 \leq 90^{\circ}) \\ s_{o,t} & (90^{\circ} < \alpha_2 < 180^{\circ}) \end{cases} \quad (4.27)$$

$$(5.58)$$

I ovanstående uttryck anger

- τ_{α} den förankringspåkänning (MN/m^2) som kraften N ger upphov till. Den beräknas som $\tau_{\alpha} = N/A$ där A anger den effektiva fogarean som är den area mellan plåt och trä som återstår sedan den totala fogarean reducerats med de delar som ligger närmare virkeskant än 10 mm mätt i kraftriktningen - för dragen stång dock minst 5 mm vinkelrätt fogen vilken även gäller för övriga lastfall, se exempel i FIG 5.40a.
- τ_0 tillåten förankringspåkänning (MN/m^2) då kraftriktning, plåtens huvudriktning och virkets fiberriktning sammanfaller.
- p_{α} den normalpåkänning (MN/m^2) i plåten som normalkraften N ger upphov till. Den beräknas som $p_{\alpha} = N/2b_{\text{eff}}$ där b_{eff} anger den plåtbredd vinkelrätt kraftriktningen som återstår sedan plåten reducerats med en 10 mm bred remsa längs de plåtkanter som är vinkelräta mot huvudriktningen. Bredden bestäms i det snitt som avgränsar den effektiva fogarean från fogen, se FIG 5.40b. För nockförband med dragna diagonaler gäller särskilda regler, se FIG 5.40c. Om vinkeln α mellan dragkraft och fog understiger $\arctan(s_{o,d}/p_0)$ erhålls tillåten dragkraft som $2s_{o,d}f_{\text{eff}}\cos\alpha$, varvid förutsättes att plåtarnas huvudriktning sammanfaller med dragkraftens. Hur f_{eff} beräknas framgår av FIG 5.40d.
- p_0 tillåten normalpåkänning (MN/m^2) i plåten när kraftriktning och plåtens huvudriktning sammanfaller.
- s_{α} den skjuvpåkänning (MN/m^2) i plåten som kraften N parallellt fogen ger upphov till. Den beräknas som $s_{\alpha} = N/2f_{\text{eff}}$ där f_{eff} anger den effektiva foglängden som

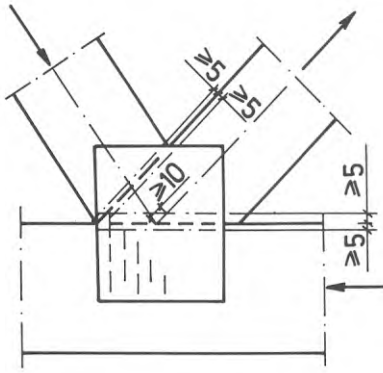


FIG 5.40a Effektiv fogarean är den area mellan plåt och trä som återstår sedan den totala fogarean reducerats med de delar som ligger närmare virkeskant än 10 mm mätt i kraftriktningen för dragen stång dock minst 5 mm vinkelrätt kanten som är det mått som gäller för övriga lastfall. Figuren visar exempel på hur effektiv area bestäms.

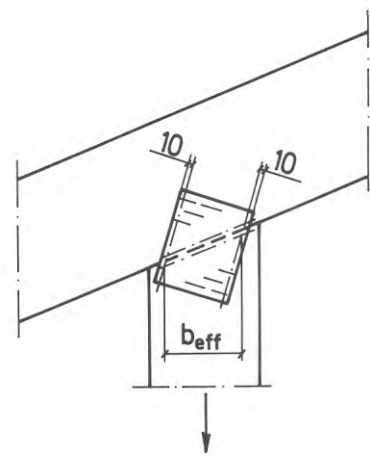


FIG 5.40b Effektiv plåtbredd är den plåtbredd vinkelrätt kraftriktningen som återstår sedan plåten reducerats med en 10 mm bred ramsa längs de plåtkanter som är vinkelräta mot huvudriktningen. Bredden bestäms i det snitt som avgränsar den effektiva fogarean från fogen. Figuren visar exempel på en sådan bestämning.

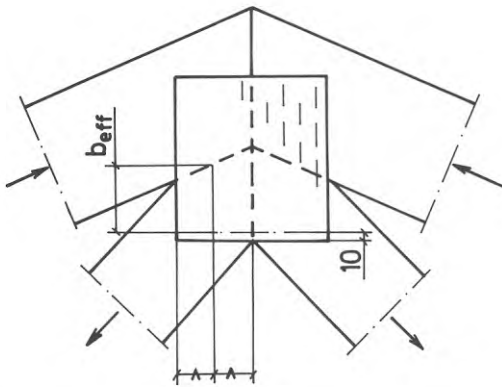


FIG 5.40c Definition på effektiv plåtbredd vid kontroll av erforderlig plåtstorlek med hänsyn till dragna diagonalers horisontalkomponent i nockförband och liknande.

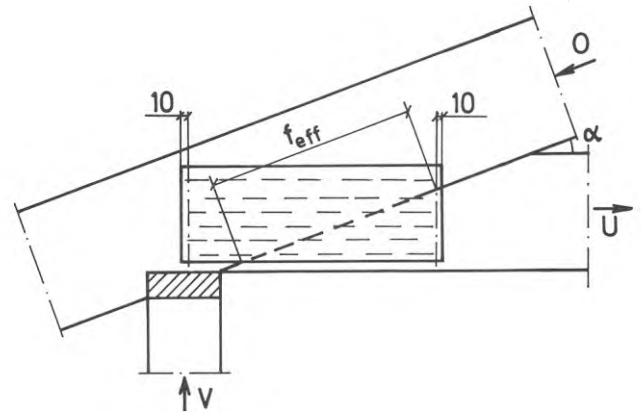


FIG 5.40d Om vinkeln α mellan dragkraft och fog understiger arctan ($s_{0,d}/p_0$) beräknas tillåten dragkraft U som $2 s_{0,d} f_{eff} \cos \alpha$ varvid förutsättes att plåtens huvudriktning sammanfaller med dragkraftens.

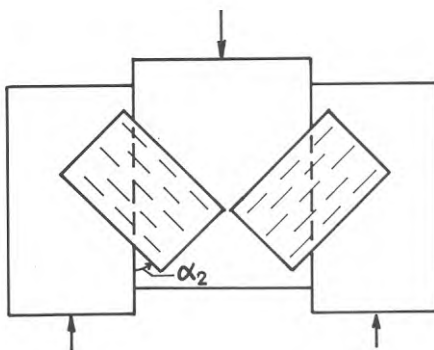


FIG 5.40e Definition på drag-skjuvning resp tryck-skjuvning. Vinkeln α_2 mäts i angiven riktning.

--- = PLÅTENS HUVUDRIKTNING

$0^\circ \leq \alpha_2 \leq 90^\circ$ DRAGSKJUVNING
 $90^\circ < \alpha_2 < 180^\circ$ TRYCKSKJUVNING

FIG 5.40 Definitioner på geometriska begrepp och speciella tolkningar av dessa för spikplåtsförband.

är den del av fogen som täcks av plåt sedan plåten reducerats med 10 mm breda remsor längs de kanter som är vinkelräta mot huvudriktningen, se FIG 5.40d. Beroende på plåtens utformning och orientering i förhållande till den skjuvande kraften skiljer man på dragskjuvning och tryckskjuvning. Med den förstnämnda termen avses att plåten är orienterad så att skjuvning i fogen ger dragspänningar i plåtens huvudriktning och med tryckskjuvning avses att plåten orienteras så att skjuvbrott uppstår till följd av utknäckning eller buckling av plåtstrimlorna, se FIG 5.40e.

- $s_{o,d}$ tillåten skjuvpåkänning (MN/m) när skjuvkraftens riktning sammanfaller med plåtens huvudriktning.
- $s_{o,t}$ tillåten skjuvpåkänning (MN/m) vid tryckskjuvning.
- α den största av de spetsiga anisotropivinklarna α_1 , α_2 och α_3 , där α_1 är vinkeln mellan kraftriktning och virkets fiberriktning, α_2 vinkeln mellan kraftriktning och plåtens huvudriktning och α_3 vinkeln mellan virkets fiberriktning och plåtens huvudriktning.
- α_2 se ovan under α . Vid skjuvning kan α_2 anta värden större än 90° , jfr FIG 5.40e.
- C_1, C_2, C_3 konstanter som beror av plåttyp.

Värden på τ_o , p_o , $s_{o,d}$, $s_{o,t}$, C_1 , C_2 och C_3 meddelas i typgodkännandebeviset för varje plåttyp.

Kommentar

Jämför man med pkt 4.6 i BIL 1 så är största skillnaden att anvisningarna för kontroll av vridande moment är borttagna, jfr även med återstående punkter under 5.10. Vidare har måttet a vid bestämning av effektiv plåtbredd och foglängd ersatts med en fast reduktion om 10 mm. Detta motiveras dels av att man redan infört fasta mått på reduktionerna vid bestämning av effektiv area dels av att de plåttyper som reglerna avser är så likartade. Vid starkt avvikande plåttyper torde större ändringar krävas än enbart en justering av måttet a . De utförda undersökningarna har visat att de värden som anges i nuvarande typgodkännandebevis bör omprövas. För Hydro-Nail E rekommenderas:

$$\tau_o = 1,4 \text{ MN/m}^2, p_o = 0,1 \text{ MN/m}, s_{o,d} = 0,04 \text{ MN/m}, s_{o,t} = 0,035 \text{ MN/m}, \\ C_1 = 0,4, C_2 = 0,65, C_3 = 0,015 \text{ MN/m}.$$

- 5.10.2 Vid bestämning av erforderlig spikplåtsstorlek i en knutpunkt godtas normalt att varje stångs infästning dimensioneras för den axialkraft som uppträder i stången. Om plåtarna centreras över fogen vid tvåstångsanslutningar och om anvisningarna under pkt 5.10.3-5.10.7 följs kan man härvid bortse från excentriciteter i förbanden om dessa inte utnyttjas i beräkningen.

Kommentar

Punkten har tillkommit för att markera att man i normalt utförda knutpunkter kan bortse från excentriciteter vid plåtarnas dimensionering. Detta gäller endast om man undviker extrema plåtplaceringar där man på förhand kan förutse väsentliga extrapåkänningar och vidare måste naturligtvis plåten dimensioneras för de extra spänningar som excentriciteten ger upphov till om dessa utnyttjas vid dimensioneringen av konstruktionen som helhet. Härvid bör man kunna räkna med att huvuddelen av tryckspänningarna tas upp direkt mellan virkesdelarna medan dragspänningarna tas av plåten. Ett korrekt utnyttjande av excentricitetsmomenten förutsätter även att hänsyn tas till skillnader i krypning hos virke och förbindare och leder överhuvud till väsentligt mer komplicerade metoder. Då denna beräkningsteknik inte utnyttjas idag har det inte ansetts befogat att ta med anvisningar för detta fall.

- 5.10.3 För fackverkstakstolar med spännvidder ≤ 12 m godtas som dimensionering för hanteringspåkänningar att varje infästning i en knutpunkt dimensioneras för kraften 1000 N verkande i godtycklig riktning i konstruktionens plan och att plåtens bredd i längdskarvar minst uppgår till halva virkesbredden. Vid större spännvidder än 12 m räknas med en minsta dimensionerande kraft om 2000 N.
- 5.10.4 Vid längdskarvning av ramstänger i fackverk tillkapas virkesändarna vinkelrätt och sammanföres så att spelet mellan dem understiger 1 mm. Spikplåtarna placeras symmetriskt över fogen med huvudriktningen i virkets fiberriktning.

Som dimensionering godtas att följande villkor är uppfyllda

$$T \leq \begin{cases} 0,5\tau_{\alpha=90^{\circ}A} & (5.55) \\ 2s_{o,d}b & (5.50) \end{cases}$$

$$N \leq \begin{cases} \tau_o A & (5.51) \\ 2p_o b & (5.52) \end{cases}$$

$$M \leq \begin{cases} \tau_o BA/3 - 2BN/9 & (5.53) \\ 2p_o Bb/3 - 2BN/9 & (5.54) \end{cases}$$

Följande beteckningar har använts utöver de som anges i pkt 5.10.1

T tvärkraft (MN)

N normalkraft (MN)

M moment (MNm)

b plåtens bredd (m) vinkelrätt huvudriktningen. Större bredd än virkesbredden medräknas ej

B virkets bredd (m) (höjd)

Vid tryckt stång avstyvad mot knäckning i den vekare riktningen införes som värde på N en tredjedel av tryckkraftens absolutvärde. Dessutom skall plåtens förankringslängd härvid minst uppgå till l_f mm. Värdet på l_f framgår av typgodkännandet för respektive plåttyp. Skarven kan placeras godtyckligt dock högst en skarv per fack och virket dimensioneras som om det vore oskarvat om slankhetstalet understiger 90.

Kommentar

Om normalkraft saknas kan det vara ekonomiskt motiverat att förskjuta plåten mot den dragna kanten (gäller exempelvis vid skarvning av bjälklag). Dessa fall finns utförligt beskrivna i /9/ och de metoder som anges där är typgodkända av Statens Planverk. Att ta med även dessa fall här har inte ansetts motiverat. Vad

som bör övervägas är om man inte skall skriva ekv (5.50) som $T \leq s_{o,d} b$. För Hydro-Nail E uppgår l_f till 70 mm.

- 5.10.5 I knutpunkter får vid dimensionering av förbindningar till tryckta stänger kraftkomponenten vinkelrätt mot anliggningsytan räknas överförd direkt mellan virkesdelarna. Förbandet dimensioneras för kraftkomponenten parallell med anliggningsytan - förankringsarean dock för minst 75 % av stångkraften. Erforderlig förankringsarea anses även uppnådd om plåtens medelförankringslängd l_f minst uppgår till $l_o(1 - C_4 \sin \alpha_4)$, där l_o och C_4 är konstanter som anges i typgodkännandet medan α_4 anger vinkeln mellan tryckkomponenten vinkelrätt anliggningsytan och plåtens huvudriktning.

Kommentar

Jämfört med pkt 4.4 i BIL 1 är kraven skärpta genom att ingen reduktion medges med hänsyn till friktion samtidigt som dimensionerande minimikraft för förankringsarean har höjts. Detta för att undvika att förankringsbrott uppträder vid dålig anliggning inom förbandet.

För Hydro-Nail E gäller följande uttryck på medelförankringslängden:

$$l_f = 70(1 - 0,3 \sin \alpha_4) \text{ mm.}$$

- 5.10.6 Förbanden utformas så att dragspänningar vinkelrätt fibrerna begränsas i så stor utsträckning som möjligt. Härvid iakttas följande anvisningar

Förankring av dragen stång

Dragen stång som ansluts i vinkel mot annan virkesdel ges en medelförankring i denna om minst 50 mm mätt i kraftens riktning, se FIG 5.41a.

Takfotsförband

Om upplaget fälls in i överramen utformas förbandet så att en linje genom tyngdpunkten för överramens effektiva fogarea parallell med överramen inte träffar inskärningen, se FIG 5.41b.

Om förbandet utförs med snedskuren underram får upplagscentrum högst dras in till mittpunkten för foglinjens horisontalprojektion dock tillåts alltid att upplagets yttre kant sammanfaller med underramens yttermått, se FIG 5.41c.

Om förbandet utförs med konstant underramssektion inom förbandet bestäms tillåten indragning av upplaget av virkeshållfastheten för underramen. Virket kontrolleras för normalkraften i underramen och det moment som erhålls när vertikalkomponenten för stångkraften i överramen multipliceras med det horisontella avståndet mellan upplagscentrum och den punkt där tyngdpunktslinjen för överramen skär underramens överkant, se FIG 5.41d.

Nockförband med dragna diagonaler

Om taklutningen α understiger 30° multipliceras tillåten förankringspåkänning för diagonalernas infästning i överramen med faktorn $(\alpha/30)^2$ för den del av den effektiva fogarean som faller under tyngdpunktslinjen för överramen. Arean under nämnda linje räknas effektiv inom högst bredden l_f på ömse sidor om fogen, jfr pkt 5.10.5 eller om varje diagonal fästes med separata plåtar inom högst 100 mm bredd vinkelrätt plåtarnas huvudriktning, se FIG 5.41e.

Oavsett storleken på härvid erhållen förankringskraft tillåts minst en vertikal lastkomponent motsvarande virkets draghållfasthet vinkelrätt fibrerna på en sträcka lika med dubbla plåtens bredd i horisontalled eller vid flera plåtar lika med dubbla inre avståndet mellan plåtarna mätt i fogen mellan överram och diagonal. Diagonalerna får ej dras isär mer än att deras förlängda tyngdpunktslinjer träffar kontaktytan mellan virkesdelarna. Större vertikallaster kan upptas om virket sprickarmeras med hjälp av särskilda plåtar.

Infästning av diagonaler i ramstång

Om både tryckta och dragna diagonaler ingår i knutpunkten skall summan av diagonalernas förankringsareor minst vara lika stor som förankringsarean i ramstången. Diagonalerna får ej dras isär mer än att deras förlängda tyngdpunktslinjer möts inom ramstången.

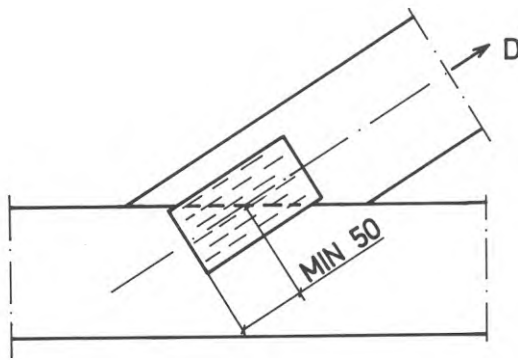


FIG 5.41a Dragen stång som ansluts i vinkel mot annan virkesdel ges en medelförankring i denna om minst 50 mm mått i kraftriktningen.

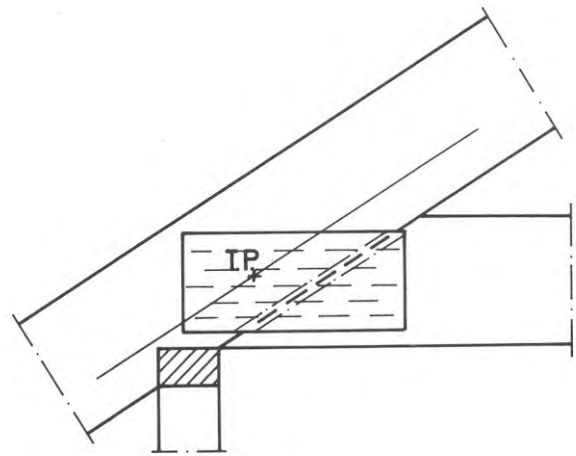


FIG 5.41b Takfotsförband med infällt upplag utformas så att en linje genom tyngdpunkten för överramens effektiva fogareal parallell med överramen inte träffar inskärningen.

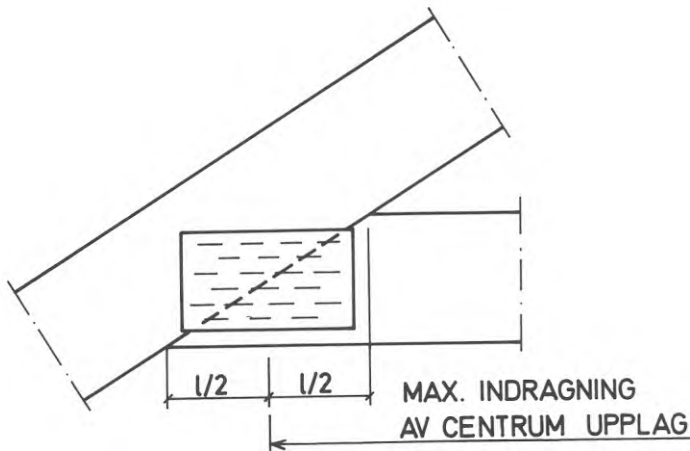


FIG 5.41c För takfotsförband med snedskuren underarm får upplagscentrum högst dras in till mittpunkten för foglinjens horisontalprojektion, dock tillåts alltid att upplagets yttre kant sammanfaller med underarmens yttermått.

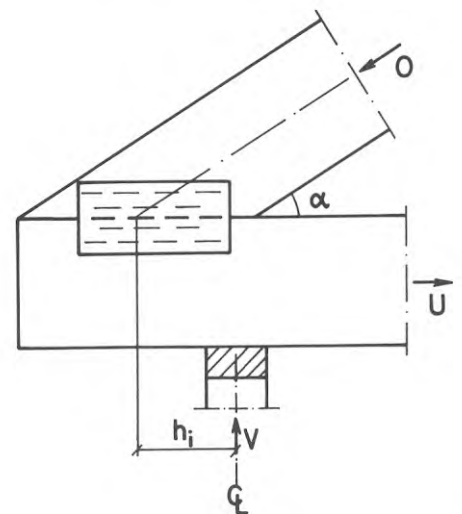


FIG 5.41d För takfotsförband med konstant underarmssektion inom förbandet bestäms tillåten indragning av upplaget av virkeshållfastheten i underarmen. Härvid kontrolleras med beteckningar enligt figuren underarmen för normalkraften U och momentet $h_i O \sin \alpha$.

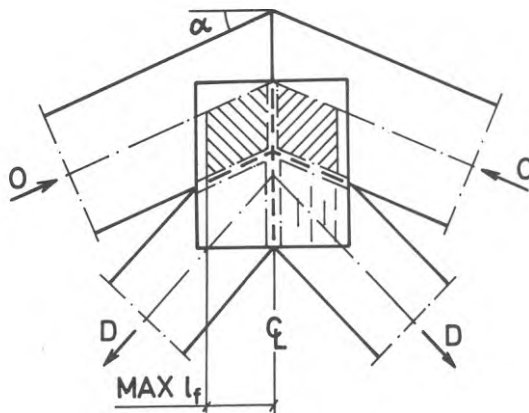


FIG 5.41e I nockförband med dragna diagonaler där taklutningen α understiger 30° multipliceras tillåten förankringspåskänning för diagonalernas infästning i överramen med faktorn $(\alpha/30)^2$ för den del av den effektiva fogarean som faller under tyngdpunktslinjen för överramen. Arean under nämnda linje räknas effektiv inom högst bredden l_f på ömse sidor om fogen jfr punkt 5.10.5 (sträckad area i figuren) eller om varje diagonal fästes med separata plåtar inom högst 100 mm bredd vinkelrätt plåtarnas huvudriktning.

FIG 5.41 Illustrationer till anvisningarna i punkt 5.10.6 om hur sprickbrott i virket kan undvikas vid spikplåtsförband.

Om avståndet mellan spikplåtar i tryckt respektive dragen stång överstiger 100 mm mätt längs foglinjen reduceras tillåtna förankringspåkänningar för ramstångsinfästningen till hälften. Vid avstånd mellan 50 mm och 100 mm reduceras i rätlinjig proportion.

Om samtliga diagonaler är dragna får förankring i ramstången tillgodoräknas endast för de delar av förankringsarean som ligger på större avstånd från fogen än halva ramstångens bredd. Dock tillåts så snart kravet på minimiförankring är uppfyllt en dragkraft vinkelrätt ramstången motsvarande virkets draghållfasthet vinkelrätt fibrerna på en sträcka lika med plåtens dubbla foglängd eller vid flera plåtar lika med dubbla inre avståndet mellan plåtarna. Om avståndet från plåt till fri virkeskant understiger 600 mm reduceras den erhållna kraften till hälften.

Kommentar

Anvisningarna för att undvika sprickbrott blir tyvärr relativt omfattande då de även skall täcka in ett flertal specialfall. Om man bortser från dessa relativt sällsynta fall så är det dock i stort sett endast anvisningen för nockförband som måste användas vid snart sagt varje beräkning. Eftersom arean under tyngdpunktslinjen är konstant vid en given virkesdimension så blir tillämpningen relativt enkel och lathundar kan underlätta beräkningen ytterligare.

- 5.10.7 För takfotsförband räknas med en förskjutningsmodul per infästning om k_f MN/m³ effektiv fogarea. För övriga knutpunkter räknas med 2 k_f per infästning. Värdena gäller upp till tillåten last och större effektiv area än den som motsvarar plåtens hållfasthet medräknas ej.

För ramstångsskarvar överstiger vinkeländringen i radianer inte följande värde

$$\varphi \leq 0,75 k \tau_0 B + 2 s/B \quad (5.59)$$

där k är en materialkonstant och där s anger spelet mellan virkesdelarna. Övriga beteckningar är samma som tidigare. Värden på k_f och k anges i typgodkännandet för respektive plåttyp.

Anm Angivna värden är avsedda för att beräkna fackverkens nedböjning upp till tillåten last. Önskar man beräkna spänningsfördelningen i konstruktionen med hänsyn tagen till rörelser i förbanden krävs kännedom om hela förskjutningskurvan.

Kommentar

Angivna värden på förskjutningsmoduler och vinkeländringar bygger på grova avrundningar. De verkliga värdena är starkt beroende av verkets volymvikt och den noggrannhet med vilken förbanden tillverkas. Avvikelser på 50 à 100 % från angivna värden kan förekomma. Det kan också diskuteras om man skall basera modulerna på karakteristiska värden eller medelvärden. Med hänsyn till att ett flertal knutpunkter samverkar i ett fackverk torde det vara mest realistiskt att arbeta med medelvärden vilket skett här (värdena är dock baserade på relativt lätt virke).

Om man vill beräkna spänningsfördelningen i hela fackverket med hänsyn tagen till förskjutningarna i förbanden krävs kännedom om hela förskjutningskurvan. En viss uppfattning om dennas utseende kan erhållas i föreliggande arbete samt i /1/. Innan förskjutningskurvor införs i normen måste man dock först studera vilken inverkan smärre variationer i modulerna får på spänningsfördelningen i konstruktionen. Beräkningar av Booth och Brynildsen /6/ tyder på att om förbandets förskjutningsmodul överstiger 10^8 N/m får förskjutningsmodulen liten inverkan på spänningsfördelningen och då kan man alltså arbeta med relativt generaliserade förskjutningskurvor. Å andra sidan kan man i sådana fall använda fasta korrektionsfaktorer för krafter och moment beräknade enligt traditionella fackverksteorier. Ur konstruktörens synpunkt vore ett sådant förfarande att föredra. För den undersökta plåttypen Hydro-Nail E uppgår k_p till $0,35 \cdot 10^4$ MN/m³ och k till $(10-32B) \cdot 10^{-2}$ m/MN. Redan vid en plåtstorlek om 100x230 mm i takfoten och 100x114 mm i övriga knutpunkter är man uppe i förskjutningsmoduler i storleksordningen 10^8 N/m för förbanden, varvid ytterligare ökningarna enligt /6/ får liten inverkan på spänningsfördelningen. Frågan om förskjutningsmodulernas inverkan på spänningsfördelningen faller dock

utanför ramen för denna undersökning men den vore intressant att ta upp i en särskild undersökning där man även kunde beakta de skilda krypningsegenskaperna för förband och virke.

Inga vridningsmoduler har angivits då ingen mätning av dessa utförts. Resultaten i /6/ tyder dock på att de har mycket liten inverkan på spänningsfördelningen.

I viss mån är det tveksamt om man i nuvarande läge överhuvud skall ange några förskjutningsmoduler i normen då man ju av hävd i alla fall inte beräknar ett fackverks nedböjningar.

5.11 Behov av nya regler för typprovning av spikplåtar

De nya reglerna för dimensionering av spikplåtsförband som angivits i avsnitt 5.10 förutsätter genom sin uppbyggnad en viss komplettering av de parametrar som bestäms vid nuvarande typprovningar av nya plåttyper, se /2/. Samtidigt bör man kunna utesluta vissa av de prov som tillämpas idag. Avsikten är inte att här presentera ett detaljerat förslag till nya provningsregler. Detta får anstå till dess myndigheterna har tagit ställning till de föreslagna anvisningarna. En revidering av riktlinjerna för typprovning av spikplåtar kan sedan lämpligen utföras inom ramen för NKB-arbetet. Här skall bara några allmänna principreflexioner inför en sådan omarbetning tas upp till diskussion då de kan vara av intresse när man tar ställning till de föreslagna dimensioneringsreglerna. Man bör ju inte lägga upp anvisningarna så att det ställer sig orimligt dyrt att introducera en ny plåttyp samtidigt som reglerna bör vara så utformade att utrymmet för subjektiva bedömningar blir så litet som möjligt. Synpunkterna lämnas i det följande uppdelade på olika hållfasthetsegenskaper hos förbandet.

Förankringshållfasthet

Undersökningen har klart visat att man inte kan grunda förankringshållfastheten vinkelrätt fibrerna på resultaten från förbandstyperna II och III i nuvarande regler, se FIG 4.1 utan att ett mer differentierat synsätt erfordras. Vid dragpåkänningar i vinkel mot fibrerna är det ju verkets draghållfasthet som

blir avgörande och med hänsyn till att flertalet plåttyper är så likartade bör här redovisade erfarenheter kunna överföras till andra typer utan ytterligare provning. Eventuellt erfordras en enkel form av referensprovning för att påvisa om en ny plåttyp ger sådana sprickor vid plåtens ipressning att virkets tvärdrag-hållfasthet sjunker mer (eller eventuellt mindre) än vad som erhållits med Hydro-Nail E.

Bestämningen av en ny plåttyps förankringsegenskaper torde således kunna ske med utgångspunkt från de nuvarande förbandstyperna I och IV enligt FIG 4.1, varvid man vid typ IV utnyttjar specialskurna plåtar så att excentriciteter undviks. Typ IV bör omfatta vinklarna 30° , 45° och 60° mellan kraftriktning och plåtens huvudriktning. Plåtstorlekarna väljs så att man erhåller en blandning av förankringsbrott och plåtbrott.

För Hydro-Nail E har ett konvext samband erhållits mellan tillåten förankringshållfasthet och vinkeln mellan kraftriktning och plåtens huvudriktning. Troligen erhålls samma bild för samtliga idag på marknaden förekommande plåttyper. Trots det kan det vara lämpligt att tillämpa ett konkavt samband av den föreslagna formen $\tau_0(1-C_1\sin\alpha)$ som ger en viss gradering mot extraspänningar i vinkel mot fibrerna som kan vara svåra att påvisa beräkningsmässigt. Konstanten C_1 definieras som $(1-\tau_{900})/\tau_0$.

Bestämningen av en ny plåttyps förankringsegenskaper bör alltså kunna förenklas i framtiden.

Normalpåkänningar

Tillåtna normalpåkänningar för plåten vid dragning kan erhållas ur de provserier som erfordras för att bestämma förankringshållfastheten i och med att man för dessa kräver plåtstorlekar som ger provserier med såväl förankrings- som plåtbrott. Flertalet plåttyper torde inrymmas under det föreslagna sambandet $p_0(1-C_2\sin\alpha)$ där C_2 erhålls som $(1-p_{900})/p_0$.

Den påvisade risken att förankringsbrott kan erhållas i tryckta förband innan plåten bucklar om inte vissa krav på minimiförank-

ringsareor eller minimiförankringslängder är uppfyllda motiverar särskilda provserier för plåtens tryckhållfasthet vid olika spel mellan virkesdelarna. Lämpligen används de förbandstyper som angivits under avsnitt 5.4 men spelets storlek får anpassas efter plåttyp. Faktorn C_4 i det föreslagna uttrycket för förankringslängden ($l_f = l_0(1 - C_4 \sin \alpha_4)$) erhålls som $(1 - l_{90})/l_0$.

Skjuvpåkänningar

Tillåten skjuvpåkänning för en ny plåttyp bestäms med de provkroppar som används idag, se FIG 4.1. För att reducera friktionens inverkan kan det vara lämpligt att bestryka kontaktytorna mellan virkesdelarna med paraffin. De vinklar mellan skjuvkraftens riktning och plåtens huvudriktning som minst bör ingå i undersökningen är 0° , 30° , 45° , 60° , 90° , 105° , 120° , 135° och 150° . Plåtstorlekarna väljs så att balans råder mellan plåtens hållfasthet och tillåten förankringshållfasthet. För flertalet idag förekommande plåttyper torde tillåten skjuvhållfasthet kunna uttryckas enligt de föreslagna sambanden i ekv (4.27) och (5.58). Konstanten C_3 i ekv (4.27) erhålls som $(s_{450} - s_{0,d})$. För plåtar utan utpräglade anisotropiegenskaper kan dock andra uttryck komma ifråga.

Förskjutningar

Förskjutningarna registreras i de typförband som provas. Som förskjutningsmodul för takfotsförband bör kunna tillämpas halva värdet för den modul som erhålls för typ Ia enligt FIG 4.1 och för övriga knutpunkter tillämpas den direkt.

Den materialkonstant k som ingår i uttrycket på vinkeländringen φ enligt ekv (5.59) kräver en särskild provning om man vill bestämma den noggrant. En noggrann bestämning krävs framförallt om plåten skall användas för längdskarvning av bjälklag medan man för att bedöma nedböjningen hos ett fackverk kan nöja sig med ett mera approximativt värde. Konstanten k är redan bestämd för de fyra plåttyper som idag dominerar marknaden och resultaten från dessa försök tyder på att det finns ett samband mellan k och förskjutningsmodulen i transversalled. För en ny plåttyp

endast avsedd för fackverk bör man alltså kunna bestämma k med ledning av förskjutningsresultaten för typ Ia och på så sätt begränsa provningsomfånget.

Sammantaget behöver alltså inte de nya anvisningarna medföra någon nämnvärd utbyggnad av reglerna för typprovning av en ny plåttyp. Antalet provkroppar torde öka något men samtidigt försvinner de kostnadsmässigt krävande typerna II och III, vilket gör att totalkostnaden för en typprovning torde bli densamma som tidigare.

5.12 Prov i full skala på takstolar utförda med spikplåtsförband dimensionerade enligt de föreslagna anvisningarna.

5.12.1 Uppläggning och omfattning

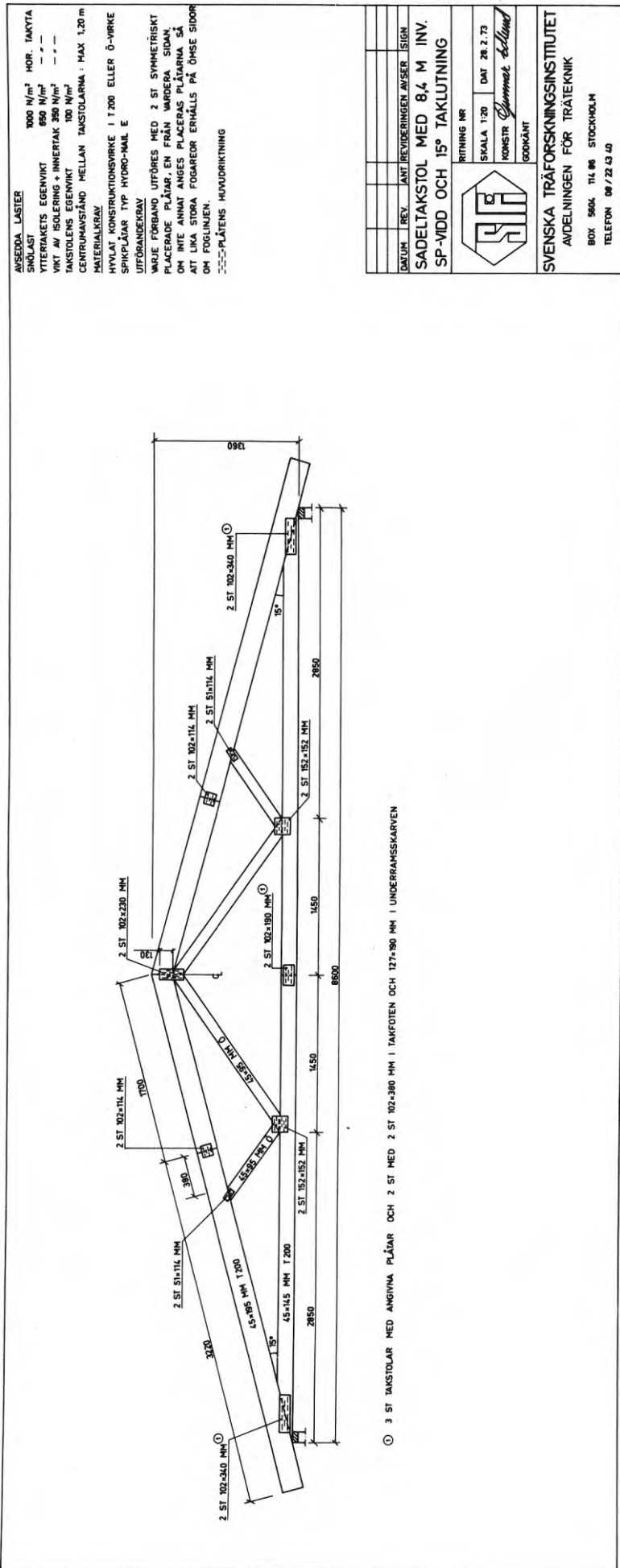
Som redan framhållits under avsnitt 5.10 kan det innebära en viss risk att ange dimensioneringsregler för spikplåtsförband på grundval av provningsresultat för enskilda förband. Bland annat så är de beräkningsmetoder som används för att bestämma krafter och moment i ett fackverk ofta så approximativa att man många gånger kan befara att de beräknade krafterna avviker från de verkliga. För att undersöka om de i avsnitt 5.10 föreslagna anvisningarna medför risk för underdimensionering om de appliceras på förband ingående i kompletta fackverk har de därför följts upp med fullskaleprov på takstolar dimensionerade enligt dessa regler.

Som typtakstolar vid denna provning har valts W-fackverk med 15° respektive 27° taklutning och en invändig spännvidd av 8,4 m.

Takstolarna har dimensionerats för följande laster:

Snölast	1000 N/m^2
Yttertak	700 N/m^2
Innertak+isolering	400 N/m^2

För att förenkla provningen har ingen utbredd nyttig last antagits i vindsutrymmet. Centrumavståndet mellan takstolarna har satts till 1,2 m.



DATEM	REV	JANT	REVIDERINGEN	AV/SE	ISIGH
SADELTAKTOL MED 8,4 M INV. SP-VIDD OCH 15° TAKLUTNING					
RITNING NR					
SKALA 1:20			DAT 28.2.73		
KONSTR <i>Samuel Helland</i>					
GODKÄNT					
SVENSKA TRÄFORSKNINGSINSTITUTET					
AVDELNINGEN FÖR TRÄTEKNIK					
BOX 5604, 114 86 STOCKHOLM					
TELEFON 08/724340					

FIG 5.42 Ritningen visar det W-fackverk med 15° taklutning och en invändig spännvidd av 8,4 m som provats i fem exemplar.

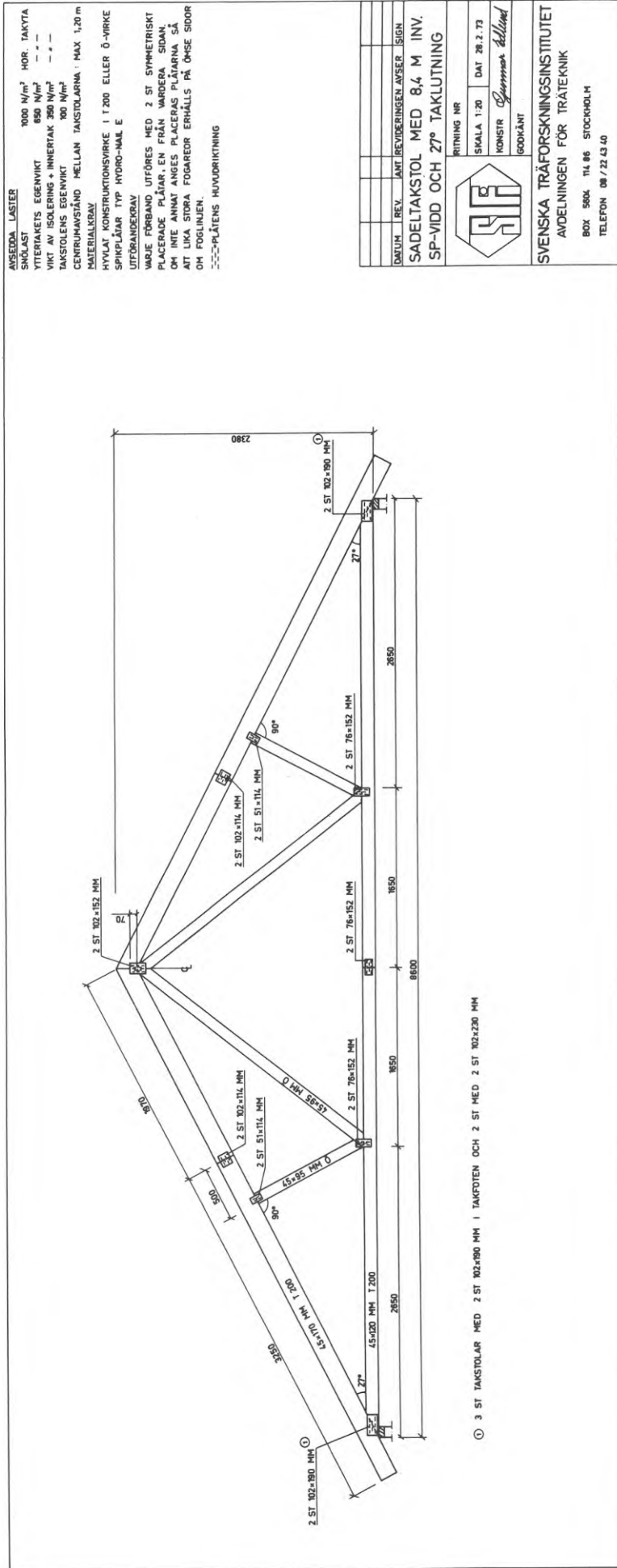


FIG 5.43 Ritningen visar det W-fackverk med 27° taklutning och en invändig spännvidd av 8,4 m som provats i fem exemplar.

Snittkrafter och moment har beräknats enligt den metod som rekommenderats av Bostadsstyrelsen /11/. Enligt denna metod antas leder i samtliga knutpunkter vid bestämning av stångkrafterna och full kontinuitet hos ramstängerna när momentet i dessa beräknas. Metoden underskattar normalt stångkrafternas verkliga storlek, jfr /3/, men är förmodligen den i Sverige mest använda.

Hur fackverken beräknats återges i BIL 2. Beräkningsgången illustrerar samtidigt hur de föreslagna reglerna kan tillämpas. De slutliga takstolarna framgår av FIG 5.42 och 5.43. Varje typ tillverkades och provades i fem exemplar. Vissa av plåtstorlekarna har som framgår av figurerna överdimensionerats för att undvika plåtbrott som annars vid noggrann dimensionering kan inträda vid ungefär 2,5 ggr dimensionerande last.

5.12.2 Provnings utförande

Genom tillmötesgående från Myresjöhus AB kunde takstolarna tillverkas i företagets ordinarie produktionsutrustning. Virket valdes slumpmässigt från företagets lager varvid dock bitar i T300 kvalitet undveks.

Takstolarna belastades därefter i den specialbyggda utrustning med hydrauliska kolvar som installerats vid STFI. Takstolen avstyvades mot knäckning i sidled och den jämnt fördelade lasten ersattes med punktlaster. Punktlasterna placerades så att stödmoment och upplagsreaktioner blev lika stora som vid jämnt fördelad last. Överramen belastades med 8 st lika stora punktlaster och underramen med 6 st. Pålagd last registrerades via elektriska lastceller placerade under upplagen.

Belastningen påfördes enligt det program som anges i /12/, varvid följande laststeg användes där Q_1 anger belastningsanordningens egenvikt och Q_D dimensionerande last (ständig last + snö):

- 1) Takstolen riggades upp och mätur för deformationsmätning monterades
- 2) Last- och sidoavstyvningsanordningar anbringades, vilket gav lasten Q_1
- 3) Lasten ökades till $0,5Q_D$

- 4) Takstolen avlastades till Q_1
- 5) Lasten ökades till $0,5Q_D$
- 6) Lasten ökades till Q_D och takstolarnas krypning registrerades under minst en timme vid denna lastnivå. För en takstol per serie om fem följdes krypningen under minst 24 timmar.
- 7) Lasten ökades därefter stegvis med $0,5Q_D$ till dess att brott inträdde.

Vid varje laständring registrerades takstolens nedböjning och förskjutningarna i förbanden. Klockorna för förskjutningsmätningen har varit placerade som vid provningen av de enskilda förbanden. Mätarens noggrannhet har varit 0,01 mm.

Såväl omedelbart före som omedelbart efter provningen bestämdes virkets fuktkvot. Efter avslutad provning togs prov ut för att bestämma virkets volymvikt.

5.12.3 Försöksresultat och kommentarer

Innan resultaten redovisas skall här återges det kriterium som stipuleras i /12/ för att provningen skall kunna leda till att konstruktionerna godkänns. Kriteriet formuleras:

"Vid provningen erhållet karakteristiskt värde Q_C för brotthållfastheten (5 %-fraktilen) skall minst uppgå till samma storlek som den beräknade brotthållfastheten Q_C^{BER} ".

Härvid definieras Q_C som

$$Q_C = \bar{Q}_{br} - k s_{Q_{br}} \quad (5.60)$$

där \bar{Q}_{br} anger medelvärdet av de enskilda takstolarnas brottlast Q_{br} och $s_{Q_{br}}$ standardavvikelsen av Q_{br} från \bar{Q}_{br} . Värdet på koefficienten k beror bland annat av antalet provade enheter. Vid 5 prov uppgår den till 2,5. Q_C^{BER} erhålls enligt /12/ ur följande villkor där största värdet väljs

$$Q_C^{BER} \geq \begin{cases} 3,3P + 2,2F + 1,2G & (5.61a) \\ 2,7(P+F) + 1,7G & (5.61b) \end{cases}$$

Här anger P snölast, F ständig last (från takpanel och isolering) och G takstolens egenvikt. Vid centrumavståndet 1,2 m mellan takstolarna är i aktuellt fall $P=1200$ N/m, $F=1200$ N/m och $G=120$ N/m. Största värdet enligt ekv (5.61 blir

$$Q_C^{BER} = 3,3 \cdot 1200 + 2,2 \cdot 1200 + 1,2 \cdot 120 = 6740 \text{ N/m}$$

Dimensionerande last Q_D erhålls som summan av P och F dvs 2400 N/m. Uttrycks Q_C^{BER} i Q_D erhålls

$$Q_C \geq Q_C^{BER} = \frac{6740}{2400} \cdot Q_D = 2,8Q_D \quad (5.62)$$

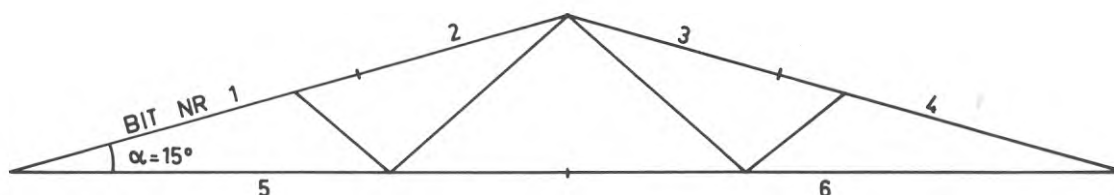
vilket är kravet för godkänd provning med hänsyn till hållfasthet.

I byggnormen maximeras inte takstolarnas nedböjningar men förväntad långtidsnedböjning kan beräknas genom att nedböjningen y_{24h} efter 24 timmars belastning av Q_D divideras med 0,7.

I TAB 5.24 och 5.25 återges brottlast, brotttyp och brottställe för de provade takstolarna. Vidare anges takstolarnas mittnedböjning samt virkets fuktkvot och volymvikt.

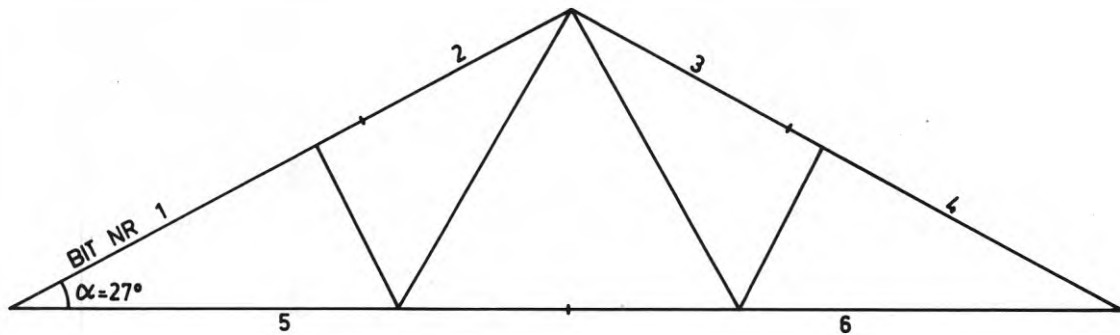
När det gäller deformationerna så återges mittnedböjningen i FIG 5.44. Som nämnts mättes förskjutningarna dessutom i samtliga knutpunkter och med mätoren placerade som vid provningen av de enskilda förbanden. Resultaten av dessa deformationsmätningar återges för vänstra halvan av takstolarna i FIG 5.45. Förskjutningarna har relaterats till den dimensionerande lasten Q_D , vilket gör att diagrammen inte är direkt jämförbara med de förskjutningskurvor som angivits för enskilda förband. Att dimensionerande yttre last anbringats är nämligen trots en relativt noggrann plåtdimensionering inget kriterium på att förbanden samtidigt utnyttjats upp till sin tillåtna last, då man inte kan utgå från att beräkningsmetoden speglar den verkliga fördelningen av krafter och moment. Här avstås från att analysera de uppmätta förskjutningarna och söka jämföra dessa med rörelserna i enskilda förband då materialet är för litet för att några

TABELL 5.24 Brottlást, brotttyp och brottställe för takstolarna med 15° taklutning. Vidare anges takstolarnas mittnedböjning samt virkets fuktkvot och volymvikt.



Takstol nr	$\frac{Q_{\text{BROTT}}}{Q_D}$	Momentan- nedböjn. $\frac{y_{q_3}}{10^{-3} \text{ m}}$	Bit nr	Fuktkvot vid provn. u %	Volymvikt r_{QU_3} kg/m ³	Brottställe och brotttyp	Plåtstorlek i takfoten mm
1	3,18	14,1	1	18,5	360	Plåtbrott i takfot (börj.till skjuvbrott i plåt diag-underram)	102x380
			2	17,6	460		
			3	18,7	500		
			4	19,3	425		
			5	17,5	360		
			6	17,6	375		
MV 1				18,2	415		
2	2,88	15,6	1	18,9	345	Plåtbrott i skarv u-ram	102x340
			2	16,7	520		
			3	18,7	510		
			4	19,7	420		
			5	18,5	390		
			6	18,6	350		
MV 2				18,5	420		
3	3,03	16,1	1	17,3	310	Förankringsbrott i längd- skarv ö-ram.Höger.(början till skjuvbrott i plåt diagonal-underram)	102x340
			2	19,5	520		
			3	17,8	435		
			4	17,0	360		
			5	18,4	395		
			6	17,5	350		
MV 3				17,9	395		
4	3,10	16,6	1	19,2	385	Plåtbrott i takfot	102x380
			2	18,1	475		
			3	19,0	455		
			4	18,9	340		
			5	19,0	350		
			6	18,8	390		
MV 4				18,8	400		
5	2,60	16,1 $y_{24h}=19,7$	1	17,6	495	Förankringsbrott i längd- skarv ö-ram. Vänster.	102x340
			2	16,6	345		
			3	16,7	420		
			4	16,2	380		
			5	15,6	415		
			6	16,2	360		
MV 5				16,5	400		
MV 1-5	2,96	15,7		18,0	405		

TABELL 5.25 Brottlast, brotttyp och brottställe för takstolarna med 27° taklutning. Vidare anges takstolarnas mittnedböjning samt verkets fuktkvot och volymvikt.



Takstol nr	$\frac{Q_{\text{BROTT}}}{Q_D}$	Momentan- nedböjn. $10^{-3} \frac{y_0}{m}$	Bit nr	Fuktkvot vid provn. u %	Volymvikt r_{0u3} kg/m ³	Brottställe och brotttyp	Plåtstorlek i takfoten mm
6	3,18	12,9	1	18,5	355	Plåtbrott i höger takfot (börj.till skjuvbrott i plåt diag-underram)	102x190
			2	17,0	420		
			3	17,7	540		
			4	17,9	365		
			5	16,9	510		
			6	17,2	440		
MV 6				17,5	440		
7	3,27	13,1	1	17,1	440	Plåtbrott i höger takfot och höger plåt diag-u-ram (börj.till motsv.brott på vänster sida)	102x190
			2	16,1	435		
			3	17,1	400		
			4	16,0	370		
			5	16,2	445		
			6	15,7	340		
MV 7				16,4	405		
8	3,37	11,5	1	20,0	470	Skjuvbrott i plåt diag-u-ram (förank.brott i plåt diag-nock)	102x230
			2	19,1	380		
			3	18,2	380		
			4	22,0	460		
			5	18,4	410		
			6	19,1	380		
MV 8				19,5	410		
9	3,29	9,8	1	20,0	460	Skjuvbrott i plåt diag-u-ram (förankringsbr. i vänster diag.nock och höger vid u-ram)	102x230
			2	18,2	410		
			3	17,4	345		
			4	19,7	420		
			5	17,8	390		
			6	17,8	410		
MV 9				18,5	405		
10	3,03	11,7 $y_{24h}=14,8$	1	14,4	370	Plåtbrott i vänster takfot. (början till skjuvbrott i plåt diag-u-ram)	102x190
			2	14,2	350		
			3	13,6	380		
			4	14,1	345		
			5	14,4	385		
			6	13,7	390		
MV 10				14,1	370		
MV 6-10	3,23	11,8		17,2	405		

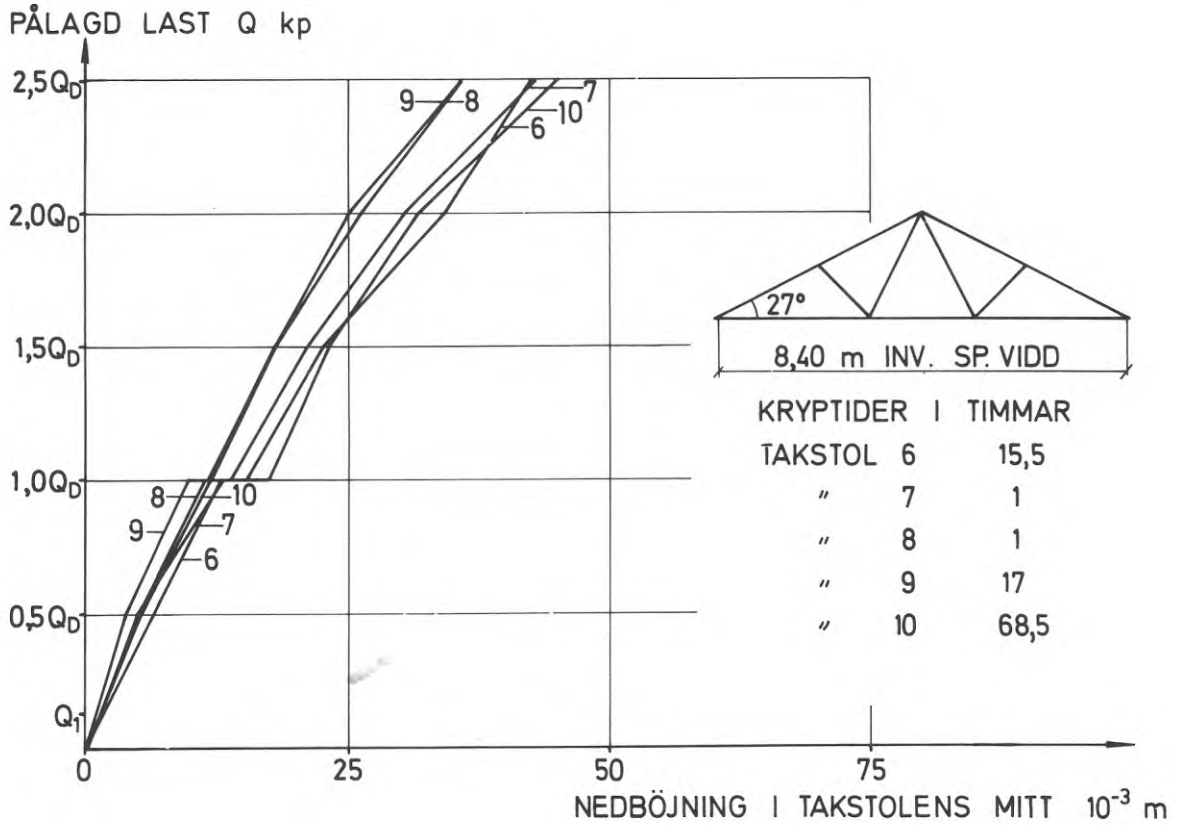
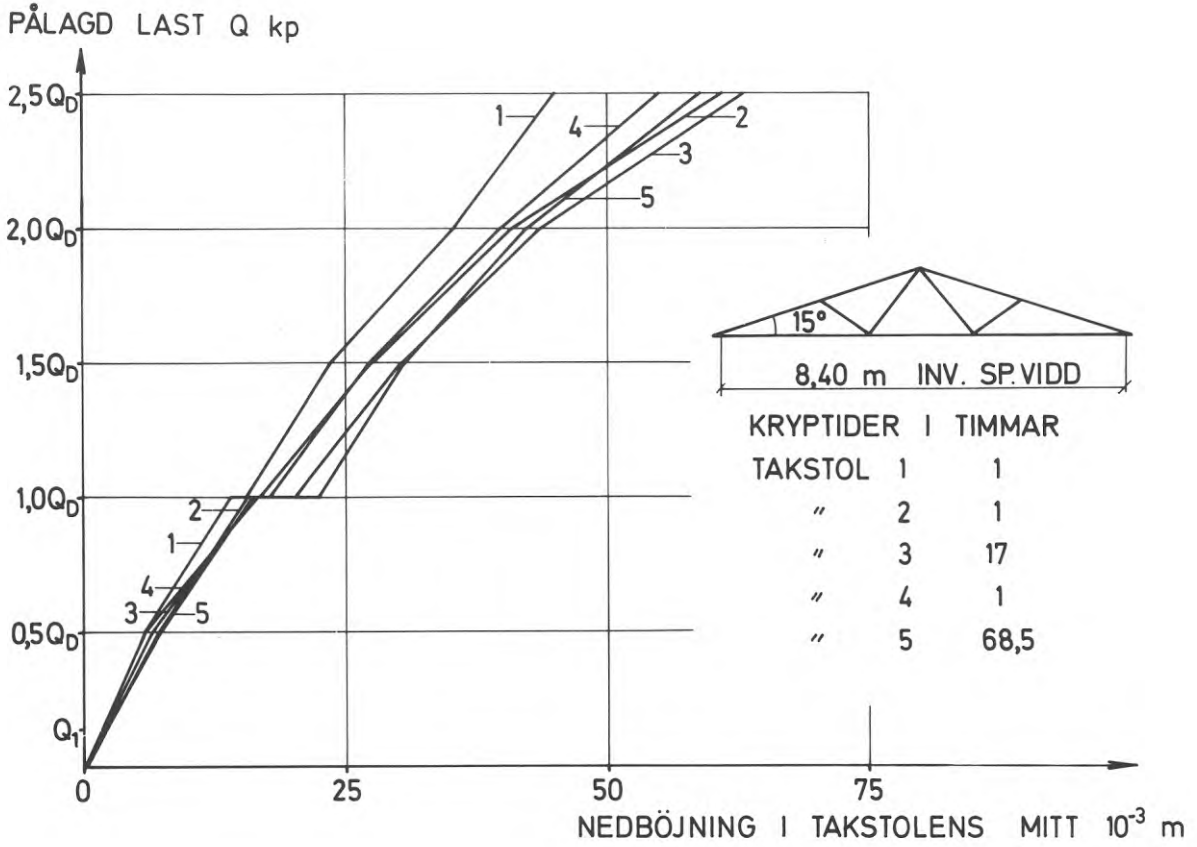


FIG 5.44 Nedböjningen i takstolens mitt som funktion av pålagd last Q, Q_1 anger last av belastningsanordningen och Q_D dimensionerande last.

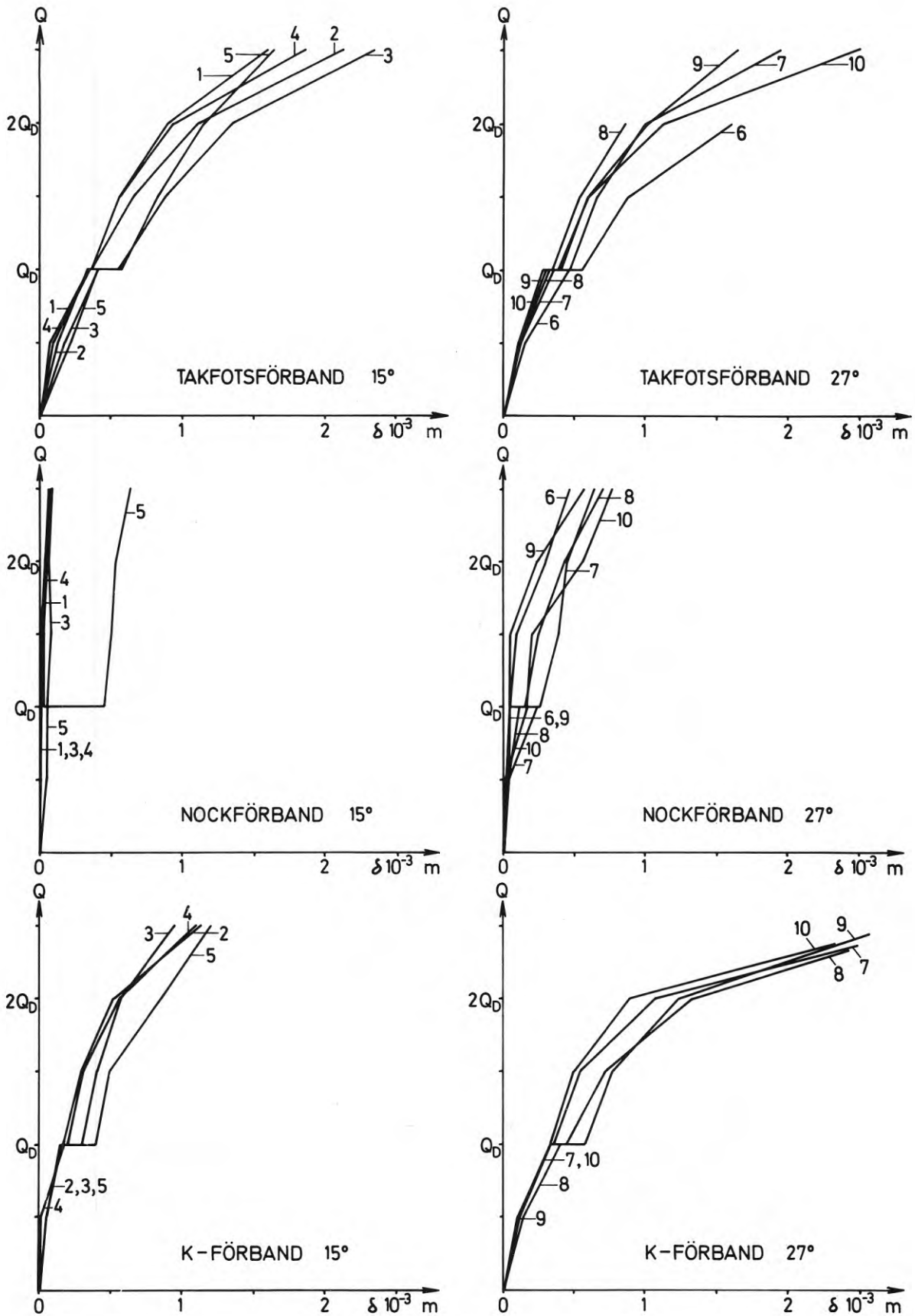


FIG 5.45 Förskjutningen i det vänstra takfots- och K-förbandet samt i nocken som funktion av pålagd last Q . Q_1 anger last av belastningsanordningen och Q_D dimensionerande last. Mätaren har varit placerade som vid provningen av enskilda förband.

slutsatser skall kunna säkras. Ingenting tyder dock på orimligt höga förskjutningar vid dimensionerande last, vilka samtidigt kunde vara ett tecken på överbelastning av förbanden.

Av TAB 5.24 och 5.25 framgår att kravet för godkänd provning ($2,8Q_D$) endast underskridits av en takstol (takstol nr 5 vid 15° taklutning). Brottet orsakades i detta fall av att förankringen mellan spikar och trä brast i överramsskarven. Skarven som sådan är underdimensionerad, jfr BIL 2, men trots det skulle brott knappast inträffat där vid jämnt fördelad last. Vid den genomförda provningen har en punktlast angripit i omedelbar anslutning till skarven och gett större moment och tvärkraft än vid jämnt fördelad last. Virket i takstol nr 5 har dessutom ovanligt låg volymvikt (345 kg/m^3) i den ena av de skarvade bitarna, vilket medfört relativt låg hållfasthet.

Ytterligare ett förankringsbrott har noterats i en överramsskarv nämligen för takstol nr 3. I övrigt har plåtbrott dominerat vid såväl 15° som 27° taklutning. De större plåtarna i takfoten vid 15° lutning motsvaras även av en ökning av plåtarna i underrams-skarven, jfr FIG 5.42.

Vid 27° lutning kan man dessutom notera att brott inträder i flera förband samtidigt. Det är orsaken till att brottsäkerheten ökat ytterst måttligt då plåtstorleken i takfoten ökat från 102×190 mm till 102×230 mm. Vid den större plåtstorleken i takfoten har brott erhållits i K-förbandet.

Brottorsakerna är så olika för de provade takstolarna att det är meningslöst att räkna fram karakteristiska brottvärden om man inte först kan räkna om resultaten till en enhetlig brotttyp. I dag saknas anvisningar för hur en sådan omräkning skall genomföras. Eftersom plåtbrott dominerat förefaller det dock rimligt att anse takstolarna som godkända när medelbrotthållfastheten per serie uppgått till $3,0Q_D$ vid 15° taklutning och $3,2Q_D$ vid 27° . Bortser man från det låga brottvärdet för takstol nr 5 erhålls nära nog samma brotthållfasthet för de båda takstolstyperna.

Att med ledning av provresultat för tio takstolar fördelade på två taklutningar påstå att de i avsnitt 5.10 angivna reglerna för att dimensionera spikplåtsförband är korrekta vore naturligtvis att dra för långtgående slutsatser. I de aktuella takstolarna har förbanden utformats med betydande excentriciteter. Trots denna ogynnsamma förbandsutformning tyder resultaten på att de föreslagna förbandsreglerna ger resultat på säkra sidan.

Motsvarande kan inte sägas beträffande virkets dimensionering. Undersökningarna av enskilda förband har inte tagit sikte på spänningsfördelningen i virket ej heller typprovningarna. Excentriciteterna i förbanden kan mycket väl ha gett spänningskoncentrationer i virket som inte lett till brott i virket för de provade takstolarna men väl skulle kunna ha gjort det om största tillåtna försvagning i virket sammanfallit med mest ansträngt snitt.

När det gäller säkerheten mot virkesbrott kan således inga generella slutsatser säkras ens för de provade typerna. Däremot bör man kunna hänvisa till att virket till takstolar med spikplåtsförband under en följd av år dimensionerats enligt de metoder som angivits i BIL 2. Såvitt bekant har inga skador rapporterats för dessa takstolar. Som redan framhållits innebär de föreslagna reglerna för förbandens dimensionering ingen sänkning av förbandens brotthållfasthet bortsett från att förankringsareorna minskar något i vissa fall. Detta skulle kunna ha en viss betydelse för förbandens långtidshållfasthet. Å andra sidan har försöken med enskilda förband visat att en ökning av förankringsarean utöver den area som krävs för att ta upp de krafter som plåten medger varken ökar förbandens korttidshållfasthet eller styvhet. Det sistnämnda innebär att förskjutningarna mellan plåt och trä sjunker till noll på ett visst avstånd från fogen. De delar av fogarean som ligger längre från fogen än detta gränsavstånd tar ej upp några påkänningar och torde knappast bidra till att reducera eventuella spänningskoncentrationer i virket kring förbanden. De i avsnitt 5.10 föreslagna dimensioneringsmetoderna tycks i vart fall ge plåtstorlekar som knappast medför att gränsavståndet underskrides. Trots de

smärre ändringar i plåtstorlekar som här föreslagna regler ger bör man alltså kunna stödja sig på erfarenheterna av 10 års användning av spikplåtar i Sverige och påstå att den i BIL 2 valda dimensioneringsmetoden ger tillfredsställande säkerhet mot virkesbrott.

Till sist några ord om takstolarnas nedböjning. Den frågan skall inte ges något stort utrymme i innevarande avsnitt då den kommer att diskuteras mer ingående i kapitel 6 för de låga takstolarna. Man kan dock konstatera att nedböjningen y_{24h} efter ett dygns krypning uppgår till ca 20 mm vid 15° taklutning och ca 15 mm vid 27° . Det ger förväntade långtidsnedböjningar om 28 mm (1/300) respektive 22 mm (1/400) dvs helt normala värden (1 anger invändig spännvidd). Långtidsnedböjningen erhålls som $y_{24}/0,7$, jfr /12/.

6. TRÄTAKSTOLAR MED LÅG LUTNING UTFÖRDA MED SPIKPLÅTAR SOM FÖRBINDARE

6.1 Bakgrund och syfte

Trätakstolar med låg konstruktionshöjd tilldrar sig ökat intresse inom småhussektorn. Till en del beror detta på estetiska önskemål i samband med husens utformning men andra icke oväsentliga orsaker är dels att grupphusbebyggelse med tvåplans radhus ökar, dels att låga takkonstruktioner är enkla att transportera och hantera. Det sistnämnda har naturligtvis samma betydelse för färdighusleverantören som för företag som specialiserat sig på enbart takstolar.

Den låga konstruktionshöjden medför att det speciellt vid mekaniska förbindare kan vara svårt att hålla nedböjningen inom rimliga gränser. Hur stor nedböjning som kan tillåtas för träbalkar och fackverk anges inte i Svensk Byggnorm 67, men den får inte vara så stor att takets funktion äventyras. Ur praktisk och estetisk synpunkt försöker man normalt utföra takbalkarna styva. I synnerhet gäller detta för hus med så kallade flexibla planlösningar, dvs hus där ytterväggar och normalt även våtutrymmena har fasta lägen medan bostadsytan i övrigt kan avdelas enligt den boendes önskemål. Rumsindelningen kan dessutom ändras i efterhand. I ett hus med sådan planlösning bör taket vara så styvt att de yttre lasterna förs över till ytterväggarna utan att mellanväggarna belastas nämnvärt och under alla omständigheter måste takkonstruktionen klara upplagsfall där mellanväggar saknas.

Spikade låga takstolar är ur flera synpunkter mindre väl lämpade för den här typen av konstruktioner. Ur statisk synpunkt är det bl a svårt att beräkna en spikad takbalk med hänsyn tagen till den ändrade spänningsfördelning som förbandens eftergivlighet ger upphov till. I en spikad konstruktion överlappar dessutom virkesdelarna varandra och vid senare uttorkning av virket erhålls spel mellan virkesdelarna som sänker förbandens styvhet och ökar nedböjningarna ytterligare. Ur produktionsteknisk synpunkt är metoden att spika spik för spik en dyrbar lösning samtidigt som man erhåller en balk med ojämna sidoytor som är svår

att isolera på byggnadsplatsen. Det sistnämnda medför att man lätt får luftspalter kring de överlappande virkesdelarna när man lägger in värmeisoleringen. Speciellt vid tak med låg konstruktionshöjd kan sådana värmeläckage ge upphov till fukt- och kondensproblem i takutrymmet.

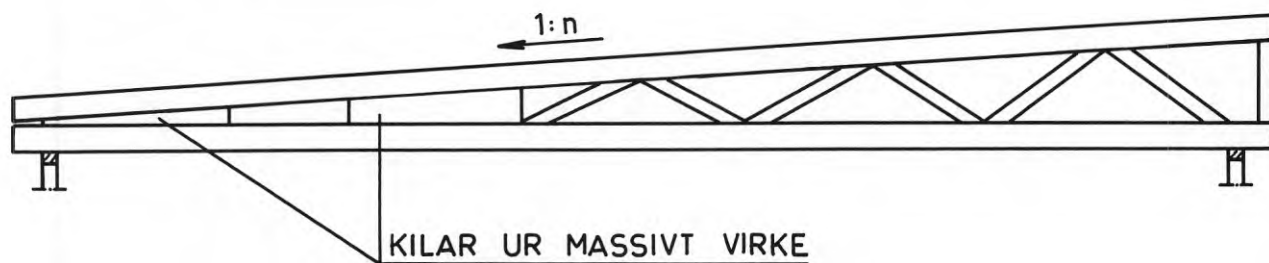
Ett sätt att erhålla styva takkonstruktioner är att använda limmade takstolar. Härvid erhålles så styva förbindningar att rörelserna i förbanden kan försummas. Ett problem när man bygger upp sammansatta träkonstruktioner med hjälp av styva förband är att konstruktionerna lätt deformeras vid ojämn uttorkning. Nuvarande krav på utförandet av limmade konstruktioner är dessutom så utformade att en övergång till limmade förband förutsätter omfattande omläggningar av produktionen för flertalet tillverkare av takstolar.

Under senare år har spikplåtar hos flertalet takstolstillverkare blivit en dominerande förbindare vid taklutningar över ca 14° . Med hänsyn till de investeringar som redan gjorts i befintliga produktionsutrustningar och med tanke på de goda erfarenheter som erhållits med spikplåtsförband har man från tillverkarhåll framfört önskemål om att kunna använda spikplåtar även vid låga takstolar (lutningar under 14°). Till spikplåtarnas fördel i sådana konstruktioner talar att allt virke ligger i samma plan vilket ger fackverk med släta sidoytor samtidigt som fuktrörelserna i virket får mindre betydelse för förskjutningarna i förbanden då överlappande virkesdelar saknas. Vad som saknas för att tillverkningen skall kunna komma igång är anvisningar om hur sådana konstruktioner skall dimensioneras med hänsyn till hållfasthet och nedböjning.

För att undanröja en del av dessa hinder har STFI som delkollektivt uppdrag från tio företag utvecklat och typprovat sadel- och pulpettakstolar med lutning 1:16 och spännvidder från 6,0 till 9,6 m.

Samtal med takstolstillverkarna gav vid handen att takstolar utformade enligt FIG 6.1 skulle täcka huvuddelen av deras produk-

PULPETTAKSTOL



SADELTAKSTOL

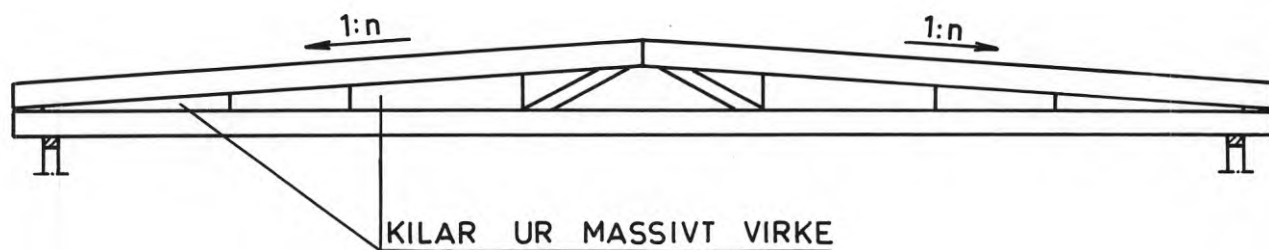


FIG 6.1 Principutformning av de trätakstolar med låg taklutning som ingår i undersökningen. Den massiva delen av livet är uppdelad på två kilar med en bred luftspalt emellan vilket ökar möjligheterna till ventilation i tvärled i takutrymmet.

tion. Takstolarna kan, som framgår av figuren jämföras med I-balkar där flänsarna utgörs av ramstängerna och där livet utformas med hjälp av kilformade massiva trärelement eller, där utrymmet mellan ramstängerna så medger, med hjälp av livstänger.

Avsikten med föreliggande arbete är att med stöd av typprovningsresultaten söka ange en modell för hur dessa takstolar skall dimensioneras så att säkerheten mot brott vid dimensionerande last blir minst trefaldig (korttidslast) samtidigt som nedböjningen vid långtidslast (normalbelastning) ej överstiger $1/200$ av den fria spännvidden. Här presenteras först en noggrann beräkningsmodell som tar hänsyn till förskjutningarna i fogarna och som kan läggas till grund för en databeräkning. Sedan visas en approximativ modell efter vilken de typprovade sadel- och pulpettakstolarna har dimensionerats. Avsikten är att den approximativa metoden skall kunna användas i framtiden.

6.2 Härledning av grundekvationer för en balk uppbyggd av tre delelement

Det tänkta elementet åskådliggörs i FIG 6.1. Syftet är att ställa upp grundekvationerna för hur denna balk fungerar när den belastas. Problemet har behandlats ingående av Granholm /13/ för sammansatta sektioner med konstant tvärsnitt och konstant förskjutningsmodul längs fogarna. Ur ekonomisk synpunkt är det emellertid önskvärt att kunna koncentrera förbindarna till de områden där skjuvspänningarna mellan delelementen är störst, vilket medför att förskjutningsmodulen varierar längs balken. Vidare varierar tvärsektionen. Härledningen nedan följer Granholms men hänsyn har tagits till att såväl tvärsnittet som förskjutningsmodulen varierar.

Ett grundläggande antagande vid mekaniska förband är att krafter endast överförs om fogytorna förskjuts i förhållande till varandra. Kvoten mellan kraft och förskjutning brukar benämnas förskjutningsmodul. Betecknas förskjutningen $\delta(x)$ erhålls således en skjuvspänning $\tau(x)$ i fogytan som beräknas enligt ekvationen

$$\tau(x) = K(x) \delta(x) \quad (6.1)$$

där $K(x)$ betecknar förskjutningsmodulen. Mekaniska förbindare överför som bekant lasten genom punktvisa förbindningar varför $\tau(x)$ blott är en tänkt skjuvspänning som motsvarar en jämn utbredning av de mer eller mindre koncentrerade krafter som härrör från förbindarna. Denna omständighet inverkar dock föga på beräkningsnoggrannheten och försummas därför i fortsättningen.

I första hand gäller det alltså att beräkna storleken av förskjutningen $\delta(x)$ vid en given fördelning av förskjutningsmodulen $K(x)$. Enklast sker detta om förskjutningen delas upp i två delar varav den ena delen $\delta_1(x)$ motsvarar fallet att delarna ligger lösa ovanpå varandra. När balken belastas glider då delarna utan att krafter överförs i fogarna (friktionen försummas). Den andra delen $\delta_2(x)$ beror av de normalspänningar $\sigma_2(x)$ som förskjutningen mellan fogytorna ger upphov till om man beaktar att krafter överförs i fogarna. Totala förskjutningen $\delta(x)$ erhålls sedan som summan av $\delta_1(x)$ och $\delta_2(x)$ dvs

$$\delta(x) = \delta_1(x) + \delta_2(x) \quad (6.2)$$

Vid beräkningen av $\delta_1(x)$ antas att balken erhållit den nedböjning $y(x)$ som svarar mot den yttre lasten och mot sektionens verkliga böjstyvhet. Såsom framgår av FIG 6.2 kan då $\delta_1(x)$ beräknas enligt ekvationen

$$\delta_1(x) = r(x) y'(x) \quad (6.3)$$

i vilken $r(x)$ betecknar avståndet från sektionens mittlinje till flänsens tyngdpunkt och $y'(x)$ lutningen hos balkens nedböjningslinje. I FIG 6.2 anges även de påkänningar som uppkommer i del-elementen under hittills gjorda antaganden. Dessa påkänningar har i figuren betecknats $\sigma_1(x)$.

De normalspänningar $\sigma_2(x)$ som förskjutningen $\delta_2(x)$ ger upphov till kan enligt Hookes lag tecknas

$$\sigma_2(x) = E d(\delta_2(x))/dx = E \delta_2'(x) \quad (6.4)$$

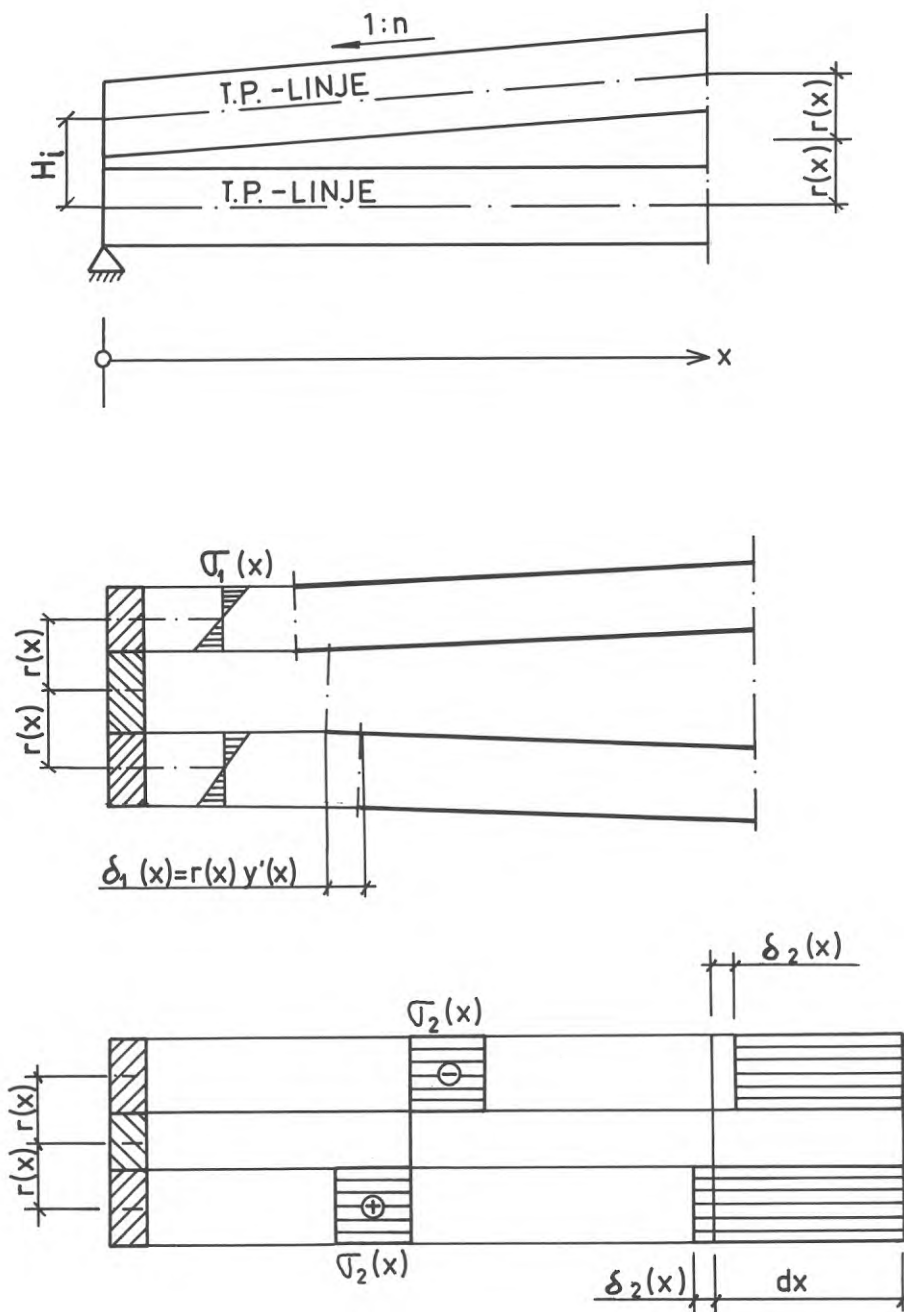


FIG 6.2 Införda beteckningar samt fallen ren glidning i fogarna (mellersta figuren) resp överföring av normalspänningar via förbindarna (undre figuren).

Här antages att de yttre sektionsdelarna är lika stora och har samma elasticitetsmodul. Vidare försummas att överram och under-ram kan erhålla avvikande nedböjningslinjer.

Om man låter A beteckna tvärsnittsarean för den ena av ramstängerna är den totala axialkraften i ett visst snitt längs stängen bestämd av produkten $A\sigma_2(x)$, vars storlek sammanhänger med skjuvkraften i fogytan genom ekvationen

$$\tau(x)t = A d(\sigma_2(x))/dx = A \cdot \sigma_2'(x) \quad (6.5)$$

Denna ekvation uttrycker att tillskottet i axialkraft beror av den överförda skjuvkraften $\tau(x)t$ där t anger balkens tjocklek.

Genom att eliminera axialpåkänningen $\sigma_2(x)$ mellan ekv (6.4) och (6.5) erhålls

$$\tau(x) = EA\delta_2''(x)/t \quad (6.6)$$

Skjuvspänningen $\tau(x)$ är emellertid även bestämd av relationen enligt ekv (6.1) vilken kombinerad med ekv (6.6) ger

$$K(x) \delta(x) = EA \delta_2''(x)/t \quad (6.7)$$

Sambandet mellan $\delta(x)$ och $\delta_2(x)$ är även bestämt av ekv (6.2) och (6.3) som

$$\delta(x) = \delta_1(x) + \delta_2(x) = r(x)y'(x) + \delta_2(x) \quad (6.8)$$

Mellan ekv (6.7) och (6.8) kan $\delta_2(x)$ elimineras efter det att ekv (6.8) deriverats två gånger. Följande uttryck erhålls då för den totala förskjutningen $\delta(x)$

$$\delta''(x) = r(x)y'''(x) + 2r'(x)y''(x) + r''(x)y'(x) + tK(x)\delta(x)/EA \quad (6.9)$$

Ekv (6.9) innehåller två obekanta nämligen förskjutningen $\delta(x)$ i fogytan och balkens nedböjning $y(x)$. För att bestämma $y(x)$ och $\delta(x)$ krävs alltså ytterligare ett villkor vilket kan

erhållas ur att balken skall uppta det yttre momentet $M(x)$. Här väljs att dela upp det yttre momentet i två delmoment motsvarande de tidigare nämnda förskjutningsstegen $\delta_1(x)$ och $\delta_2(x)$. Det ena delmomentet $M_1(x)$ upptages genom påkänningarna $\sigma_1(x)$ (se FIG 6.2) och det andra $M_2(x)$ genom påkänningarna $\sigma_2(x)$.

$M_1(x)$ erhålls ur ekvationen

$$M_1(x) = -Ei \cdot y''(x) \quad (6.10)$$

där Ei betecknar summan av de enskilda sektionensdelarnas böjstyvheter.

$M_2(x)$ i sin tur erhålls ur uttrycket

$$M_2(x) = 2A\sigma_2(x)r(x)$$

vilket med $\sigma_2(x)$ enligt ekv (6.4) övergår i

$$M_2(x) = 2EA r(x) \delta_2'(x) \quad (6.11)$$

Utnyttjas vidare att förskjutningen $\delta_2(x)$ bestäms av likheten (ekv (6.2) och (6.3))

$$\delta_2(x) = \delta(x) - r(x)y'(x)$$

erhålls följande uttryck för $M_2(x)$

$$M_2(x) = 2EA r(x) (\delta'(x) - r(x)y''(x) - r'(x)y'(x)) \quad (6.12)$$

Adderas ekv (6.10) och (6.12) erhålls det totala momentet $M(x)$

$$M(x) = -Eiy''(x) + 2EA r(x) (\delta'(x)y''(x) - r'(x)y'(x)) \quad (6.13)$$

Adderas de termer i ekv (6.13) som innehåller $y''(x)$ erhålls faktorn $E(i+2A(r(x))^2)$ framför $y''(x)$. Faktorn motsvarar som synes den totala sektionens böjstyvheter $EI(x)$ om full samverkan antas varför ekv (6.13) kan skrivas

$$y''(x) - 2EA r(x)(\delta'(x) - r'(x)y'(x))/EI(x) = -M(x)/EI(x) \quad (6.14)$$

Ekv (6.9) och (6.14) är de fundamentala ekvationerna för att bestämma $y(x)$ och $\delta(x)$. När dessa storheter är bestämda kan påkänningarna i balken bestämmas ur ekv (6.2), (6.10) och (6.11).

För $r(x)$ och $I(x)$ införes följande uttryck (se FIG 6.2)

$$r(x) = (H_1 + x/n)/2 \quad (6.15)$$

$$I(x) = 2(I_0 + (r(x))^2 A) \quad (6.16)$$

där H_1 anger avståndet mellan tyngdpunktslinjerna för ramstängerna då x är lika med noll. $1:n$ anger takets lutning och I_0 anger tröghetsmomentet hos ena ramstången. $M(x)$ slutligen bestäms av den yttre lasten och upplagsförhållandena.

Insättes ekv (6.15) och (6.16) i ekv (6.9) och (6.14) och iaktas att $A=B \cdot t$ erhålles följande ekvationssystem

$$\begin{cases} \delta''(x) = (H_1 + x/n)y'''(x)/2 + y''(x)/n + K(x)\delta(x)/EB \\ y''(x) = (EBt(H_1 + x/n)(\delta'(x) - y'(x)/2n) - M(x)) / \\ \quad (2E(I_0 + Bt(H_1 + x/n)/2)^2) \end{cases} \quad (6.17)$$

B anger virkesbredden (höjden) i respektive ramstång.

Om $r(x)$ och $K(x)$ antas vara konstanta blir ekvationssystemet identiskt med det system som Granholm härlett för raka balkar med konstant förskjutningsmodul. Granholm har även angett hur systemet kan lösas endera med fourierserier eller i finit form. Båda metoderna kan betecknas som arbetskrävande. Det är rimligt att anta att lösningarna till ekvationssystemet (6.17) får samma principutseende som de av Granholm presenterade men med tilläggs-termer för beaktande av att tvärsnittsform och förskjutningsmodul varierar. En praktisk användning av de beräkningsuttryck som erhålls vid systemets lösning förutsätter tillgång till och förtrogenhet med databeräkningar i en utsträckning som ej kan

anses råda för närvarande. Att beräkningsarbetet kan bli omfattande understryks av att metoden är iterativ i så motto att man måste anta en viss tvärsektion och en viss fördelning av förskjutningsmodulen och sedan korrigera antagandena till dess att uppställda krav på nedböjningar och påkänningar uppfylles. Förskjutningsmodulen varierar dels längs balken, dels beroende på påkänningsnivån.

Att vidareutveckla ekvationssystemet (6.17) har ansetts falla utanför ramen för detta arbete men systemet har angetts för att peka på möjligheterna att för den som så önskar utarbeta en teoretiskt sett noggrann lösning. Förslag till lämpliga antaganden och förskjutningsmoduler kan därvid erhållas från STFI.

I fortsättningen av föreliggande arbete presenteras en approximativ metod för att dimensionera låga typer av takstolar där förskjutningarna i förbanden försummas. Avsikten är att metoden med tillfredsställande noggrannhet skall kunna användas för inom småhussektorn vanligen förekommande sadel- och pulpettakstolar med låg taklutning. Metodens giltighet visas genom fullskaleprov på takstolar med lutning 1:16 respektive 1:8. Det anvisade förfaringssättet bör även kunna användas som första beräkningssteg vid en uppskattning av de iterativa storheterna H_1 och $K(x)$ i ekv (6.17) om man vill arbeta vidare med den noggranna metoden.

Slutligen är avsikten att med ledning av fullskaleprov söka ange en förstoringfaktor som anger hur mycket nedböjningen skall förstoras jämfört med om sektionen räknas helt styv. I detta beräkningssteg blir alltså förskjutningarna indirekt beaktade.

6.3 Approximativ metod för att dimensionera låga takstolar utförda med spikplåtsförband

När man skall ange en approximativ metod gäller det framförallt att söka bedöma vilka avvikelser från de verkliga förhållandena som de införda förenklade antagandena ger upphov till. Här skall

därför först diskuteras vilka generella konsekvenser för spänningsfördelningen i konstruktionen som en glidning i fogytorna får.

Förbandens eftergivlighet medför att balkens nedböjning ökar när den belastas jämfört med om förbindningarna vore helt oeftergivliga. Detta orsakar att ramstängerna erhåller extra böjpåkänningar, dvs $M_1(x)$ enligt ekv (6.10) ökar. Det totala momentet $M(x)$ är dock konstant varför $M_2(x)$ minskar i motsvarande grad. Böjmotståndet för den enskilda ramstången är emellertid litet jämfört med hela sektionens böjmotstånd varför redan en måttlig ökning av $M_1(x)$ ger en kraftig ökning av böjspänningarna i flänsarna medan reduktionen av $M_2(x)$ i jämförelse därmed endast obetydligt minskar normalspänningen $\sigma_2(x)$ (jfr ekv (6.11)).

En uppfattning om tillskottet av böjspänningar i flänsarna på grund av den ökade nedböjningen kan erhållas ur Granholms försök /13/. För balkar med en förstoringfaktor för korttidsnedböjningen om 1,2 à 1,4 jämfört med massiv balk redovisar Granholm tillskottsspänningar om ca 20 % vid jämnt fördelad last. Vid koncentrerade yttre laster uppgår tillskottet till 30 à 40 %. Uppgår förstoringfaktorn till ungefär 2 är motsvarande värden 25 respektive 50 %. Tillskotten är räknade på den kantböjpåkänning ($\sigma_{b,kant} = M/W_{tot}$) som erhålls om sektionen betraktas som helt styv. Kantböjpåkänningen $\sigma_{b,kant}(x)$ kan med de tidigare införda beteckningarna tecknas

$$\sigma_{b,kant}(x) = \frac{M(x) \cdot r(x)}{I(x)} + \frac{M(x) \cdot B}{2I(x)} \quad (6.18)$$

Den första termen i ekv (6.18) representerar medelnormalspänningen i flänsen och den andra termen böjspänningen. För $r(x) = B/2$, ökas böjspänningen i flänsen med ca 40 % om kantspänningen ökar 20 % och normalspänningen antas oförändrad, vilket enligt ovan motsvarar en förstoringfaktor om 1,4 à 1,5.

Antag nu att balken avstyvas mot knäckning i sidled och att livet utformas så att överramen även hindras att knäcka i den

styvare riktningen. I så fall blir påkänningarna i underramen avgörande vid val av dimension, då tillåten dragpåkänning är mindre än tillåten tryckpåkänning. Följande villkor skall vara uppfyllt för flänsen

$$\sigma_d/\sigma_{d,till} + \sigma_b/\sigma_{b,till} \leq 1 \quad (6.19)$$

Härvid betecknar

σ_d	uppträdande dragpåkänning i flänsen
σ_b	uppträdande böjpåkänning i flänsen
$\sigma_{d,till}$	tillåten dragpåkänning i flänsen
$\sigma_{b,till}$	tillåten böjpåkänning i flänsen

Antas vidare att underramen dimensionerats så att villkoret (6.19) nått och jämnt uppfylls om sektionen betraktas som stelt förbunden erhålls värden på $\sigma_d/\sigma_{d,till} + \sigma_b/\sigma_{b,till}$ enligt TAB 6.1 om fogarnas eftergivlighet antas sådan att kantböjpåkänningen ökar 20 % jämfört med värdet enligt ekv (6.18).

TABELL 6.1 Antas att kantböjpåkänningen ökar 20 % på grund av fogarnas eftergivlighet erhålls följande värden för villkoret $\sigma_d/\sigma_{d,till} + \sigma_b/\sigma_{b,till}$ för flänsarna om virket utnyttjas till fullt vid antagandet om oeftergivliga fogar.

2r(x)/B	Virkeskvalitet		
	Ö-virke	T200	T300
1	1,14	1,17	1,19
2	1,12	1,16	1,19
3	1,12	1,16	1,18
4	1,11	1,16	1,18
5	1,11	1,15	1,18

Av tabellen framgår att avvikelsen från kravet enligt ekv (6.19), då rörelserna i förbanden försummas, minskar när virkeskvaliteten avtar och när kvoten 2r(x)/B ökar. Detta beror på att skillnaden mellan tillåten dragpåkänning och tillåten böjpåkänning ökar.

Om livet är utbildat så att knäckning i överramen måste beaktas inses att felet ej blir större än vad som angivits i TAB 6.1 om tillåten knäckspänning $\sigma_{k,till}$ är mindre är tillåten dragpåkänning $\sigma_{d,till}$.

Beroende på virkeskvaliteten och relationen mellan flänsens höjd och avståndet mellan flänsarnas centrumlinjer erhålls således en underdimensionering av den dragna flänsen om högst 10 à 20 % ifall förstoringfaktorn för korttidsnedböjning ej överstiger 1,5.

Här bör noteras att det är mindre troligt att såväl den dragna som den tryckta flänsen samtidigt erhåller dimensioner som nått och jämnt uppfyller dimensioneringsvillkoret vid antagande av stela förband. Vidare har livets böjstyvhet helt försumrats men i realiteten torde det äga en viss om än liten böjstyvhet.

Som grund för den fortsatta beräkningsmetoden införes här antagandet att virket kan dimensioneras utan beaktande av rörelserna i förbanden om korttidsnedböjningen hos takstolen ej ökar mer än 50 % på grund av dessa rörelser.

I fortsättningen gäller det alltså att finna en beräkningsmetod som medger att förbanden erhåller sådan styvhet att detta nedböjningskriterium är uppfyllt. Här presenteras en metod där skjuvspänningen mellan liv och fläns beräknats som om fogarna vore oeftergivliga. Skjuvspänningarna har sedan räknats om till ekvivalenta krafter som upptas av spikplåtar. Om livet utformats som fackverk har krafterna bestämts på sedvanligt sätt. I metoden är insprängt vissa utförandeansvisningar som med fördel kan sammanföras i en särskild anvisning om man senare önskar publicera metoden i separat form.

Förutsättning

Takstolens tvärsnitt förutsättes i höjddled uppbyggt av tre del-element varav de yttre antas ha identiska och konstanta tvärsnitt. De yttre elementen utgörs med andra ord av ramstängerna. Mellan-elementet utformas med tråkilar ur massivt virke med samma

fiberriktning som ramstängerna eller med snedställda stänger motsvarande livstängerna i ett fackverk. Vidare antas att mellan-elementet saknar böjstyvhet men att det kan överföra skjuvkrafter. Takstolens utseende och införda beteckningar åskådliggörs av FIG 6.3. Såväl sadel- som pulpettakstolar kan förekomma.

Dimensionering av ramstängerna

En preliminär virkesdimension uppskattas genom ett enkelt överslag (ev. gissning) varvid exempelvis följande metod kan användas:

Välj en preliminär virkesbredd B och en lämplig höjd över upplaget i takstolens lägsta del. Höjden över upplaget skall minst uppgå till $2B$. Virkets tjocklek väljs enligt den preferensmåttlista som finns för hyvlat virke. Normalt väljs tjockleken till 45 mm. Därefter tecknas momentet $M(x)$ och inre hävarmen $2r(x)$ i fjärdedelspunkten av den teoretiska spännvidden l_t , vilken ungefär sammanfaller med mest ansträngt snitt för den här typen av balkar. Ett approximativt värde på dimensionerande normalkraft N i ramstången erhålls sedan som

$$N = \frac{M(x=l_t/4+e)}{2r(x=l_t/4+e)} \quad (6.20)$$

där e anger avståndet från centrum av upplag till takstolens ytterkant i den låga änden, jfr FIG 6.3.

Kontrollera att den valda virkesarean A uppfyller villkoret

$$A \geq N / (0,8\sigma_{till}) \quad (6.21)$$

Som värde på σ_{till} väljs det lägsta av värdena på tillåten dragspänning respektive tillåten tryckspänning med hänsyn tagen till knäckning. Att endast 80 % av tillåten normalspänning utnyttjas beror på att vid den slutliga dimensionskontrollen tillkommer även böjspänningar i ramstängerna.

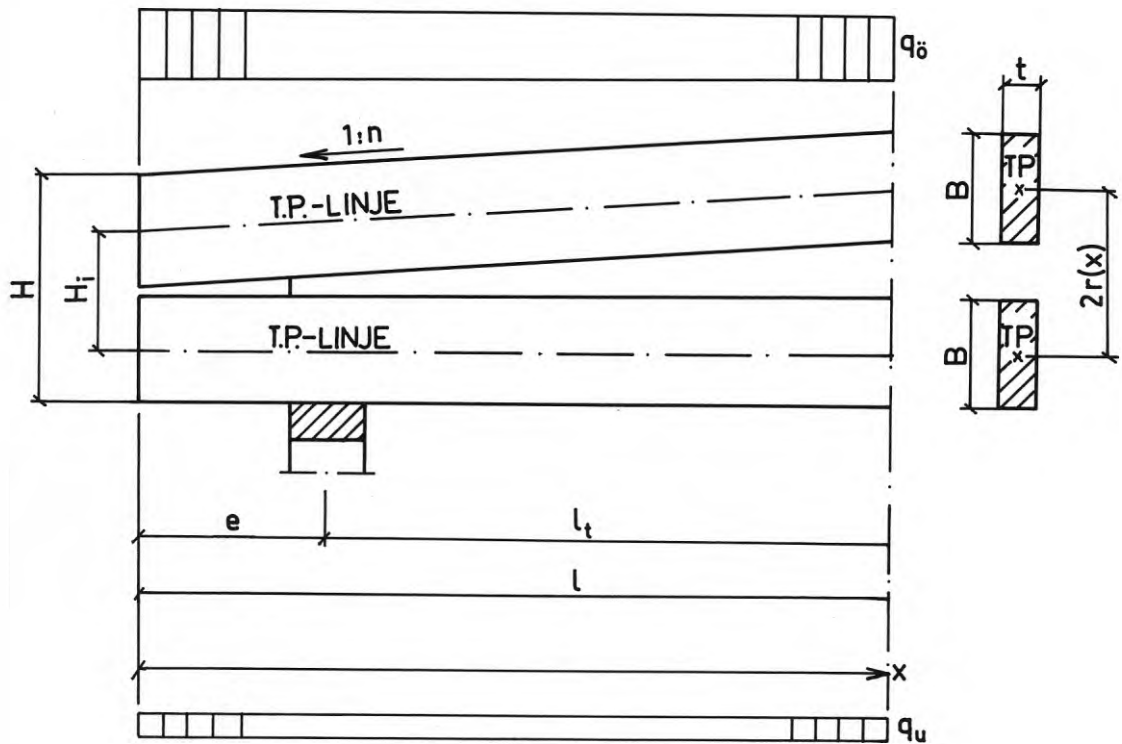
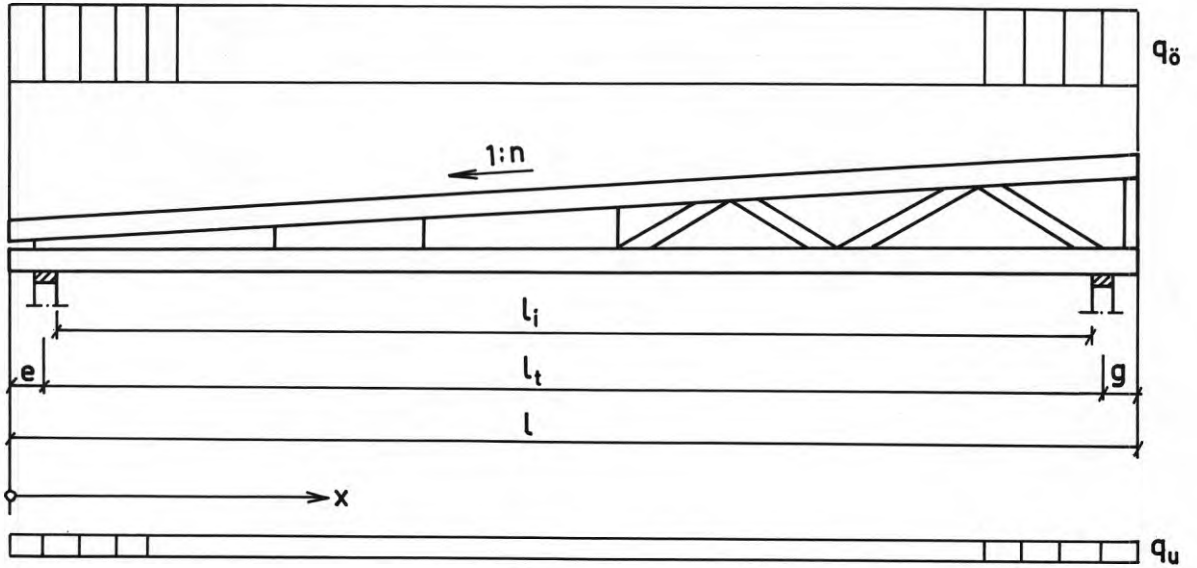


FIG 6.3 Illustration av de beteckningar som införts i den approximativa metoden för låga takstolar.

Om villkoret enligt ekv (6.21) ej är uppfyllt ökas virkeshöjden och eventuellt även höjden i takfoten till dess att villkoret uppfylls.

När preliminär virkesdimension bestämts vidtar en mera noggrann kontroll av virkespåkänningarna på sätt som angivits under 6.2, dvs påkänningen i ramstängerna delas upp i två delpåkänningar, varav den ena delen $\sigma_1(x)$ utgör drag- eller tryckpåkänningen och den andra $\sigma_2(x)$ böjpkänningen.

$\sigma_1(x)$ kan med tidigare införda beteckningar beräknas ur ekvationen

$$\sigma_1(x) = \frac{M(x)}{I(x)} \cdot r(x) \quad (6.22)$$

och $\sigma_2(x)$ erhålls ur ekvationen

$$\sigma_2(x) = \frac{M(x)}{I(x)} \cdot \frac{B}{2} \quad (6.23)$$

I ekv (6.22) och (6.23) anger $I(x)$ den totala sektionens tröghetsmoment vid full samverkan mellan de yttre virkesdelarna. Mellanelementet är dock ej medräknat då det förutsatts sakna böjstyvhet.

För överramen skall sedan följande villkor vara uppfyllt

$$\frac{\sigma_1(x)}{\sigma_{k,till}} + \frac{\sigma_2(x)}{\sigma_{b,till}} \leq 1 \quad (6.24)$$

För underramen blir motsvarande villkor

$$\frac{\sigma_1(x)}{\sigma_{d,till}} + \frac{\sigma_2(x)}{\sigma_{b,till}} \leq 1 \quad (6.25)$$

Om villkoren ej uppfylls ökas endera virkets dimension eller höjden i den låga delen av takstolen till dess att villkoren uppfylls.

Vid jämnt fördelad last q erhålls, om $g=e$, $M(x)$ med beteckningar enligt FIG 6.3 som

$$M(x) = ql(x-e)/2 - qx^2/2 \quad (6.26)$$

Även andra lastfall kan naturligtvis förekomma varvid uttryck på $M(x)$ erhålls ur gängse handböcker (t ex BYGG).

Sektionens tröghetsmoment beräknas enligt uttrycket

$$I(x) = 2(I_0 + r(x)^2 Bt) \quad (6.27)$$

där I_0 anger tröghetsmomentet för ena ramstången

$r(x)$ anger avståndet från sektionens tyngdpunkt till ena ramstångens tyngdpunkt och tecknas med beteckningar enligt FIG 6.3 som $r(x) = (H_i + x/n)/2$

Maximipåkänningen uppträder normalt där $\sigma_1(x)$ är störst varför mest ansträngt snitt erhålls ur villkoret att derivatan

$$\sigma_1'(x) = 0 \quad (6.28)$$

Därefter beräknas $\sigma_1(x)^{\max}$ och $\sigma_2(x)$ ur ekv (6.22) och (6.23) för det värde som erhålls på x enligt ekv (6.28). Dessa värden införes sedan i ekv (6.24) och (6.25).

Många gånger är det önskvärt att känna spänningsfördelningen längs hela ramstången. Lösningen kan därvid med fördel utföras i tabellform varvid tabellhuvudet lämpligen utformas som följer

x	$I(x)$	$M(x)$	$M(x)/I(x)$	$r(x)$	$B/2$	$\sigma_1(x)$	$\sigma_2(x)$	$\frac{\sigma_1(x)}{\sigma_{till}} + \frac{\sigma_2(x)}{\sigma_{b,till}}$
-----	--------	--------	-------------	--------	-------	---------------	---------------	---

Beträffande val av x -värden se under dimensionering av mellan-elementet. Om mellan-elementet utbildas med livstänger bör man även kontrollera att ramstången kan uppta det sekundärmoment som den jämnt fördelade lasten ger upphov till. Det torde kunna beräknas som $\sigma_2(x) = q_1 l_i^2 / 16$ där q_1 står för last på underram eller överram och l_i för avståndet mellan knutpunkterna. Erhållet $\sigma_2(x)$ -värde kombineras med det tidigare $\sigma_1(x)$ -värdet.

Dimensionering av virket till mellanelement

För att dimensionera mellanelementet krävs kännedom om de skjuvspänningar $\tau(x)$ som uppträder längs foglinjen mellan ramstång och mellanstycke. De kan beräknas ur det gängse uttrycket

$$\tau(x) = \frac{R(x) S(x)}{I(x) \cdot t} \quad (6.29)$$

där $R(x)$ anger avskärningskraft och $S(x)$ statistiskt moment för ena ramstången kring hela sektionens mittlinje.

Betydelsen av $I(x)$ och t har angetts tidigare. Vid jämnt fördelad last q beräknas $R(x)$ enligt nedan

$$R(x) = -qx \quad \text{för } x < e \quad (6.30a)$$

$$R(x) = q(1-x) \quad \text{för } x > 1-e \quad (6.30b)$$

$$R(x) = q1/2 - qx \quad \text{för } e \leq x \leq 1-e \quad (6.31)$$

För andra lastfall hänvisas till lämplig handbok.

Det statistiska momentet $S(x)$ erhålls med tidigare beteckningar som

$$S(x) = tBr(x) = tB(H_i + x/n)/2 \quad (6.32)$$

Beräkningen av $\tau(x)$ sammanställs lämpligen i tabellform enligt följande

x	$R(x)$	$S(x)/t$	$I(x)$	$\tau(x)$
-----	--------	----------	--------	-----------

Det fortsatta räknearbetet underlättas om skjuvspänningsfördelningen återges grafiskt. FIG 6.4 visar en typisk bild av skjuvspänningsfördelningen för halva takstolen.

Om den fria höjden mellan ramstångerna understiger 220 mm (största lagerförda bredd hos sågat och hyvlat virke) är det normalt mest ekonomiskt att utföra mellanelement i massivt virke med samma tjocklek som ramstångerna. Där höjden mellan ram-

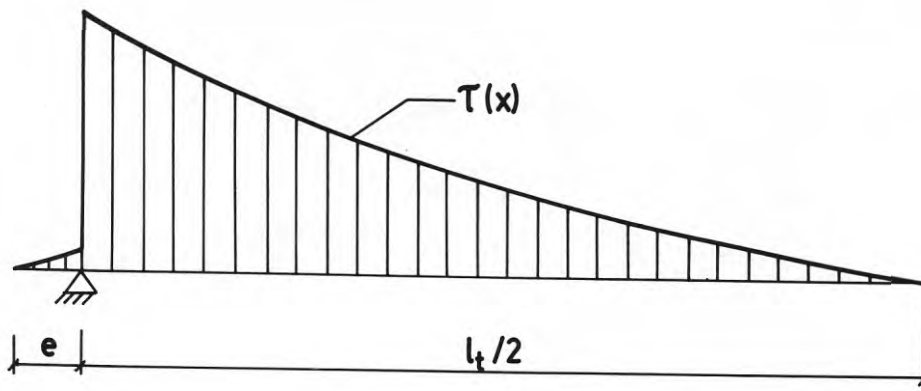


FIG 6.4 Skjuvspänningsfördelningen längs fogen mellan ramstång och mellanelement för ena hälften av en sadeltakstol.

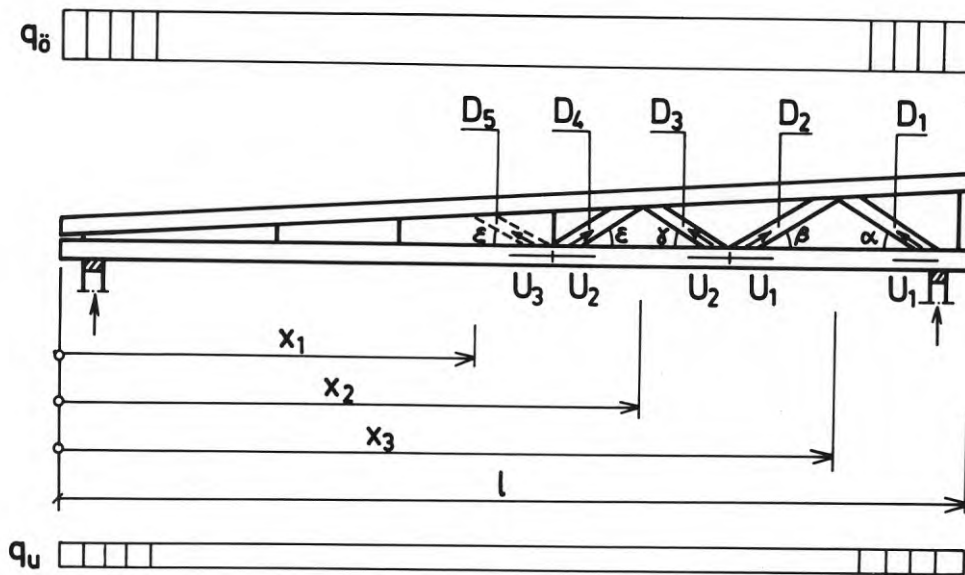


FIG 6.5 Beteckningar införda för att bestämma stångkrafterna. Den streckade stången D_5 är en hjälpstång som införts för att D_4 skall kunna bestämmas på ett enkelt sätt.

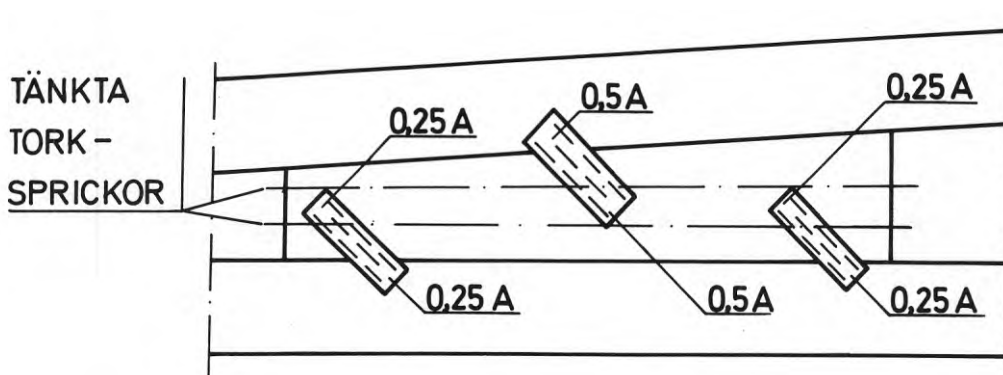


FIG 6.6 Princip för omlottläggning av spikplåtarna vid stor höjd hos kilen. Spikplåtsarean mellan de streckprickade linjerna skall vara minst dubbelt så stor som spikplåtsarean per ramstång.

stängerna överstiger 220 mm utbildas mellanelementet med livstänger. Vinkeln mellan stängernas centrumlinjer och horisontalplanet bör ej understiga 30° och skall i vart fall uppgå till 25° .

I den del av livet som utformas med massivt virke är virkespåkänningarna av sådan art att övrigt konstruktionsvirke genomgående kan väljas. Virke med alltför stora kvistar bör dock undvikas då stora kvistar kan försvåra spikplåtarnas inpressning. Virke med extremt glesa årsringar (större avstånd än 5 mm) bör också undvikas. God passning mellan ramstänger och mellanelement (kilar) skall eftersträvas. För att undvika spel vid en eventuell senare uttorkning bör virket till kilarna torkas till 12 à 15 % fuktkvot innan det tillkapas.

Vid takstolar med mycket låg lutning blir det utrymme som skall fyllas med kilar förhållandevis långsträckt. Ur produktionssynpunkt bör kilens längd ej överstiga 1 à 1,5 m varför utrymmet med fördel täcks in med flera kilar gärna med ett mellanrum om 0,5 à 1,0 m, vilket förbättrar tvärventilationen i takutrymmet och förenklar eventuell dragning av ventilationstrummor.

Skjuvspänningarna ger upphov till en roterande rörelse hos livsegmentet som skall motverkas dels av spikplåtarna, dels av kontakttrycket mellan livsegmentet och ramstängerna. Om kilen skall uppta skjuvspänningarna på sträckan l_1 kan om överramens lutning försummas det vridande momentet M_V uppskattas till

$$M_V = l_1 r \bar{\tau}(x) (2\bar{r}(x) - B) \quad (6.33)$$

Häri anger $\bar{\tau}(x)$ medelskjuvspänningen på sträckan l_1 och $2\bar{r}(x) - B$ är kilens medelhöjd.

Om man antar att tryckpåkänningarna mellan ramstång och kil följer en Naviersk spänningsfördelning skall följande villkor vara uppfyllt där l_{kil} anger kilens längd

$$t\bar{\tau}(x) \cdot l_1(2\bar{r}(x) - B) \leq t\sigma_{\perp, \text{till}} l_{\text{kil}}^2/6$$

Efter förenkling

$$l_{\text{kil}}^2 \geq 6l_1(2\bar{r}(x) - B)\bar{\tau}(x)/\sigma_{\perp, \text{till}} \quad (6.34)$$

Kortare kilar än 0,6 m bör dock undvikas annat än närmast takfoten.

De delar av livet som utföres med stänger dimensioneras som ett fackverk med ledade knutpunkter. För att man enkelt skall kunna bestämma stångkraften i stängen D_4 närmast kilen enligt FIG 6.5 införes en fiktiv stång D_5 med samma lutning som D_4 . Stångkrafterna kan bestämmas ur jämviktsvillkoren, vilket med beteckningar enligt FIG 6.5 ger följande ekvationer

$$D_1 = - \frac{q_1 - q_{\text{ö}} l_2/2 - q_u(1-x_3)}{\sin\alpha} \quad (6.35)$$

$$\begin{cases} -D_3 \cos\gamma + D_2 \cos\beta = (\sigma_1(x_2) - \sigma_1(x_3))A \\ D_3 \sin\gamma + D_2 \sin\beta = q_u(x_3 - x_2) \end{cases} \quad (6.36)$$

$$\begin{cases} -D_4 \cos\epsilon + D_5 \cos\epsilon = (\sigma_1(x_1) - \sigma_1(x_2))A \\ D_4 \sin\epsilon + D_5 \sin\epsilon = q_u(x_2 - x_1) \end{cases} \quad (6.37)$$

Ingår flera stänger tillkommer ytterligare jämviktsekvationer uppställda på motsvarande sätt. Jämviktsekvationerna är angivna så att sedvanliga teckenkonventioner gäller. Beräkningen underlättas om man redan vid dimensioneringen av ramstängerna väljer att kontrollera virkespåkänningen i snitten x_1 , x_2 , x_3 osv enligt ekvationerna ovan. Jämför även med vad som sagts beträffande virkets dimensionering.

När stångkrafterna är kända dimensioneras stängerna på vanligt sätt. För tryckta stänger mäts knäcklängden längs stångens centrumlinje från u.k. överram till ö.k. underram.

Dimensionering av spikplåtarna

I den del av livet som är utbildat med kilar omräknas den tidigare redovisade skjuvspänningen $\tau(x)$ till ekvivalenta krafter P längs fogen, vilka sedan läggs till grund vid dimensioneringen av spikplåtarna. Den ekvivalenta kraften $P(z)$ över en viss sträcka z längs balken erhålls som

$$P(z) = \bar{\tau}(x) \cdot t \cdot z \quad (6.38)$$

där $\bar{\tau}(x)$ anger medelskjuvspänningen på sträckan z .

Ur produktionssynpunkt är det ofta enklast att välja spikplåtar med samma bredd b och dimensionera plåtens infästningsarea för den största tillåtna skjuvkraft P_{till} som plåten kan uppta.

P_{till} bestäms av tillåten skjuvhållfasthet $s_{\alpha, \text{till}}$ för plåten och erhålls ur ekvationen

$$P_{\text{till}} = 2s_{\alpha, \text{till}} f_{\text{eff}} \quad (6.39)$$

där f_{eff} anger den effektiva foglängden vars definition framgår av punkt 5.10.1. Den kan beräknas ur följande uttryck om plåten minst överlappar fogen med 10 mm.

$$f_{\text{eff}} = b / \sin(\alpha + \arctan(1/n)) \quad (6.40)$$

α anger vinkeln mellan plåtens huvudriktning och horisontalplanet. Plåten skall orienteras så att dragskjuvning erhålls. Vidare bör α väljas mellan 30° och 60° . Som lämpligt riktvärde rekommenderas 45° .

Den foglängd z som motsvaras av en given spikplåt med den tillåtna skjuvhållfastheten P_{till} beräknad ur ekv (6.39) erhålls enligt ekvationen

$$P_{\text{till}} = t \int_{x_1}^x \tau(x) dx \quad (6.41)$$

där $z = x - x_1$

Ofta är det enklare att bestämma $\tau(x)$ genom grafisk skattning med ledning av skjuvspänningsfördelningen varvid följande villkor skall vara uppfyllt

$$P_{\text{till}} > t(\tau(x) + \tau(x_1))(x-x_1)/2 \quad (6.42)$$

När P_{till} för plåtens skjuvhållfasthet bestämts skall sedan spikplåten ges en effektiv förankringsarea A i vardera ramstången, som kan ta upp denna kraft. Den kan beräknas ur uttrycket

$$A = P_{\text{till}}/\tau_{\alpha,\text{till}} \quad (6.43)$$

$\tau_{\alpha,\text{till}}$ anger förankringshållfastheten per ytenhet och beräknas som $\tau_{\alpha,\text{till}} = \tau_0(1 - C_1 \sin \alpha)$. Som dimensionerande värde på $\tau_{\alpha,\text{till}}$ väljs det lägsta tillåtna värdet för över resp underram. Då plåtens bredd b är känd erhålls erforderlig förankringslängd l' per ramstång mätt i huvudriktningen längs plåtens centrumlinje som

$$l' = \frac{A}{2b} + 0,01 \quad (\text{m}) \quad (6.44)$$

Den del av plåten som pressas in i kilen får naturligtvis ej medräknas i den effektiva arean. Vid måttlig höjd hos kilen är det lämpligt att använda plåtar som sträcker sig från underram till överram i ett stycke. Den del av plåtens area A_{kil} som täcker kilen bestäms enklast grafiskt varefter erforderlig plåtlängd a beräknas ur uttrycket

$$a = \frac{A + A_{\text{kil}}}{b} + 0,01 \quad (\text{m}) \quad (6.45)$$

Den erhållna plåtlängden a måste dock minst vara så stor att de antaganden som gjorts om effektiv foglängd uppfylles.

Om kilens höjd är stor krävs så långa plåtar att de normalt ej lagerföres. Man kan då i stället förbinda virkesdelarna med omlottlagda plåtar enligt FIG 6.6. Erforderlig infästningsarea i ramstångerna erhålls på sedvanligt sätt enligt ekv (6.42).

Sedan ges plåtarna en sådan längd i kilen att den omlottlagda arean blir $2A$, se FIG 6.6, där A anger fogarean per ramstång

Motivet för detta är att man härigenom eliminerar risken att torksprickor i kilarna sätter dessa ur funktion.

Diagonalernas infästningar dimensioneras efter de anvisningar som presenterats i avsnitt 5.8.

Längdskarvar i ramstängerna dimensioneras enligt den typgodkända beräkningsmetod som presenterats i /9/ och som även återgivits under avsnitt 5.9.

I vissa fall är dragkraften i underramsstången så stor att den maximala plåtbredd som kan användas med hänsyn till virkesbredden ej räcker till. Om plåtens mönster så medger kan man pressa två plåtar i varandra från varje sida. Plåtarna skall placeras symmetriskt och den ena plåten skall vara 40 à 50 mm smalare än den andra då annars sprickor erhålls i förbandet. Varje plåt skall minst ges en förankringsarea motsvarande den last som gäller för tillåten hållfasthet hos plåten. Den totala infästningsarean beräknad som om förbandet endast utgjordes av en plåt från vardera sidan skall dessutom kunna uppta axialkraften $(\sigma_1(x) + \sigma_2(x))tB$. Man väljer alltså kantpåkänningen i stället för medelpåkänningen som dimensionerande. I gengäld utgår kontrollen för moment. Tillåten förankringspåkänning är samma som tidigare. Även plåtarnas hållfasthet kontrolleras för den nyssnämnda axiallasten.

Nockförbandet skall vid sadeltak utformas med god passning och dimensioneras enligt de regler som anges i avsnitt 5.6.

I nästa avsnitt redovisas den hållfasthet som takstolar dimensionerade enligt de föreslagna anvisningarna erhåller. Vad som sedan återstår är att ange metoder för att beräkna takstolarnas nedböjning. Även detta behandlas i nästa avsnitt.

6.4 Val av provtakstolar och provningens omfattning

Som nämnts utfördes provningen i huvudsak som ett kollektivt uppdrag åt tio företag varför företagets önskemål fick stor inverkan på provningens uppläggning. Målsättningen var att utveckla

takstolar med lutningen 1:16 och spännvidder från 6,0-9,6 m. De laster som angavs var: snölast 1000 N/m^2 , vikt av takpaneler plus isolering 350 N/m^2 samt takstolens egenvikt 100 N/m^2 . Avsett centrumavstånd mellan takstolarna var 1,20 m. Företagen begärde att provningen skulle läggas upp och utföras på sådant sätt att resultaten kunde leda till typgodkännande av sadel- och pulpettakstolar med spännvidderna 6,0, 6,6, 7,2, 7,8, 8,4, 9,0 och 9,6 m, dvs totalt 14 st takstolstyper. Typerna är så likartade i sin geometriska uppbyggnad att det i princip endast är spännvidden som skiljer dem åt. Man ansåg det därför tillräckligt att typprova sex av de aktuella typerna för att kunna bedöma förutsättningarna även för de övriga typerna.

Härvid bestämdes först virkespåkänningarna i ramstängerna med hjälp av den metod som anvisats i avsnitt 6.3. Virkeskvaliteten valdes till T200. Beräkningarna visade att samma standarddimension på virket kunde användas vid flera spännvidder. Kritiska spännvidder för olika virkesdimensioner i T200 framgår av TAB 6.2, varvid höjden över innerkant upplag har antagits till dubbla virkesbredden B plus 30 mm.

TABELL 6.2 Kritisk spännvidd för olika virkesdimensioner i T200 vid taklutningen 1:16

Virkesdimension	Maximal invändig spännvidd
45x120 mm	6,0 m
45x145 mm	7,2 m
45x170 mm	8,4 m
45x195 mm	9,6 m

Efter samråd med Planverket provades sadel- och pulpettakstolar med spännvidderna 7,2 m, 8,4 m och 9,6 m. Hela den refererade spännviddsserien kunde därmed anses intäckt. Varje takstolstyp provades i fem exemplar, vilket är normalt vid typprovning, jfr /12/. Takstolarna dimensionerades enligt den metod som angivits i avsnitt 6.3.

Hur provtakstolarna med lutning 1:16 slutligen utformades framgår av FIG 6.7-6.10. Den tillverkningsbeskrivning som åberopas i figurerna återfinns i BIL 3.

Utöver dessa takstolar har även 5 st sadeltakstolar med lutning 1:8 och spännvidden 8,4 m provats. Yttre laster är samma som vid lutningen 1:16. Hur dessa takstolar dimensionerats visas i BIL 4 som samtidigt illustrerar hur den i avsnitt 6.3 angivna metoden kan tillämpas. Takstolarnas slutliga utformning framgår av FIG 6.11. Spikplåtarna har som tidigare varit av märket Hydro-Nail E. Littreering och övriga data för provtakstolarna framgår av TAB 6.3.

TABELL 6.3 Littreering av de provade takstolarna

Takstol nr	Antal	Typ	Taklutning	Invändig spännvidd m	Figur nr
1-5	5	sadel	1:16	7,20	6.7
6-10	5	pulpet	1:16	7,20	6.7
11-15	5	sadel	1:16	8,40	6.8
16-20	5	pulpet	1:16	8,40	6.8
21-25	5	sadel	1:16	9,60	6.9
26-30	5	pulpet	1:16	9,60	6.9
31-35	5	sadel	1:8	8,40	6.11

Totalt har provningen alltså omfattat 35 st takstolar. Att därav 30 st haft lutningen 1:16 beror som nämnts på provningens uppdragskaraktär.

6.5 Urval och tillverkning av provtakstolarna

En viktig fråga vid typprovning är val av material. Provelementen får inte tillverkas av material med högre kvalitet än vad som kan förväntas i framtiden. Kvaliteten är så jämn hos spikplåtarna att de inte kräver några speciella åtgärder vid urvalet vilket däremot virket gör. På ritningarna (FIG 6.7-6.11) anges virkeskvaliteten T200 för ramstängerna. Det är då av största vikt att virkeskvaliteten inte är väsentligt högre i provtak-

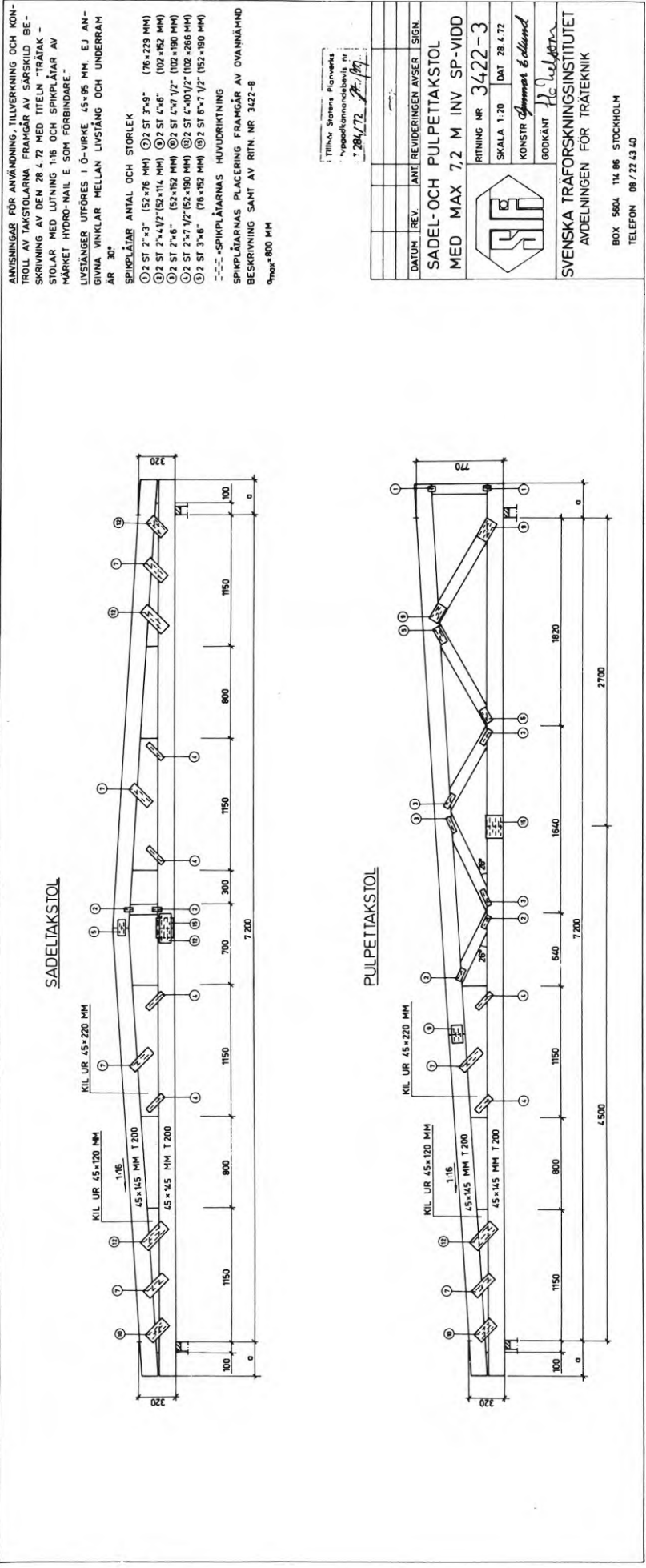


FIG 6.7 Ritningen visar de sadel- och pulpettakstolar med taklutning 1:16 och 7,2 m invändig spännvidd som ingått i provningen. Beträffande detaljer se FIG 6.10.

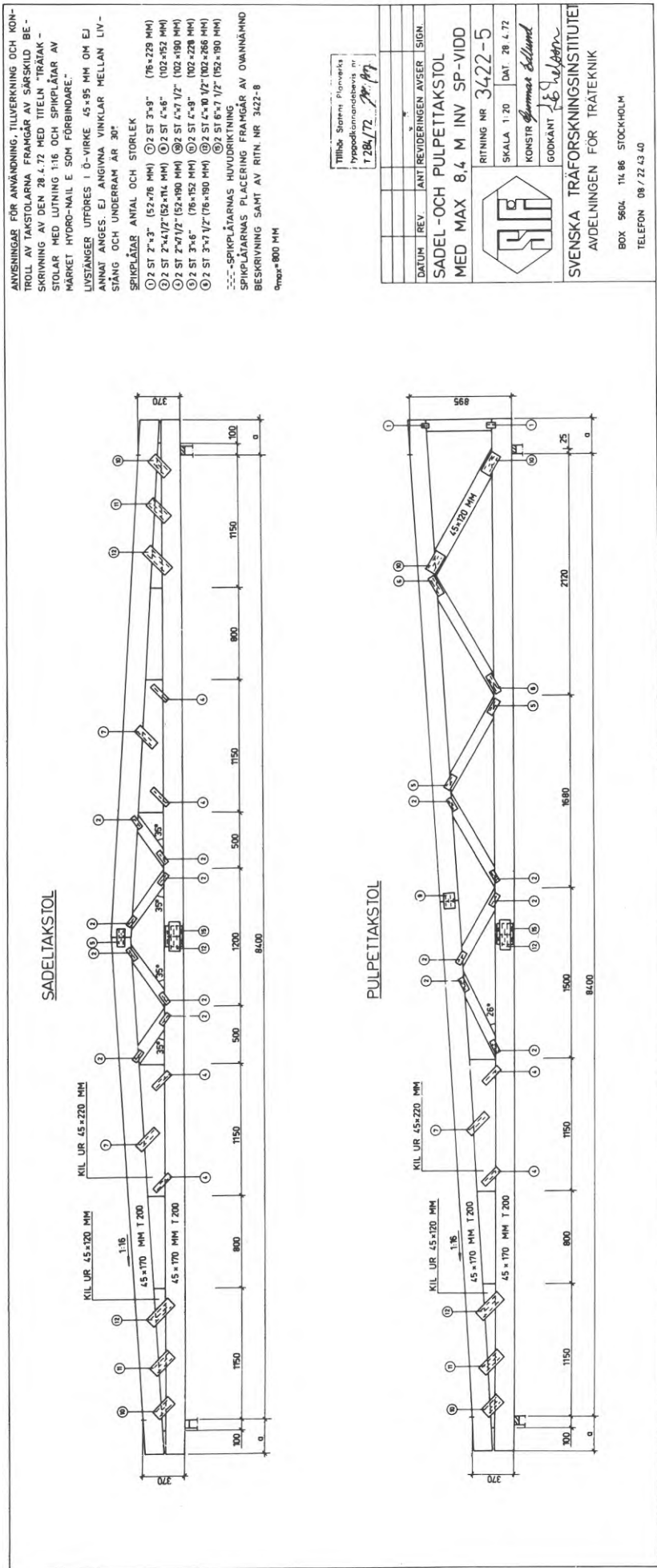


FIG 6.8 Ritningen visar de sadel- och pulpettakstolar med taklutning 1:16 och 8,4 m invändig spännvidd som ingått i provningen. Beträffande detaljer se FIG 6.10.

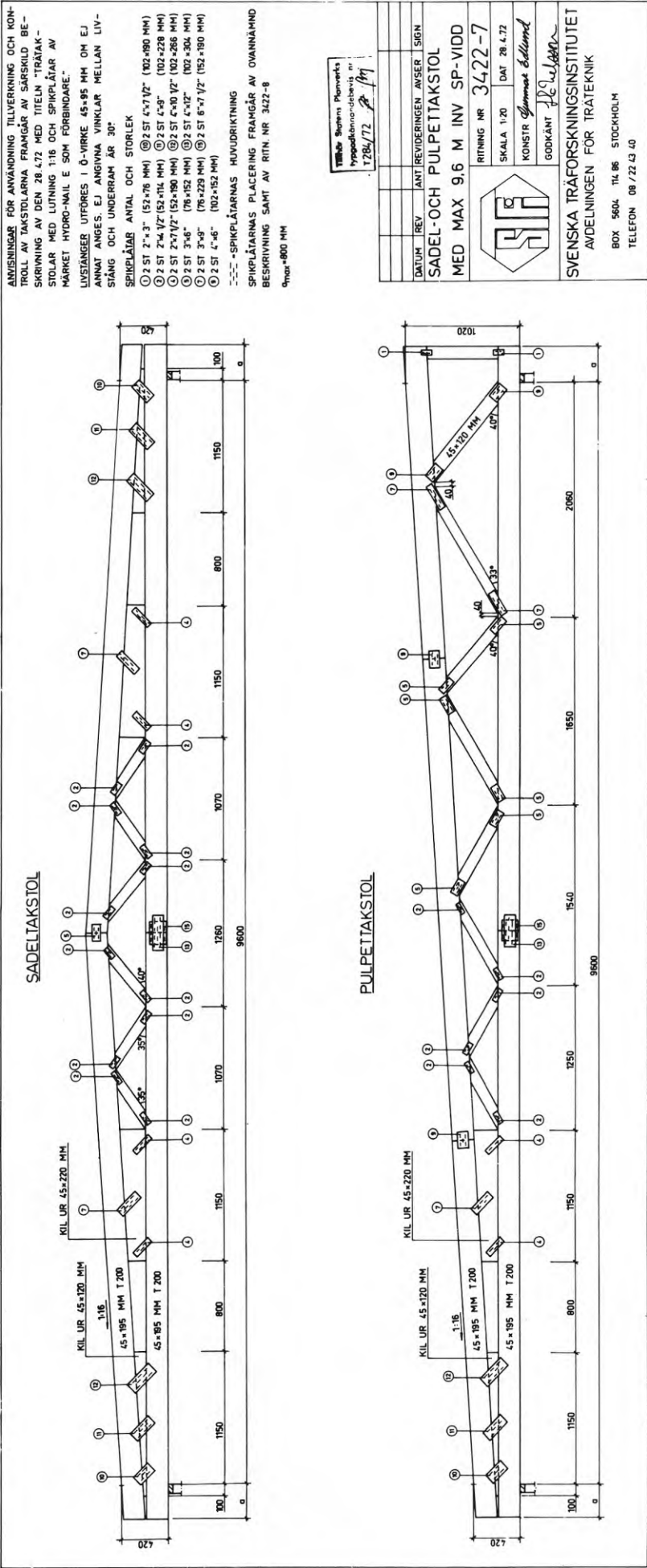


FIG 6.9 Ritningen visar de sadel- och pulpettakstolar med taklutningen 1:16 och 9,6 m invändig spännvidd som ingått i provningen. Beträffande detaljer se FIG 6.10.

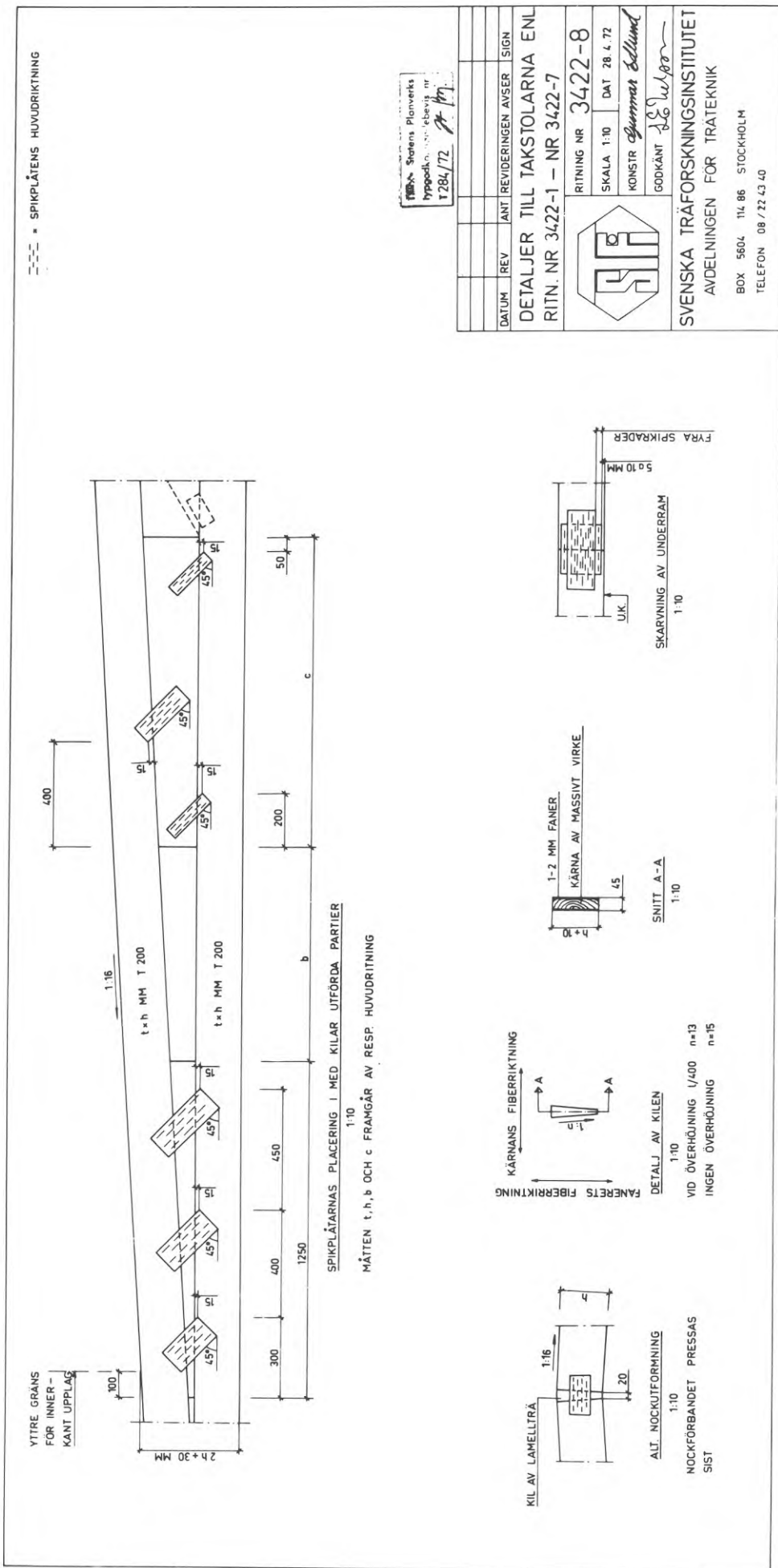


FIG 6.10 Ritningen återger detaljer i utförandet av takstolarna enligt FIG 6.7-6.9

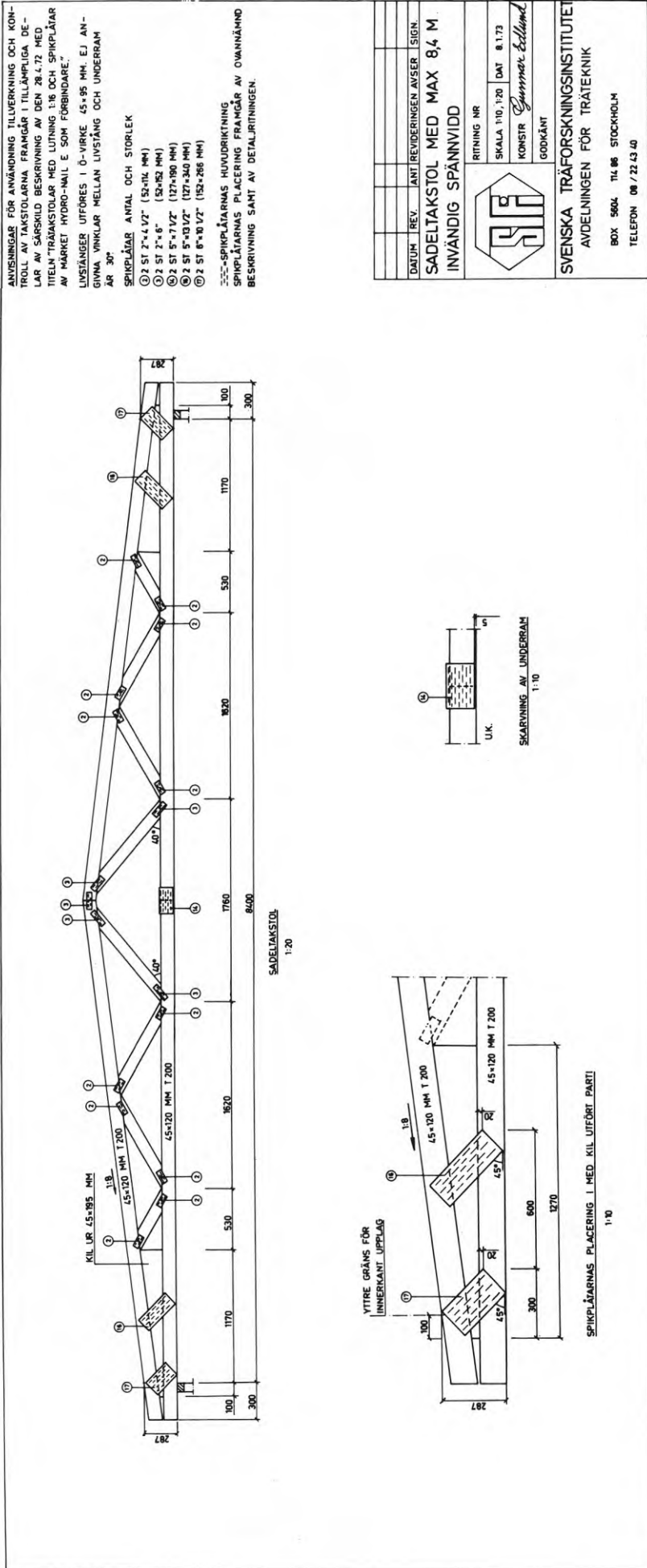


FIG 6.11 Ritningen visar den sadeltakstol med taklutningen 1:8 och 8,4 m invändig spännvidd som ingått i provningen.

stolarna. Vid normal utsortering av T200 får man T200 och bättre varvid T300 kan utgöra en icke ringa del. För att undvika detta sorterades all T300 undan från det virkesparti som användes till provtakstolarna. Virkeskvaliteten kan således sägas ha pendlat mellan T200 och T300, vilket får anses utgöra den undre kvalitetsgränsen för normalsorterad T200.

När materialvalet är gjort gäller det att tillverka elementen så att de kan anses representativa för den framtida produktionen. Helst bör de tillverkas i den utrustning som är avsedd för den fortsatta fabrikationen. Genom det intresse som visades från de tio företag som beställt provningen var det enkelt att uppfylla sistnämnda önskemål. Nio av företagen räknar med att i framtiden använda stationära uppspänningsbord med mobila pressar varför samtliga takstolar utom fem stycken tillverkades i en sådan utrustning. Resterande fem framställdes hos ett företag som i framtiden räknade med att använda stationär press och rörligt uppspänningsbord. Därmed är båda huvudprinciperna för tillverkningen inrymda i provningen vilket är en fördel när det blir aktuellt att bedöma takstolar med andra plåttyper.

Redan i tillverkningskedet förutsågs att spel mellan virkesdelarna i nocken på ett sadelfackverk skulle få stor inverkan på nedböjningen. För att förhindra att spel erhöles försågs nockförbanden i sadeltakstolarna med 7,2 m respektive 9,6 m invändig spännvidd med särskilda kilar som trängdes på plats, se FIG 6.10. Sadeltakstolarna med 8,4 m spännvidd har saknat kilar men erhållna resultat för dessa styrker att kilar bör användas genomgående för sadeltak med lutningen 1:16. Ju brantare takets lutning är desto mindre blir behovet av kilar.

I samband med att takstolarna anlände till avdelningen registrerades eventuella avsteg hos de tillverkade exemplaren jämfört med vad ritningarna föreskrev. Avstegen har beaktats i den bedömning av provningsresultaten som redovisas längre fram men de återges ej i detalj i rapporten. De har även legat till grund för de toleransgränser för plåtarnas placering som anges i BIL 3.

6.6 Belastningsprogram och provningens utförande

Takstolarna belastades enligt det program som redovisas i /12/. I vissa fall registrerades dock krypningen under längre tid än vad som anges i detta meddelande. Detta är bara en fördel när man bedömer takstolarnas långtidsegenskaper. Provningen genomfördes i följande steg där Q_1 anger last av belastningsanordningen och Q_D dimensionerande last (ständig last + snö):

- 1) Takstolen riggades upp och mätur för deformationsmätningen monterades.
- 2) Last- och sidoavstyvningsanordningar anbringades vilket gav lasten Q_1 .
- 3) Lasten ökades till $0,5Q_D$.
- 4) Takstolen avlastades till Q_1 .
- 5) Lasten ökades till $0,5Q_D$.
- 6) Lasten ökades till $1,0Q_D$ och takstolens krypning registrerades under minst en timme vid denna lastnivå. För en takstol per serie om fem följdes krypningen under minst 24 timmar.
- 7) Lasten ökades därefter stegvis med $0,5Q_D$ till dess att brott inträdde.

För att genomföra belastningsprogrammet användes den specialbyggda provningsutrustning med hydrauliska kolvar, som installerats vid avdelningen, se FIG 6.12. Takstolen avstyvades mot knäckning i sidled i nio punkter och den jämnt fördelade lasten ersattes med punktlaster. I det aktuella fallet har åtta stycken lika stora punktlaster använts. Punktlasterna har fördelats jämnt utefter spännvidden. I FIG 6.13 visas fördelningen av tvärkraft och moment för en balk belastad med jämnt fördelad last respektive med åtta lika stora punktlaster som fördelats jämnt utefter spännvidden. Som framgår av figuren så erhålls ungefär samma fördelningar i de båda fallen.

Vid varje laständring registrerades takstolens nedböjning samt förskjutningar i skarvar ochnock liksom mellan ramstängerna. All deformationsmätning skedde med en noggrannhet av 0,01 mm. Nedböjningarna har dock vid laster större än $1,5$ à $2,0Q_D$ mätts med linjal då mätarens arbetsområde endast är 50 mm.

Såväl omedelbart före som omedelbart efter provningen bestämdes virkets fuktkvot. Efter avslutad provning uttogs även prov på virkets volymvikt.

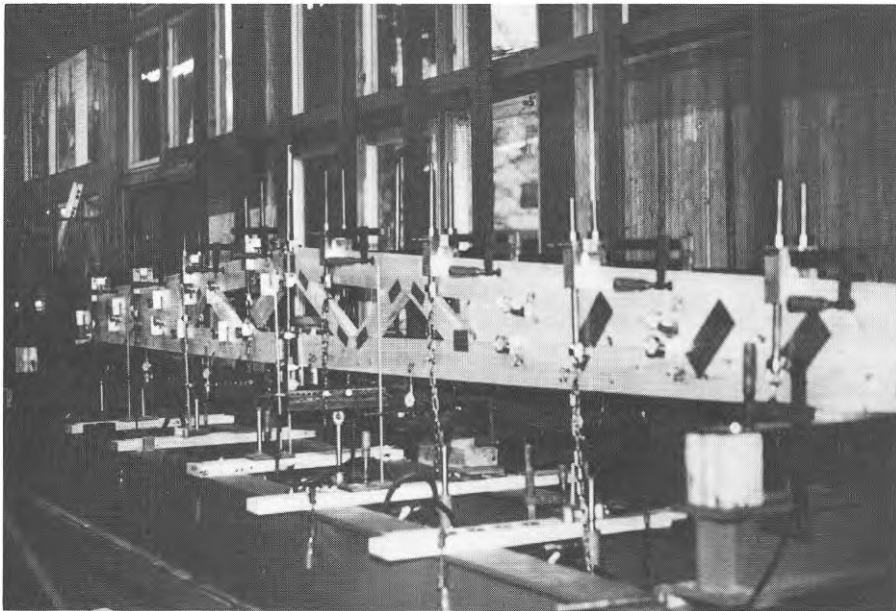


FIG 6.12 Foto av den hydrauliska provningsutrustning som använts för att prova de låga takstolarna. Varje punktlast kan utveckla $2 \cdot 10^{-2}$ MN och den totala lasten avlästes med hjälp av lastceller vid upplagen.

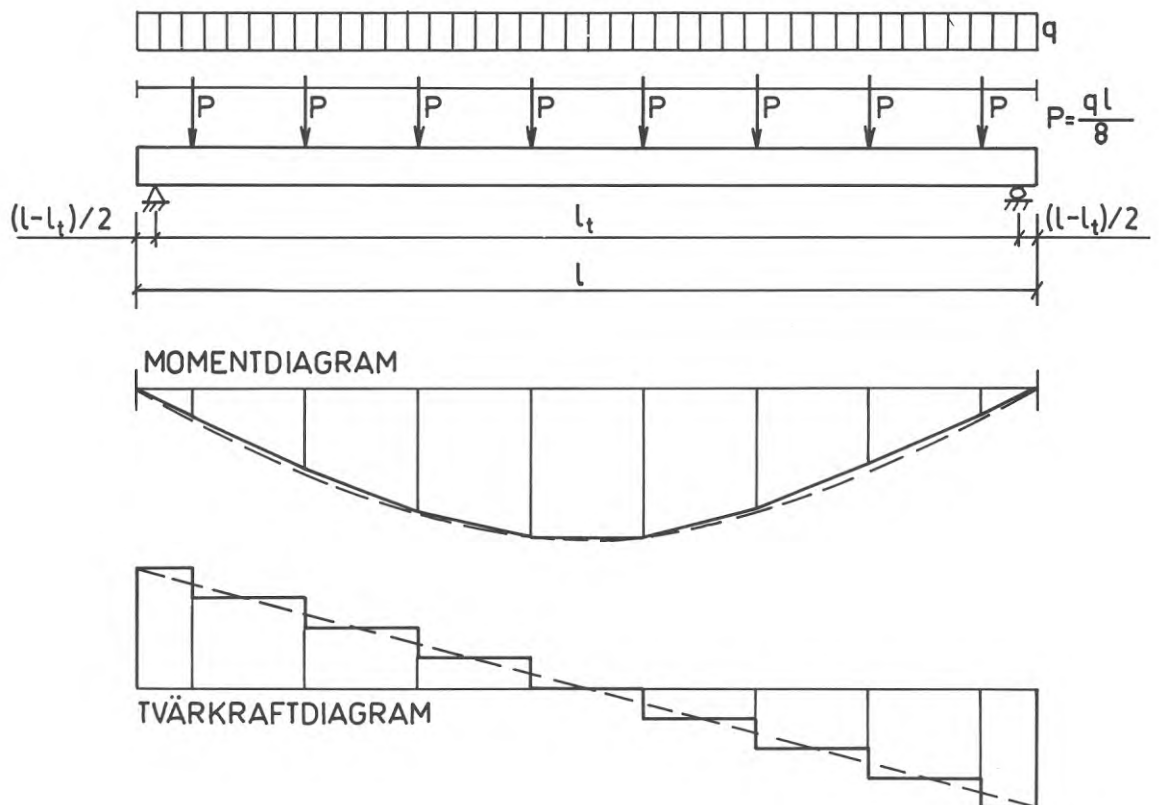


FIG 6.13 Fördelningen av moment och tvärkraft vid jämnt fördelad last q resp vid åtta lika stora punktlaster jämnt fördelade utefter spännvidden och valda så att upplagsreaktionen blir densamma i båda fallen.

För den här typen av konstruktioner är nedböjningen normalt den faktor som dimensionerar. Det bedömdes därför som angeläget att få fram en god bild av styvheten hos det virke som ingått i takstolarna. Ramstängernas styvhet bestämdes genom böjning av virket på högkant endera före tillverkningen av takstolarna (25 st) eller efter takstolsprovningen (10 st). Medelvärden av böjelasticitetsmodulen för ramstängerna anges i TAB 6.5. Värdena gäller vid den vid takstolsprovningen rådande fuktkvoten (medeltal).

Enligt anvisningarna för typprovningen /12/ skall takstolarna dels ha sådan fuktkvot som kan förväntas vid den framtida användningen dels provas i det klimat som motsvarar den förväntade fuktkvoten. Fuktkvoten i virket för den här typen av konstruktioner förväntas enligt SBN 67 att ej överstiga 18 % och takstolarna borde därför enligt rådande konventioner ha provats vid 75 % relativ luftfuktighet och 20°C (motsvarar en jämviktsfuktkvot om 15 %). Provhallen medger dock ej så kraftig befuktning. Takstolarna provades under februari-mars och vid den tiden på året är hallens relativa luftfuktighet så låg som 30 à 40 %. Att ta in takstolarna i så god tid att de uppnår fuktjämvikt före provningen skulle ge missvisande resultat. I stället valdes att prova takstolarna efter ungefär ett dygns lagring i hallen. Nackdelen med detta förfarande är att virket torkar under provningen, vilket accelererar krypningsförloppet, se exempelvis /8/.

6.7 Försöksresultat och kommentarer

Innan resultaten presenteras kan det vara lämpligt att återge de kriterier som bör vara uppfyllda för att en provning skall kunna leda till att takstolarna godkänns. I /12/ stipuleras följande krav på konstruktionens hållfasthet :

"Vid provningen erhållet karakteristiskt värde Q_C för brotthållfastheten skall minst uppgå till samma storlek som den beräknade brotthållfastheten Q_C^{BER} ".

Härvid definieras Q_C som

$$Q_C = \bar{Q}_{br} - k_s Q_{br} \quad (6.46)$$

där \bar{Q}_{br} anger medelvärdet av de enskilda takstolarnas brottlast, Q_{br} och $s_{Q_{br}}$ standardavvikelsen av Q_{br} från \bar{Q}_{br} . Värdet på koefficienten k beror av antalet provade enheter (N) enligt följande

N	4	5	10	15
k	2,7	2,5	2,1	2,0

Q_C^{BER} erhålls enligt /12/ som

$$Q_C^{BER} \geq \begin{cases} 3,3P + 2,2F + 1,2G & (6.47a) \\ 2,7(P+F) + 1,7G & (6.47b) \end{cases}$$

Här anger P snölast, F ständig last (från takpanel och isolering) och G takstolens egenvikt. Vid centrumavståndet 1,2 m mellan takstolarna är i aktuellt fall $P=1200$ N/m, $F=420$ N/m och $G=120$ N/m jfr avsnitt 6.4. Största värdet enligt ekv (6.47) väljs vilket ger

$$Q_C^{BER} \geq 3,3 \cdot 1200 + 2,2 \cdot 420 + 1,2 \cdot 120 = 5030 \text{ N/m}$$

Enligt tidigare uppgår dimensionerande last Q_D till $1,2 \cdot 1350 = 1620$ N/m varför Q_C^{BER} kan uttryckas som

$$Q_C^{BER} = \frac{5030}{1620} \cdot Q_D = 3,1Q_D$$

Kravet för godkänd provning med hänsyn till hållfasthet blir alltså

$$Q_C \geq Q_C^{BER} = 3,1Q_D \quad (6.48)$$

För konstruktioner med maximerad nedböjning vid dimensionerande last (y_{till}) får nedböjningen y_{24h} efter ett dygns belastning av Q_D inte överstiga my_{till} . För mekaniska förband anger man i /12/ m till 0,7. Kravet kan alltså formuleras som

$$y_{till} \leq y_{24h}^{/0,7} \quad (6.49)$$

TABELL 6.4 Brottställen samt takstolarnas brottlást som funktion av dimensionerande last Q_D . Takstolarnas litterering framgår av TAB 6.3. MV=medelvärde.

Takstol nr	Typ	Spännvidd m	Q_{brott}/Q_D	Brottställe
1			3,9	Träbrott u-ram
2			3,7	Plåt i skarv u-ram
3	Sadel	7,20	2,7	Buckl. i felvända plåtar
4	1:16		3,1	Dragbrott u-ram
5			2,6	Buckl. i felvända plåtar
MV 1,2,4			3,6	
6			2,6	Plåt i skarv u-ram
7			3,1	"
8	Pulpet	7,20	3,1	"
9	1:16		3,0	"
10			2,8	"
MV 6-10			2,9	
11			3,7	Plåt i skarv u-ram
12			3,3	Knäckning ö-ram vid nock
13 ¹⁾	Sadel	8,40	5,0	"
14	1:16		3,7	Plåt i skarv u-ram
15			3,5	Förankr. i skarv u-ram
MV 11-15			3,6	
16			3,4	Förankr. 3:e diag. ö-ram fr. hö.
17			3,5	" 5:e "
18	Pulpet	8,40	3,0	"
19	1:16		3,5	Dragbr. i 4:e och 5:e diag. fr. hö.
20			3,1	Knäckning ö-ram vid 2:a "
MV 16-20			3,3	
21			3,3	Knäckning ö-ram
22			2,8	"
23	Sadel	9,60	2,8	" vid nock
24	1:16		2,7	Knäckning ö-ram
25			2,8	"
MV 21-25			2,9	
26			3,1	Knäckning ö-ram
27			2,7	"
28	Pulpet	9,60	3,1	Kv.brott ö-ram vid inre kil
29	1:16		2,6	Knäckning ö-ram
30			2,9	" över skarv
MV 26-30			2,9	
31			2,6	Förankr. i skarv u-ram
32			2,7	Plåtbr. "
33	Sadel	8,40	2,9	Knäckning ö-ram
34	1:8		3,1	Sprickbr. i nock
35			2,5	Förankr. i skarv u-ram
MV 31-35			2,8	

¹⁾Takstolen provad med 7,20 m invändig spännvidd.

TABELL 6.5 Takstolarnas momentannedböjning y_0 vid dimensionerande last samt nedböjningen efter 24h. Vidare anges förväntad långtidsnedböjning $y_{1\text{år}} = y_{24\text{h}}/0,7$, virkets medelfuktkvot före och efter provningen, medelvolymvikt och medelböjelasticitetsmodul (medelvärde för ramstängerna). Som jämförelse anges den nedböjning som motsvarar $l_i/400$ respektive $l_i/200$ av den invändiga spännvidden.

Takstol nr	Typ	Invändig spännvidd m	Fuktkvot vid provning \bar{u} % före	efter	Medelvolymvikt \bar{r}_{ou} kg/m ³	Medelböljestatsmodul MN/m ²	y_0 10 ⁻³ m	$y_{24\text{h}}$ 10 ⁻³ m	$y_{1\text{år}}$ 10 ⁻³ m	$l_i/400$ 10 ⁻³ m	$l_i/200$ 10 ⁻³ m
1			19	16,4	400	11700	25,7				
2			19	15,6	420	12700	22,4				
3	Sadel 1:16	7,20	20	16,5	400	12100	23,5			18	36
4			18	15,0	360	10900	25,8	31,6	45		
5			19	15,4	360	10700	24,9				
MV 1-5			19	15,8	390	11600	24,5				
6			20	16,7	440	13200	13,2				
7			19	16,3	400	12000	16,0				
8	Pulpet 1:16	7,20	21	16,2	420	13200	18,4	23,6	34	18	36
9			20	16,3	410	12400	19,7				
10			21	16,6	400	11300	21,5				
MV 6-10			20	16,4	410	12400	17,8				
11			20	18,0	420	11500	27,2				
12			21	17,6	380	11000	30,7				
13 ¹⁾	Sadel 1:16	8,40	22	19,3	390	11300	16,0			21	42
14			21	18,5	410	11300	26,9				
15			20	15,3	370	10300	30,4	38,6	55		
MV 11-15			21	17,7	390	11100	28,8				
16			21	17,5	370	10500	21,5				
17			20	16,7	400	12000	19,2				
18	Pulpet 1:16	8,40	21	17,6	390	10400	22,3			21	42
19			19	15,5	380	10900	21,4	29,4	42		
20			19	15,7	390	10600	24,4				
MV 16-20			20	16,6	390	10900	21,8				
21			22	17,9	390	10700	28,6	38,5	55		
22			23	21,4	380	9300	34,5				
23	Sadel 1:16	9,6	22	20,1	380	9800	30,4			24	48
24			23	20,5	370	9100	32,3				
25			21	19,3	380	9300	31,4				
MV 21-25			22	19,8	380	9600	31,5				
26			22	19,7	370	8600	29,9	43,3	61		
27			21	18,8	390	9900	26,0				
28	Pulpet 1:16	9,60	23	20,3	400	10200	29,9			24	48
29			23	20,2	370	8900	26,3				
30			22	19,8	390	9700	28,5				
MV 26-30			22	19,8	380	9500	28,1				
31			22	20,2	380	12000	23,1				
32			23	22,2	420	13400	22,1				
33	Sadel 1:8	8,40	23	21,4	420	13500	21,2			21	42
34			22	19,5	390	12100	23,6				
35			22	16,8	390	12100	23,5	31,0	44		
MV 31-35			22	20,0	400	12600	22,7				

1) Takstolen provad med 7,20 m invändig spännvidd

Som nämnts har y_{till} valts till $1/200$ av spännvidden. I resultatssammansättningen är $y_{24h}/0,7$ ersatt med $y_{1\text{år}}$. Ett års belastning av Q_D anses nämligen motsvara den förväntade långtidsbelastningen under en takstols brukstid.

Efter det att kriterierna fastlagts är det dags att återge försöksresultaten. I TAB 6.4 är takstolarnas brottlaster sammanställda tillsammans med uppgifter om brottställen och brottyper. Beträffande takstolarnas litterering, se TAB 6.3. I TAB 6.5 presenteras medelvärden per takstol för virkets fuktkvot före och efter provning, volymvikt samt böjelastmodul dessutom anges takstolarnas momentnedböjning samt förväntade långtidsnedböjningar. Som jämförelse är inlagt nedböjningarna $l_i/400$ och $l_i/200$ där l_i anger invändig spännvidd.

Takstolarnas mittnedböjning som funktion av dimensionerande last framgår av FIG 6.14 - 6.17. Den streckade linjen anger bidraget från rörelser i skarvar ochnock. I figurerna anges även kryptiden för respektive takstol. Den relativa krypningen r definierad som $r = y/y_0 - 1$ framgår av FIG 6.18. Med y avses nedböjningen i takstolens mitt efter t minuters belastning av Q_D och med y_0 den momentana nedböjningen.

Innan de erhållna resultaten kommenteras kan det vara befogat med några allmänna reflexioner kring provningsförhållandena. Virket till takstolarna har som nämnts utgjorts av gran. Enligt Kollmann /14/ uppgår granvirkets medelvolymvikt till 430 kg/m^3 och medelelasticitetsmodulen i fuktklass I ($u < 18 \%$) till 11000 MN/m^2 . Jämförs dessa värden mot de som redovisas i TAB 6.5 ser man att speciellt virket till takstolarna med $9,6 \text{ m}$ invändig spännvidd legat klart under genomsnittet. För sistnämnda takstolar har enskilda virkesbitar med volymvikter ner mot 300 kg/m^3 och elasticitetsmoduler ner mot 6500 MN/m^2 förekommit.

Ett känt faktum är att virke med låg volymvikt även har låg elasticitetsmodul samtidigt som mekaniska förband i sådant virke erhåller stora förskjutningar när de belastas. Av FIG 6.19 hämtad ur /1/ framgår inverkan av virkets volymvikt på förskjutningarna

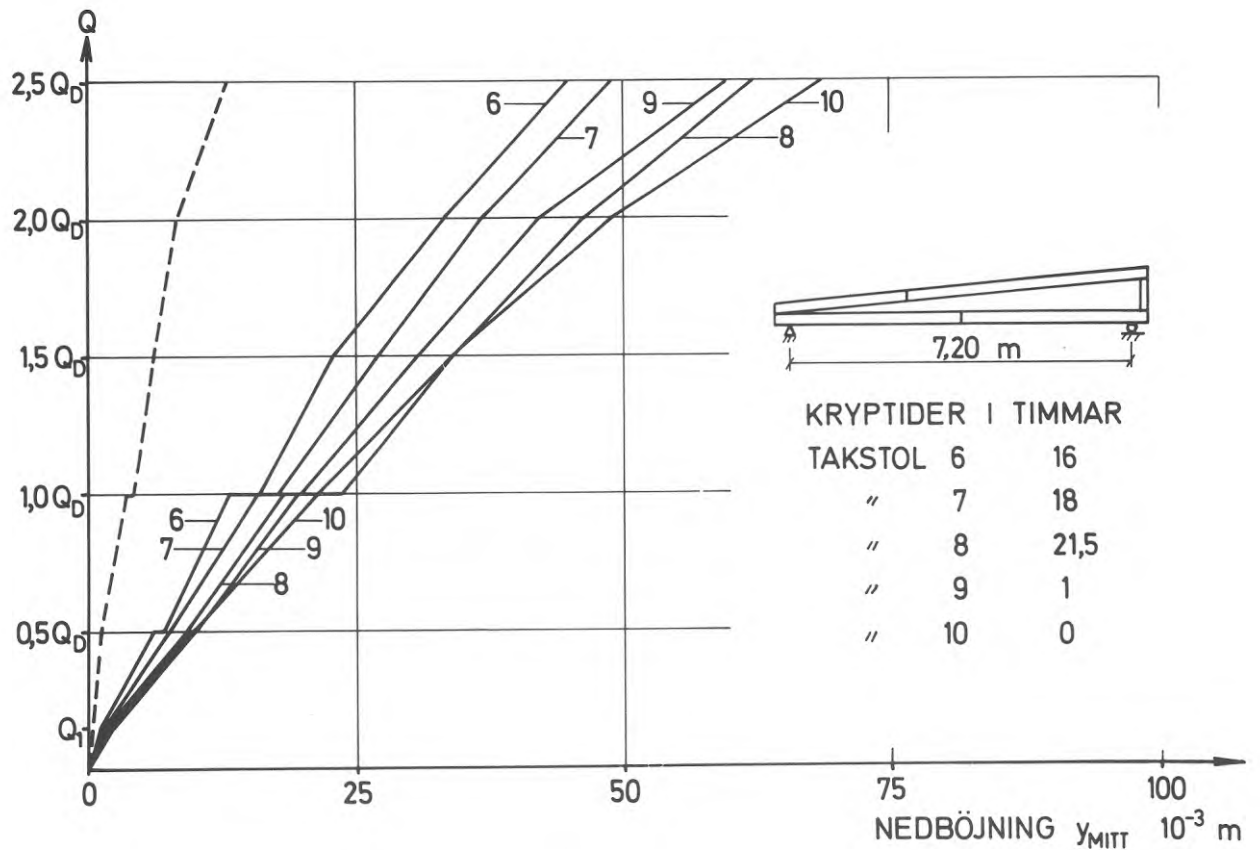
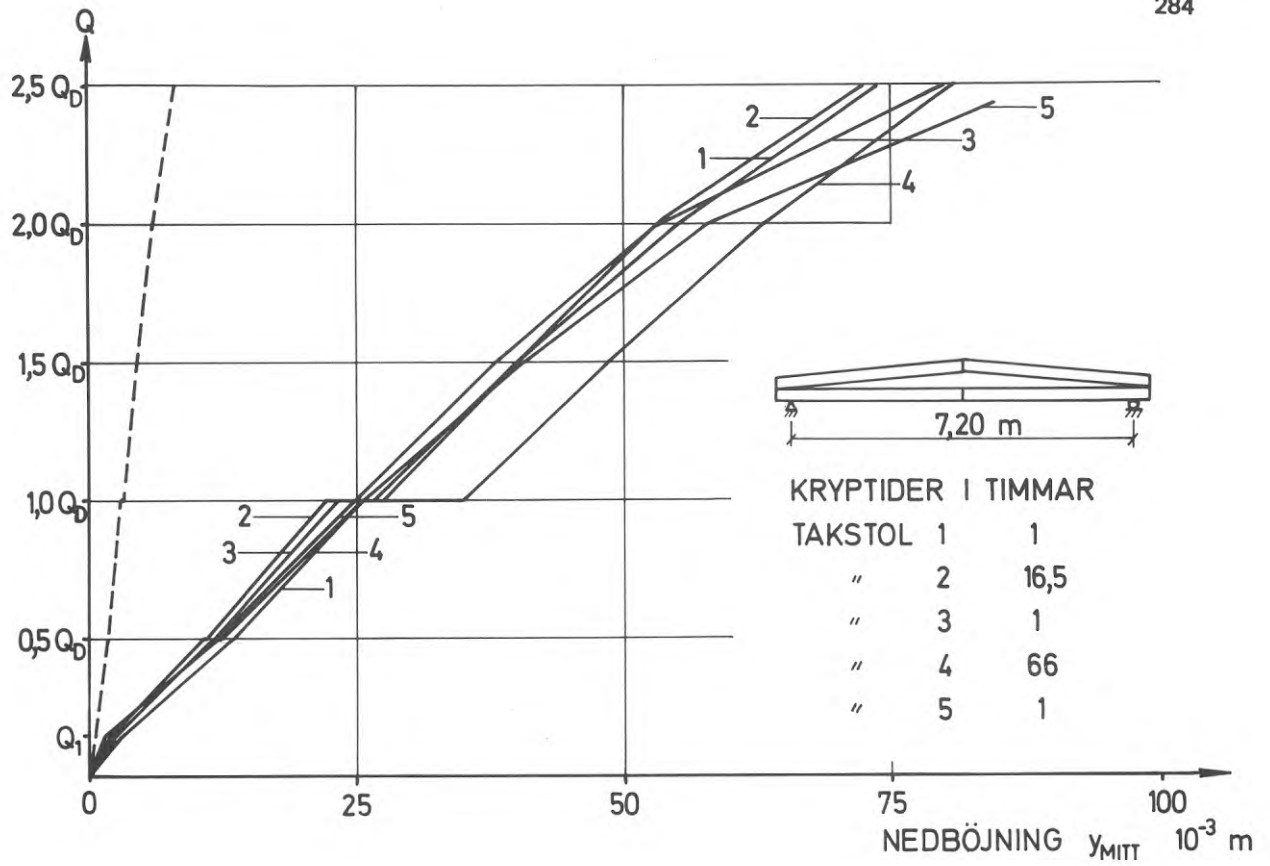


FIG 6.14 Nedböjningen i takstolens mitt som funktion av pålagd last för sadel- och pulpettakstolar med lutningen 1:16 och en invändig spännvidd av 7,2 m. Den streckade kurvan anger det medelbidrag till nedböjningen som orsakats av rörelser i längdskarvar och nock. Q_1 anger last av belastningsanordningen och Q_D dimensionerande last.

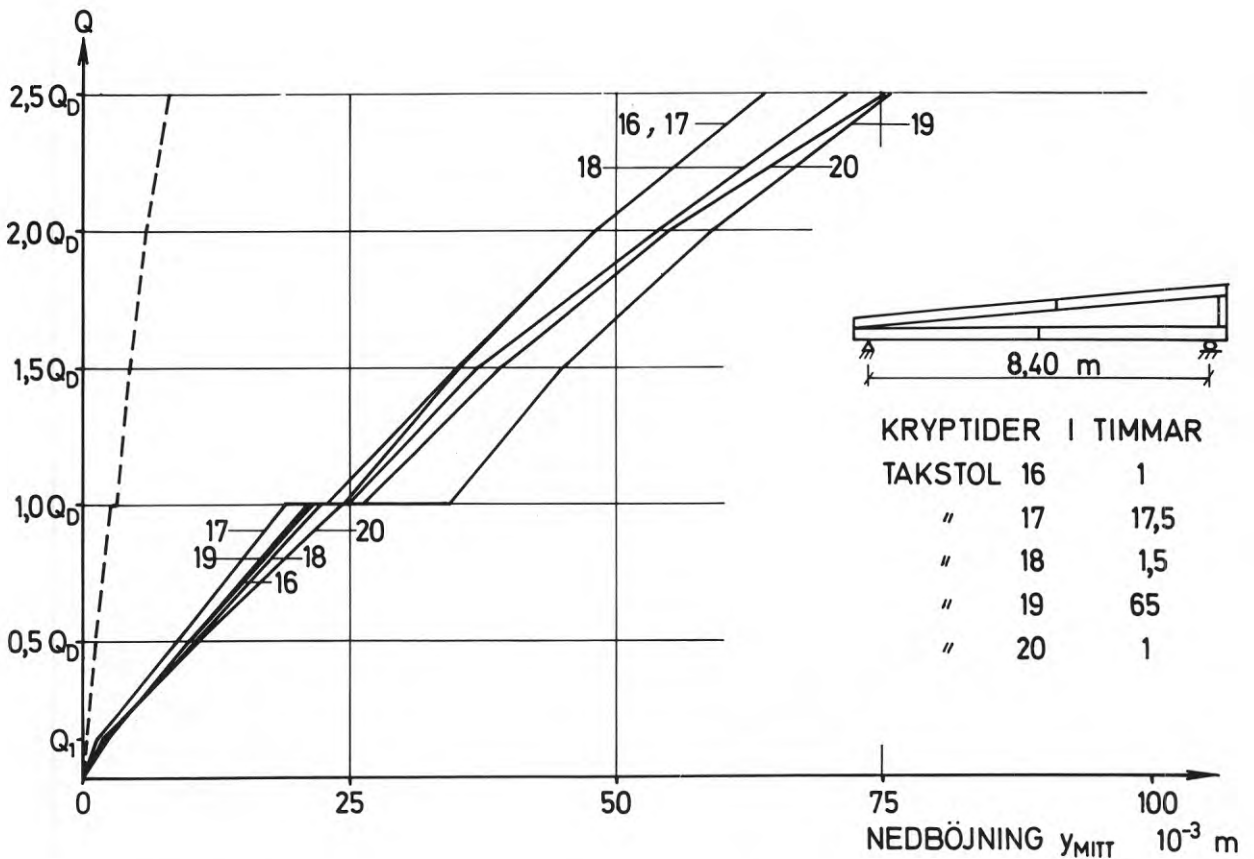
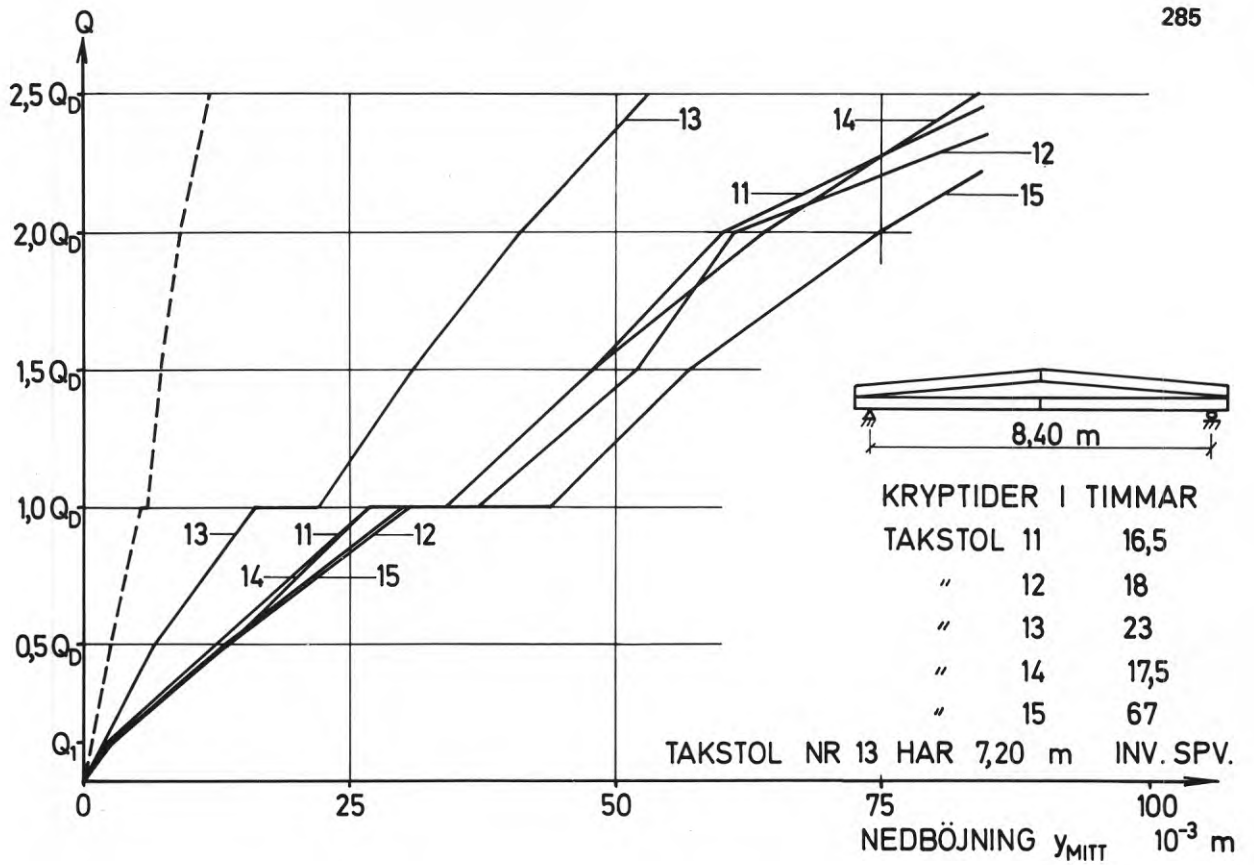


FIG 6.15 Nedböjningen i takstolens mitt som funktion av pålagd last för sadel- och pulpettakstolar med lutningen 1:16 och en invändig spännvidd av 8,4 m. Den streckade kurvan anger det medelbidrag till nedböjningen som orsakats av rörelser i längdskarvar ochnock. Q_1 anger last av belastningsanordningen och Q_D dimensionerande last.

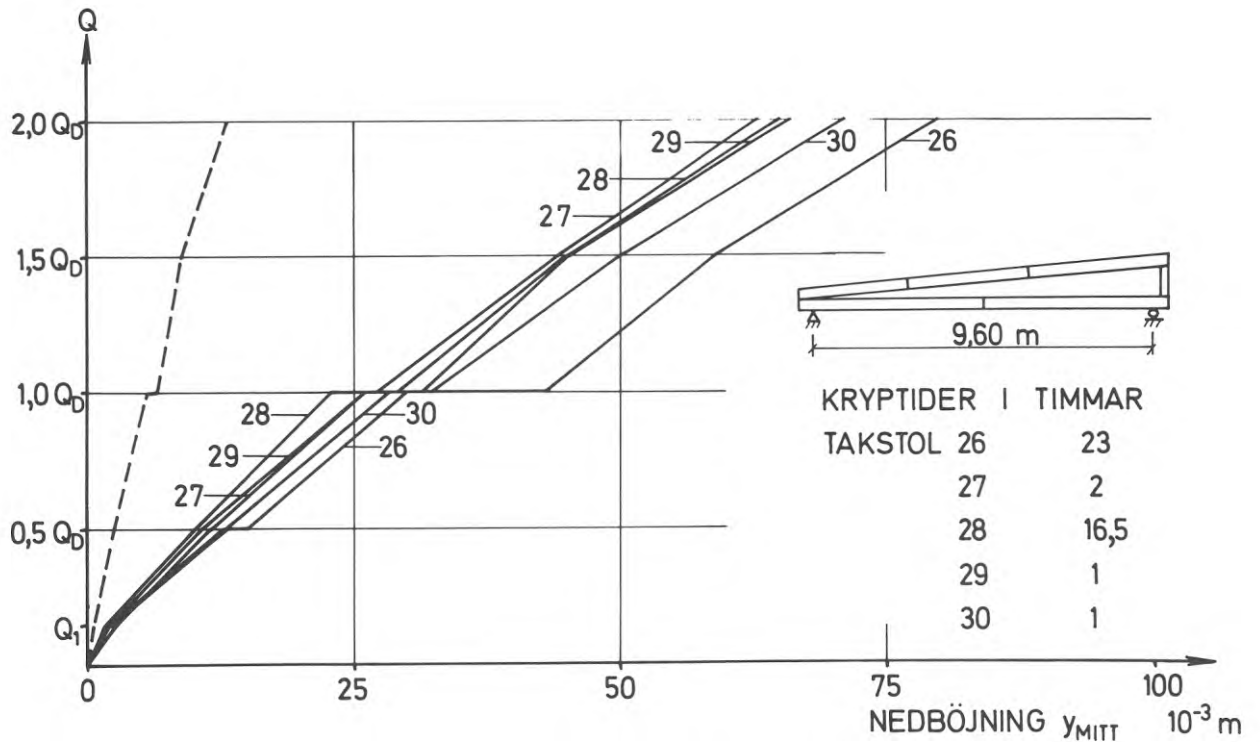
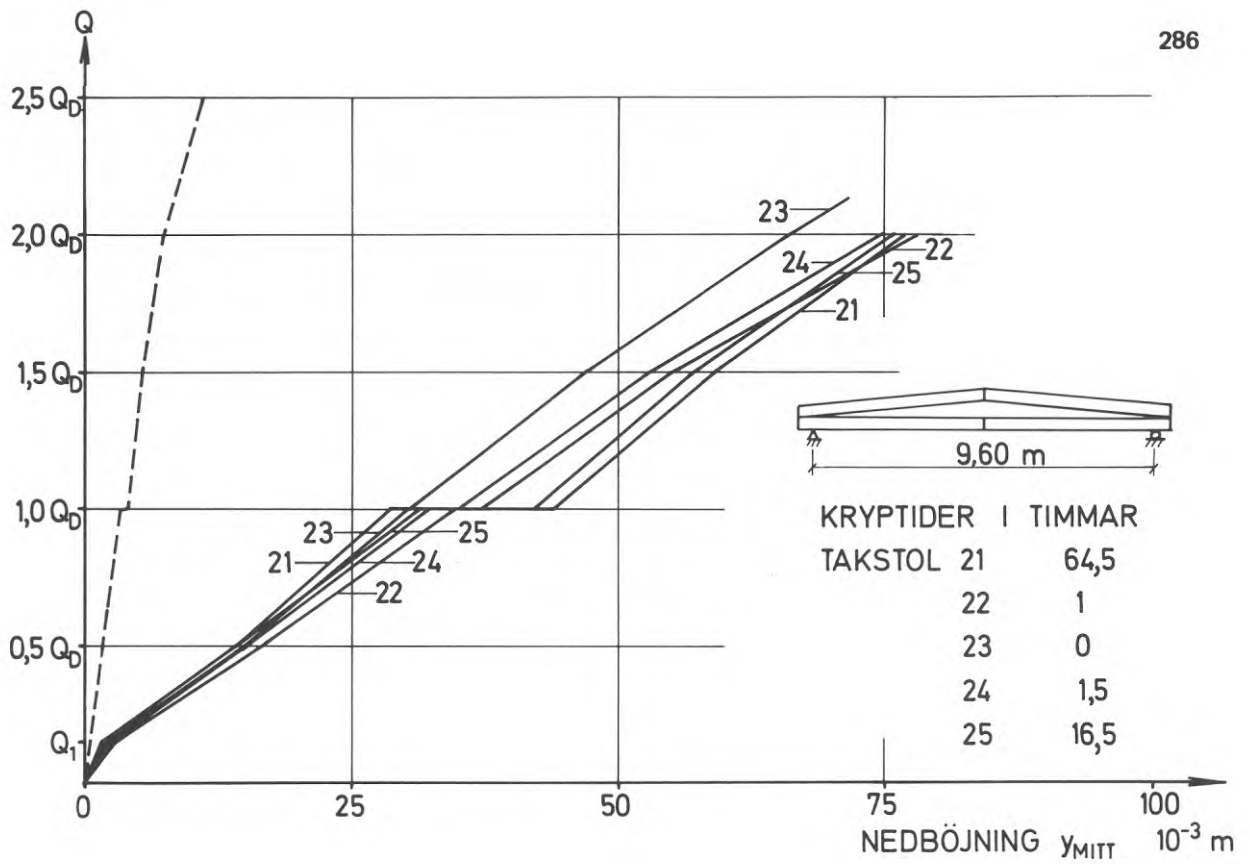


FIG 6.16 Nedböjningen i takstolens mitt som funktion av pålagd last för sadel- och pulpettakstolar med lutningen 1:16 och en invändig spännvidd av 9,6 m. Den streckade kurvan anger det medelbidrag till nedböjningen som orsakats av rörelser i längdskarvar och nock. Q_1 anger last av belastningsanordningen och Q_D dimensionerande last.

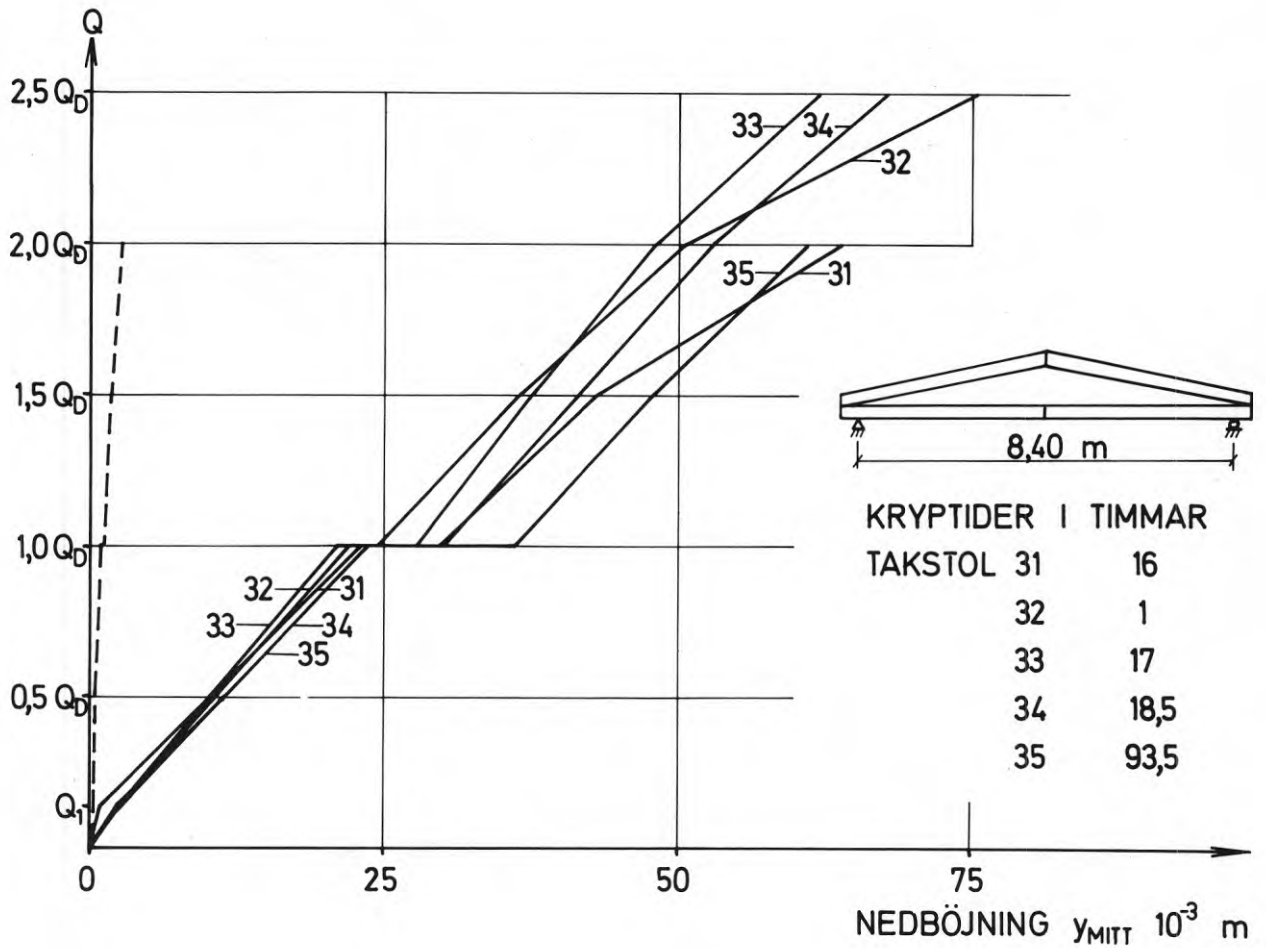


FIG 6.17 Nedböjningen i takstolens mitt som funktion av pålagd last för sadel- och pulpettakstolar med lutningen 1:8 och en invändig spännvidd av 8,4 m. Den streckade kurvan anger det medelbidrag till nedböjningen som orsakats av rörelser i längdskarvar och nock. Q_1 anger last av belastningsanordningen och Q_D dimensionerande last.

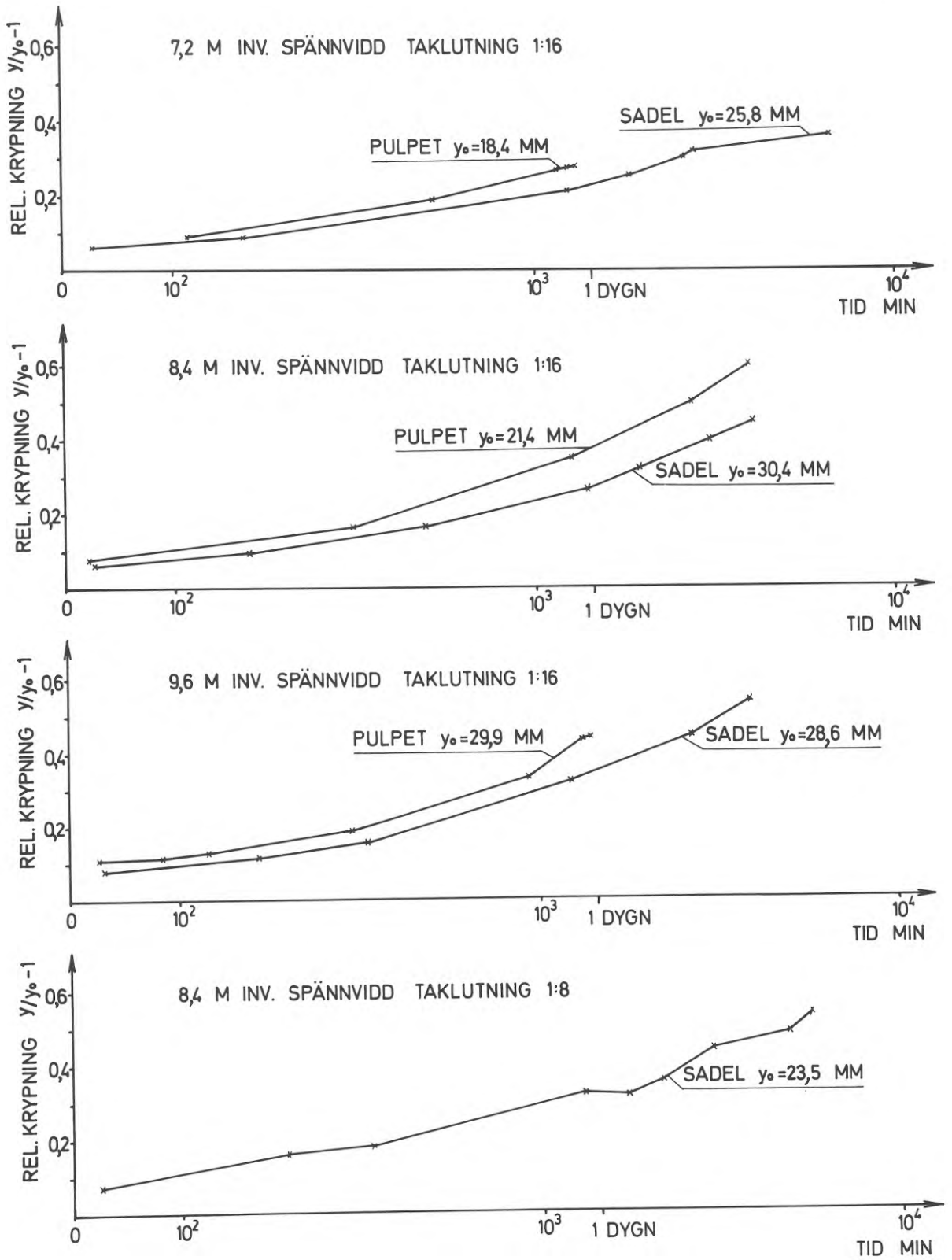


FIG 6.18 Den relativa krypningen r definierad som $y/y_0 - 1$ för de provade takstolarna. Med y avses mittnedböjningen efter t minuters belastning med Q_0 och med y_0 den momentana nedböjningen.

i ett spikplåtsförband. Deformationerna ökar kraftigt när volymvikten sjunker under 420 à 440 kg/m³. Om volymvikten sänks från 450 kg/m³ till 300 kg/m³ ökar förskjutningarna med upp till 80 %, dvs betydligt mer än i proportion till volymviktens sänkning. Orsaken till detta är att spikarna i hög grad söker sig till den porösa vårveden. Sådant lätt virke har även låg hållfasthet och frågan är om inte T-virkesreglernas klausul om att alltför frodvuxet virke inte får medräknas i typprovningsreglerna bör preciseras till volymvikter under 350 kg/m³.

Av TAB 6.5 framgår även att virkets fuktkvot före provningen uppgått till 18 à 22 % och efter provningen till 15 à 20 %. Under provningen har alltså medelfuktkvoten sjunkit med 2 à 4 % (absoluta tal). Uttorkningen är emellertid koncentrerad till virkestvärsnittets periferi och där har fuktkvoter ner mot 12 % konstaterats efter provningen medan de inre delarna av virket i stort sett legat kvar vid begynnelsefuktkvoten. Till bilden av fuktens inverkan hör också att kilarnas fuktkvot uppgått till 18 à 20 % och ej som föreskrivet (BIL 3) till 12 à 15 %. Detta har lett till torkspringor om 3 à 5 mm mellan ramstänger och kilar.

Man bör mot bakgrund av det anförda kunna anse att provningen skett i fuktklass II (18 % < u ≤ 27 %) medan takstolarna är avsedda för fuktklass I. Om virkets fuktkvot uppgått till 15 % som kan anses som riktvärde för fuktklass I är det troligt att såväl hållfasthet (gäller ej vid plåtbrott) som styvhet förbättrats med 15 à 20 %. Betänker man dessutom att krypningen registrerats under en uttorkningsperiod, vilket enligt /8/ accelererar krypningen inses att man i vart fall inte erhållit överdrivet höga värden på hållfasthet och styvhet.

Av TAB 6.4 framgår att brottlasterna endast i ett fåtal fall understigit 3,1Q_D, vilket enligt ekv (6.48) är det minimivärde som skall uppnås av det karakteristiska värdet för att provningen skall kunna leda till godkännande. I de fall lägre värden förekommit har det antingen berott på brott i plåten, knäckning i sidled av överramen eller i ett par fall även på gravt fel-

placerade plåtar. När det gäller brott i plåten måste man beakta att tillåtna laster är givna med 2,5-faldig säkerhet i förhållande till det karakteristiska värdet. Vid plåtbrott är spridningen så liten att medelvärde och karakteristiskt värde i stort sett sammanfaller. Vid typprovning av en hel konstruktion är det därför inte realistiskt att kräva mer än 2,5-faldig säkerhet mot plåtbrott om man kan visa att övriga delar av konstruktionen har tillfredsställande säkerhet. I samtliga serier med plåtbrott för takstolar vars lutning uppgått 1:16 finns värden som uppvisar minst trefaldig säkerhet. Dessa provserier bör därför kunna godkännas trots att vissa värden hamnat vid $2,5Q_D$. I serien med takstolar i lutningen 1:8 har brott genomgående erhållits i underramsskarven och detta vid brottlaster som klart understiger $3,1Q_D$ utom i ett fall (takstol 34) där skarven förstärkts. En väsentlig orsak till detta vid sidan av att säkerheten mot plåtbrott endast är 2,5-faldig är att plåten i underramsskarven suttit 10 à 15 mm från underramens underkant i stället för som avsett 5 mm från underramens underkant. Detta reducerar hållfastheten väsentligt. Deformationerna i övriga förband tyder på dock på att dessa takstolar skulle ha klarat minst trefaldig säkerhet om skarven i underramen hade förstärkts, varför här har valts att betrakta dem som godkända.

Att överramen knäcker i sidled beror på att utrustningen ej förmådde avstyva takstolarna tillräckligt varför takstolarna inte kan lastas för detta. Det inträffade understryker dock vikten av att takstolarna förses med sidoavstyvande takbeklädnad. Brotten i överramen har skett så nära gränsen för godkännande att man utan vidare vågar påstå att denna klarats om knäckningen förhindrats, vilket även verifierats vid senare försök med 9,6 m pulpettakstolar.

Brott på grund av felplacerade plåtar har även inträffat i takstolarna 3, 5 och 18. I takstolarna 3 och 5 har plåtarna vid kilarna varit orienterade så att tryckskjuvning erhållits istället för avsedd dragskjuvning. I takstol 18 var plåtens fogarea 40 % mindre än avsett i den diagonalinfästning där brott uppstod. Ingen av dessa felplaceringar kan tolereras i framtiden

men får å andra sidan inte leda till att takstolstypen underkänns här. En positiv sak är att säkerhetsfaktorn trots de stora felplaceringarna har överstigit 2,5. Det antyder att takstolarna är relativt okänsliga för måttliga avvikelser vid tillverkningen.

Mot bakgrund av de skiftande brottorsaker som förelegat är det meningslöst att räkna fram en karakteristisk hållfasthet om man först inte kan räkna om brottlasterna till en enhetlig brotttyp. Något sådant omräkningssystem finns inte och därför får man i föreliggande fall nöja sig med att konstatera att säkerheten mot brott i virke eller infästningar vid normalt utförande är minst 3-faldig och att säkerheten mot plåtbrott är minst 2,5-faldig.

Av FIG 6.14 - 6.17 framgår att spridningen i takstolarnas initialutböjning är relativt liten utom för pulpettakstolarna med 7,2 m invändig spännvidd. I sistnämnd takstolsserie uppträdde ett par fall med mycket liten nedböjning. Detta kan ha berott på ovanligt god passning i längdskarvarna i överramen. Som framgår av de streckade kurvorna i nedböjningsdiagrammen så svarar rörelserna i längdskarvar och nock för 15 à 20 % av den totala nedböjningen. Härav utgör nockens bidrag 70 à 80 %. Att de tryckta skarvarnas bidrag dominerar framgår även av den ringa krypningen i skarvförbanden.

Värt att notera är att sadeltakstolar med 7,2 m respektive 9,6 m invändig spännvidd som utförts med kilar i nocken ger mindre bidrag från skarvarna till den totala nedböjningen än 8,4 m sadeltakstolen som utförts utan kil. Detta understryker vikten av att tryckta längdskarvar utförs med god anliggning. En bidragande orsak till att pulpettakstolarna haft mindre initialnedböjning än sadeltakstolarna kan just vara svårigheten att utföra nockförbanden i de senare med god passning.

Skillnaden i initialutböjning mellan de båda takstolstyperna framgår även av FIG 6.18. Pulpettakstolarna har som synes större initialstyvhet men i gengäld även större krypning än sadeltakstolarna. Här avstås från någon närmare spekulation kring detta.

Man bör dock erinra sig att en stor initialutböjning minskar den relativa krypningen om den absoluta krypningen är konstant. Ett normalt värde på den relativa krypningen efter 24 timmar är 0,3, jfr /8/, vilket ungefär är det värde som erhållits vid provningen. Egentligen ligger det oväntat lågt med tanke på den uttorkning som skett under belastningstiden. Till en del kan detta bero på att dålig passning i överramsskarvarna förstorat initialnedböjningen.

En fråga som hittills inte kommenterats är hur mycket nedböjningen förstoras av förbandens eftergivlighet. I förutsättningarna för den approximativa metoden har antagits att förstoringfaktorerna inte överstiger 1,5. Vid större förstoring kan det bli aktuellt att ta hänsyn till de extraspänningar i flänsvirket som glidningen i förbanden ger upphov till. Frågan om förstoringfaktor kommer dock att tas upp i ett sammanhang i avsnitt 6.8, varför diskussionen om extraspänningarna får anstå till dess..

I TAB 6.5 kan man konstatera att korttidsnedböjningen i flera fall understigit $1/400$ av spännvidden och långtidsnedböjningen $1/200$. Som tidigare visats kan man dock anse att provningen utförts i fuktklass II. Detta i kombination med låg volymvikt hos virket och kraftig uttorkning under krypförloppet gör att man bör kunna reducera erhållna nedböjningar med minst 20 % när man räknar om till fuktklass I och normalvirke. Då klarar samtliga takstolar dock med viss tvekan för 8,4 m sadeltakstolar i lutning 1:16 kravet att långtidsnedböjningen inte får överstiga $1/200$ av spännvidden. En bidragande orsak till att nämnda takstolar erhållit så stor nedböjning är just den angivna frånavaren av kilar i nocken.

Sammanfattningsvis kan alltså sägas att de provade takstolarna uppfyllt de krav som gäller vid typprovning och de bör därför kunna godkännas. Anvisningar för tillverkningen framgår av BIL 3.

Önskar man minska takstolarnas nedböjning bör man öka höjden över upplagen. Att detta har en positiv effekt framgår i viss mån av resultaten för takstol 13 där upplagen dragits in 0,6 m på vardera sidan.

Mellanväggar dikt under här redovisade och även andra takstolstyper bör om inte särskilda åtgärder vidtas antas bli belastade som om takkonstruktionen bestod av delbalkar fritt upplagda på mellanväggarna.

En annan fråga som inställer sig när det gäller mellanväggar är om de koncentrerade reaktioner som dessa ger upphov till kan tas upp i takstolarna. I separata provningar som inte återges här har påvisats att mellanväggar kan placeras in godtyckligt under de takstolar som provats utan att säkerheten försämrats. Nedböjningen som sådan blir avsevärt mindre om mellanväggar bidrar vid lastupptagningen.

Till sist skall här återges några av de värden på förskjutningen mellan ramstängerna som uppmätts för de aktuella takstolarna och som kan vara av intresse om man vill föra den noggrannare beräkningsmodellen vidare. Här redovisas endast de värden på förskjutningen som erhållits där livet utbildats med kilar. Mätresultaten för livstängernas förskjutningar är influerade av stängernas vinkeländringar varför deras praktiska värde kan ifrågasättas. De kan dock erhållas efter hänvändelse till STFI. Förskjutningarna i längdskarvarna kan beräknas enligt de uttryck som angivits under avsnitt 4.4.1 (jfr ekv (4.18)).

När det gäller förskjutningen mellan ramstängerna i de med kilar utbildade delarna av takstolen konstaterades vid provningen att större förskjutning erhöles mellan överram och kil än mellan underram och kil vid momentan belastning. Efter en tids belastning utjämnades dock denna skillnad varför det förefaller rimligt att räkna med samma förskjutning. I FIG 6.19 och 6.20 återges medelförskjutningen per fog mellan underram och kil i olika snitt av balken för de takstolar som belastats i minst 24 timmar. Man kan konstatera att större krypning erhöles för förbanden än för takstolen som helhet. Till stor del torde detta bero på initialfriktioner i förbanden som släpper efter hand och då speciellt i samband med den uttorkning som skett under belastningstiden.

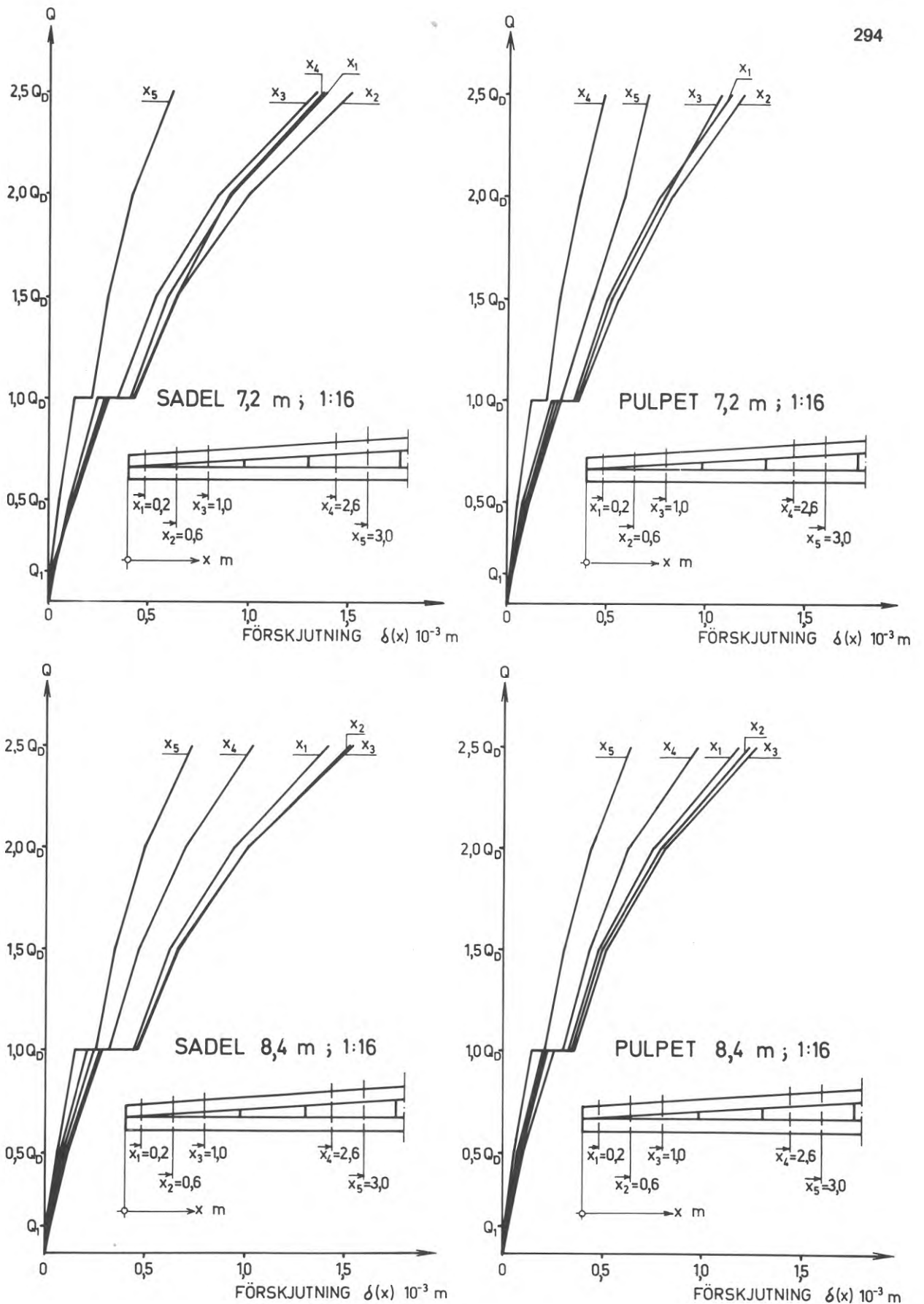


FIG 6.19 Medelförskjutningen $\delta(x)$ per fog mellan ramstång och mellanelement i olika snitt längs fogen för sadel- och pulpettakstolar med lutningen 1:16 och de invändiga spännvidderna 7,2 m respektive 8,4 m. Förskjutningen är återgiven endast i de partier där livet utförts med massiva träkilar. Samtliga takstolar har belastats i minst 24 timmar.

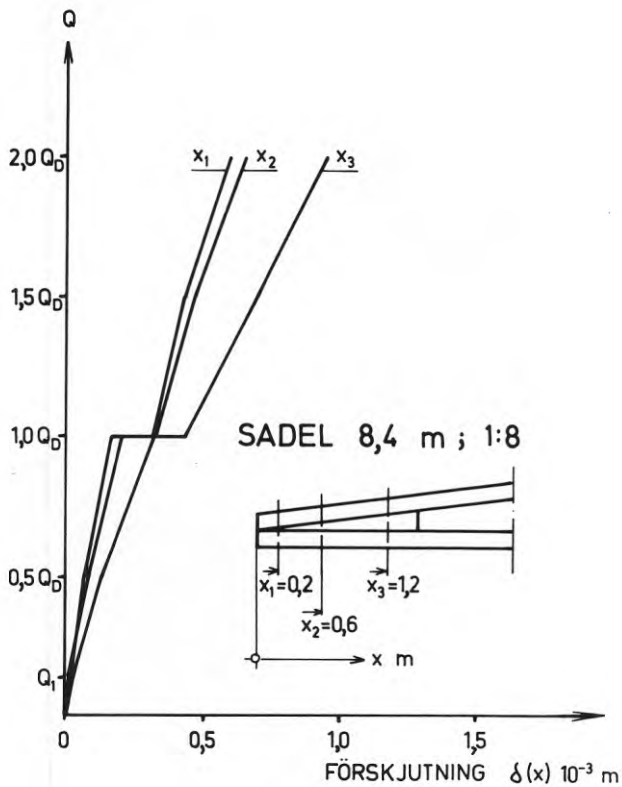
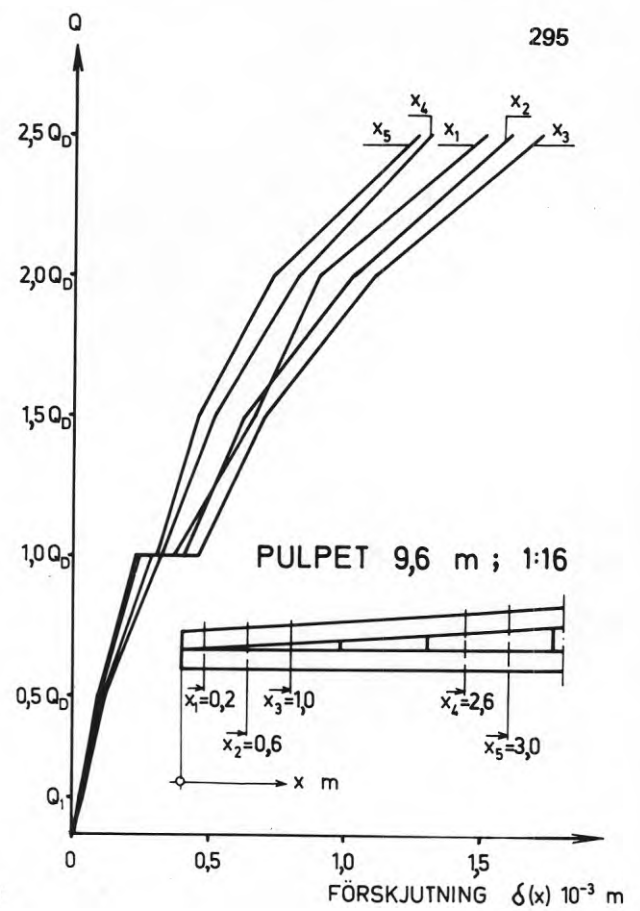
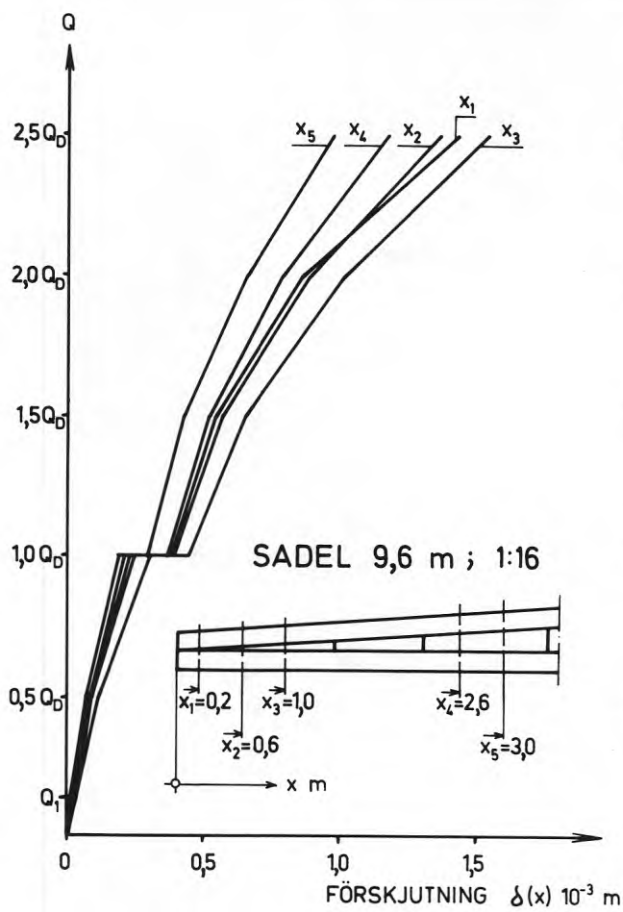


FIG 6.20 Medelförskjutningen $\delta(x)$ per fog mellan ramstång och mellanelement i olika snitt längs fogen för sadel- respektive pulpettakstol med lutningen 1:16 och en invändig spännvidd av 9,6 m samt motsvarande värden för en sadeltakstol med lutningen 1:8 och en invändig spännvidd av 8,4 m. Samtliga takstolar har belastats i minst 24 timmar.

6.8 Uppskattning av låga takstolars nedböjning

Nu återstår att söka få grepp om den nedböjningsförstoring som förbandens eftergivlighet gett upphov till och om möjligt ange metoder för att beräkna denna. Man kan på en gång konstatera att det är svårt att räkna fram vilken nedböjning takstolarna skulle ha erhållit vid oeftergivliga förband. Konstruktionen är en kombinerad vierendeel- och fackverksbalk, där man får nedböjningstillskott på grund av livursparingarna. I förenklande syfte väljs att betrakta balkarna som massiva med de yttermått som angivits i FIG 6.7 - 6.9 samt FIG 6.11. Nedböjningen för sådana balkar kan beräknas med hjälp av de diagram som anges i handboken BYGG kap 362:223 /15/. Diagrammet jämte beräkningsanvisningar återges i FIG 6.21. De värden som beräkningen ger skall jämföras med de som erhållits vid provningen. Härvid torde det vara realistiskt att räkna bort det nedböjningstillskott som erhållits på grund av rörelser i längdskarvar och nock. Ett tillskott som i och för sig kan ge extraspänningar i virket men samtidigt får man dels räkna med att vinkeländringen över dessa skarvar reducerar tillskottet, dels har det varit ogynnsamt att räkna med helt massiv balk. Jämförelsen framgår av TAB 6.6.

TABELL 6.6 Jämförelse mellan beräknad nedböjning för en massiv balk med samma yttermått som de provade takstolarna och den nedböjning som erhållits vid provningen minskad med tillskottet från förskjutningarna i längdskarvar och nock.

Taklutning	Takstolstyp	Spännvidd	Elasticitetsmodul	Massiva balkens nedböjning y_{ob}	Takstolens nedböjning y_{ot}	Förstoringsfaktor y_{ot}/y_{ob}
		m	MN/m ²	10 ⁻³ m	10 ⁻³ m	
1:16	sadel	7,20	11600	14,2	21,5	1,51
1:16	pulpet	7,20	12400	11,9	14,8	1,25
1:16	sadel	8,40	11100	17,5	23,7	1,35
1:16	pulpet	8,40	10900	14,9	19,3	1,30
1:16	sadel	9,60	9600	24,0	28,5	1,19
1:16	pulpet	9,60	9500	17,3	23,0	1,33
1:8	sadel	8,40	12650	12,5	21,0	1,66

Enligt det betraktelsesätt som använts i TAB 6.6 understiger förstoringfaktorn normalt värdet 1,5. Att högre värde erhållits vid lutningen 1:8 beror sannolikt på att elasticitetsmodulen bestämts först efter avslutad provning. Det torde ha gett 10 à 20 % för höga värden. TAB 6.6 stöder alltså det antagande som lagts till grund för den approximativa metoden om att rörelserna i förbanden inte ökar nedböjningen med mer än 50 %.

Som väntat är förstoringfaktorn något större för sadeltakstolar än för pulpettakstolar. Å andra sidan är den relativa krypningen större för pulpettakstolarna varför det vid långtidsbelastning torde vara realistiskt att räkna med samma förstoringfaktor.

Med stöd av erhållna resultat föreslås att faktorn ges värdet 1,4. Om man antar att krypningen under det första dygnet uppgår till 30 % av den momentana erhålls enligt ekv (6.49) följande uttryck för den förväntade långtidsnedböjningen y

$$y = 1,4 \cdot 1,3y_{h,m} / 0,7 \quad (6.50)$$

där $y_{h,m}$ anger den homogena balkens momentannedböjning.

Frågan är då vilket värde som skall införas på korttidselasticitetsmodulen när $y_{h,m}$ beräknas. I SBN 67 anges två värden på elasticitetsmodulen, ett för vanligt lastfall och ett för exceptionellt lastfall. Ingetdera värde representerar den verkliga korttidsmodulen utan båda har reducerats med hänsyn till krypning. I de diskussioner kring belastningstider som förs i samband med den pågående revisionen av byggnormen brukar 10^2 timmar nämnas som lämpligt värde för exceptionella lastfall. Här föreslås att man låter termen $1,3y_{h,m}$ i ekv (6.50) representeras av den nedböjning som den homogena balken erhåller om man inför det exceptionella värde på elasticitetsmodulen som anges i SBN 67. Den nedböjningen är 10 % mindre än den nedböjning som erhålls om man räknar med elasticitetsmodulen vid vanligt lastfall. Vill man utnyttja sistnämnda modul kan alltså nedböjningen beräknas ur följande uttryck

$$y = 1,4y_h / 1,1 \cdot 0,7 \quad (6.51)$$

där y_h anger den homogena balkens nedböjning vid vanligt lastfall.

Man kan här ifrågasätta om ett för högt värde har införts på den momentana elasticitetsmodulen. Vad som ligger bakom det gjorda valet är dels de höga korttidsvärden på nämnda modul som normalvuxet virke uppvisat vid provningen, dels den ojämna fuktfördelning som den här typen av konstruktioner normalt erhåller vintertid och som medför viss uttorkning av underramen. Det sistnämnda gäller de takstolar som används över uppvärmda utrymmen. När underramen torkar (eller om överramen fuktas upp) erhålls krafter som strävar att kröka takstolen uppåt varvid nedböjningen på grund av snölast motverkas till en del.

Vad som också kan ifrågasättas är om förstöringsfaktorn bör göras beroende av takets lutning. Undersökningsmaterialet är dock för litet för att medge någon egentlig bedömning på punkten. Tills vidare föreslås att man räknar med konstant förstöringsfaktor varför ekv (6.51) efter förenkling kan uttryckas som

$$y = 1,8y_h \quad (6.52)$$

där y_h anger långtidsnedböjningen vid vanligt lastfall.

Ett alternativ till att arbeta med förstöringsfaktorer är att införa en reduktionsfaktor för tröghetsmomentet. Med utgångspunkt från ekv (6.52) skulle därvid faktorn 0,55 erhållas. I tysk litteratur anges enligt Granholm /13/ värdet 0,45 för dymlade trelags träbalkar vilka är de typer som närmast kan jämföras med de provade. Jämförelsen är av begränsat intresse så länge man inte kan ange förskjutningsmodulen för fogarna i respektive fall men den visar att värdena i vart fall är av samma storleksordning.

Vid taklutningar som överstiger 1:8 är det svårt att räkna fram y_h med hjälp av FIG 6.21. För dessa fall rekommenderas att y_h bestäms med hjälp av elastiska linjens ekvation.

Det förslag som provningar och diskussioner under avsnitt 6 mynnar ut i är alltså att trätakstolar med lutning mindre än 1:4 och spikplåtar som förbindare får dimensioneras enligt den approximativa metod som angivits i avsnitt 6.3 om där givna utförandeanvisningar beaktas samt att nedböjningen får uppskattas med ledning av ekv (6.52).

Värdet på förstoringfaktorerna är naturligtvis beroende av förskjutningsegenskaperna hos den plåttyp som används varför det införda värdet endast är giltigt för den plåttyp som ingått i provtakstolarna, dvs Hydro-Nail E. För andra plåttyper kan det bli aktuellt att kräva särskilda belastningsprov för att bestämma faktorernas storlek.

Om beräkningsmetoden accepteras av Statens Planverk är det önskvärt att den publiceras separat och klart uppdelad i utförandeanvisningar och beräkningsuttryck.

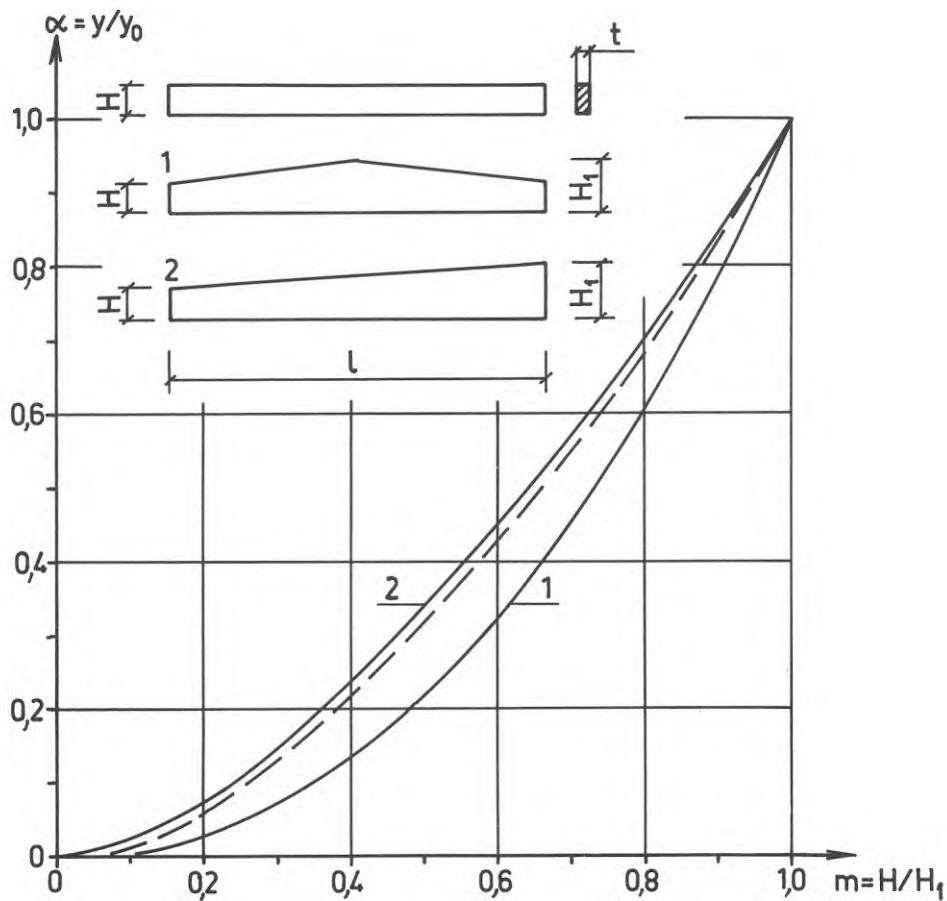


FIG 6.21 Sadel- och pulpettakstolars mittnedböjning y som funktion av takstolens högsta (H_1) respektive lägsta höjd (H) mätt över centrum upplag och nedböjningen y_0 för en balk med den konstanta höjden H . Vid jämnt fördelad last q erhålls $y_0 = 5ql^4/384EI$ där $I = tH^3/12$. Takstolens nedböjning y beräknas som $\alpha \cdot y_0$ där α erhålls ur figuren ovan när kvoten $m = H/H_1$ är känd. Den streckade kurvan anger pulpettakstolens maximinedböjning. Exempel: Sadelstol med $H = 0,3$ m och $H_1 = 0,5$ m ger $m = 0,3/0,5 = 0,6$ och $\alpha = 0,32$, dvs $y = \alpha \cdot y_0 = 0,32 \cdot 5ql^4 \cdot 12/384tH^3$.

LITTERATUR, hänvisad till i rapporten

- /1/ Edlund, G., 1971 Längdskarvning av träbalkar med spikplåtsförband. (Statens Institut för byggnadsforskning) Rapport R 40:1971, Stockholm.
- /2/ Nordiska kommittén för byggbestämmelser (NKB), 1969 VII Riktlinjer för provning av spikplåtar och härledning av tillåtna påkänningar (NKB-skrift nr 13, 1971).
- /3/ Edlund, G., 1970 Beräkning av W-fackverk med spikplåtsförband. (Svenska Träforskningsinstitutet) B-meddelande nr 14, Stockholm.
- /4/ Truss Plate Institute (US), 1970 Design specifications for light metal plate connected wood, trusses. (Truss Plate Institute), Washington.
- /5/ Aune, P., 1970 Investigations on strength and stiffness of joints made with hydro-nail truss plates. (Acta Polytechnica, Scandinavia). Ci 67, Trondheim.
- /6/ Booth, L.G., Brynildsen, O., 1967 Structural Analysis of Timber Trusses with Semirigid Joints. IUFRO Congress, Munich, 1967.
- /7/ Ivansson, B-O., 1970 Friktion och spänningsfördelning i långa spikförband. Arbetsrapport från institutionen för byggnadsteknik vid Kungliga Tekniska Högskolan i Stockholm.
- /8/ Norén, B., 1968 Nailed Joints - Their Strength and Rigidity under Short - Term and Long - Term Loading. (Statens Nämnd för byggnadsforskning) Handling nr 22/68, Stockholm.
- /9/ Edlund, G., 1971 Spikplåtsförband, Byggnadsforskningens informationsblad B 16:1971. (Statens institut för byggnadsforskning) Stockholm.

- /10/ Norén, B., 1967 On the design of the W-truss.
(Svenska Träforskningsinstitutet)
Meddelande nr 153 B, Stockholm.
- /11/ Wale, H., 1961 Trätakstolar till bostadshus.
(Bostadsstyrelsen) Skrift nr 19,
1961, Stockholm.
- /12/ Norén, B., 1970 Typprovning av träkonstruktioner.
(Svenska Träforskningsinstitutet)
B-meddelande nr 54, Stockholm.
- /13/ Granholm, Hj., 1949 Om sammansatta balkar och pelare
med särskild hänsyn till spikade
träkonstruktioner. Chalmers hand-
lingar nr 88. (Halmers Tekniska
Högskola), Göteborg.
- /14/ Kollmann, F., 1951-55 Technologie des Holzes und der
Holzwerkstoffe, uppl II band I
(Springer-Verlag) Hamburg.
- /15/ Handboken BYGG, 1969 (Byggmästarens förlag), Stockholm.
Avdelning 36

STATENS PLANVERK
Tekniska byrån
Ad S O Björk, MA

Regler för dimensionering och
utförande av spikplåtsförband
5.2.1971

1 MATERIAL

- 1.1 Spikplåtarnas utformning och materialegenskaper avseende hållfasthet och brottförlängning skall redovisas på ritning.
- 1.2 Spikplåtar skall vara korrosionsskyddade på sådant sätt att plåtarna har tillräcklig beständighet mot förekommande korrosionspåverkningar såväl under hantering och lagring som i monterat skick.
- 1.4 Virke i förband med spikplåtar får inte ha högre fuktkvot än 20 viktsprocent.
- 1.5 I virke får inte förekomma vankant som till någon del intäcks av plåtarnas effektiva area (se 4.6).
- 1.6 Virke i förband med spikplåtar får inte ha mindre tjocklek än vad som anges i beräkningsdata för aktuell plåttyp.

2 FÖRBAND

- 2.1 Förband med spikplåtar utförs med minst två plåtar, som placeras symmetriskt på ömse sidor om ingående virkesdelar.
- 2.2 Virkesdelar i förband ansluts till varandra med god passning och anliggning och skall ligga i samma plan. Skillnaden i tjocklek hos virkesdelar inom förbandet får vara högst 2,0 mm.
- 2.3 Spikarna pressas in i virket så långt att bortsett från lokala områden god kontakt åstadkoms mellan plåt och trä. Presstrycket skall även vara så avpassat att virket i förbandet inte skadas då plåtarna pressas mot träet. Islagning av plåtarna med hammare eller dylikt är inte tillåten.
- 2.4 Plåtarna får inte placeras med större avvikelser från avsett läge enligt konstruktionsritning, än vad som nedan anges:

Dragna förband

5 % av plåtlängden i dragkraftens riktning

10 % av plåtbredden i riktning vinkelrätt mot dragkraften.

<u>Momentbelastade</u>	5 % av plåtlängden i dess riktning
<u>förband</u>	5 % av plåtbredden i dess riktning
<u>Tryckta förband</u>	10 % av plåtlängden (största kantlängden) i plåtens båda riktningar.

3 KONSTRUKTIONSHANDLINGAR

- 3.1 Konstruktionsberäkningar för förband skall omfatta redovisning av snittkraftberäkning samt dimensionering av spikplåtsförbanden enligt pkt 4 nedan.
- 3.2 Konstruktionsritningar skall redovisa träelementens konstruktiva utformning. Spikplåtarnas storlek, läge, orientering och toleranser enligt 2.2 och 2.4 anges.

För träelement som inte är tygodkända och tillverkningskontrollerade anges på ritningar avsedda för byggnadsplatsen omfattningen av den kontroll som skall utföras på byggnadsplatsen. Denna omfattar kontroll att plåtarna är väl inpressade i trävirket och att de i övrigt beträffande dimensioner, läge och orientering överensstämmer med konstruktionsritningarna. Kontroll utförs även av att skada på virket på grund av för stort presstryck inte förekommer.

4. DIMENSIONERING

- 4.1 Förband med spikplåtar dimensioneras med hänsyn såväl till förväntade påkänningar under konstruktionens brukstid som till påkänningar som kan uppträda vid transport och hantering.
- 4.2 För fackverkstakstolar med spännvidder ≤ 12 m godtas som dimensionering för hanteringspåverkan att varje infästning i en knutpunkt dimensioneras för kraften 100 kp, verkande i godtycklig riktning i konstruktionens plan. Vid större spännvidder än 12 m bestäms den dimensionerande kraften från fall till fall dock ej till mindre värde än 100 kp.
- 4.3 Vid längdskarvning av tryckta stänger med vinkelrätt kapade virkesändar dimensioneras spikplåtarna för minst en tredjedel av beräknad tryckkraft. Härvid tillåts värdena ρ_{α} och τ_{α} enligt pkt 4.6. Större dimensionerande krafter för förbandet än enligt ovan kan ifrågakomma vid tryckt stång med knäckrisk, särskilt om skarven placeras i snitt som får stor utböjning vid knäckdeformationen. Vid sådan skarvplacering beaktas även skarvens inverkan på stångens knäcklast.
- 4.4 I knutpunkter får vid dimensionering av förbindningarna för tryckstänger kraftkomponenten vinkelrätt mot anliggningsytan räknas överförd mellan virkesdelarna genom anliggning.

Kraftkomponenten parallellt med anliggningsytan får reduceras med den friktionskraft som erhålls vid en antagen friktionskoefficient 0,4 dock högst med kraftkomponentens halva värde.

4.5 Hänsyn skall tas till att spikar i närheten av virkeskanter har reducerad bärförmåga.

För spikplåtar med tillåten förskjutningspåskänning mellan plåt och trä angiven som kraft per ytenhet av plåten anses kravet tillgodosett om förskjutningskraften fördelas på en effektiv area av plåten enligt 4.6 nedan.

4.6 Förband dimensioneras för uppträdande krafter och moment. Normalt är kravet tillgodosett för ett förband, om nedanstående villkor är uppfyllda.

$$\tau_{\alpha} \leq (1 - C_1 \sin \alpha) \tau_0 \quad \dots\dots\dots (1)$$

$$\tau_M \leq K_1 (1 - C_1) \tau_0 \quad \dots\dots\dots (2)$$

$$\tau_{\alpha} + \tau_M \leq K_2 \cdot \tau_0 \quad \dots\dots\dots (3)$$

$$p_{\alpha} \leq (1 - C_2 \sin \alpha_2) p_0 \quad \dots\dots\dots (4)$$

$$p_M \leq 1,5 p_0 \quad \dots\dots\dots (5)$$

$$s \leq s_0 \quad \dots\dots\dots (6)$$

I ovanstående uttryck är

τ_{α} = förskjutningspåskänning i kp/cm^2 av förankringskraften R på den effektiva fogarean A_{eff} beräknad som $\tau_{\alpha} = \frac{R}{A_{\text{eff}}}$. Effektiv fogarean är den totala fogarean mellan plåt och virke reducerad med fogdelar som ligger närmare virkeskant än 10 mm, mätt i kraftriktningen och 5 mm i övrigt, se fig 4.6a.

τ_0 = tillåten förskjutningspåskänning i kp/cm^2 då kraftriktning, plåtens huvudriktning och fiberriktning sammanfaller.

τ_M = maximal förskjutningspåskänning av vridande moment M_V . Förskjutningspåskänningen $\tau_M = M_V r_{\text{max}} / I_p$ där I_p är polära tröghetsmoment med avseende på den effektiva fogareans tyngdpunkt och r_{max} är största avståndet från tyngdpunkten till effektiva areans begränsningslinjer.

p_{α} = normalkraft i plåt per enhet av effektiv plåtbredd mätt vinkelrätt mot kraftriktningen, varvid i bredden även hålen inräknas, kp/cm , se fig 4.6b.

p_0 = tillåten normalkraft i plåt i kp/cm då kraftriktningen och plåthuvudriktning sammanfaller.

- p_M = maximal normalkraft per breddenhet i kp/cm av momentpåverkad plåt då momentvektorn är vinkelrät mot plåtplanet.
- s = skjuvkraften i plåt per längdenhet effektiv foglängd. Med effektiv foglängd avses längden av den del av fogen som täcks av plåten efter reducering med en a cm bred remsa längs de plåtkanter som är vinkelräta mot plåtens huvudriktning, se fig 4.6c. Beträffande skjuvkraftens orientering i förhållande till plåten, se nedan.
- s_o = tillåten skjuvkraft i plåt i kp/cm. Beroende på plåtens utformning och orientering i förhållande till kraften anges ett eller två värden på s_o , $s_{o,drag}$, då den skjuvande kraften är orienterad så i förhållande till plåtens huvudriktning att skjuvbrott i fogen uppstår till följd av dragbrott i plåtstrimlorna och $s_{o,tryck}$, då den skjuvande kraften är orienterad så i förhållande till plåtens huvudriktning att skjuvbrott i fogen uppstår till följd av utknäckning eller böjning av plåtstrimlorna, se fig 4.6c.
- α = den största av de spetsiga vinklarna α_1 , α_2 resp α_3 , där α_1 är vinkeln mellan kraftriktning och fiberriktning, α_2 är vinkeln mellan plåtens huvudriktning och kraftriktning och α_3 är vinkeln mellan fiberriktning och plåtens huvudriktning, se fig 4.6d.

α_2 = se ovan under α

K_1 o K_2 = konstanter. Om inte annat påvisas vara riktigare sätts $K_1 = 2,0$ och $K_2 = 1,5$.

C_1 o C_2 = konstanter som beror av plåttyp.

Värden på τ_o , p_o , s_o , a (vid beräkning av effektiv foglängd) C_1 och C_2 meddelas i typgodkännandebevis för aktuell plåttyp.

- 4.7 I övrigt skall bestämmelserna i SBN 67 följas i tillämpliga delar, bl a innebärande att uppträdande påkänningar i trävirket skall bestämmas.

Särskild uppmärksamhet skall härvid riktas på att förbanden utformas så att dragspänningar vinkelrätt mot fiberriktningen begränsas. Spänningstillståndet i träet i närheten av förbandet är komplicerat och är ej tillfredsställande undersökt. Nedanstående anvisningar syftar till att minska risken för drageprickor i virket.

Dragen spikplåt ges en förankring vinkelrätt mot fibrerna av minst 50 mm:s längd. Då plåt och fibrer ej bildar rät vinkel, se fig 4.6e skall $1/2 (h_1 + h_2) \geq 50$ mm.

Förband enligt fig 4.6e utformas så att en linja genom tyngdpunkten för överramens effektiva fogarea parallell med överramen ej träffar inskärningen.

DIMENSIONERING AV PROVTAKSTOLARNA I AVSNITT 5.12

Åberopade bestämmelser

1. Svensk Byggnorm 57
2. I avsnitt 5.10 föreslagna dimensioneringsregler för spikplåtsförband

Använda material

Konstruktionsvirke: Övrigt och T200, hyvlat
 Spikplåtar: Hydro-Nail E

Takstolstyper

W-fackverk med 15° resp 27° taklutning och 8,4 m invändig spännvidd.

Lastförutsättningar

Takstolarna har beräknats för följande laster

Snölast	1000 N/m ²	horisontal takyta
Yttertak	700 N/m ²	" "
Innertak + isolering	400 N/m ²	" "
Summa	2100 N/m ²	" "

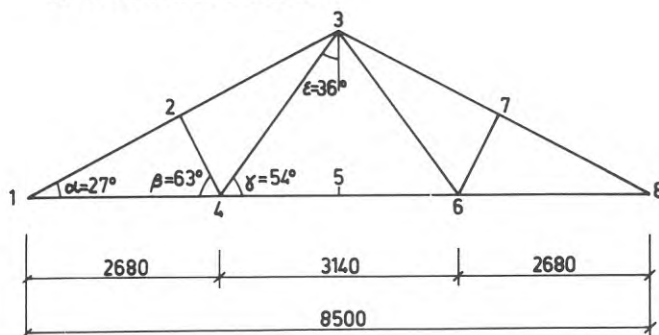
Takstolarnas centrumavstånd har antagits till 1,2 m

Beräkningsmetod för snittkrafterna

Beräkningen har utförts enligt den metod som anges i Bostadsstyrelsen skrift nr 19 /11/. Härvid antas ledade knutpunkter när stångkrafterna bestäms varefter ramstängerna antas kontinuerliga när momenten i dessa skall bestämmas.

Beteckningar

Beteckningarna ansluter sig till de som används i huvudavsnitten och upprepas ej här. Av utrymmes- skäl betecknas tillåtna värden på τ_α , s_α och p_α med t ex $\tau_{\alpha=27^\circ}$ osv. Tidigare ej införda beteckningar förklaras direkt i beräkningen.

Takstol med 27° taklutning

Här återges endast de slutliga värdena på dimensionerande krafter och moment. Takstolen är symmetrisk kring spännviddens mitt.

Stångkrafter i överramen

$$O_{1-2} = -1,74 \cdot 10^{-2} \text{ MN}; \quad O_{2-3} = -1,53 \cdot 10^{-2} \text{ MN}$$

Stångkrafter i underramen

$$U_{1-4} = 1,55 \cdot 10^{-2} \text{ MN}; \quad U_5 = 1,025 \cdot 10^{-2} \text{ MN}$$

Stångkrafter i livstängerna

$$D_{2-4} = -0,386 \cdot 10^{-2} \text{ MN}; \quad D_{3-4} = 0,599 \cdot 10^{-2} \text{ MN}$$

Moment i ramstängerna

$$M_{1-2} = 0,577 \cdot 10^{-3} \text{ MNm}; \quad M_2 = -1,154 \cdot 10^{-3} \text{ MNm}$$

$$M_4 = -0,406 \cdot 10^{-3} \text{ MNm}; \quad M_5 = 0,186 \cdot 10^{-3} \text{ MNm}$$

Virkesdimensioner

Överramen: 45 x 170 mm T200

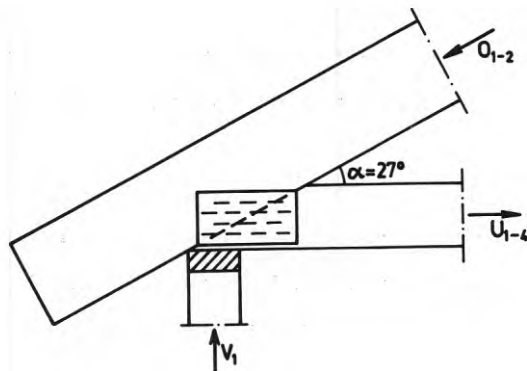
Underramen: 45 x 120 mm T200

Livstängerna: 45 x 95 mm 5

Dimensionering av spikplåtsförbanden

Spikplåtarna orienteras så att vinkeln mellan kraftriktning och plåtens huvudriktning blir så liten som möjligt. I nocken väljs dock vertikalhuvudriktning oavsett vinklarnas storlek. Vid dimensioneringen kontrolleras att villkoren enligt pkt 5.10.1 jämte tilläggen i pkt 5.10.2 - 5.10.6 är uppfyllda. De beräknade plåtstorlekarna ökas till närmaste standardstorlekar

Takfoten



Plåten placeras symmetriskt över fogen varför O_{1-2} blir dimensionande. Erforderlig effektiv foglängd erhålls som

$$f_{\text{eff}} = O_{1-2} / 2 \sin \alpha = 0,174 \text{ m}$$

vilket ger följande värde på minsta erforderlig plåtbredd:

$$b_{\text{min}} = f_{\text{eff}} \sin \alpha = 0,08 \text{ m}$$

Den erforderliga förankringsarean beräknas som

$$A = \frac{O_{1-2}}{\tau_{\alpha=27^\circ}} = 1,52 \cdot 10^{-2} \text{ m}^2$$

Om plåtbredden antas till 0,102 m erhålls följande värde på erforderlig plåtlängd

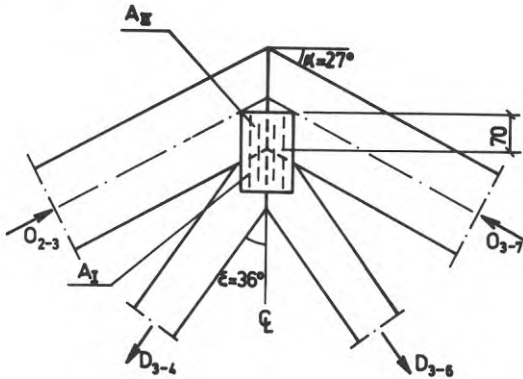
$$a = \frac{A}{b} + 0,02 = 0,17 \text{ m}$$

Välj närmast större standardplåt som har måtten 102 x 190 mm (2 st)

Knutpunkt 2

Plåten dimensioneras för minikraften $0,1 \cdot 10^{-2}$ MN (pkt 5.10.2) och förankringsarean för 75 % av D_{2-4} (pkt 5.10). Sistnämnda kraft ger $A = 0,75 D_{2-4} / \tau_{\alpha=90^\circ} = 0,345 \cdot 10^{-2} \text{ m}^2$. Väljs b till $0,05$ m och om plåten symmetriseras över fogen erhålls erforderlig plåtlängd som $a = A/b + 0,02 = 0,09$ m. Erforderlig standardplåtstorlek blir 50×114 mm (2 st).

Taknocken



Erforderliga förankringsareor:

$$A_I = \frac{D_{3-4}}{\tau_{\alpha=36^\circ}} = 0,56 \cdot 10^{-2} \text{ m}^2$$

$$A_{II} = \frac{D_{3-4} \cos \epsilon}{2 \tau_{\alpha=90^\circ-27^\circ}} = 0,664 \cdot 10^{-2} \text{ m}^2$$

Med hänsyn till D_{2-3} erhålls följande villkor på A_{II} :

$$A_{II, D_{2-3}} = \frac{0,75 \cdot D_{2-3}}{\tau_{\alpha=90^\circ-27^\circ}} = 1,26 \cdot 10^{-2} \text{ m}^2$$

Eftersom $A_{II, D_{2-3}} > A_{II, D_{3-4} \cos \epsilon}$ utnyttjas möjligheten att anse kravet på effektiv area med hänsyn till D_{2-3} uppfyllt om förankringslängden l_f minst uppgår till

$$l_f \geq 0,07 (1 - 0,3 \sin 90^\circ) \approx 0,05 \text{ m}$$

För detta krävs en plåtbredd om minst $0,1$ m. Erforderlig plåtlängd erhålls då som

$$a \geq \frac{A_I + A_{II}}{b - 0,01} + 0,02 = 0,156 \text{ m}$$

Här väljs ur provningssynpunkt plåtstorleken 102×152 mm varvid plåten förankras 70 mm upp i överramen räknat längs fogen mellan virkesdelarna. Arean under tyngdpunktslinjen för överramen uppgår till $0,78 \cdot 10^{-2} \text{ m}^2$ per överram varför det har varit korrekt att räkna med reducerad förankringspåkänning för hela A_{II} .

Nu återstår att kontrollera om den valda plåten kan uppta normalpåkänningarna. I vertikalled är tillåten normalkraft $2 p_0 b = 2,04 \cdot 10^{-2}$ MN som ligger klart över $2 D_{3-4} \cos \epsilon$. I horisontal- led uppgår dimensionerande normalkraft till $D_{3-4} \sin \epsilon$ och den tillåtna erhålls till

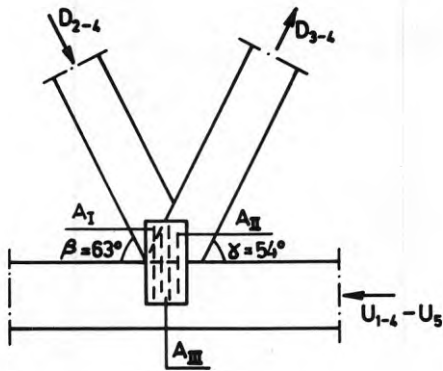
$2 b_{\text{eff}} p_{\alpha=90^\circ}$ där b_{eff} bestäms enligt FIG 5.40. Insatta värden ger:

Dimensionerande kraft: $0,352 \cdot 10^{-2}$ MN

Tillåten kraft: $0,384 \cdot 10^{-2}$ MN

Plåten kan med andra ord uppta normalspänningarna varför den ur förankringsynpunkt valda plåtstorleken är tillräcklig.

Knutpunkt 4



Snittkrafterna framgår av vidstående figur. Ur förankringssynpunkt erfordras följande areor

$$A_I = \frac{0,75 D_{2-4}}{\tau_{\alpha=90^\circ-\beta}} = 0,25 \cdot 10^{-2} \text{ m}^2$$

$$A_{II} = \frac{D_{3-4}}{\tau_{\alpha=90^\circ-\gamma}} = 0,56 \cdot 10^{-2} \text{ m}^2$$

$$A_{III} = \frac{U_{1-4} - U_5}{\tau_{\alpha=90^\circ}} = 0,626 \cdot 10^{-2} \text{ m}^2$$

Erforderlig plåtbredd erhålls ur villkoret

$$b_{\min} = \frac{U_{1-4} - U_5}{2 s_{o,d}} = 0,066 \text{ m}$$

Välj $b = 0,075 \text{ m}$ ger följande villkor på a om man önskar plåten symmetriskt placerad över fogen mellan diagonalerna och underram

$$a \geq \frac{A_I + A_{II}}{b} + 0,015 = 0,122 \text{ m}$$

Sedan återstår att kontrollera att erforderliga värden för A_I och A_{II} verkligen uppnås vilket enklast sker grafiskt. Det slutliga dimensionsvalet ger 2 st $75 \times 152 \text{ mm}$.

Skarv i underramens mitt

Dimensionerande normalkraft: U_5

Dimensionerande moment: M_5

Pkt 5.10.4 tillämpas vilket ger

$$A \geq \frac{3 M_5}{\tau_o B} + \frac{2 U_5}{3 \tau_o} = 0,822 \cdot 10^{-2} \text{ m}^2$$

$$b \geq \frac{3 M_5}{2 p_o B} + \frac{U_5}{3 p_o} = 0,057 \text{ m}$$

$$b = 0,075 \text{ m} \Rightarrow a = \frac{A}{b} + 0,02 = 0,13 \text{ m.} \quad 2 \text{ st } 75 \times 152 \text{ mm väljs.}$$

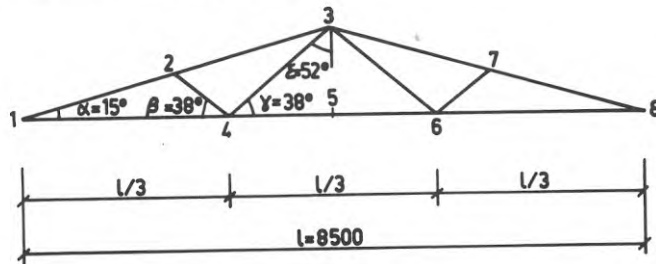
Skarv i överram

Skarven förläggs i någon av de teoretiska momentnollpunkterna för överramen (läget framgår av FIG 5.43).

Dimensionerande axiellast blir $D_{2-3}/3$ som ger en minimiförankringsarea om $D_{2-3}/3 \tau_0 =$
 $= 0,368 \cdot 10^{-2} \text{ m}^2$ men enligt pkt 5.10.2 skall bredden minst uppgå till $B/2$ och längden enligt
 pkt 5.10.5 till minst $2 l_f = 0,14 \text{ m}$ vilket ger en area om $0,085 \cdot 0,12 = 1,02 \cdot 10^{-2} \text{ m}^2$,
 dvs dessa krav blir avgörande. Närmaste standardplåtstorlek är $102 \times 152 \text{ mm}$ men här väljs med
 hänsyn till att det rör sig om en försöksprovning 2 st $102 \times 114 \text{ mm}$.

Den kompletta takstolen framgår av FIG 5.43.

Takstol med 15° taklutning



Här väljs att dela under-
 ramen i tre lika stora fack.
 Endast slututtrycken för
 krafter och moment återges.

Stångkrafter i överramen

$$D_{1-2} = -3,045 \cdot 10^{-2} \text{ MN} ; \quad D_{2-3} = -2,9 \cdot 10^{-2} \text{ MN}$$

Stångkrafter i underramen

$$U_{1-4} = 2,95 \cdot 10^{-2} \text{ MN} ; \quad U_5 = 1,96 \cdot 10^{-2} \text{ MN}$$

Stångkrafter i livstängerna

$$D_{2-4} = -0,517 \cdot 10^{-2} \text{ MN} ; \quad D_{3-4} = 0,735 \cdot 10^{-2} \text{ MN}$$

Moment i ramstängerna

$$M_{1-2} = 0,577 \cdot 10^{-3} \text{ MNm} ; \quad M_2 = -1,154 \cdot 10^{-3} \text{ MNm}$$

$$M_4 = -0,385 \cdot 10^{-3} \text{ MNm} ; \quad M_5 = 0,097 \cdot 10^{-3} \text{ MNm}$$

Virkesdimensioner

Överramen: $45 \times 195 \text{ mm T200}$

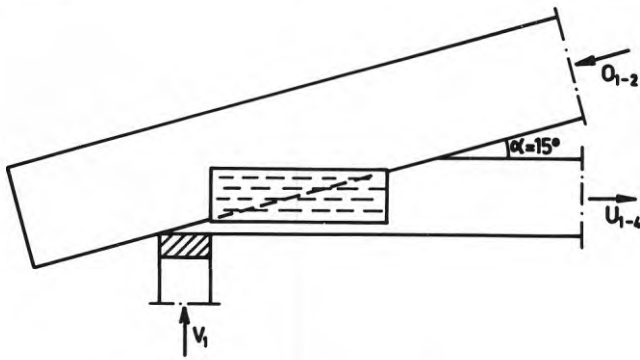
Underramen: $45 \times 145 \text{ mm T200}$

Livstängerna: $45 \times 95 \text{ mm T}$

Dimensionering av spikplåtsförbanden

Plåtarna orienteras genomgående så att vinkeln mellan kraftriktningen och plåtens huvud-
 riktning blir så liten som möjligt (gäller ej i nock där vertikal huvudriktning nästan alltid
 är att föredra oavsett diagonalvinklarna). Slutligt plåtval anpassas till befintliga standard-
 storlekar.

Takfoten



Kravet på effektiva foglängden blir

$$f_{\text{eff}} \geq Q_{1-2}/2 s_{\alpha=15^\circ} = 0,345 \text{ m}$$

vilket ger följande minimivillkor för plåtens storlek:

$$a_{\text{min}} = f_{\text{eff}} \cos \alpha + 0,02 = 0,352 \text{ m}$$

$$b_{\text{min}} = a_{\text{min}} \tan \alpha = 0,0945 \text{ m}$$

Erforderlig förankringsarea är $A = Q_{1-2}/\tau_{\alpha=15^\circ} = 2,42 \cdot 10^{-2} \text{ m}^2$ som om a väljs till 0,34 m (dvs något underdimensionerad) ger

$$b \approx A/a + 0,01 = 0,081 \text{ m}$$

Här väljs 2 st plåtar med måtten 102 x 340 mm

Knutpunkt 2

D_{2-4} :s komponent parallell överramen uppgår till $D_{2-4} \cos(\alpha + \beta) = 0,312 \cdot 10^{-2} \text{ MN}$, vilket är den kraft som plåten skall uppta, dvs $b_{\text{min}} = D_{2-4} \cos(\alpha + \beta)/2 s_{\alpha,d} = 0,039 \text{ m}$.

Förankringen skall uppta 75 % av D_{2-4} , dvs

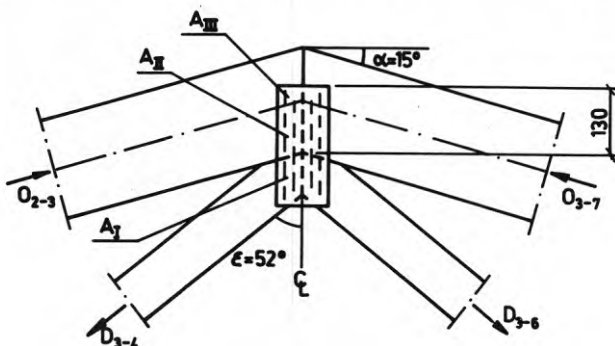
$$A = \frac{0,75 D_{2-4}}{\tau_{\alpha=(\alpha+\beta)}} = 0,41 \cdot 10^{-2} \text{ m}^2$$

$$b = 0,05 \text{ m} \Rightarrow a = \frac{A}{b} + 0,02 \approx 0,10 \text{ m}$$

Välj 2 st Hydro-Nail E med måtten 50 x 114 mm.

Tacknecken

Plåten orienteras med vertikal huvudriktning, varvid kravet på horisontell förankringslängd l_f enligt pkt 5.10.6 fastställer plåtens minimibredd till $2 l_f$, dvs 100 mm.



Erforderlig area för diagonalinfästningen

$$A_I = \frac{D_{3-4}}{\tau_{\alpha=\epsilon}} = 0,774 \cdot 10^{-2} \text{ m}^2$$

$$\text{Dimensionerande vertikallast: } V_3 = 2 D_{3-4} \cos \epsilon = 2 \cdot 0,452 \cdot 10^{-2} \text{ MN}$$

Arean A_{II} under tyngdpunktslinjen för överramen tar per överram upp vertikallasten

$$V_{II} = 2(1_f - 0,005)(B/2 \cos \alpha - 0,01) \tau_{\alpha=90^\circ-15^\circ} \left(\frac{15}{30}\right)^2 = 0,182 \cdot 10^{-2} \text{ MN}$$

Ovanför överramens tyngdpunktslinje krävs alltså per överram en area A_{III} om

$$A_{III} = \frac{0,5 V_3 - V_{II}}{\tau_{\alpha=90^\circ-15^\circ}} = 0,32 \cdot 10^{-2} \text{ m}^2$$

$$b = 0,10 \text{ m} \Rightarrow a \approx \frac{A_I + A_{II} + A_{III}}{b - 0,01} + 2 = 0,23 \text{ m}$$

Välj 2 st Hydro-Nail E med måtten 102 x 230 mm som ges en vertikalförankring i överramen om 130 mm mätt längs fogen mellan ramstängerna.

Kontroll av plåtens draghållfasthet i horisontalld:

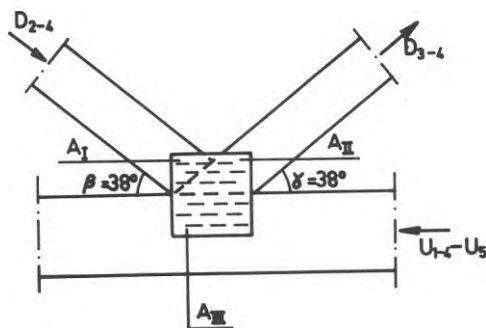
$$\text{Dimensionerande last: } D_{3-4} \sin \epsilon = 0,590 \cdot 10^{-2} \text{ MN}$$

$$\text{Tillåten last: } 2 b_{\text{eff}} \cdot p_{\alpha=90^\circ} = 2 \cdot 0,085 \cdot 0,035 = 0,595 \cdot 10^{-2} \text{ MN}$$

dvs plåten klarar normalspänningarna.

Knutpunkt 4

Plåten orienteras med horisontell huvudriktning



Erforderlig plåtlängd a

$$a = \frac{U_{1-4} - U_5}{2 s_{o,d}} + 0,02 = 0,144 \text{ m}$$

Erforderliga förankringsareor:

$$A_I = 0,75 D_{2-4} / \tau_{\alpha=8} = 0,37 \cdot 10^{-2} \text{ m}^2$$

$$A_{II} = D_{3-4} / \tau_{\alpha=\gamma} = 0,70 \cdot 10^{-2} \text{ m}^2$$

$$A_{III} = (U_{1-4} - U_5) / \tau_o = 0,705 \cdot 10^{-2} \text{ m}^2$$

Om plåten önskas symmetriskt placerad över fogen mellan underram och diagonaler erhålls om a väljs till 0,152 m

$$b \geq \frac{A_I + A_{II}}{a} + 0,01 = 0,15 \text{ m}$$

Välj 2 st Hydro-Nail E med måtten 152 x 152 mm.

Skarv i underramens mitt

Dimensionerande normalkraft: U_5

Dimensionerande moment: M_5

Erforderlig förankringsarea med hänsyn till normalkraft erhålls som

$$A_{U_5} = \frac{U_5}{\tau_0} = 1,40 \cdot 10^{-2} \text{ m}^2$$

Erforderlig förankringsarea med hänsyn till moment är

$$A_{M_5} = \frac{3 M_5}{\tau_0 B} + \frac{2 U_5}{3 \tau_0} = 1,09 \cdot 10^{-2} \text{ m}^2$$

och på motsvarande sätt erhålls erforderliga plåtbredder som

$$b_{U_5} = \frac{U_5}{2 \rho_0} = 0,098 \text{ m}$$

$$b_{M_5} = \frac{3 M_5}{2 \rho_0 B} + \frac{U_5}{3 \rho_0} = 0,0755 \text{ m}$$

$$b = 0,10 \text{ m} \Rightarrow a = \frac{A_{U_5}}{0,1} + 0,02 = 0,16 \text{ m}$$

Välj 2 st Hydro-Nail E med måtten 102 x 190 mm

Skarv i överram

Skarven i överramen behandlas på samma sätt som vid 27° taklutning. Den något underdimensionerade plåtstorleken 102 x 114 mm väljs.

Den kompletta takstolen framgår av FIG 5.42.

TRÄTAKSTOLAR MED LUTNING 1:16 OCH SPIKPLÅTAR AV MÄRKET HYDRO-NAIL E SOM FÖRBINDARE

A. ANVISNINGAR FÖR TILLVERKNING OCH TILLVERKNINGSKONTROLL

0. Allmänt

Anvisningarna gäller för tillverkning och tillverkningskontroll av trätakstolar med taklutning 1:16 och spikplåtar av märket Hydro-Nail E som förbindare och utförda enligt ritningarna 3422-1 till 3422-8 upprättade av Svenska Träforskningsinstitutet. Takstolarna har utvecklats på uppdrag av Beijer Byggtrö AB, AB Fogelfors Bruk, Gullringshus AB, AB Götens Träindustri, Kjellberg & Hedberg AB, LB-Hus AB, Myresjöhus AB, Nordisk Kartro AB, AB Norrlandshus och Uppsala Läns Skogsägareförening utgående från Elinge Prefab.

1. Materialförutsättningar1.1 Konstruktionsvirke

1.1.1 Allt virke skall vara av klasserna T200 eller 5-virke i enlighet med vad som anges på ritningarna. Endast hyvlat eller råplanat virke får användas.

1.1.2 Virke i förband med spikplåtar får inte ha högre fuktkvot än 20 viktsprocent. Virket till kilarna torkas före tillkapningen till 12 à 15 % fuktkvot.

1.1.3 I virke får inte förekomma vankant som till någon del intäcks av spikplåtarnas effektiva area.

1.2 Spikplåtar

Förband utförs med spikplåtar av märket Hydro-Nail E, vars utformning framgår av tillhörande handling nr 1 till Planverkets typgodkännandebevis nr T 1002/71.

2. Utförande

2.1 Virkesdelar i förband ansluts till varandra med god passning och anliggning och skall ligga i samma plan. Skillnaden i tjocklek hos virkesdelar inom förbandet får vara högst 2 mm.

2.2 Skarvar i överramen samt nockförbandet utförs med anliggning mellan virkesdelarna. För att erhålla god anliggning i nocken kan kilar användas, se ritning nr 3422-8.

2.3 Spikarna pressas in i virket så långt att bortsett från lokala områden god kontakt åstadkommes mellan plåt och trä. Presstrycket skall även vara så avpassat att virket i förbandet inte skadas då plåtarna pressas mot träet.

2.4 Varje förband utförs med lika antal symmetriskt placerade plåtar från vardera flatsidan av takstolen.

- 2.5 Spikplåtarnas placering i de med kilar utförda delarna av livet liksom i underrams-skarvarna framgår av ritning nr 3422-8.

Övriga spikplåtar placeras symmetriskt över respektive fog så att lika fogareor erhålls på ömse sidor om fogen.

2.6 Tillåtna avvikelser i spikplåtarnas placering

I varje par av spikplåtar (en från vardera sidan) får summan av de båda plåtarnas avvikelser från angiven placering i plåtarnas längdriktning ej överstiga 20 mm. Om större plåtar väljs än vad som angivits å bifogade ritningar, tillåts större avvikelser, dock tillses att de minimiförankringsareor uppnås som erhålls av kravet på att summaavvikelsen för de på ritningarna angivna plåtarna ej överstiger 20 mm.

I underramsskarvar med fyra spikplåtar får den ena av de yttre spikplåtarna sitta en spikrad fel i höjddled.

2.7 Tillåtna variationer i takstolarnas utformning

De inre kilarna får förlängas 400 mm mot upplagen, varvid motsvarande förskjutning av spikplåtarna i dessa kilar är tillåten om så erfordras för spikplåtarnas inpressning.

Om ej annat angivits, får skarvar i ramstängerna placeras godtyckligt, dock ej så att inpressningen av andra plåtar störes. Utöver nockförbandet vid sadeltak får högst två skarvar förekomma i vardera av över- resp underram. Avståndet mellan skarvarna skall minst uppgå till 2 m.

Spikplåtsskarvar i ramstängerna får ersättas med godtyckligt placerade fingerskarvar om dessa fyller fordringarna för angiven konstruktionsvirkesklass (T200).

2.8 Överhöjning

För fribärande takstolar rekommenderas en överhöjning om 1/400 där 1 anger invändig spännvidd.

3. Tillverkningskontroll

- 3.1 I de fall tillverkningskontroll utföres sker denna enligt Svensk Byggnorm (SBN) avsnitt 12:12.

Kontrollen avser säkerställa
att materialförutsättningar enligt avsnitt 1 ovan uppfylls
att konstruktionerna utförs i enlighet med ritningarna 3422-1 till 3422-8 och i enlighet
med avsnitt 2 ovan.

Kontrollen skall ske under ledning av en ansvarig produktionsledare vars namn skall anges
i avtal enligt 3.2 nedan.

- 3.2 Varje tillverkare skall ha ett av Planverket godkänt avtal med ett kontrollorgan. Kontroll-
organet skall vid årliga besök på tillverkningsplatsen konstatera huruvida tillverkningen
sker med hjälp av sådana maskinella anordningar och sådan organisation under sakkunnig
driftsledning att avsedd kvalitet kan påräknas hos produkten.

Dessutom skall kontrollorganet stickprovsmässigt konstatera huruvida förutsättningar
enligt avsnitt 1 och 2 ovan uppfylls.

Efter varje kontrollbesök skall kontrollorganet avge skriftlig rapport till Planverket.

3.3 Märkning

Varje tillverkare skall genom särskilt besked erhålla märkningsrätt från Planverket.

Varje takstol skall märkas med fabriksbeteckning och typgodkännandennummer, T 284/72.

B. ANVISNINGAR FÖR PROJEKTERING

0. Allmänt

Anvisningarna gäller för användning av trätakstolar i för väta skyddat läge med taklutning 1:16 och spikplåtar av märket Hydro-Nail E som förbindare och utförda enligt ritningarna 3422-1 till 3422-8 upprättade av Svenska Träforskningsinstitutet.

1. Tillåtna laster

Taktäckning med papp förutsätts varvid takkonstruktionens egenvikt satts till 45 kg/m^2 (450 N/m^2) (vikt av papp, ytterpanel, takstol, isolering och innertak). Vid denna egenvikt erhålls, om virkets fuktkvot ej förväntas överstiga 18 viktsprocent, största tillåtna centrumavstånd mellan takstolarna för olika snölaster ur tabellen nedan. Om högre fuktkvot än 18 % förväntas multipliceras angivna centrumavstånd med de faktorer för reduktion av tillåtna virkespåkänningar som anges i Svensk Byggnorm (SBN) avsnitt 27:21.

<u>Snölast</u>	<u>C-avstånd</u>
100 kp/cm ² (1000 N/m ²)	1,20 m
150 kp/cm ² (1500 N/m ²)	0,90 m
200 kp/cm ² (2000 N/m ²)	0,70 m

2. Upplag

Upplagens placering framgår av ritningarna 3422-1 till 3422-7. För sadeltakstolar får upplagen dras in upp till 0,60 m från de lägen som anges på ritningarna. För pulpettakstolar får upplaget dras in upp till 0,60 m i den låga delen av takstolarna.

Upplagsreaktioner bestäms med ledning av egenvikt enligt ovan och lasten av snö och vind enligt avsnitt 21:5 resp 21:6 (Planverkets publikation nr 46).

Takstolen förankras för reaktionskraften från vindsug minskat med 2/3 av reaktionskraften från egenvikt.

3. Nedböjningar

Långtidsnedböjningen överstiger inte 1/200 där l anger maximalt tillåten invändig spännvidd.

För fribärande takstolar rekommenderas en överhöjning av 1/400 där l anger invändig spännvidd.

4. Laster på eventuella mellanväggar

Om icke särskilda åtgärder vidtas för att förhindra lastöverföring räknas med att eventuella mellanväggar belastas som om takstolen var ledad över mellanväggarna.

C. ANVISNINGAR FÖR KONTROLL PÅ BYGGNADSPLETSEN

0. Allmänt

Byggkontroll sker enligt SBN kap 12. Erforderlig kontroll utförs fortlöpande av ansvarig arbetsledare och övervakas av Byggnadsnämnden vid besiktningar.

1. Produkter med av Planverket godkänd tillverkningskontroll

1.1 I samband med produkter som tillverkats under av Planverket godkänd tillverkningskontroll kontrolleras

att takstolarna är av rätt typ i enlighet med byggnadslovshandlingarna och

att spikplåtar inte har lossnat vid transport och hantering eller har skadats genom korrosion.

1.1.1 Tillverkare med av Planverket godkänd tillverkningskontroll förtecknas i Planverkets årligen utkommande godkännandeförteckning. Av denna framgår även tillverkarens fabriksbeteckning.

2. Produkter utan av Planverket godkänd tillverkningskontroll

2.1 Kontrollera att materialkvaliteter och utförande överensstämmer med ritningar och med anvisningar som framgår av A 1 och 2 ovan (Anvisningar för tillverkning, materialföretsättningar och utförande).

2.1.1 Spikplåtars märkning och korrosionsskydd framgår av handling nr 1 till Planverkets typgodkännandebevis nr T 1002/71.

2.2 Kontrollera att spikplåtarna inte har lossnat vid transport och hantering.

2.3 Kontrollera att spikplåtarna inte har skadats genom korrosion.

Stockholm den 28 april 1972

SVENSKA TRÄFORSKNINGSINSTITUTET

Avdelningen för träteknik

Lars Erik Nilsson

Gunnar Edlund

DIMENSIONERING AV DEN SADELTAKSTOL MED LUTNING 1:8 OCH EN INVÄNDIG SPÄNNVIDD AV 8,4 M
SOM PROVATS I AVSNITT. 6

Förutsättning

I avsnitt 6 presenterades en approximativ metod för att dimensionera låga takstolar och dess giltighet verifierades med fullskaleprov på takstolar beräknade enligt den nya metoden. Som illustration till metoden visas här hur den använts för att dimensionera den sadeltakstol med 8,4 m invändig spännvidd och lutningen 1:8 som provats i avsnitt 6. Upplagsbredden har antagits till 100 mm och takutsprånget till 200 mm. Takstolen som dimensionerats för följande laster framgår av FIG 6.11

Snölast	1000 N/m ²
Yttertak, isolering, innertak	350 N/m ²
Takstolens egenvikt	100 N/m ²
Summa	1450 N/m ²

Härav antogs att underramen belastades med 200 N/m². Takstolarnas centrumavstånd har valts till 1200 mm. Nedan visas beräkningen steg för steg. Beteckningarna är samma som i avsnitt 6.

Preliminär uppskattning av erforderlig virkesdimension

Väljs höjden H i takfoten till 250 mm får ramstängernas bredd inte överstiga H/2 varvid närmaste standarddimension om virkestjockleken sätts till 45 mm är 45 x 120 mm. Ett approximativt värde på dimensionerande normalkraft N erhålls enligt ekv (6.20) som

$$N = \frac{M(x = l_t/4 + e)}{2r(x = l_t/4 + e)} \quad (6.20)$$

där

$$M(x) = q l(x - e)/2 - q x^2/2 \quad (6.26)$$

och

$$r(x) = (H_1 + x/n)/2 \quad (6.27)$$

I det aktuella exemplet gäller följande värden på de införda beteckningarna:

$$q = 1,2 \cdot 1450 = 1740 \text{ N/m}; \quad l = 9,0 \text{ m}; \quad l_t = 8,5 \text{ m}; \quad e = 0,25 \text{ m}; \quad H_1 = H - B = 0,13 \text{ m};$$

$$n = 8$$

Efter insättning i ekv (6.20) erhålls $N = 2,75 \cdot 10^{-2}$ MN.

Erforderlig virkesarea A blir alltså om kvaliteten antas till T200

$$A > 27500/0,8 \cdot 6 \cdot 10^6 = 57,5 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 \quad (6.21)$$

Risk föreligger att den valda dimensionen 45 x 120 mm kommer att ge viss underdimensionering men ur provningssynpunkt är det önskvärt att helst ligga något över den tillåtna gränsen.

Slutligt val av virkesdimension till rånstängerna

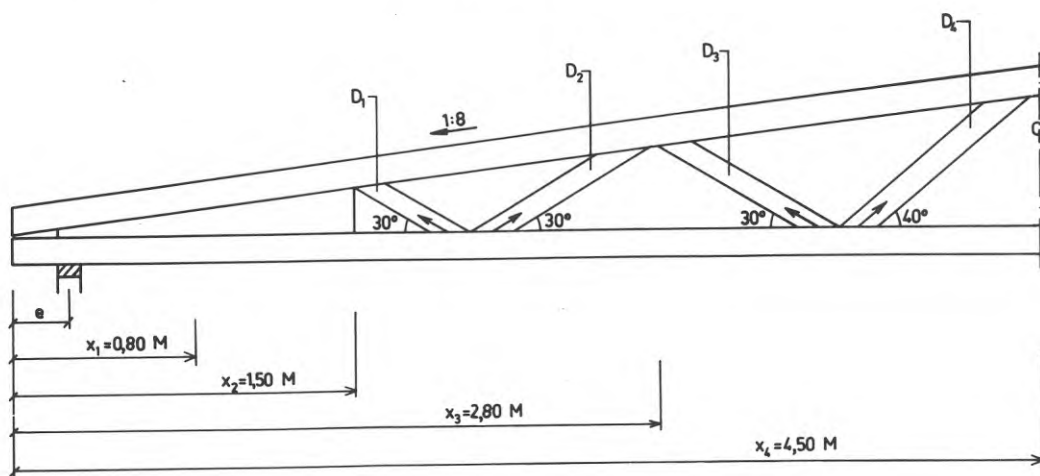
Här antas att risk för knäckning av överramen inte föreligger varför kontrollen av den preliminärt valda virkesdimensionen utförs med hjälp av ekv (6.22), (6.23) och (6.25). Lösningen redovisas i tabellform enligt nedan där x-värderna valts så att resultatet kan utnyttjas vid dimensioneringen av livstängerna

x	I(x)	M(x)	$\frac{M(x)}{I(x)}$	r(x)	$\sigma_1(x)$	$\sigma_2(x)$	$\frac{\sigma_1(x)}{\sigma_{d,till}} + \frac{\sigma_2(x)}{\sigma_{b,till}}$
10^{-2} m	10^{-8} m^4	10^{-7} MNm		10^{-2} m	MN/m^2	MN/m^2	
100	18900	50000	26,5	12,75	3,4	1,6	0,57 + 0,2 = 0,77
150	28600	84500	29,6	15,9	4,7	1,8	0,785 + 0,225 = 1,01
240	51300	118000	23,0	21,5	4,95	1,4	0,83 + 0,175 = 1,005
280	63700	131500	20,6	24,0	4,95	1,2	0,83 + 0,15 = 0,98
450	130700	156500	12,0	34,6	4,16	0,72	0,69 + 0,09 = 0,78

Som framgår av tabellen så ligger den valda dimensionen 45 x 120 mm T200 på gränsen men den kan accepteras.

Dimensionering av mellanelementet (livet)

Livet utbildas med en kil ur massivt virke så långt detta är möjligt. Gränsen går i detta fall ungefär 1,5 m in från takstolens låga ände. Övriga delar av livet utbildas med diagonaler se FIG 4.I. Jämviktsvillkoren ger med beteckningar enligt figuren (jfr ekv (6.35) - (6.37))



$$-D_1 \cos 30^\circ + D_2 \cos 30^\circ = A (\sigma_1(x_2) - \sigma_1(x_3))$$

$$D_1 \sin 30^\circ + D_2 \sin 30^\circ = q_u(x_3 - x_2)$$

Erforderliga σ_1 värden erhålls ur beräkningen av virkesdimensionerna. Införda värden ger sedan ekvationsystemet lösts

$$D_1 = 0,104 \cdot 10^{-2} \text{ MN och } D_2 = -0,052 \cdot 10^{-2} \text{ MN}$$

$$\text{På motsvarande sätt erhålls } D_3 = -0,21 \cdot 10^{-2} \text{ MN och } D_4 = 0,28 \cdot 10^{-2} \text{ MN}$$

Skjuvspänningsfördelningen längs fogen mellan ramstång och kil bestäms med hjälp av ekv (6.29).

Här väljs att bestämma skjuvspänningen i några snitt längs kilen och sedan rita upp fördelningen grafiskt. Beräkningen har sammanställts i tabellform.

Värdet på $\tau(x)$ erhålls som $R(x) S(x)/I(x) t$

x	R(x)	S(x)/t	I(x)	$\tau(x)$
10^{-2} m	10^{-2} MN	10^{-4} m^2	10^{-8} m^4	MN/m^2
25	0,74	96	8220	0,88
100	0,61	153	18900	0,50
150	0,52	191	28600	0,36
200	0,44	228	40300	0,26

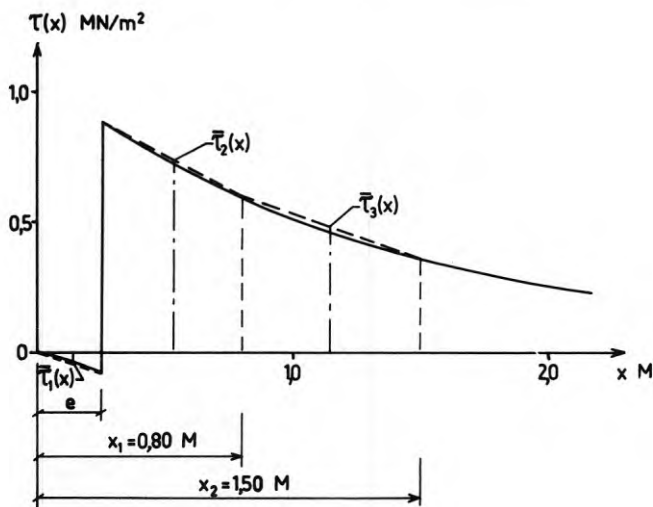


FIG 4.II Skjuvspänningsfördelningen

Dimensionering av spikplåtarna

Spikplåtstyp: Hydro-Nail E

Här tillämpas de grundvärden som rekommenderats för Hydro-Nail E under pkt 5.10.1. Efter det att den ursprungliga beräkningen genomfördes har värdena justerats något vilket gör att de spikplåtar som erhålls här inte ligger så nära den tillåtna gränsen som ursprungligen var avsett.

I kilen orienteras plåtarnas huvudriktning i 45° mot horisontalplanet vilket ger följande värden på tillåten skjuvpåkänning (fogen mot överramen) och tillåten förankringspåkänning (fogarean i överramen)

$$\sigma_{\alpha, \text{till}} = 0,04 + 0,015 \sin^2(2(45^\circ + \arctan(1/8))) = 0,054 \text{ MN/m}$$

$$\tau_{\alpha, \text{till}} = 1,4 (1 - 0,4 \sin(45^\circ + \arctan(1/8))) = 0,96 \text{ MN/m}^2$$

Här väljs att söka uppta skjuvspänningarna längs fogen mellan ramstänger och kil med två par plåtar. Lämplig storlek och fördelning erhålls genom passning. Om det första plåtparet skall uppta kraften på sträckan $x_1 = 0,8 \text{ m}$ erhålls följande ekvivalentkraft $P(z_1)$

$$P(z_1) = \bar{\tau}_1(x) \cdot e \cdot t + \bar{\tau}_2(x) (x_1 - e) t = 1,9 \cdot 10^{-2} \text{ MN}$$

Erforderlig foglängd erhålls som

$$f_{\text{eff}} = \frac{P(z_1)}{2\sigma_{\alpha, \text{till}}} = \frac{1,9 \cdot 10^{-2}}{2 \cdot 5,4 \cdot 10^{-2}} = 0,176 \text{ m}$$

Om man antar att plåtfogen kan räknas effektiv längs hela den del som täcker fogen mellan överram och kil erhålls följande krav på plåtens bredd

$$b = f_{\text{eff}} \sin(45^\circ + \arctan(1/8)) = 0,14 \text{ m}$$

Närmaste standardbredd är $0,152 \text{ m}$ (6") som väljs.

Erforderlig effektiv area erhålls som

$$A = \frac{P(z_1)}{\tau_{\alpha, \text{till}}} = \frac{1,9}{0,96} \cdot 10^{-2} = 2,0 \cdot 10^{-2} \text{ m}^2$$

Erforderlig förankringslängd l' i överramen erhålls som (sekv 6.44)

$$l' = \frac{A}{2b} + 0,01 = \frac{2,0 \cdot 10^{-2}}{2 \cdot 0,15} + 0,01 = 0,077 \text{ m}$$

Erforderlig plåtlängd samt plåtens läge bestäms enklast genom grafisk passning varvid man tillser att kraven på l' och f_{eff} uppfylles. Här återges inte denna passning. Slutligt val av plåtstorlek och läge framgår av FIG 6.11. Som figuren visar så blir den slutliga plåtstorleken $152 \times 266 \text{ mm}$ (6" \times 10 1/2").

Resterande kraft $P(z_2)$ som skall tas av fogen mellan kil och ramstång erhålls med stöd av FIG 4.II som

$$P(z_2) = \bar{\tau}_2(x) (x_2 - x_1) t = 0,5 \cdot 0,7 \cdot 0,045 = 1,58 \cdot 10^{-2} \text{ MN}$$

Efter motsvarande beräkningar som för det första plåtparet erhålls erforderlig storlek till 125 x 340 mm (5" x 13 1/2").

För de dragna diagonalerna erfordras en minsta förankringslängd om 50 mm, se pkt 5.10.6. Minsta standardstorlek i Hydro-Nail E som uppfyller detta villkor är 50 x 114 mm (2" x 4 1/2"). För att undvika förväxlingar i samband med tillverkningen rekommenderas att samma storlek väljs till de tryckta trots att mindre plåtstorlek kan motiveras rent beräkningsmässigt. Diagonalerna dras isär i knutpunkterna varför det vid en första kontroll är rimligt att anta att plåtarna sitter minst 100 mm från varandra. Enligt pkt 5.10.6 erhålls då $\tau_{\alpha, \text{till}}$ som

$$\tau_{\alpha, \text{till}} = 0,5 \tau_0 (1 - 0,4 \sin 30^\circ) = 0,56 \text{ MN/m}^2$$

2 st 50 x 114 mm ger en effektiv area om $0,47 \cdot 10^{-2} \text{ m}^2$ varför tillåten last blir $A \cdot \tau_{\alpha, \text{till}} = 0,263 \cdot 10^{-2} \text{ MN}$. Samtliga diagonaler med 30° lutning mot lodlinjen uppvisar stångkrafter som understiger detta värde varför 50 x 114 mm kan väljas till dessa.

Diagonal D_4 enligt FIG 4.I lutar 40° mot lodlinjen samtidigt som en noggrann kontroll via uppritning av knutpunkten visar att avståndet mellan plåtarna endast uppgår till 80 mm. Tillåten förankringshållfasthet erhålls som (jfr pkt 5.10.6)

$$\begin{aligned} \tau_{\alpha, \text{till}} &= \tau_0 (1 - 0,4 \sin 40^\circ) - \frac{30}{50} \cdot 0,5 \tau_0 (1 - 0,4 \sin 40^\circ) = 0,7 \tau_0 (1 - 0,4 \sin 40^\circ) = \\ &= 0,73 \text{ MN/m}^2 \end{aligned}$$

Stångkraften D_4 uppgår till $0,28 \cdot 10^{-2} \text{ MN}$, varför erforderlig area erhålls som $D_4 / \tau_{\alpha, \text{till}} = 0,38 \cdot 10^{-2} \text{ m}^2$, dvs 2 st 50 x 114 mm är tillräckligt. När takstolen ursprungligen dimensionerades var en kraftigare reduktion av $\tau_{\alpha, \text{till}}$ aktuell än den nu rekommenderade. Detta är orsaken till att FIG 6.11 anger 2 st 50 x 152 mm för D_4 i stället för 2 st 50 x 114 mm. Avvikelsen torde ha liten betydelse.

I nocken uppgår dimensionerande vertikalkraft till $2 D_4 \sin 40^\circ = 0,36 \cdot 10^{-2} \text{ MN}$. Tillåten minimilast erhålls enligt pkt 5.10.6 som

$$P_{\text{till}} = 2 \sigma_{\perp} b_i t = 2 \cdot 0,3 \cdot 0,045 \cdot 0,20 = 0,54 \cdot 10^{-2} \text{ MN}$$

Minimilasten gäller om kravet på minimiförankring är uppfyllt vilket ger 2 st 50 x 114 mm. Med samma motivering som tidigare har dock 2 st 50 x 152 mm (2" x 6") ingått i provningen.

Plåtbredden är överdimensionerad för samtliga diagonaler varför ingen kontroll gjorts av denna. Orsaken till överdimensioneringen är att 50 mm är minsta tillgänglig plåtbredd för Hydro-Nail E.

Bredden för den horisontella plåten i nocken bör minst uppgå till $B/2$ och längden till minst l_f , jfr pkt 5.10.3 och 5.10.5 vilket här ger måtten 60 x 140 mm. En något mindre storlek har valts. Enligt FIG 6.11 uppgår den till 50 x 152 mm.

Skarven i underramen skall dimensioneras för en normalkraft om $2,25 \cdot 10^{-2}$ MN ($\sigma_1(x_4)A$) och ett moment om $0,85 \cdot 10^{-4}$ MNm ($\sigma_2(x_4)W$). Momentet är så litet att man med ledning av villkoren i punkt 5.10.4 på en gång vågar påstå att normalkraften ensam blir avgörande varvid följande villkor erhålls:

$$\text{Erforderlig area } A = \frac{2,25}{1,4} \cdot 10^{-2} = 1,60 \cdot 10^{-2} \text{ m}^2$$

$$\text{Erforderlig plåtbredd } b = \frac{2,25 \cdot 10^{-2}}{0,1 \cdot 2} = 0,113 \text{ m}$$

Här väljs bredden till 0,125 m men då virkesbredden endast är 0,12 m får endast en bredd av 0,11 m räknas som effektiv vid bestämning av effektiv fogarea. Följande värde erhålls således på plåtens längd

$$a = \frac{A}{b} + 0,02 = \frac{1,60 \cdot 10^{-2}}{0,11} + 0,02 = 0,165 \text{ m}$$

Här väljs 2 st 125 x 190 mm (5" x 7 1/2").

Den kompletta takstolen framgår av FIG 6.11.

R52: 1973

Denna rapport hänför sig till anslag C 445:2 från Statens råd för byggnadsforskning till Svenska träforskningsinstitutet, Stockholm. Försäljningsintäkterna tillfaller fonden för byggnadsforskning.

Distribution: Svensk Byggtjänst, Box 1403, 111 84 Stockholm

Grupp: konstruktion

Pris: 42 kronor