

**Rapport**

**R 39:1971**

TEKNISKA HÖGSKOLAN I LUND  
SEKTIONEN FÖR VÄG- OCH VATTEN  
BIBLIOTEKET

**Nordiska  
forskningsdagar  
för stålbyggnad  
1970**

**Byggforskningen**

*Nordiska forskningsdagar för stålbyggnad arrangerades för första gången den 26–28 augusti 1970 med Stålbyggnadsinstitutet som initiativtagare och arrangör. Forskningsdagarna hade samlat ca 220 deltagare och 64 förhandsanmälda bidrag och rapporter fördelade på fem sessioner. Forskningsdagarna gav en god bild av den forskning och utveckling som pågår inom stålbyggnadsområdet, och man kan räkna med att resultaten av dessa forsknings- och utvecklingsinsatser tillsammans ska bidra till ett effektivt och ekonomiskt utnyttjande av stålkonstruktioner och stålbyggnad.*

### Session I. Material

I en inledande presentation gavs en allmän översikt över utvecklingstendenserna beträffande konstruktionsstål. Det framhölls bland annat att det i dagens läge knappast torde vara något material som kan tävla med stål vad avser pris per hållfasthet eller pris per deformationsmodul (E-modul).

En undersökning av seghärdad grovplåt presenterades och det påvisades att goda mekaniska egenskaper och hög sträckgräns kan bibehållas i värmepåverkad zon efter svetsning.

Flera bidrag berörde utmattningshållfastheten och dess beroende av olika faktorer. Bl a redogjordes för försöken att höja utmattningshållfastheten hos svetsförband i mikrolegerade stål genom användande av nya mikrolegerade elektrodtyper. Undersökningar avseende utmattningshållfastheten hos flänsplåt med termiskt skurna kanter har påvisat att dessa kanter kan lämnas utan efterbearbetning.

Vid Stålbyggnadsinstitutet har en analys av variationerna i materialhållfasthet och tvärsnittsdimensioner hos valsade konstruktionsprofiler utförts. En statistisk sammanlagring av sträckgräns och tvärsnittsdimensioner ger en utomordentligt liten frekvens för underskridande av profilens nominella flytlast eller bärförmåga. Vidare presenterades en undersökning av materialhållfasthetens variation över tvärsnittet i parallellflänsbalk med sträckgräns över 40 kp/mm<sup>2</sup>, och möjligheterna att använda valsprofiler av mer höghållfast material diskuterades.

### Session II. Statiskt verkningsätt och bärförmåga

En undersökning avseende bärförmåga vid statisk last hos stålbalkar med påläggsplåtar och transversella svetsar på dragspänningsbelastad fläns har utförts vid Stålbyggnadsinstitutet. Provingar har utförts vid olika temperaturer ned till -40°C, och resultaten visar att balkarna har stor deformationsförmåga trots de ogynnsamma spänningsförhållandena.

Förspända stålbalkar i samverkan med betongplatta har studerats, varvid det elastiska momentet till följd av förspänning och samverkan blev maximalt 3,5 gånger större än motsvarande moment för enbart stålbalken.

Ett flertal bidrag behandlade sk tunn-livsbalkar. Bl a redovisades resultat från experimentella undersökningar avseende skjuvkrafter och punktlaster på höga slanka balkar. Det påpekades att intryckningslasten vid brott är relativt oberoende av lastlängden vid koncentrerade laster. Arbeten beträffande livets verkningsätt hos tunn-livsbalkar med jämnt fördelad transversallast och med avstyvningar endast vid upplagen presenterades. Bärförmågan hos tunn-livsbalkar med håltagningar i livet har studerats och utmynnat i förenklade dimensioneringsregler. Vid lyftning av slanka balkar föreligger ibland vippningsrisk. Mycket slanka balkar kan lyftas med bibehållen stabilitet om lyftpunkterna placeras symmetriskt och med ett inbördes avstånd av 0,52–0,55 gånger balklängden.

En experimentell och teoretisk undersökning avseende verkningsätt och bärförmåga hos svetsade lådbalkar med tunna liv och bred, utstickande underfläns presenterades.

Egenspänningar i valsade profiler och dess inverkan på bärförmågan hos pelare liksom metoder för att förbättra knäckhållfastheten presenterades. Speciellt påvisades möjligheterna att genom en väl avpassad kallriktning i rullriktverk bryta ned tryckegegenspänningarna i flänsarna och samtidigt åstadkomma en gynnsam töjhardningseffekt, vilket tillsammans kan ge en påtaglig förhöjning av knäckhållfastheten.

Karakteristiska punkter vid dimensionering med hänsyn till vippning och

Nyckelord:

*stålbyggnad*, aktuell forskning (Norden), material, statik, sammanfogning, tunnplåt, tunnplåtskonstruktioner, byggnadstekniska problem

Rapport R39:1971 avser anslag C 742 från Statens råd för byggnadsforskning till Stålbyggnadsinstitutet, Stockholm.

UDK 624.014.2:061.3  
624.072.2  
624.078

SfB A

Sammanfattning av:

*Nordiska forskningsdagar för stålbyggnad 1970.* (Statens institut för byggnadsforskning) Stockholm. Rapport R39:1971, 506 s., ill. 58 kr. Rapporten är skriven på svenska med svensk och engelsk sammanfattning och innehållsförteckning.

Distribution:

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

Grupp: konstruktion

rymdknäckning togs upp till behandling, bl a stabiliteten hos kontinuerliga balkar med stagad överfläns samt de speciella fenomen som orsakas då instabilitet uppträder i balkens underkant i närheten av stöd.

En förenklad metod för beräkning av partiellt belastade ortotropa stålplattor behandlades. Metoden ger resultat i god överensstämmelse med noggrannare beräkningar.

Möjligheten att basera säkerhetsanalysen för stålbyggnadskonstruktioner på fail-safe-principer i analogi med vad som görs inom flygtekniken belystes.

Session II avslutades med ett bidrag beträffande brottmekanisk dimensionering av stålkonstruktioner.

### Session III. Sammanfogning

Under session III behandlades detaljutformning och sammanfogning av stålkonstruktioner. Vid Stålbyggnadsinstitutet pågår ett forsknings- och utvecklingsprogram om detaljutformning av stålkonstruktioner. De första delarna av en handbok "Stålbyggnad - Detaljutformning" beräknas utkomma under första halvåret 1971. Handboken skall innehålla detaljer såsom fotplattor, balk- och pelarskarvar, balk-pelarslutningar, traversbanor och travershyllor, åsskarvar, skruvförband o d. Ett av delprojekten syftar till att klarlägga kraftöverföringen i stålets tjockleksriktning för olika typer av anslutningsdetaljer.

Svetsförfaranden med förbättrad ekonomi behandlades i ett par bidrag. Det visades att pulverbågsvetsning av kälfogar med relativt enkla medel kan ges en kraftigt ökad inträngning, varigenom det nominella  $\alpha$ -mättet kan minskas och svetskostnader inbesparas. Kontrollmöjligheterna av svetsresultatet är ofta goda. Vertikalsvetsning nedåt är billigare och ger trots mindre inträngning likvärdig hållfasthet som svetsning uppåt.

Arbeten beträffande kraftfördelningen mellan ändkälsvets och längdkälsvets i dragskarv presenterades. En experimentell undersökning av sam-

verkan mellan friktions- och svetsförband har visat att de tillåtna lasterna för de olika förbanden borde kunna adderas.

Skruvförband med stora hål, dvs hål med frigång mellan skruv och hål, behandlades. Stålbyggnadsinstitutet har utfört en experimentell undersökning av skruvförband med stålbyggnadsskruv SB 8.8, och några av de väsentliga resultaten presenterades. Hål med diametern 1 mm större än skruvens nominella diameter samt hålavvikelser på upp till 1 mm mellan närbelägna hål kan accepteras utan att nedsättningen i bärförmågan blir större än 5% i jämförelse med passförband. Vidare visar undersökningen att man kan arbeta med relativt höga hållkantryck även vid stora hål. Resultaten av denna undersökning kommer att ligga till grund för fastställande av tillåtna påkänningar för stålbyggnadsskruv.

### Session IV. Tunnbrätt och tunnbrättskonstruktioner

Skjuvhållfastheten hos profilerad tunnbrätt behandlades i flera bidrag. Möjligheterna att använda plåten som bärande element i skal- och skivkonstruktioner samt att utnyttja plåtens skivverkan i stabiliserande syfte är bl a beroende av skjuvhållfastheten. En granskning av olika dimensioneringsregler presenterades. Denna har gjorts för att få fram en gemensam beräkningsmetod som kan antas av alla svenska tillverkare av profilerad tunnbrätt.

Undersökningar avseende hopfogning av tunnväggiga stålkonstruktioner presenterades. Undersökningarna ska utmynna i förslag till regler för dimensionering, beräkning, utformning och kontroll av olika förbandstyper.

I ytterligare bidrag behandlades tryckta kantförstyvade flänsars stabilitet och bärförmågan hos kantförstyvade plattfält under inverkan av krafter i plattans plan. Dessa faktorer har betydelse för utnyttjande av skivverkan i tak. Vidare behandlades tvär-

snittutformning av trapetsprofilerad plåt med hänsyn till minsta vikt.

### Session V. Byggnadstekniska problemställningar

Under session V, byggnadstekniska problemställningar, togs bl a de brandtekniska problemen upp. Principerna för en brandteknisk dimensionering av stålbärverk baserad på mer nyanserade grunder än tidigare använda schablonmetoder behandlades. Vid oisolerade och lätt isolerade stålkonstruktioner har just brandcellens avsvalningsfas stor betydelse. Kännedom om brandbelastningen har stor betydelse för en nyanserad brandteknisk dimensionering, och arbeten rörande statistisk inventering av brandbelastningen i kontorshus presenterades.

Vid bedömning av stålkonstruktioners bärförmåga vid brand utnyttjas ofta varmsträckgränsen eller en förhöjd varmsträckgräns. Krypningens betydelse för bärförmågan är föremål för teoretiska och experimentella undersökningar. Beräkningar avseende en oisolerad brandpåverkad stålpelares bärförmåga med hänsynstagande till egenspanningar och ojämn temperaturfördelning över tvärsnittet presenterades.

Vid Statens Provningsanstalt har utförts en serie undersökningar av brandskyddande undertak. Det visade sig att man kan erholda relativt långa brandmotståndstider med förhållandevis tunna och enkla undertak. I de fall undertak erfordras av andra orsaker, estetiska eller akustiska, får man automatiskt också i regel tillräcklig brandisolering.

Under session V behandlades också vissa andra byggnadstekniska problemställningar. En metod att beräkna extrema yttemperaturer hos lätta isolerade ytterkonstruktioner, speciellt isolerade metalläck, presenterades. Vid takkonstruktioner av profilerad plåt med värmeisolering och papp-täckning kan temperaturvariationen mellan sommar och vinter bli närmare 100°C i ytskiktet och hänsyn måste tas till detta vid den konstruktiva utformningen.

# Scandinavian Research Conference on Steel Construction 1970

# National Swedish Building Research Summaries

R39:1971

*The Scandinavian Research Conference on Steel Construction was arranged for the first time on 26th–28th August 1970 by the Swedish Institute of Steel Construction as the promoter and arranger. The Conference attracted about 220 delegates and 64 notified contributions and reports divided over five sessions. The Conference provided a good illustration of the research and development under way in the field of steel construction, and it is certain that the results of this research and development work will together make for efficient and economical utilization of steel structures and steel buildings.*

## Session I. Materials

A general survey was provided in an introductory presentation of the development trends regarding structural steel. The claim has been made, among other things, that there is hardly any other material at the present time which can compete with steel with regard to price per strength or price per modulus of elasticity.

An investigation into quenched and tempered thick plate was presented and it was shown that good mechanical properties and a high yield point can be retained after welding in a zone affected by heat. Several contributions dealt with fatigue strength and its dependence on different factors. Accounts were given of attempts to raise the fatigue strength of welded joints in micro-alloyed steels by the use of new micro-alloyed types of electrode. Investigations into the fatigue strength of flange plates with thermal cut edges have shown that these edges do not have to be given any subsequent treatment.

An analysis of the scatter in material strength and cross sectional dimensions of rolled structural shapes has been carried out at the Swedish Institute of Steel Construction. Statistical compounding of the yield strength and cross sectional dimensions produces exceptionally little frequency of values below the nominal yield load or load-bearing capacity of the section. An investigation into the scatter in material strength over the cross section in parallel-flanged beams with a yield strength of over 40 kgf/mm<sup>2</sup> was also presented, and the possibilities of using rolled sections of materials with an even higher strength were discussed.

## Session II. Static behaviour and load-bearing capacity

An investigation has been carried out at the Swedish Institute of Steel Construction into the load-bearing capacity of cover-plated steel beams with transverse welds on the tension flange, when the beams are acted upon by a static load. The tests were carried out at different temperatures down to -40°C, and the results show that the beams have a large deformation capacity despite the unfavourable stress conditions.

Prestressed steel beams in composite action with concrete slabs have been studied, and it was found that the elastic moment due to the prestress and the composite action is a maximum of 3.5 times as large as the corresponding moment for the steel beam alone.

Several contributions dealt with thin-webbed beams. The results of experimental investigations concerning shear forces and concentrated loads on tall slender beams were given. It was pointed out that the web crippling load is relatively independent of the length over which concentrated loads act. The results of work on the mode of action of the web in thin-webbed beams subjected to uniformly distributed transverse load and with stiffeners only at the supports were presented. The load-bearing capacity of thin-webbed beams with large openings in the web have been studied and resulted in simplified design rules. In lifting slender beams, there is sometimes a risk of tipping. Very slender beams can be lifted with the stability retained if the lifting points are placed symmetrically at a spacing of 0.52–0.55 times the length of the beam.

An experimental and theoretical investigation into the mode of action and load-bearing capacity of welded box girders with thin webs and broad projecting bottom flanges was presented.

Residual stresses in hot-rolled shapes and the influence of these on the load-bearing capacity of columns were presented, as well as methods of improving the buckling strength. Special attention was given to the possibility of relieving the residual compressive stresses in the flanges by properly chosen cold straightening in the roller straightening mill and of simultaneously achieving a favourable strain hardening effect, which together can produce an appreciable increase in the buckling strength.

Key words:

*steel construction, current research (Nordic countries), material, statics jointing, steel sheet, steel sheet structures, building constructional problems*

Report R39:1971 has been supported by Grant C 742 from the National Swedish Council for Building Research to Stålbbyggnadsinstitutet, Stockholm.

UDC 624.014.2:061.3  
624.072.2  
624.078  
SfB A

Summary of:

*Nordiska forskningsdagar för stålbyggnad 1970. Scandinavian research conference on steel construction 1970. (Statens institut för byggnadsforskning) Stockholm. Report R39:1971, 506 p., ill. 58 Sw.Kr.*

The report is in Swedish with Swedish and English summaries and contents.

Distribution:  
Svensk Byggtjänst  
Box 1403, S-111 84 Stockholm  
Sweden

Characteristic features in design with regard to the lateral torsional buckling and space stability of frames were discussed, inter alia the stability of continuous beams with braces along the upper flanges and the special phenomenon which occurs as a result of instability at the bottom edge of the beam near a support.

A simplified method of designing partially loaded orthotropic steel plates was discussed. The method gives results in good accordance with those of more exact calculations.

The possibility of basing the safety analysis of steel building structures on fail-safe principles, analogously with the philosophy adopted in the aircraft industry, was elucidated.

Session II was concluded by a contribution regarding fracture mechanics of steel structures.

### Session III. Jointing

Matters dealt with in Session III were the design of details and the jointing of steel structures. The Swedish Institute of Steel Construction is at present working on a research and development programme concerning the design of steel structural details. The first parts of a manual "Steel Construction - Details Design" is expected to be published during the second half of 1971. The manual will include details such as bearing plates, beam and column splices, beam-column junctions, travelling crane beams and brackets, purlin joints, bolted joints etc. The aim of one of the partial projects is to examine transmission of force in the thickness direction of the steel for different types of connection details.

Welding procedures with improved economy were dealt with in a few contributions. It was shown that submerged arc welding of fillet joints can be given considerably increased penetration by relatively simple means, with the result that the nominal throat dimension can be cut and savings made in welding costs. The facilities for controlling the welding results are often good. Vertical welding in the downward direction is cheaper and despite lesser penetration gives strengths equivalent to those in welding in the upward direction.

Work on distribution of force between

end fillet weld and side fillet weld in a tension joint was presented.

Experimental investigation of the interaction between friction bolts and welds has shown that it should be possible to add the permitted loads applicable to the different joints. Bolted connections with large holes, i.e. holes with a clearance between the bolt and the hole, were dealt with. The Swedish Institute of Steel Construction has carried out an investigation of bolted connections using the steel building bolt SB 8.8, and some of the more important results were presented. Holes with a diameter 1 mm larger than the nominal diameter of the bolt and deviations of up to 1 mm in diameter between adjacent holes can be accepted without the reduction in load-bearing capacity compared with that in close-tolerance joints being greater than 5%. The results also show that relatively high bearing pressures can be used also in the case of large holes. The results of this investigation will be used for specification of permitted stresses for steel building bolts.

### Session IV. Steel sheet and steel sheet structures

The shear strength of trapezium profiled steel sheet was dealt with in several contributions. The chances of using a steel sheet as the load-bearing element in shell and folded plate structures and of utilizing the membrane action of the sheet for stabilisation depend, among other things, on its shear strength. An examination of different design rules was presented. This examination was carried out in order to formulate a common method of design which can be adopted by all Swedish makers of trapezium profiled steel sheet.

The results of investigations into the jointing of thin-walled steel structures were presented. The investigations will be used as the basis of proposed rules for the proportioning, design, construction and control of different types of joints.

Other contributions dealt with the stability of edge-stiffened compression flanges and the load-bearing capacity of edge-stiffened panels subject to the action of forces in the plane of the panel. These factors are of significance in relation to the utilization of the membrane action in roofs. The cross

sectional design of trapezoidal sheets with regard to the least weight was also discussed.

### Session V. Some structural problems

Fire engineering problems were taken up for discussion in Session V, building constructional problems. There was a discussion of the principles of fire engineering design of load-bearing steelwork based on more qualified treatment than the previous standard methods. It is the cooling-down phase of the fire cell which has great significance for uninsulated and lightly insulated steel structures. Knowledge of the fire load has great importance from the point of view of properly based fire engineering design, and work was presented concerning statistical examination of the fire load in office buildings.

In assessing the load-bearing capacity of steel structures in case of fire, the temperature-reduced yield strength or an increased value of this is often used. The importance of creep for the load-bearing capacity is the subject of theoretical and experimental investigations. Calculations were presented for the load-bearing capacity of an uninsulated steel column which had been subjected to fire, taking into account residual stresses and non-uniform temperature distribution over the cross section.

The National Swedish Institute for Materials Testing has carried out a series of investigations into the fire protection afforded by suspended ceilings. It has been found that comparatively long fire resistance times can be obtained by using relatively thin and simple ceilings. In cases where suspended ceilings are required for other reasons, aesthetic or acoustic, there is therefore usually sufficient fire insulation provided as well.

Some other building constructional problems were also discussed in Session V. A method was presented of calculating extremes of surface temperature in lightly insulated outside structures, particularly insulated metal decks. In roof structures of trapezium profiled sheet steel with thermal insulation and building felt covering, variation of temperature in the external layer may be almost 100°C between summer and winter, and this must be taken into account when such roofs are designed.

Rapport R39:1971

NORDISKA FORSKNINGSDAGAR FÖR STÅLBYGGNAD, 1970

SCANDINAVIAN RESEARCH CONFERENCE ON STEEL CONSTRUCTION 1970

Denna rapport avser anslag C 742 från Statens råd för byggnadsforskning till Stålbyggnadsinstitutet, Stockholm. Försäljningsintäkterna tillfaller fonden för byggnadsforskning.

## FÖRORD

Förslag och önskemål om en nordisk stålbyggnadsforskningskongress väcktes av professor Arne Johnson, KTH och professor Lars Östlund, LTH. Tanken var härvid att en sådan kongress skulle hållas ungefär vart tredje år samt alternera mellan de olika nordiska länderna. När förslaget om en stålbyggnadsforskningskongress väcktes ville Stålbyggnadsinstitutet gärna åta sig att arrangera den första kongressen, som fick namnet Nordiska Forskningsdagar för Stålbyggnad och ägde rum den 26–28 augusti 1970 i Stockholm.

Målsättningarna för forskningsdagarna var att presentera nya forskningsresultat samt pågående och planerade forsknings- och utvecklingsarbeten i form av kortare föredrag på 5–8 minuter med efterföljande diskussion liksom att etablera personliga kontakter och forskningssamarbete samt stimulera till ökande forsknings- och utvecklingsinsatser.

De första Nordiska Forskningsdagarna för Stålbyggnad den 26–28 augusti 1970 i Stockholm samlade över 200 deltagare och 64 förhandsanmälda rapporter. De förhandsanmälda och till deltagarna i förväg utsända rapporterna presenterades kortfattat av författarna och åtföljdes av en stundtals mycket livlig diskussion.

Organisationskommittén för Forskningsdagarna har utgjorts av doc Rolf Bæhre, KTH, prof Allan Bergfelt, CTH, prof Arne Johnson, KTH, prof Lars Östlund, LTH samt Stålbyggnadsinstitutets förestandare, tekn lic Lars Wallin.

På organisationskommitténs och Stålbyggnadsinstitutets vägnar framförs härmed ett hjärtligt tack till alla som bidragit till att göra de första Nordiska Forskningsdagarna för Stålbyggnad till den stora framgång de blev. Vidare framförs ett hjärtligt tack till Statens Råd för Byggnadsforskning, genom vars medverkan denna konferensrapport kunnat publiceras.

Stockholm i september 1970  
STÅLBYGGNADSINSTITUTET

Lars Wallin

## INNEHÅLL – LIST OF REPORTS

### PROGRAM FÖR NORDISKA FORSKNINGSDAGARNA 1970

HÄLSNINGSANFÖRANDE. Bruksdisponent Carl Sebardt, Grängesbergbolaget,  
ordförande i Stålbyggnadsinstitutets styrelse

### SESSION I – MATERIAL

1. **Utvecklingstendenser beträffande konstruktionsstål.**  
Docent Bertil Aronsson, Institutet för Metallforskning, Stockholm
2. **Variationer i materialhållfasthet och tvärsnittsdimensioner hos konstruktionsprofiler.**  
Tekn dr Göran Alpsten, Stålbyggnadsinstitutet, Stockholm
3. **Materialegenskapernas variation över tvärsnittet hos parallellflänsbalk i höghållfast stål.**  
Övering Per O Björkman och tekn lic Carl-Erik Ridderstråle, Norrbottens Järnverk, Luleå
4. **Utmattningshållfasthet hos svetsförband i stål med förhöjd hållfasthet.**  
Bergsing Lars-Eije Friis, Oxelösunds Järnverk, Oxelösund
5. **Svetsning av seghärdad grovplåt.**  
Bergsing Bengt Lindwall och bergsing Christer Nordström, Oxelösunds Järnverk, Oxelösund
6. **Utmattningshållfasthet hos material med termiskt skurna kanter.**  
Överingenjör Sture Sabelström, Stockholms Hamns Materialprovning-laboratorium
7. **Utmattningshållfasthet hos varmförzinkade svetsade konstruktioner.**  
Avd ing Rolf Westerlund, Statens Vattenfallsverk, Materiallaboratoriet, Västerås

### DISKUSSIONSINLÄGG



## SESSION II – STATISKT VERKNINGSSÄTT OCH BÄRFÖRMÅGA

**8. Dimensionering av böjda ståltvårsnitt.**

Lektor B Åke Bengtsson, Statens Råd för Byggnadsforskning, Stockholm

**9. Statiskt verkningsätt och bärförmåga hos stålbalkar med påläggsplåtar, speciellt vid låg temperatur.**

Tekn dr Göran Alpsten, Stålbyggnadsinstitutet, Stockholm och docent Carl T Ingwall, Inst för Svetsteknologi, Kungl Tekniska Högskolan, Stockholm

**10. Simulering av bärförmågan hos valsade balkar och pelare av stål.**

Tekn lic Bo Edlund och civ ing Ulf Leopoldson, Inst för Stål- och Träbyggnad, Chalmers Tekniska Högskola, Göteborg

**11. Optimering av bärverk med Monte Carlo-metod.**

Tekn lic Bo Edlund, Inst för Stål- och Träbyggnad, Chalmers Tekniska Högskola, Göteborg

**12. Saint-Venantskt flytvridmoment för valsade standardbalkar.**

Civ ing Jan Bäcklund och docent Bengt Å Åkesson, Inst för Byggnadsstatik, Chalmers Tekniska Högskola, Göteborg

**13. Flytbimoment för öppna tunnväggiga balkar.**

Docent Bengt Å Åkesson och civ ing Jan Bäcklund, Inst för Byggnadsstatik, Chalmers Tekniska Högskola, Göteborg

**14. Gränslast vid blandad vridning av öppna tunnväggiga balkar.**

Docent Bengt Å Åkesson och civ ing Jan Bäcklund, Inst för Byggnadsstatik, Chalmers Tekniska Högskola, Göteborg

**15. Resultat från provning av två förspända, fritt upplagda stålbalkar med samverkande betongplatta.**

Tekn lic Germund Johansson, Inst för Stål- och Träbyggnad, Chalmers Tekniska Högskola, Göteborg

- 16. Förenklad beräkningsmetod för partiellt belastade, förstyvade ortotropa stålplattor.**

Prof Erkki Niskanen, Inst för Hållfasthetslära, Tekniska Högskolan, Otnäs  
Finland
- 17. Experimentella undersökningar på slanka balkar avseende skjuvkrafter och punktlaster.**

Prof Allan Bergfelt och tekn lic Jardar Hövik, Inst för Stål- och Träbyggnad,  
Chalmers Tekniska Högskola, Göteborg
- 18. Livets verkningssätt i överkritiskt område vid I-balk med livavstyvningar endast vid upplagen.**

Tekn lic Torsten Höglund, Inst för Byggnadsstatik, Kungl Tekniska  
Högskolan, Stockholm
- 19. Bärförmåga hos tunnväggig I-balk med cirkulärt eller rektangulärt hål i livet.**

Tekn lic Torsten Höglund, Inst för Byggnadsstatik, Kungl Tekniska  
Högskolan, Stockholm
- 20. I-balkars stabilitet vid lyftning.**

Civ ing Bernt Johansson, Inst för Byggnadsstatik, Kungl Tekniska Högskolan  
Stockholm
- 21. Lådbalk med tunna liv påverkad av tvärkraft och vridande moment.**

Civ ing Bernt Johansson, Inst för Byggnadsstatik, Kungl Tekniska Högskolan  
Stockholm
- 22. Belastningsförsök på kallformade profiler av tunnplåt.**

Övering Paul Wikström, Domnarvets Jernverk, Borlänge
- 23. Undersökning av lådbalkar av tunnplåt utsatta för böjning.**

Civ ing Bo Källsner, Inst för Byggnadsteknik II, Lunds Tekniska Högskola,  
Lund

24. **Egenspänningar och bärförmåga hos pelarprofiler - Metoder att förbättra knäckhållfastheten.**  
Tekn dr Göran Alpsten, Stålbyggnadsinstitutet, Stockholm
25. **Egenspänningar och töjhärddningseffekter i kallriktade bredflänsprofiler.**  
Tekn dr Göran Alpsten, Stålbyggnadsinstitutet, Stockholm
26. **Experimentell undersökning av knäckhållfastheten hos bredflänsprofiler HE 200 A riktade på olika sätt.**  
Teknolog Olle Ersvik och tekn dr Göran Alpsten, Stålbyggnadsinstitutet, Stockholm
27. **Några karakteristiska punkter vid dimensionering med hänsyn till vippning och rymdknäckning.**  
Prof Henrik Nylander, Inst för Byggnadsstatik, Kungl Tekniska Högskolan, Stockholm
28. **Modelforsøg med gitterkonstruktioner af vinkelstål.**  
Civ ing Olaf Mohr, Danmarks Ingenjörsakademi, Köpenhamn
29. **Risk för total kollaps av stålbärverk.**  
Tekn lic Sigge Eggwertz, Flygtekniska Försöksanstalten, Stockholm
30. **Beregningsregler for stålkonstruksjoner.**  
Prof Arne Selberg, docent Bernt Skjeggstad och tekn lic Esben Thrane, Inst för Stålkonstruktioner, Norges Tekniska Högskola, Trondheim
31. **Brottmekanisk dimensionering av stålkonstruktioner.**  
Prof Janne Carlsson, Inst för Hållfasthetslära, Kungl Tekniska Högskolan, Stockholm

## **DISKUSSIONSINLÄGG**

### SESSION III – SAMMANFOGNING

32. **Detaljutförning av stålkonstruktioner - Presentation av ett pågående forsknings- och utvecklingsarbete vid SBI.**  
Tekn dr Göran Alpsten, Stålbyggnadsinstitutet, Stockholm
33. **Konstruktionselement med kraftöverföring i tjockleksriktningen.**  
Civ ing Anders Granström, Stålbyggnadsinstitutet, Stockholm
34. **Provning av skjuvförband med höghållfast stålbyggnadsskruv.**  
Prof Lars Östlund, Inst för Byggnadsteknik II, Lunds Tekniska Högskola, Lund
35. **Skruvförband med hel-, halv- och ogängad stam;  
Inverkan av stort spelrum mellan skruv och skruvhål med och utan fyllmedel.**  
Tekn lic Jardar Hövik m fl, Inst för Stål- och Träbyggnad, Chalmers Tekniska Högskola
36. **Experimentell undersökning av samverkan mellan friktions- och svetsförband.**  
Tekn lic Germund Johansson, Inst för Stål- och Träbyggnad, Chalmers Tekniska Högskola, Göteborg
37. **Erfaringer med kjervvirkningar i friksjonsforbindelser.**  
Lab ing Martin Måseide, Inst for Stålkonstruktioner, Norges Tekniska Högskola, Trondheim
38. **Jämförande utmattningsförsök med höghållfasta skruvförband i olika grundmaterial.**  
Tekn lic Åke Hedström, Försvarets Materielverk, Stockholm
39. **Studium av ett sammansatt kälsvetsförband under statisk last.**  
Civ ing Elof Vestlund, Inst för Stål- och Träbyggnad, Chalmers Tekniska Högskola, Göteborg
40. **Plastisk dubbelt kantsöm.**  
Civ ing Aage P Jensen, Danmarks Ingenjörsakademi, Köpenhamn

**41. Utnyttjande av inträngningen vid kälsvetsar.**

Civ ing Hans Åke Persson, ASEA, Hälsingborg

**42. Vertikalt svetsade kälsvetsförband.**

Civ ing Sven-Åke Persson, Institutet för Verkstadsteknisk Forskning,  
Göteborg och Kockums Mekaniska Verkstad, Malmö

**DISKUSSIONSINLÄGG**

#### SESSION IV – TUNNPLAT OCH TUNNPLÅTSKONSTRUKTIONER

- 43. Skäl och takplattor av profilerad tunnplåt.**  
Dr J C Falkenberg, Norges Byggeforskningsinstitut, Oslo
- 44. Inventering av beräkningsmetoder för trapetsprofilerad plåt.**  
Civ ing Ole Fabricius, Jacobson & Widmark AB, Stockholm och Inst för Stålbyggnad, Kungl Tekniska Högskolan, Stockholm
- 45. Tryckta kantavstyvade flänsars totalstabilitet.**  
Civ ing Ole Fabricius, Jacobson & Widmark AB och Inst för Stålbyggnad, Kungl Tekniska Högskolan, Stockholm
- 46. Lastupptagande förmåga hos randavstyvat plattfält av trapetsprofilerad plåt belastat i plattfältets plan.**  
Civ ing Bertil Eriksson, Norrbottens Järnverk, Luleå
- 47. Bärförmåga hos kantförstyvade plattfält under inverkan av krafter i skivplanet.**  
Civ ing Per-Olof Thomasson, Inst för Stålbyggnad, Kungl Tekniska Högskolan, Stockholm
- 48. Tvärsnittsutformning av trapetsprofilerad plåt med hänsyn till minsta vikt.**  
Civ ing Hans Larsson, Inst för Stål- och Träbyggnad, Chalmers Tekniska Högskola, Göteborg
- 49. Beräkning och optimering av tunnplåtsprofiler på dator.**  
Civ ing Örjan Falk, Tekn dr Arne Johnson Ingenjörbyrå, Stockholm

50. **Hopfogning av tunnväggiga stålkonstruktioner.**  
Docent Rolf Baehre, Tekn dr Arne Johnson Ingenjörbyrå och Inst för Stålbyggnad, Kungl Tekniska Högskolan, Stockholm
51. **Tunnplåtsbjälklag - En litteraturstudie.**  
Civ ing Kurt Lundin, Stålbyggnadsinstitutet, Stockholm
52. **Bärförmåga hos samverkansbjälklag av tunnplåt.**  
Civ ing Olle Carling, Tekn dr Arne Johnson Ingenjörbyrå, Stockholm
53. **Trapetsplåt i samverkan med betong.**  
Övering Paul Wikström, Domnarvets Jernverk, Borlänge
54. **Estetisk analys av profilerad plåt.**  
Arkitekt SAR Bertil Franklin, Luleå.

#### **DISKUSSIONSINLÄGG**

## SESSION V - BYGGNADSTEKNISKA PROBLEMSTÄLLNINGAR

55. **Principerna för brandteknisk dimensionering av stålbärverk.**  
Forskn ing Sven Erik Magnusson och professor Ove Pettersson,  
Inst för Byggnadsstatik, Lunds Tekniska Högskola, Lund
56. **Uppvärmnings- och avsvlningsfasernas tidtemperaturkurva för träbränder i slutet rum.**  
Forskn ing Sven Erik Magnusson och civ ing Sven Thelandersson,  
Inst för Byggnadsstatik, Lunds Tekniska Högskola, Lund
57. **Brandbelastningsstatistik för kontorshus.**  
Civ ing Jörgen Thor, Stålbyggnadsinstitutet, Stockholm
58. **Brandbelastning i bostadslägenheter.**  
Civ ing Leif Nilsson, Inst för Byggnadsstatik, Lunds Tekniska Högskola,  
Lund
59. **Stålbalkars bärförmåga vid brand.**  
Civ ing Jörgen Thor, Stålbyggnadsinstitutet, Stockholm
60. **Om numerisk simulering av bärförmågan hos oisolerade stålpelare utsatta för brandpåverkan.**  
Tekn dr Göran Alpsten, Stålbyggnadsinstitutet, Stockholm
61. **Brandskyddande undertak för stålkonstruktioner.**  
Docent Kai Ödeen och ing Bo Ånäs, Statens Provningsanstalt, Stockholm  
resp Gränges Hedlund AB, Stockholm
62. **Beräkning av extrema yttemperaturer vid lätta isolerade plåtkonstruktioner.**  
Docent Ingemar Höglund, Inst för Byggnadsteknik, Kungl Tekniska  
Högskolan, Stockholm
63. **Utformning av stålkonstruktioner med hänsyn till ljudisolering.**  
Civ ing Leif Cederfeldt, Inst för Byggnadsteknik II, Lunds Tekniska,  
Högskola, Lund
64. **Modulsamordning för stålkonstruktioner.**  
Ing Ove Engström, Byggstandardiseringen, Stockholm

**DISKUSSIONSINLÄGG**

**AVSLUTNING**

**DELTAGARFÖRTECKNING**



## LIST OF REPORTS

### SESSION I – MATERIALS

1. **Tendencies in the development of structural steel.**  
Dr Bertil Aronsson, Swedish Institute for Metal Research, Stockholm
2. **Scatter in yield strength and sectional dimensions for structural steel.**  
Dr Göran Alpsten, Swedish Institute of Steel Construction, Stockholm
3. **Scatter in material properties over the cross section for broad flange beams of high tensile steel.**  
Mr Per O Björkman, chief engineer, and Dr Carl-Erik Ridderstråle, Norrbottens Järnverk, Luleå
4. **Fatigue strength of welded joints in high-strength structural steel.**  
Mr Lars-Eije Friis, Oxelösunds Järnverk, Oxelösund
5. **Welding of quenched and tempered thick steel plates.**  
Mr Bengt Lindwall and Mr Christer Nordström, Oxelösunds Järnverk, Oxelösund
6. **Fatigue strength of flange plates with thermal cut edges.**  
Mr Sture Sabelström, chief engineer, the Port of Stockholm, Materials Testing Laboratory
7. **Fatigue strength of hot dip galvanized welded steel structures.**  
Mr Rolf Westerlund, the Materials Testing Laboratory of the State Power Board, Västerås

### DISCUSSION

### SESSION II – STATICAL BEHAVIOUR AND LOAD CAPACITY

8. **Design of bended steel cross sections.**  
Mr B Åke Bengtsson, the Swedish Council for Building Research
9. **Statical behaviour and load capacity of steel beams with cover plates, especially at low temperatures.**  
Dr Göran Alpsten, Swedish Institute of Steel Construction, Stockholm, and Dr Carl T Ingwall, Institution of Welding Technology, Royal Institute of Technology, Stockholm

10. **Simulation of the load capacity of rolled steel beams and columns.**  
Dr Bo Edlund and Mr Ulf Leopoldson, Institution of Steel Construction,  
Chalmers University of Technology, Göteborg
11. **Optimization of steel supporting structures by the "Monte-Carlo method".**  
Dr Bo Edlund, Institution of Steel Construction, Chalmers University of  
Technology Göteborg
12. **Saint-Venant yield torsional moment of rolled standard beams.**  
Mr Jan Bäcklund and Dr Bengt Å Åkesson, Institution of Building Statics,  
Chalmers University of Technology, Göteborg
13. **Yield torsional moment of open thin walled beams.**  
Dr Bengt Å Åkesson and Mr Jan Bäcklund, Institution of Building Statics  
Chalmers University of Technology, Göteborg
14. **Ultimate load for torsion in thin walled beams.**  
Dr Bengt Å Åkesson and Mr Jan Bäcklund, Institution of Building Statics,  
Chalmers University of Technology, Göteborg
15. **Results from the testing of two pre-stressed, freely supported, steel beams  
with a cooperating concrete slab.**  
Dr Germund Johansson, Institution of Steel Construction, Chalmers  
University of Technology, Göteborg
16. **A simplified method for calculating partially loaded, stiffened, orthotropic  
steel plates.**  
Prof Erkki Niskanen, Institution of Strength of Materials, Technical University,  
Otnäs, Finland
17. **Experimental investigations of slender beams in respect to shearing forces and  
concentrated loads.**  
Prof Allan Bergfelt and Dr Jardar Hövik, Institution of Steel Construction,  
Chalmers University of Technology, Göteborg
18. **The behaviour of the web in the inelastic range for an I-beam with web  
stiffeners only at the supports.**  
Dr Torsten Höglund, Institution of Building Statics, Royal Institute of Technology  
Stockholm
19. **The maximum strength of a thin walled I-beam with a circular or a rectangular  
hole in the web.**  
Dr Torsten Höglund, Institution of Building Statics, Royal Institute of Technology  
Stockholm

- 20. The stability of I-beams under lifting.**  
Mr Bernt Johansson, Institution of Building Statics, Royal Institute of Technology, Stockholm
- 21. Box girders with thin webs loaded by transverse forces and torsion moments.**  
Mr Bernt Johansson, Institution of Building Statics, Royal Institute of Technology, Stockholm
- 22. Load tests on cold formed thin plate profiles.**  
Mr Paul Wikström, chief engineer, Domnarvets Jernverk, Borlänge
- 23. Investigations of thin plate box girders loaded by bending moments.**  
Mr Bo Källsner, Institution of Structural Engineering, Technical University, Lund
- 24. Residual stresses and load capacity of columns - Methods to improve the load capacity.**  
Dr Göran Alpsten, Swedish Institute of Steel Construction, Stockholm
- 25. Deformation hardening and its effects on residual stresses in cold-straightened broad flange profiles.**  
Dr Göran Alpsten, Swedish Institute of Steel Construction, Stockholm
- 26. Experimental investigations of column strength of cold-straightened broad flange profiles HE 200 A.**  
Mr Olle Ersvik and Dr Göran Alpsten, Swedish Institute of Steel Construction Stockholm
- 27. Some characteristic points concerning lateral torsional buckling and space stability.**  
Prof Henrik Nylander, Institution of Building Statics, Royal Institute of Technology, Stockholm
- 28. Model tests with lattice structures of angle steel.**  
Mr Olaf Mohr, Denmark's Engineering Academy, København, Danmark
- 29. The risk of total collapse of steel supporting structures.**  
Dr Sigge Eggwertz, the Aeronautical Research Institute of Sweden
- 30. Calculating rules for steel structures.**  
Prof Arne Selberg, Dr Bernt Skjeggstad, and Dr Esben Thrane, Institution of Steel Construction, Norwegian Technical University, Trondheim, Norge
- 31. Design of Steel Structures by Fracture Mechanics.**  
Prof Janne Carlsson, Institution of Strength of Materials, Royal Institute of Technology, Stockholm

## **DISCUSSION**

### SESSION III – JOINING

- 32. Detail designing of steel structures – Presentation of a research and development project.**

Dr Göran Alpsten, Swedish Institute of Steel Construction, Stockholm

- 33. Structural details with load transmission in the thickness direction.**

Mr Anders Granström, Swedish Institute of Steel Construction, Stockholm

- 34. Testing of bearing type connections with high-strength bolts.**

Prof Lars Östlund, Institution of Structural Engineering, Technical University, Lund

- 35. Bolted joints with completely threaded, half threaded, and not threaded bolts – Influence of large hole tolerances and filling materials.**

Dr Jardar Hövik, Institution of Steel Construction, Chalmers University of Technology, Göteborg

- 36. Experimental investigations of interaction between friction grip joints and welded joints.**

Dr Germund Johansson, Institution of Steel Construction, Chalmers University of Technology, Göteborg

- 37. Experience of friction coefficients in friction grip joints.**

Mr Martin Måseide, Institution of Steel Construction, Norwegian University of Technology, Trondheim, Norge

- 38. Fatigue tests with high-strength bolted joints in different base materials.**

Dr Åke Hedström, Engineering Division, Army Material Department, Stockholm

- 39. Studies of combined fillet welded joints under statical load.**

Mr Elof Westlund, Institution of Steel Construction, Chalmers University of Technology, Göteborg

- 40. Plasticity of double fillet welds.**

Mr Aage P Jensen, Denmark's Engineering Academy, København, Danmark

- 41. The structural use of the penetration of fillet welds.**

Mr Hans Åke Persson, ASEA, Hälsingborg

- 42. Vertically welded fillet joints.**

Mr Sven-Åke Persson, the Swedish Institute of Production Engineering Research

### DISCUSSION

## SESSION IV – LIGHT GAUGE COLD-FORMED SHEET STEEL CONSTRUCTION

- 43. Shell structures and roof panels of trapezium-profilated light gauge cold-formed sheet steel.**

Dr J C Falkenberg, Norwegian Institute of Building Research, Oslo, Norge

- 44. Methods of calculation of trapezium-profilated light gauge cold-formed sheet steel.**

Mr Ole Fabricius, Jacobson & Widmark AB and Institution of Steel Construction, Royal Institute of Technology, Stockholm

- 45. Total stability of reinforced flanges.**

Mr Ole Fabricius, Jacobson & Widmark AB and Institution of Steel Construction, Royal Institute of Technology, Stockholm

- 46. Load capacity of trapezium-profilated sheet steel structures stiffened at the edges and loaded in the plane of the sheet.**

Mr Bertil Eriksson, Norrbottens Järnverk, Luleå

- 47. Load capacity of light gauge cold-formed sheet steel stiffened at the edges and loaded in the plane of the sheet.**

Mr Per-Olof Thomasson, Institution of Steel Construction, Royal Institute of Technology, Stockholm

- 48. Designing of cross-sections of trapezium-profilated light gauge cold-formed sheet steel with respect to minimum weight.**

Mr Hans Larsson, Institution of Steel Construction, Chalmers University of Technology, Göteborg

- 49. The calculation and optimization of light gauge cold-formed profiles with an electronic computer.**

Mr Örjan Falk, Dr Arne Johnson Ingenjörbyrå, Stockholm

- 50. Jointing of thin-walled sheet steel structures.**

Dr Rolf Baehre, Dr Arne Johnson Ingenjörbyrå, Stockholm and Institution of Steel Construction, Royal Institute of Technology, Stockholm

- 51. Light gauge cold-formed sheet steel decks – A literary survey.**

Mr Kurt Lundin, Swedish Institute of Steel Construction, Stockholm

- 52. Load capacity of composite, light gauge cold-formed steel decks.**

Mr Olle Carling, Dr Arne Johnson Ingenjörbyrå, Stockholm

- 53. Trapezium-profilated light gauge cold-formed sheet steel in composite action with concrete.**

Mr Paul Wikström, chief engineer, Domnarvets Jernverk, Borlänge

**54. Aesthetical analysis of trapezium-profiled sheet steel**

Mr Bertil Franklin, architect, Luleå.

**DISCUSSION**

**SESSION V – SOME STRUCTURAL PROBLEMS**

**55. A qualified fire design analysis of steel supporting structures.**

Mr Sven Erik Magnusson and Prof Ove Pettersson, Institution of Building Statics, University of Technology, Lund.

**56. Time-temperature curves of heating and cooling during fire.**

Mr Sven Erik Magnusson and Mr Sven Thelandersson, Institution of Building Statics, University of Technology, Lund.

**57. Fire Load statistics for office buildings.**

Mr Jörgen Thor, Swedish Institute of Steel Construction, Stockholm.

**58. Fire load in dwelling houses.**

Mr Leif Nilsson, Institution of Building Statics, University of Technology, Lund.

**59. Load capacity of steel beams exposed to fire.**

Mr Jörgen Thor, Swedish Institute of Steel Construction, Stockholm.

**60. Numerical simulation of load capacity of uninsulated steel columns exposed to fire.**

Dr Göran Alpsten, Swedish Institute of Steel Construction, Stockholm.

**61. Fire protecting ceilings for steel structures.**

Dr Kai Ödeen, the National Institute for Materials Testing, Stockholm, and Mr Bo Ånäs, Gränges Hedlund AB, Stockholm.

**62. Calculations of extreme external temperatures of light-weight, insulated steel roofs.**

Dr Ingemar Höglund, Institution of Structural Engineering, Royal Institute of Technology, Stockholm.

**63. The designing of steel structures with respect to sound insulation.**

Mr Leif Cederfeldt, Institution of Structural Engineering, University of Technology, Lund.

**64. Module co-ordination for steel constructions.**

Mr Ove Engström, Institute for Standardization in Building, Stockholm.

**DISCUSSION**

**CLOSURE**

**LIST OF PARTICIPATORS**



STOCKHOLM  
26 - 28 augusti 1970

Lokal: Kungl Tekniska Högskolan  
Hörsal 131, Teknologgården

Arrangör: Stålbyggnadsinstitutet

PROGRAM

Onsdagen den 26 augusti

8.30 – 9.00	Samling
9.00 – 9.15	Forskningsdagarnas öppnande Bruksdisponent Carl Sebardt
9.15 – 10.30	Session I Material Ordf professor Allan Bergfelt
10.45 – 12.30	Session II:1 Statiskt verknings sätt och bärförmåga Ordf professor Allan Bergfelt
12.30 – 14.00	Lunchuppehåll
14.00 – 17.00	Session II:2 Statiskt verknings sätt och bärförmåga Ordf professor Lars Östlund
19.00	Gemensam konferensmiddag, Hotel Anglais

Torsdagen den 27 augusti

9.00 – 11.00	Session III Sammanfogning Ordf docent Rolf Baehre
11.15 – 12.30	Session IV:1 Tunnpått Ordf docent Rolf Baehre
12.30 – 14.00	Lunchuppehåll
14.00 – 14.45	Session IV:2 Tunnpåttkonstruktioner Ordf professor Arne Johnson
15.00 – 16.45	Session V Byggnadstekniska problemställningar Ordf professor Arne Johnson
16.45 – 17.00	Sammanfattning och avslutning Professor Arne Johnson

Fredagen den 28 augusti

9.00	Studiebesök. Samling Teknologgården Kungl Tekniska Högskolan Gränges Hedlund AB Stålbyggnadsplatser
------	--

## HÄLSNINGSFÖRÄNDE

Bruksdisponent Carl Sebardt

Grängesbergbolaget, ordförande i Stålbyggnadsinstitutets styrelse

På Stålbyggnadsinstitutets och dess styrelses vägnar ber jag att få hälsa Er alla hjärtligt välkomna till detta forskarmöte. Det gläder arrangörerna mycket att i dag få möta en så talrik församling av den nordiska forskningens och sakkunskapens män inom stålbyggnadstekniken. Stålbyggnadstekniskt forsknings- och utvecklingsarbete har under olika former bedrivits så länge stål använts som byggnadsmaterial och många värdefulla, stundom epokgörande resultat har genom tiderna framsprungit ur detta arbete. I Sverige är det emellertid först under de senaste åren som ett gemensamt organ har tillkommit för att samordna stålbyggnadsforskningen och dess rön till den praktiska teknikens gagn och snabbare utveckling. Med det svenska Stålbyggnadsinstitutets tillkomst har vi fått ett instrument för att kartlägga stålbyggnadsteknikens problem i mer generella former och för att leda och stimulera forskningsintresset att systematiskt angripa de problem som särskilt behöver lösas för att accelerera framstegstakten. Sist men inte minst bör nämnas, att institutets uppgift också är att anskaffa medel till forskningens bedrivande.

Stålbyggnadsinstitutet är ett av de allra yngsta forskningsinstituterna här i landet. Institutets ledning har känt en stark stimulans av det stöd i olika former som alltsedan starten har kommit oss till del från en stor krets av intresserade parter inom vetenskap och teknik och för den anslutning som visats från myndigheters och enskilda företags sida. Det är därför och med vetskap om det stora forskningsbehovet som institutets ledning dristat sig att trots sin korta tillvaro stå som inbjudare till dessa forskningsdagar. Det är med största glädje vi i dag kan hälsa så många av våra nordiska kolleger hit. Denna uppslutning har gjort att dessa forskardagar med rätt kan kallas för Nordiska Forskardagar för Stålbyggnad. Det är också med stor tacksamhet som vi har mottagit så många värdefulla rapporter, 64 stycken, som nu skall bilda underlag för meningsfyllda diskussioner. Mot denna bakgrund må det tillåtas mig att uttrycka en förhoppning om tre givande dagar till stimulans och ökat vetande för samtliga deltagare. Och därmed kan de första Nordiska Forskningsdagarna för Stålbyggnad börja.





## NÅGRA UTVECKLINGSTENDENSER BETRÄFFANDE KONSTRUKTIONSTÅL

Docent Bertil Aronsson  
Institutet för Metallforskning, Stockholm

Resumé

En allmän översikt av utvecklingstendenserna beträffande konstruktionsstål ges. I dagens läge är det ytterst få material, som kan tävla med stål, vad avser pris per hållfasthet eller pris per deformationsmodul (E-modul). Vi torde för framtiden kunna se fram emot relativt billiga stål med högre sträckgräns, högre varmhållfasthet och bättre korrosionsbeständighet. Däremot torde någon förhöjning av E-modulen inte vara att vänta till överkomligt pris.

De enkla stålen är relativt billiga konstruktionsmaterial med goda egenskaper och därför har de fått vidsträckt användning. Men ingenting är så bra att det inte kan bli bättre, och jag förmodar att en konstruktör gärna skulle vilja se följande egenskaper hos konstruktionsstål förbättrade: Elasticitetsmodul (i fortsättningen förkortat till E-modul), sträckgräns, "brandhållfasthet", svetsbarhet, korrosionsbeständighet. Dessutom skulle han sannolikt önska sig material med ringa benägenhet till sprödbrott och givetvis att de förbättrade egenskaperna kunde erhållas utan att priset på stålet blev högre utan helst lägre än de nuvarande priserna på enkla konstruktionsstål.

Avsikten med detta inlägg är att ge några allmänna synpunkter på möjligheterna att förbättra de egenskaper som nyss nämnts och att utgående därifrån göra några allmänna reflexioner om de enkla ståls möjligheter att i framtiden hävda sig i konkurrensen med andra konstruktionsmaterial.

E-modulen

Kraven på en begränsad elastisk deformation bestämmer i många fall dimensionerna hos en konstruktion. Om E-modulen hos stål kunde ökas utan att priset ökade i proportion därtill, skulle ståls konkurrenskraft starkt öka. Man skulle också kunna tolerera ett högre pris med tanke på möjligheterna att få en lättare konstruktion.

För att kunna diskutera möjligheterna att framställa stål med förhöjd E-modul, låt oss studera vilka krafter i en järn-kristall, som är bestämmande för de elastiska konstanterna. Antag att en samling järnatomer är arrangerade som i en järnkristall, men att avståndet mellan atomerna ändras likformigt. På grund av attraktionskraften mellan atomerna kommer den totala inre energin att minska, när avståndet mellan närmaste grannar minskas (kurva a, fig. 1). När atomerna kommer mycket nära varandra kommer elektronerna i angränsande atomer att känna av varandra och detta ger upphov till ett med minskande atomavstånd hastigt ökande positivt bidrag till den totala energin (kurva b, fig. 1). Den totala energin som funktion av avståndet mellan närmaste grannar

återges av kurva c i fig. 1. När avståndet mellan närmaste grannar är  $r$  är energin lägst. När vi lägger på en yttre spänning ändras jämviktsavståndet. Hur mycket det ändras vid en bestämd pålagd yttre spänning beror på krökningen i kurva c:s (fig. 1) minimipunkt. Ju mindre krökningsradien är, ju mindre blir ändringen av jämviktsavståndet, dvs ju större blir E-modulen.

Två slutsatser kan dragas av vad som nyss skisserats.

1. Eftersom E-modulen beror på bindningskrafterna mellan närliggande atomer, påverkas den ej nämnvärt av sådana ändringar i mikrostrukturen (kornstorlek, utskiljningar etc) som kan åstadkommas genom värmebehandlingar. Den påverkas ej heller särskilt mycket av förändringar i stålets sammansättning, eftersom växelverkan mellan angränsande järnatomer alltid kommer att vara dominerande. E-modulen och även andra elastiska konstanter är i stort sett desamma för alla stål. Vid rumstemperatur är E-modulen ca  $21\ 000\ \text{kp/mm}^2$ .
2. Eftersom atomerna är olika tätt packade i olika riktningar (fig. 2), bör E-modulen vara olika i olika riktningar i järnkristallen. Man har också funnit att så är fallet. I den tätpackade riktningen, som i fig. 2 betecknas  $\langle 111 \rangle$ , är E-modulen  $29\ 000\ \text{kp/mm}^2$ ; i den mindre tätt packade riktningen  $\langle 100 \rangle$  är den  $13\ 000\ \text{kp/mm}^2$ , att jämföra med medelvärdet  $21\ 000\ \text{kp/mm}^2$ .

Om vi alltså kunde orientera alla kristallkorn på samma sätt skulle vi få en upp till 40 % högre E-modul än genomsnittsvärdet i en riktning, men detta skulle ske på bekostnad av en sänkt E-modul i andra riktningar. Det är möjligt att åstadkomma en sådan orientering av kristallkornen i varje fall i klenda dimensioner men kostnaden är avsevärd, minst 1-1,50 kr/kg, och många andra egenskaper kommer att försämrats i ett material, som behandlats för att få en företrädesorientering hos kristallkornen. Därför torde på detta sätt behandlat stål vara av föga intresse för de flesta konstruktörer.

Det finns en annan metod att öka E-modulen i en viss riktning, nämligen genom armering med fibrer av ett material, som har högre E-modul än järn. Eftersom detta endast gäller ett fåtal material, som alla är mycket dyrare än järn, är denna metod ännu mindre intressant än den som beskrevs ovan.

Vår slutsats blir alltså att stål med förhöjd E-modul kommer att bli alltför dyra för att få någon större användning.

### Sträckgräns och slagseghet

Sträckgränsen hos stål (och de flesta andra kristallina material) beror på rörligheten hos de dislokationer, som bildas i samband med stelning och formningsprocesser. För att erhålla en makroskopisk deformation, måste man lägga på så stor spänning att dislokationerna kan glida över sträckor som är av storleksordningen  $1 \mu\text{m}$ . Dislokationernas rörlighet påverkas starkt av legeringselement som befinner sig i fast lösning i järnkristallen, av kristalldefekter såsom korngränser och dislokationer (andra än den som glider) samt av utskiljningar och inneslutningar i stålet. Sträckgränsen kan alltså påverkas inom vida gränser genom variation av sammansättningen och värmebehandlingen. Man har framställt ganska rent järn med sträckgränser från ca  $1 \text{kp/mm}^2$  till  $1\,000 \text{kp/mm}^2$  ( $0,5 \cdot 10^{-4} - 0,5 \cdot 10^{-1} \text{E}$ ). De vanliga konstruktionsstålen har en sträckgräns på omkring  $25\text{--}30 \text{kp/mm}^2$ . De innehåller  $0,1\text{--}0,2\%$  C, vilket innebär att råvarukostnaderna är låga, att de metallurgiska processerna är relativt enkla, och att ingen komplicerad värmebehandling är nödvändig för att erhålla en acceptabel svetsbarhet och slagseghet.

Eftersom den spänning, som krävs för att dislokationer skall glida, är starkt beroende av mikrostrukturen, kan stål med högre sträckgränser än  $25\text{--}30 \text{kp/mm}^2$  ganska lätt framställas, exempelvis genom finkornbehandling med tillsatser av Al, V eller Nb, eller genom värmebehandling (normalisering, härdning och anlöpning). En betydande ökning av sträckgränsen kan erhållas utan att andra viktiga egenskaper försämras. Visserligen ökar kg-priset något genom åtgärder av den typ som nämnts, men kostnaden per  $\text{kp/mm}^2$  sträckgräns kan dock minska. I fig. 3 visas ett exempel på kg-kostnaden dividerad med sträckgränsen för några enkla stål. Figuren skulle se något annorlunda ut om något annorlunda stål valts, men tendensen torde överallt vara densamma. Det billigaste sättet att köpa sträckgräns är att köpa stål med sträckgränser på omkring  $40 \text{kp/mm}^2$  eller högre.

Som framgår av fig. 4 kan en sådan sträckgränshöjning erhållas utan att slagsegheten nedsätts. Hos de enklaste konstruktionsstålen kan en sträckgräns på, säg  $25 \text{kp/mm}^2$ , kombineras med en omslagstemperatur på  $-20^\circ\text{C}$ . Höjs sträckgränsen genom finkornbehandling till  $40 \text{kp/mm}^2$ , sker ingen höjning av omslagstemperaturen. Hos lågkolhaltiga ( $\sim 0,03\%$  C) stål, s k perlit-reducerande (PRS) stål kan t o m en sträckgräns på  $40 \text{kp/mm}^2$  kombineras med en omslagstemperatur på  $-100^\circ\text{C}$ . Dessa stål är alltså fullt jämförbara med härdade och anlöpta stål, som på grund av den finfördelade cementiten uppvisar en mycket god kombination av hållfasthet och slagseghet.

Genom att höja legeringshalten och använda mer komplicerade kombinationer av värmebehandling och plastisk formning kan sträckgränser på  $100\text{--}200 \text{kp/mm}^2$  och mer erhållas med bibehållen acceptabel slagseghet. Kostnaden för sådana extremt höghållfasta stål blir dock ganska hög och problemen i samband med svetsning blir svår bemästrade.

Slutsatsen av detta blir sålunda, att vi kan se fram emot ett stort utbud av relativt billi-

ga stål med högre sträckgränser än dem som gäller för de i dag billigaste konstruktionsstålen. Alla, som är intresserade av billiga material med hög sträckgräns, torde ha anledning att noggrant följa utvecklingen beträffande låglegerade stål.

### "Brandhållfasthet"

Föreskrifter om en god hållfasthet vid de temperaturer som kan uppstå i samband med brand har lagt vissa restriktioner på ståls användning. En förbättrad varmhållfasthet hos stål skulle alltså vara av intresse för många konstruktioner. De faktorer som påverkar ståls hållfasthet vid förhöjd temperatur är tämligen väl kartlagda. Man vet exempelvis att en ökning av halterna av mangan och kväve medför en betydande höjning av sträckgränsen (och även kryphållfastheten) inom temperaturområdet upp till ca 600°C (fig. 5). Det är ej heller osannolikt att stål som finkornbehandlats med vanadin eller niob efter lämplig värmebehandling har en god varmhållfasthet. Det torde dock innebära vissa problem att erhålla denna förbättring utan att samtidigt svetsbarhet och slagseghet försämraras.

I den mån "brandhållfastheten" bestäms av varmhållfastheten kan alltså avsevärda förbättringar uppnås utan särskilt stora kostnadsökningar, men ingående studier är nödvändiga för att utreda hur en samtidig försämring av andra egenskaper skall kunna undvikas.

### Svetsbarhet

Med svetsbarhet har vi kommit in på en egenskap som ej är någon renodlad materialegenskap. Svetsbarheten är i hög grad beroende på hur svetsningen utförs, och konsekvenserna av en dålig svetsbarhet kan mildras genom en lämplig konstruktiv utformning.

Det är ej möjligt att säga något generellt om svetsbarheten. Som nämdes i ett föregående avsnitt kan en god kombination av hållfasthet och slagseghet erhållas i stål med tämligen låga kolhalter och dessa torde ej bereda några större problem vid svetsning. Detta gäller speciellt PRS-stålen på grund av deras mycket låga kolhalt.

### Korrosionsegenskaper

Liksom om svetsbarhet är det svårt att ge några allmänna omdömen om ståls korrosionsegenskaper. En lämplig konstruktiv utformning kan starkt minska korrosionsangreppen, liksom införandet av ställföreträdande anod (exempelvis zink). Genom beläggning (förzinkning, plastbeläggning, målning) kan ett för många ändamål fullgott korrosionsskydd erhållas.

I många fall önskar man dock att genom legeringstillsatser få ett förbättrat korrosionsskydd, som är verksamt även om ytan skadas eller om man vill svetsa eller på annat

sätt hopfoga flera delar av en konstruktion. Man har på senare tid introducerat s k rost-tröga stål - det mest kända exemplet torde vara Corten, vars förbättrade korrosionsbeständighet speciellt tillskrivs en mindre koppartillsats. Det bör också betonas att krom, som är det mest effektiva legeringselementet, när det gäller att förbättra järns korrosionsegenskaper, är förhållandevis billigt (ca 2,50 kr/kg i form av ferrokrom). En stor förbättring av korrosionsegenskaperna hos järnbaslegeringar kan alltså erhållas med en ganska ringa ökning av råvarukostnaderna. De enkla kromstålen är besvärliga att svetsa och har en benägenhet att lätt bli ganska spröda, men det borde finnas goda möjligheter att komma tillrätta med dessa problem.

Det finns alltså anledning antaga att nya relativt billiga stål med förbättrad korrosionsbeständighet kommer att lanceras inom den närmaste framtiden.

#### Pris - Konkurrens med andra material

Det förefaller ej sannolikt att priserna på råvarorna malm och kol kommer att sjunka inom den närmaste framtiden, och trots att det ofta skrivs om nya och revolutionerande processer, torde detsamma gälla processkostnaderna. Några större, mera beständiga, prissänkningar på enklare konstruktionsstål synes därför osannolika. Men även till nuvarande pris är stål ett mycket billigt konstruktionsmaterial. Ytterligare få material kan tävla med stål vad avser pris/E-modul eller pris/hållfasthet. Bland de metalliska materialen kan endast aluminium betraktas som en allvarlig konkurrent. Det något högre priset för denna metall kan ibland kompenseras av den lägre densiteten och den i vissa miljöer bättre korrosionsbeständigheten hos aluminium. Förändrade prisrelationer mellan å ena sidan järnmalm och kol och å den andra sidan elektricitet kan något förändra konkurrenssituationen till aluminiums fördel.

Konkurrensen mellan stål och betong är alltför välkänd för att tarva några längre kommentarer i detta sammanhang. Som nämnts tidigare kan stål med på flera punkter förbättrade egenskaper förväntas inom den närmaste framtiden och detta kan göra stål mer attraktivt än betong. I konstruktioner, där påkänningarna huvudsakligen består av tryckspänningar och där vikten inte spelar någon roll, är givetvis betong ofta att föredraga, men om avsevärd dragspänning ej kan undvikas och om en konstruktion med låg vikt eftersträvas, då är det svårt att slå ut stålet.

Konkurrensen mellan stål och plaster har diskuterats livligt i många facktidskrifter under den sista tiden. Den goda formbarheten och de goda korrosionsegenskaperna gör naturligtvis plasterna till intressanta material i en del sammanhang, men det synes osannolikt att man inom överskådlig framtid skall få fram plaster, som kan konkurrera med stål vad avser pris/E-modul, pris/hållfasthet eller vad avser kombinationen av E-modul-hållfasthet-varmhållfasthet-slagseghet.

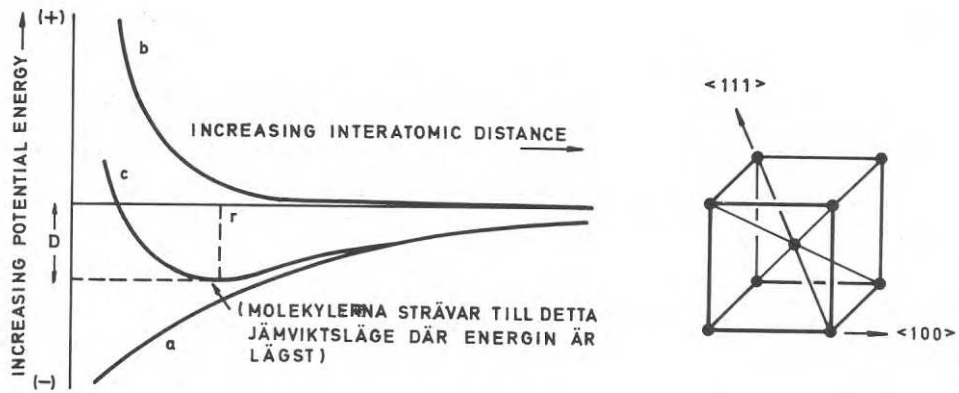


Fig. 1 Den inre energin hos en samling Fe-atomer som funktion av avståndet mellan angränsande atomer.

Fig. 2 Atomanordning i  $\alpha$ -järn (ferrit).

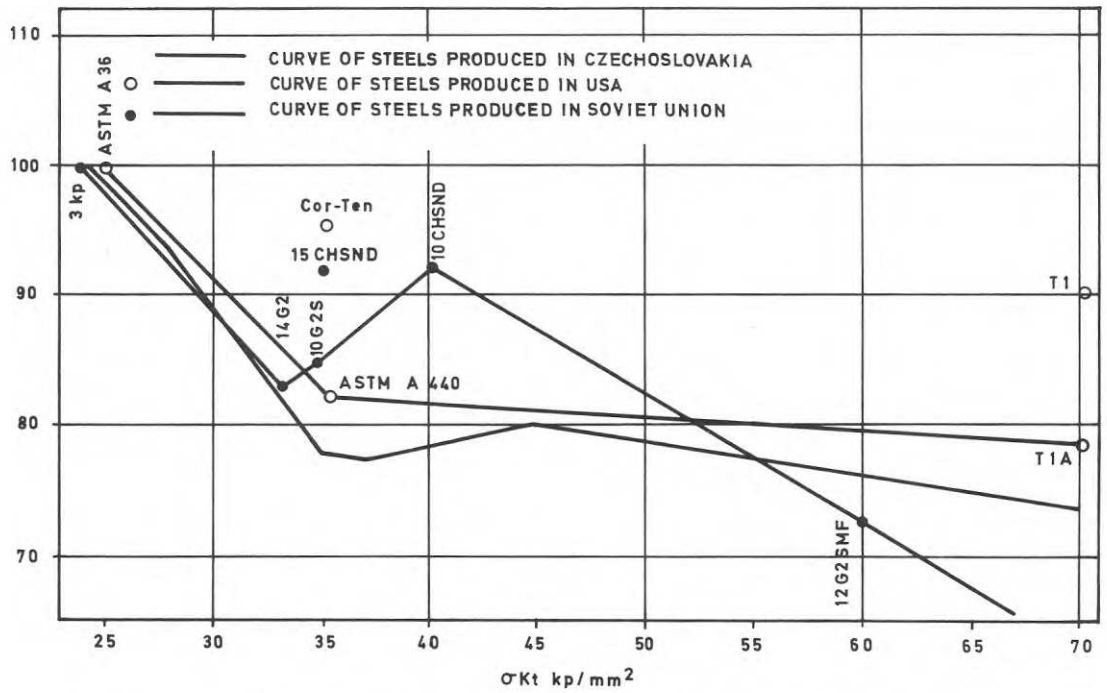


Fig. 3 Kilopris, dividerat med sträckgränsen, som funktion av sträckgränsen, för några låglegerade stål

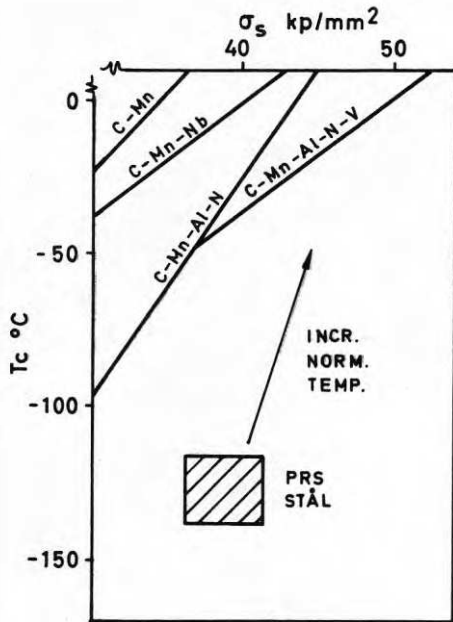


Fig. 4 Samband mellan sträckgräns (vid rumstemperatur) och omslags-temperatur för olika typer av låg-legerade stål.

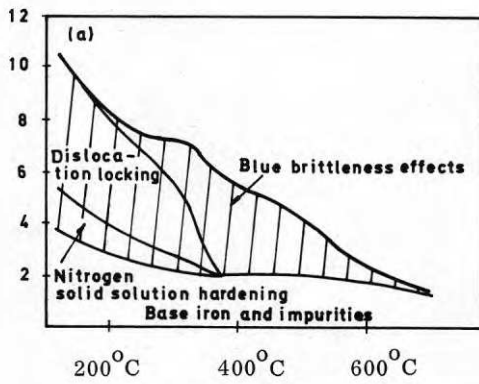


Fig. 5 Sträckgränsen (relativ skala) som funktion av temperaturen för låg-legerade stål. Det streckade området anger den ökning som kan erhållas genom lämplig legerings-tillsats.





## VARIATIONER I MATERIALHÅLLFASTHET OCH TVÄRSNITTSDIMENSIONER HOS KONSTRUKTIONSPROFILER

Tekn dr Göran Alpsten  
Stålbyggnadsinstitutet, Stockholm

### Resumé

Rapporten redovisar vissa resultat från en stor serie provningar och mätningar avseende materialhållfastheten och tvärsnittsdimensionerna hos konstruktionsprofiler av stål.

Materialhållfasthetens variationer hos plåt och profiler av allmänna konstruktionsstål diskuteras. Några resultat avseende flytgränsens variation över en valsprofils tvärsnitt presenteras samt något om orsakerna till denna variation. Variationer i materialhållfasthet hos olika konstruktionsstål håller på att utvärderas från resultaten av ett mycket stort antal chargeprov som representerar plåt, stång och profiler tillverkade vid Domnarvets Jernverk, Norrbottens Jernverk och Oxelösunds Jernverk.

Dimensionsmätningar på valsade och ett mindre antal svetsade konstruktionsprofiler håller på att utvärderas och sammanställas från ett stort antal mätningar utförda på olika håll, bl a i Stålbyggnadsinstitutets regi. Utvärderingen omfattar alla tvärsnittskonstanter som är av intresse vid dimensionering av konstruktioner och vid bestämning av konstruktionsdelars bärförmåga.

Slutligen antyds hur de mätta avvikelserna påverkar bärförmågan hos olika konstruktionselement. Den gynnsamma inverkan av överhållfasthet hos materialet överlagrar eventuella undermått i tvärsnittsdimensionerna. Den beräknade frekvensfördelningen för bärförmåga visar därför endast en mycket liten "svans" för värden som underskrider den nominella.

### Inledning

Variationer i materialhållfasthet och tvärsnittsdimensioner hos konstruktionsprofiler är av betydelse för konstruktioners hållfasthet och säkerhet. Det är känt att t ex valsprofiler ofta har negativa areaavvikelse inom de tillåtna toleranserna enligt Euronormen. Samtidigt gäller att hållfasthetskravet i SIS-normerna beträffande flytgränsen endast är givet som ett minimivärde. Detta innebär att levererat material inom en hållfasthetsklass i allmänhet har en viss överhållfasthet.

Föreliggande bidrag avser en sammanställning av en stor mängd data från mätningar som utförts på olika håll, bl a i stålbyggnadsinstitutets regi. Mätningarna beträffande materialhållfasthet sammanställs ur följande källor:

- mätningar inom ett forskningsprojekt vid SBI avseende egenspanningar, materialhållfasthet och knäckhållfasthet hos riktade profiler [1]
- chargeprovingsresultat för plåt, stång och profiler utförda vid Domnarvets Jernverk, Norrbottens Jernverk och Oxelösunds Jernverk
- materialprovningar på konstruktionsstål vid Stockholms Hamns Materialprovninglaboratorium under 1964-1970.

Tvårsnittsdata sammanställs ur följande källor:

- en holländsk undersökning avseende valsprofiler [2]
- ett examensarbete avseende dimensioner hos valsprofiler utfört i SBIs regi [3]
- mätningar utförda på HE 200 A inom ett examensarbete och forskningsprojekt vid SBI [4]
- mätningar utförda på valsprofiler vid Norrbottens Järnverk
- mätningar avseende såväl valsade som svetsade konstruktionsprofiler ingående som standardelement i järnvägsbrommateriel 3, Försvarets Materielverk.

#### Variationer i materialhållfasthet

För dimensionering och för beräkning av den verkliga bärförmågan av ett konstruktions-element är i första hand flytgränsens storlek av intresse. Fig. 1 visar den första, mest intressanta delen av ett representativt spännings-töjningsdiagram för ett allmänt konstruktionsstål. Ofta är också töjhärdningsområdet av stor betydelse för bärförmågan hos ett konstruktionselement (se t ex [5]). Många praktiska profiler inträder emellertid i någon form av begynnande stabilitetsbrott innan eller i början av töjhärdningsområdet.

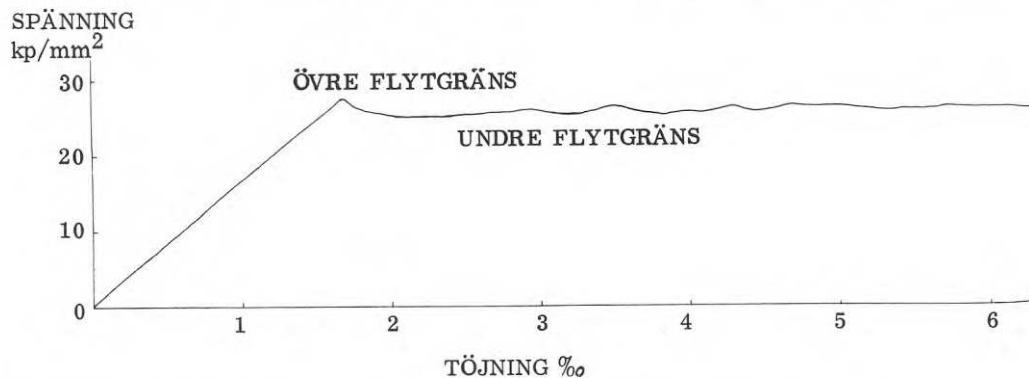


Fig. 1 Del av ett representativt spännings-töjningsdiagram för allmänna konstruktionsstål

Vid stabilitetsbrott av olika slag är utöver flytgränsen elasticitetsmodulen  $E$ , töjningen  $\epsilon_{sh}$  vid början av området för töjhärdning samt töjhärdningsmodulen  $E_{sh}$  av stor betydelse (se t ex diskussion och vidare referenser i [1]).

Materialhållfastheten varierar normalt över tvärsnittet av ett konstruktionselement, längs elementet samt mellan olika element från olika tillverkningsserier. Detta gäller för såväl en valsad profil som en svetsad profil uppbyggd av olika valsade delplåtar.

Definitionen av flytgränsen (sträckgränsen) för stål har diskuterats i olika sammanhang (se bl a [6]). Svenska provningsnormer [7] och provningspraxis avser den undre flytgränsen, medan utländska normer vanligen anger den övre flytgränsen som material-

karakteristik. För konstruktioners beteende är emellertid den övre flytgränsen av ringa betydelse [8]. Diskussionen i det följande kommer därför enbart att gälla den undre flytgränsen.

Provningen för materialkontroll utförs vid töjningshastigheter som maximeras av angivelser i SIS-normerna [7]. En undersökning av töjhastighetens inverkan har visat att denna hastighet i det plastiska området har en bestämd inverkan på flytgränsens nivå [9]. En provningsmetod som baseras på ett "statiskt" flytgränsvärde har föreslagits (se text [10]). Nedanstående resultat avser emellertid den "dynamiska" undre flytgränsen.

Variationen i hållfasthet över tvärsnittet har mätts för några få profiler i halvtätat material, se tabell I. Olika karakteristiska värden har beräknats beroende på om tvärsnittet är utsatt för ren dragning eller tryck, böjmoment kring x-axeln osv. Sammanfattningsvis kan konstateras att de olika medelvärdena i allmänhet ligger några procent över de flytgränsvärden som svarar mot den position som anges av SIS-normerna för provtagningen [12]. Det kan förmodas att denna tendens är giltig för moderna allmänna konstruktionsstål som är tätade eller halvtätade.

I sådana fall bör variationen över tvärsnittet till största delen vara betingad av olika avsvalningsförhållanden hos olika delar av tvärsnittet. Detta leder till variationer i kornstorleken (se fig. 2) och strukturen (se fig. 3). Materialet är mest finkornigt i de delar av tvärsnittet som svalnat snabbast, nämligen flänskanterna och livets mitt. Detta medför en högre flytgräns i dessa delar. Den högre hållfastheten i flänskanterna leder till de gynnsamma medelvärdena i tabell I, speciellt för konstanterna kring veka axeln.

Resultat av dragprovning utförd på olika håll och för olika produkter har redovisats i fig. 4, 5 och 6 (fig. 4 och 5 avser preliminära resultat).

Som framgår av diagrammen råder en betydande överhållfasthet jämfört med den normerade flytgränsen. Medelvärdet ligger i alla tre fördelningarna ca 20 % över det normerade flytgränsvärdet. Provningarna enligt fig. 6 visar en större frekvens underskridna värden än chargeprovningen. Detta kan i varje fall delvis bero på att provningarna vid Stockholms Hamn i många fall avsett material från befintliga, äldre konstruktioner där det råder osäkerhet om materialets kvalitet. Dessa resultat kan därför vara representativa för befintliga konstruktioner, men måhända inte helt för de konstruktioner som projekteras idag enligt nu gällande normer.

#### Variationer i tvärsnittsdimensioner

Aktuella tvärsnittsdimensioner har mätts på ett stort antal olika profiler som berördes i inledningen. Fig. 7 visar exempel på tvärsnittsareans variation för en mätserie avseende valsprofil HE 300 A [3].

Profil	HE 200 A orientad	HE 200 A rullriktad	HE 200 A rullriktad två gånger	HE 200 A hårt rull- riktad	IPE 200 (ref [11])	HE 200 B (ref [11])	
Material	SIS 1412 halvtätat	SIS 1412 halvtätat	SIS 1412 halvtätat	SIS 1412 halvtätat	Fe 42 halvtätat	Fe 42 halvtätat	Medel- värden
Antal provstavar	13	13	13	13	11	15	
Normerad sträck- gräns kp/mm <sup>2</sup>	26	26	26	26	26	26	26
$\sigma_{F, SIS}$ ; provstav med läge enligt SIS 11 01 20 kp/mm <sup>2</sup>	31,6	31,0	31,6	33,6	30,0	29,2	31,2
$\sigma_{F1}^* = \frac{\int \sigma_F dA}{\int dA}$ kp/mm <sup>2</sup>	32,7	32,2	33,7	35,0	31,1	29,2	32,3
$\sigma_{F1}^* / \sigma_{F, SIS}$	1,03	1,04	1,07	1,04	1,04	1,00	1,04
$\sigma_{F2}^* = \frac{\int \sigma_F y^2 dA}{\int y^2 dA}$ kp/mm <sup>2</sup>	32,4	32,2	32,8	34,7	30,6	28,9	31,9
$\sigma_{F2}^* / \sigma_{F, SIS}$	1,02	1,04	1,04	1,03	1,02	0,99	1,02
$\sigma_{F3}^* = \frac{\int \sigma_F x^2 dA}{\int x^2 dA}$ kp/mm <sup>2</sup>	33,7	33,1	34,2	36,2	30,6	29,2	32,8
$\sigma_{F3}^* / \sigma_{F, SIS}$	1,07	1,07	1,08	1,08	1,02	1,00	1,05
$\sigma_{F4}^* = \frac{\int \sigma_F  y  dA}{\int  y  dA}$ kp/mm <sup>2</sup>	32,4	32,2	33,0	34,8	30,8	29,0	32,0
$\sigma_{F4}^* / \sigma_{F, SIS}$	1,02	1,04	1,04	1,03	1,03	0,99	1,02
$\sigma_{F5}^* = \frac{\int \sigma_F  x  dA}{\int  x  dA}$ kp/mm <sup>2</sup>	33,4	32,8	33,7	35,7	30,6	29,2	32,6
$\sigma_{F5}^* / \sigma_{F, SIS}$	1,06	1,06	1,07	1,06	1,02	1,00	1,04

Tabell I. Representativa flytgränsvärden vid olika slags belastningar för sex varmvalsade stålprofiler

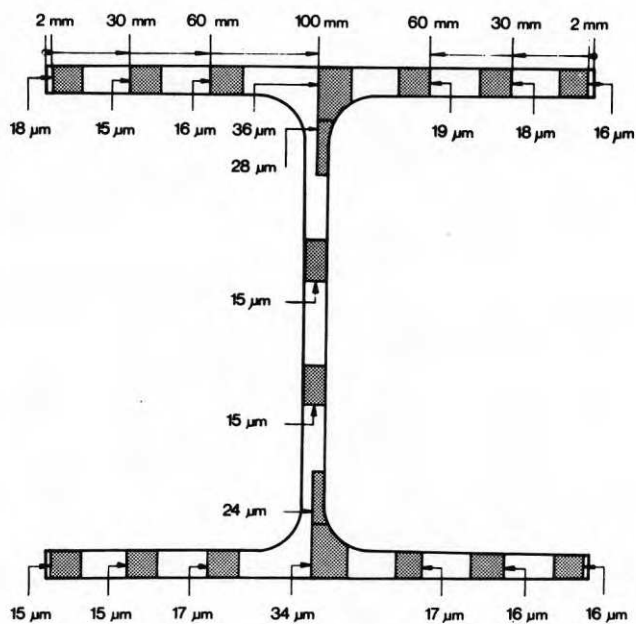


Fig. 2 Uppmått kornstorleksfördelning över ett HE 200 A-tvårsnitt [1]

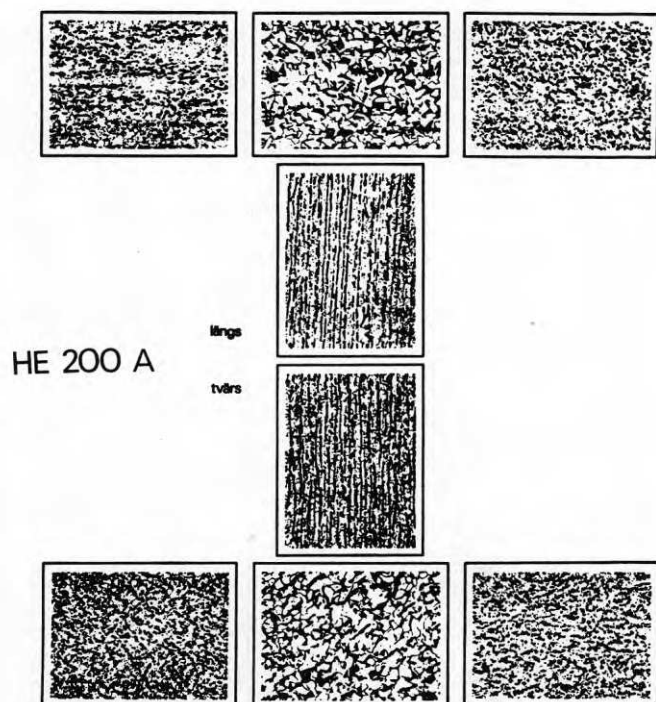


Fig. 3 Strukturbilder från olika delar av ett HE 200 A-tvårsnitt [1]

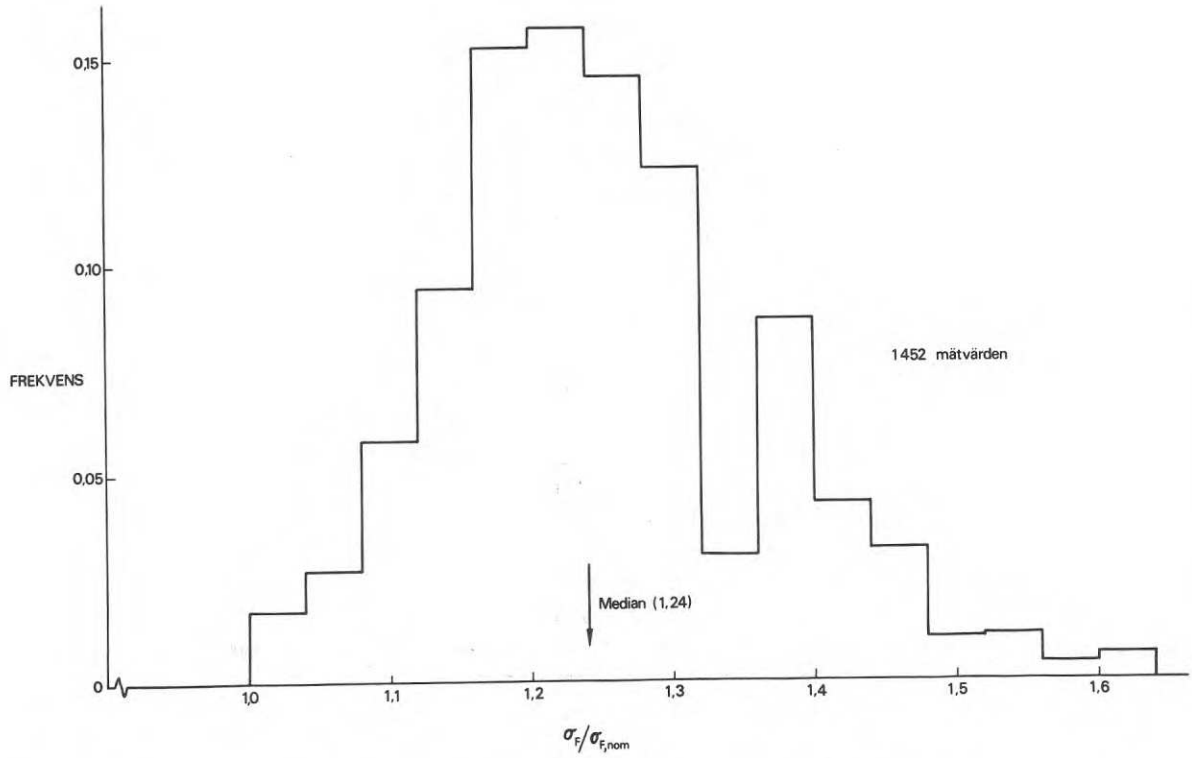


Fig. 4 Flytgränsens variation enligt chargeprovningar på bredflänsmaterial utförda vid NJA

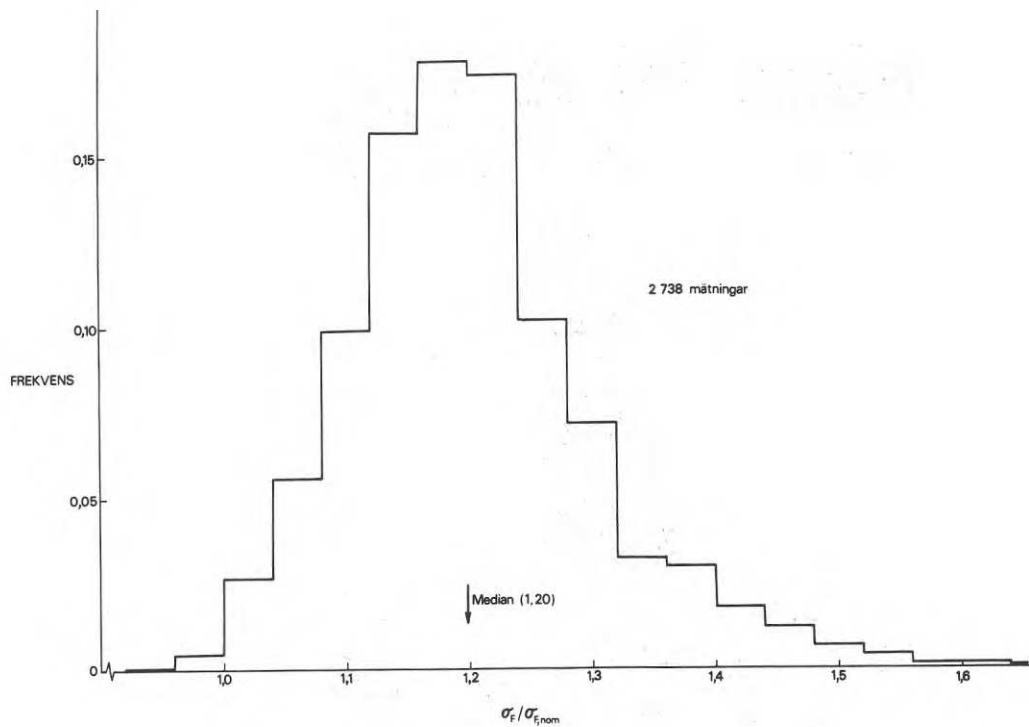


Fig. 5 Flytgränsens variation enligt chargeprovningar på plåt och universalstång utförda vid Domnarvets Jernverk och Oxelösunds Jernverk.

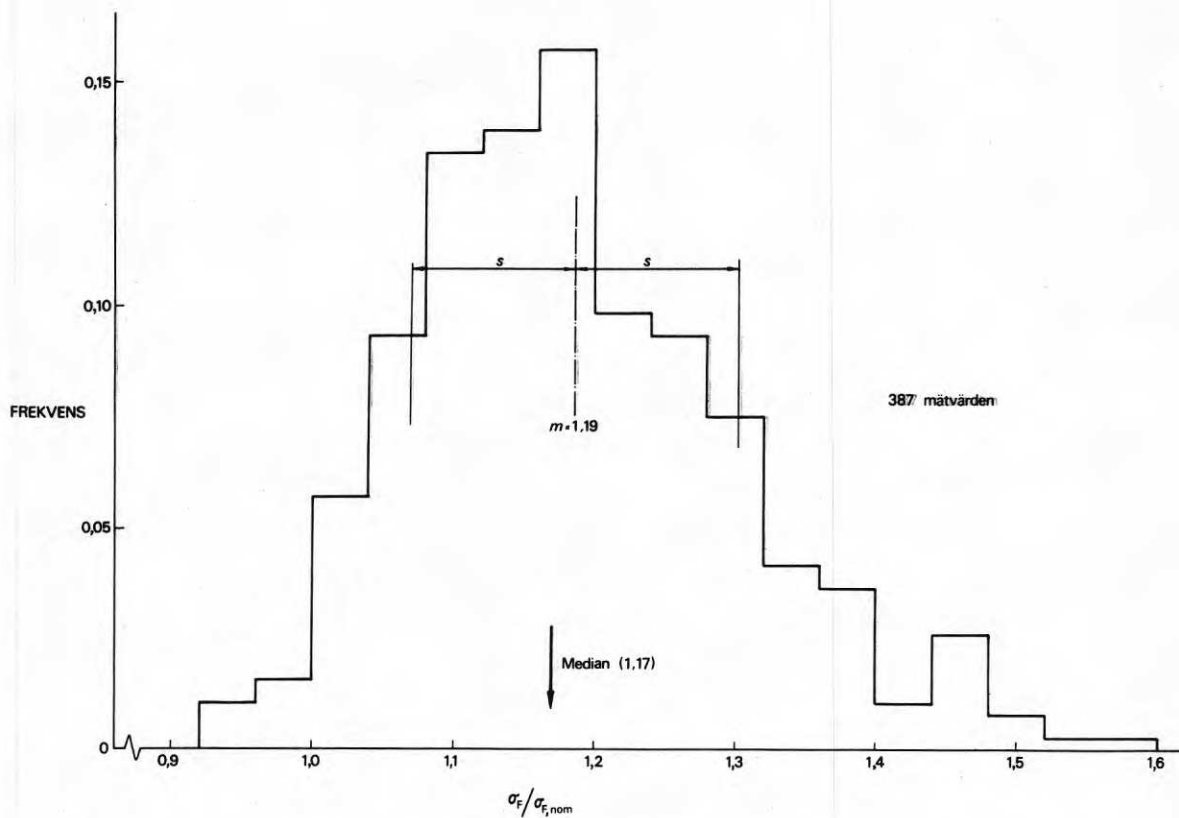


Fig. 6 Flytgränsens variation enligt provningar på konstruktionsstål utförda vid Stockholms Hamns Materialprovninglaboratorium 1964-1970

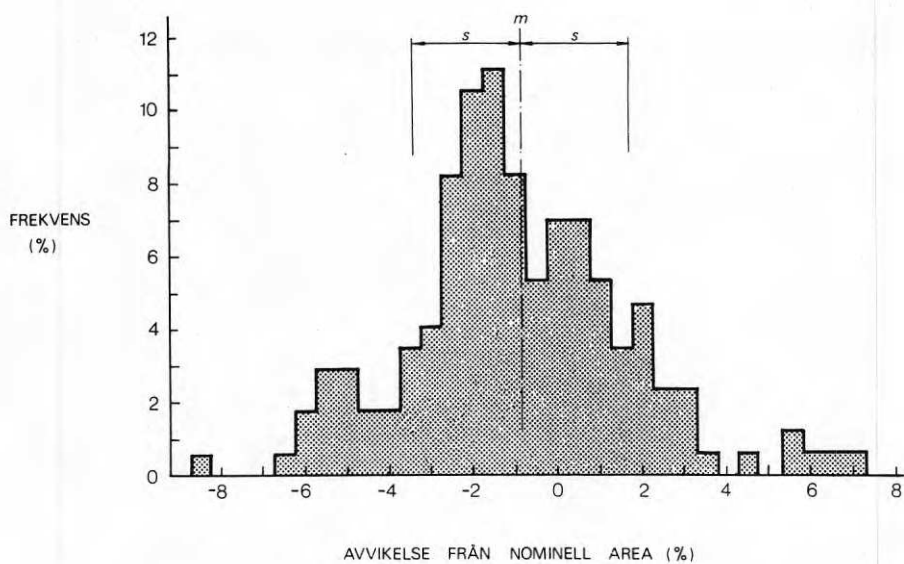


Fig. 7 Tvärsnittsareans variation för en serie mätningar (170 st) på HE 300 A



Den mätta storheten relativt den som baseras på nominella dimensioner är av intresse. Dessa relativa tvärsnittskonstanter kan beräknas ur de mätta tvärsnittsdimensionerna, t ex  $A$ ,  $A_{\text{del, min}}$  (relativa areaavvikelsen för den del av tvärsnittet som har störst negativ avvikelse),  $I_x$ ,  $I_y$ ,  $W_{\text{min, x}}$ ,  $W_{\text{min, y}}$ ,  $i_x$ ,  $i_y$ ,  $Z_x$  och  $Z_y$ .

Fig. 8 och 9 visar förberedande resultat. Diagrammen avser två olika serier av mätningar på valsprofiler. Fördelningen i fig. 8 uppmättes för HE 200 A som tillverkades vid en valsning medan fig. 9 erhöles för en större serie mätningar avseende hela sortimentet av parallellflänsprofiler vid NJA, dvs HE A, HE B och IPE i dimensioner upp till 300 mm profilhöjd. Resultaten är samstämmiga, men spridningen är givetvis mindre i materialet som uttagits ur en enda valsning. Det kan konstateras att flänstjockleken ofta är något mindre än den nominella, samtidigt som livtjockleken ofta är något större än motsvarande nominella värde. Flänsbredd och profilhöjd varierar i stort sett kring ett medelvärde som är lika med det nominella värdet. Arean för största delen av tvärsnittet avviker mer än -5 % från det nominella värdet i 12 % av mätningarna enligt fig. 1. De negativa avvikelserna är störst i tröghetsmomentet kring tvärsnittets veka axel, där 7 % av fördelningen ligger under -5 % avvikelse (i området 0,90 till 0,95 av nominella värdet).

#### Vilken betydelse har variationerna?

Förutom kraven på passning för tillfredsställande montering och funktion är det viktigaste kravet att konstruktionselementet äger en tillräcklig bärförmåga. Praxis från stålbyggnadsindustrin visar att de förekommande avvikelserna i tvärsnittsdimensionerna normalt ej medför några speciella problem. Diskussionen rörande betydelsen av variationer i materialhållfasthet och tvärsnittsdimensioner kan därför inriktas på konstruktionsprofilernas hållfasthet vid olika belastningsfall.

Som exempel diskuteras kortfattat hur variationerna i egenskaperna påverkar bärförmågan vid ren böjning. Tvärsnittets bärförmåga kan karakteriseras av gränslastmomentet  $M_p$  som beräknas ur

$$M_p = \int_A \sigma_F |y| dA \approx \left[ \int_A \sigma_F |y| dA \right]_{\text{nom area}} \left[ \frac{\int_A |y| dA}{A_{\text{nom}}} \right]$$

Högra ledet kan skrivas

$$\left[ \sigma_F^* \cdot Z_{x, \text{nom}} \right] \cdot \left[ \frac{Z_x}{Z_{x, \text{nom}}} \right]$$

dvs

$$\overline{M_p} = \overline{\sigma_F^*} \cdot \overline{Z_x}$$

där strecken anger att storheterna är dividerade med motsvarande nominella värden.

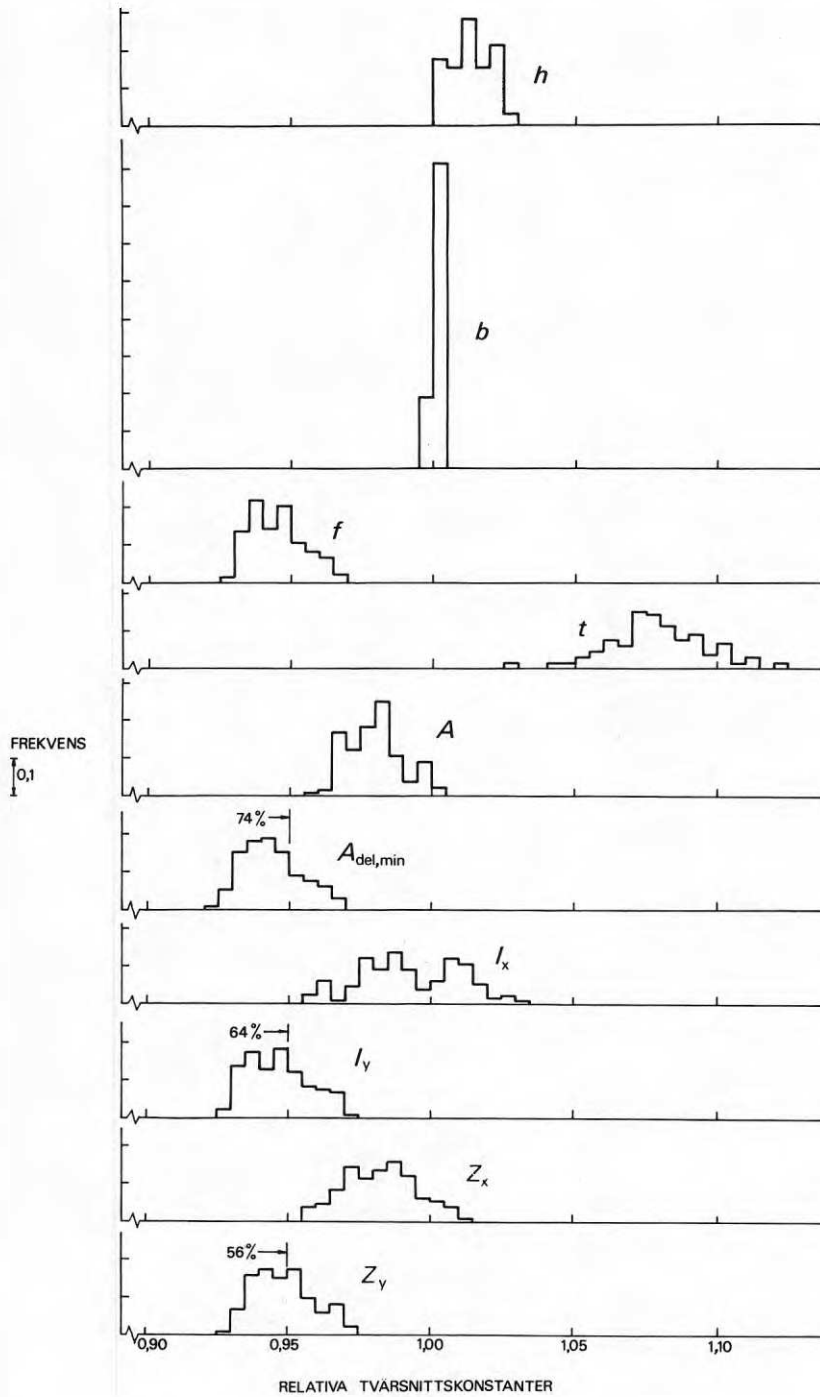


Fig. 8 Resultat av tvärsnittsmätningar på en valsprofil HE 200 A. 132 kompletta dimensionsmätningar utförda på 4 ton material från en och samma valsning.

I brist på noggrant underlag är det rimligt att anta att  $\sigma_F^*$  (dvs medelvärdet över tvärsnittet enligt resp uttryck i tabell I) är lika med flytgränsen från ett normerat prov. Den lilla extra reserven vid valsprofiler enligt tabell I kan anses utjämnad mot eventuell inverkan av deformationshastigheten vid normprovet. Vidare försummas den gynnsamma inverkan av töjhärdeningen.

Frekvenskurvan för tvärsnittets hållfasthet vid olika belastningar kan beräknas genom numerisk integration ur aktuella frekvenskurvor för materialhållfastheten och dimensionerna. Exempel på förberedande resultat visas i fig. 10. Det kan principiellt konstateras att minusavvikelse i dimensionerna och plusavvikelse i materialhållfastheten

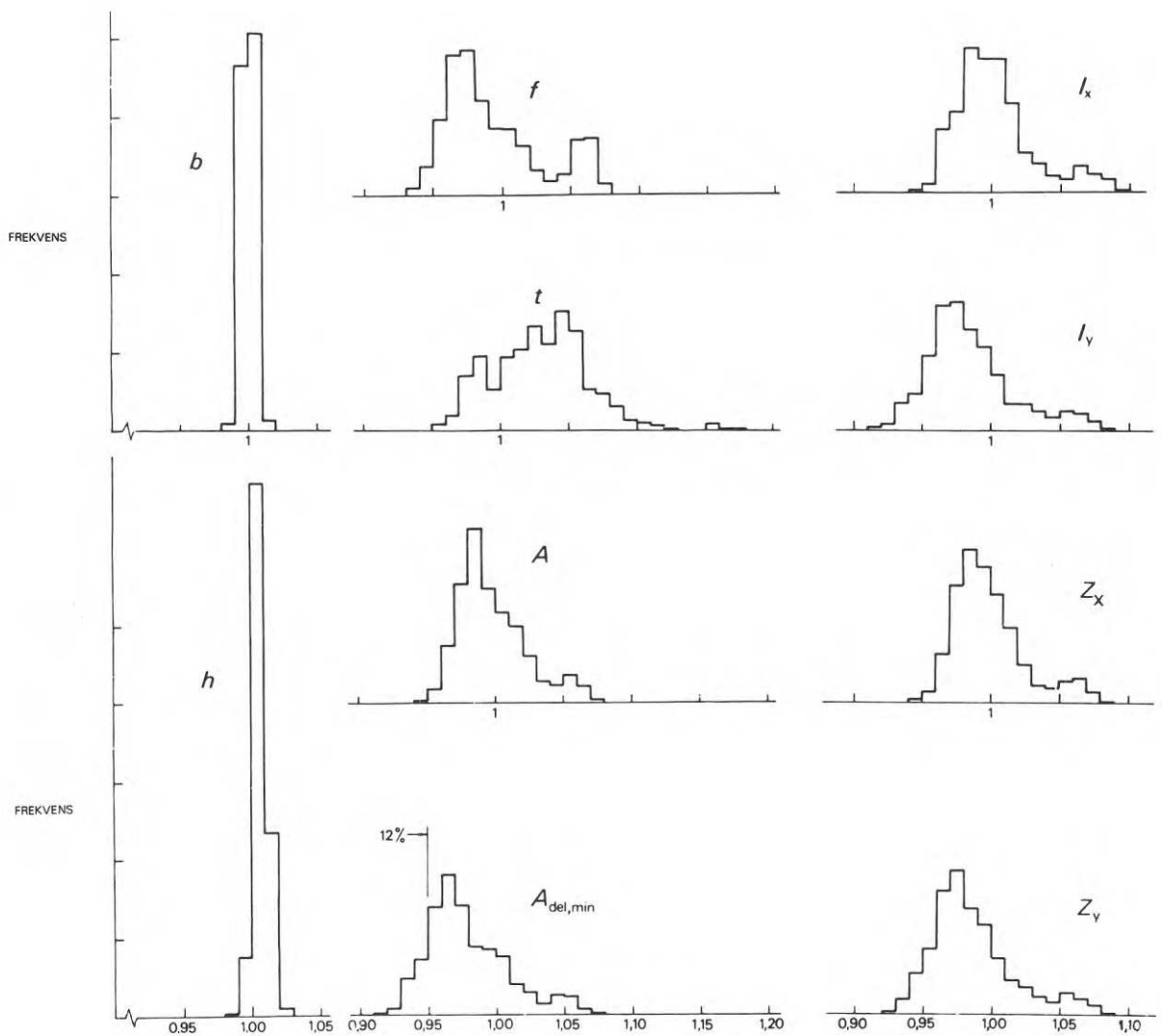


Fig. 9 Resultat av tvärsnittsmätningar utförda huvudsakligen vid NJA. Mätningarna avser HE A, HE B och IPE i dimensioner upp till 300 mm. 1 429 mätningar.

i stort sett eliminerar varandra. I det redovisade exemplet ligger 59 % av areamätningarna och ca 0,7 % av flytgränsvärdena under de nominella värdena. Trots den stora frekvensen underdimensioner ligger bara ca 2,5 % av flytlastvärdena under det nominella värdet.

Sammanfattningsvis kan konstateras att vissa av tvärsnittsdimensionerna för valsprofiler i många fall ligger under de nominella och att detta leder till negativa avvikelser för tvärsnittskonstanterna, speciellt dem som gäller för böjning kring I-tvärsnittets veka axel. Å andra sidan råder en avsevärd marginal mellan mätt och normerad flytgräns enligt dragprovningens resultat. Den statistiska fördelningen för ett tvärsnitts hållfasthet är ett slags överlagring av fördelningarna för tvärsnittskonstanterna och för materialhållfastheten (flytgränsen). Denna fördelning ligger med en mycket liten frekvens vid värden som är mindre än tvärsnittets nominella hållfasthet, trots de stora negativa dimensionsavvikelserna för valsprofiler.

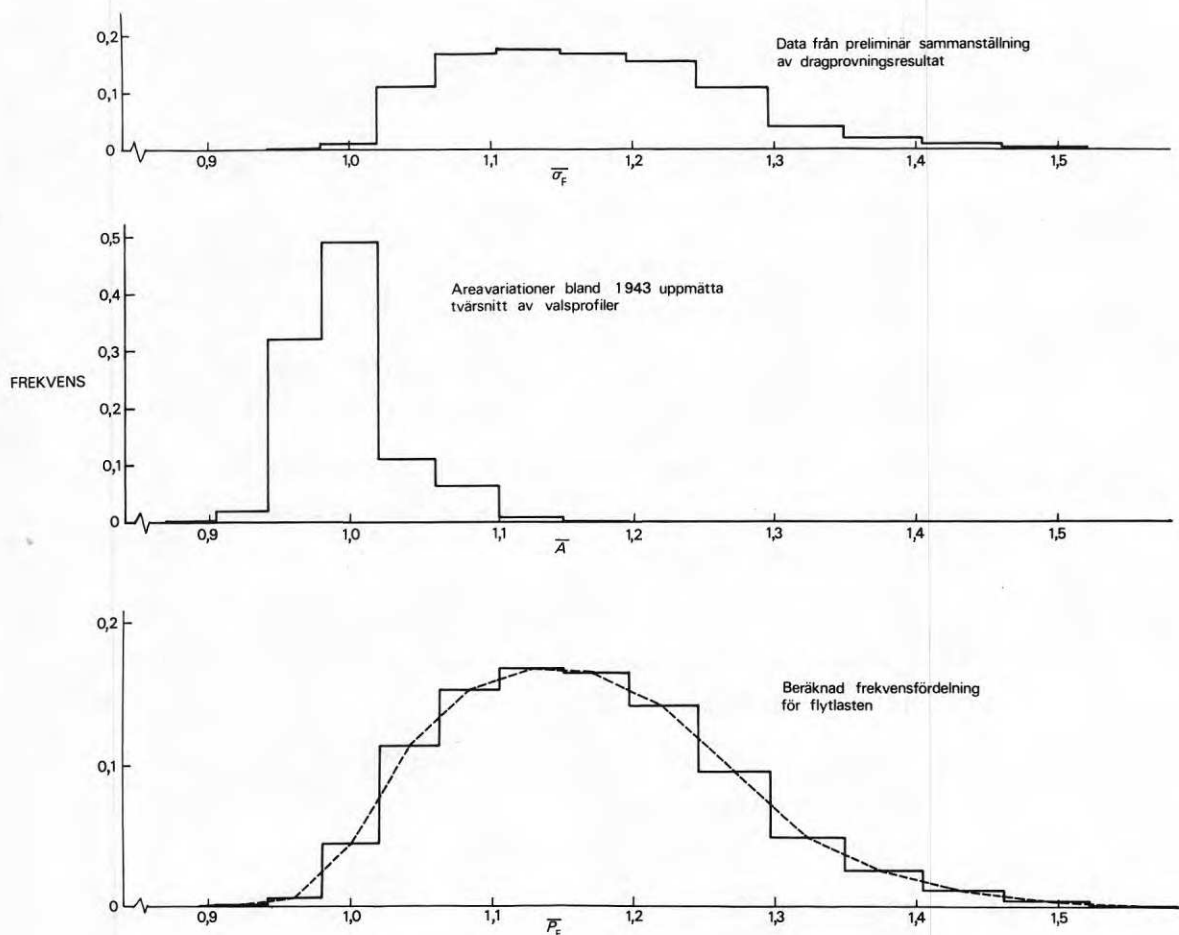


Fig. 10 Inverkan av variationer i materialhållfasthet och dimensioner för flytgränslasten vid ren drag- eller tryckbelastning (utan knäckrisk). Preliminära resultat avseende valsprofiler.

## Referenser

1. G Alpsten: "Egenspänningar och materialhållfasthet i kallriktade bredflänsprofiler", Särtryck ur Jernkontorets Annaler, 1970, s 255-283
2. J O Bats: "Onderzoek naar de maatafwijkingen van normaalprofielen", rapport 6-68-6, Technische Hogeschool Delft, februari 1968
3. B Engström och L Cederfeldt: "Dimensionstoleranser hos varmvalsade stålprofiler", Examensarbete vid Institutionen för Brobyggnad, KTH maj 1969
4. O Ersvik och G Alpsten: " Experimentell undersökning av knäckhållfastheten hos bredflänsprofiler HE 200 A riktade på olika sätt", Stålbyggnadsinstitutet rapport nr 19:3 (under arbete)
5. G Alpsten och C T Ingwall: "Statiskt verkningssätt och bärförmåga hos stål-balkar med påläggsplåtar, speciellt vid låga temperaturer". Stålbyggnad - Nordiska Forskningsdagar 1970, bidrag 9, Stålbyggnadsinstitutet, Stockholm 1970
6. C T Ingwall: "Influence of test conditions on the level of the upper and lower yield stress of steels for welded structures", Jernkontorets Annaler, 154, 1970
7. "Dragprovning - Metalliska material", SIS-blad 11 21 10, Sveriges Standardiseringskommission, senaste utgåva
8. G Alpsten: "Discussion on Significance of Upper and Lower Yield Point of Structural Steels", Särtryck ur Jernkontorets Annaler, 1970, s 479-484
9. N R Nagaraja Rao, M Lohrmann och L Tall: "Effect of strain rate on the yield stress of structural steels, Journal of Materials, 1, No 1, mars 1966
10. L Tall och G Alpsten: "Scatter in yield strength and residual stresses in steel members, Symposium on Concepts of Safety of Structures and Methods of Design, London 1969
11. M Como och F M Mazzeleoni: "Ricerca teorico-sperimentale sullo svergolamento nel piano e fuori del piano dei profilati in presenza di tensioni residue, Costruzioni metalliche, nr 3, 1969 s 212-243
12. "Provtagning för dragprovning av stål", SIS-blad 11 01 20, Sveriges Standardiseringskommission, senaste utgåva

## MATERIALEGENSKAPERNAS VARIATION ÖVER TVÄRSNITTET HOS PARALLELLFLÄNSBALK I HÖGHÅLLFAST STÅL.

Övering Per O Björkman och tekn lic Carl-Erik Ridderstråle,  
Norrbottnens Järnverk Aktiebolag

### Resumé

Ett stål kan allmänt svetsas med basiska elektroden om kolekvivalenten understiger 0,45.

Försöken visar att det är möjligt att med mikrolegering framställa bredflänsbalk i valsat tillstånd med kolekvivalent under 0,41 och med en sträckgräns av 45 kp/mm<sup>2</sup>. För mycket grova balkar torde det vara nödvändigt att höja kolekvivalenten något om sträckgränsen skall bibehållas. Gränsen för mikrolegerade stål i varmvalsat tillstånd är ca 50 kp/mm<sup>2</sup> med hänsyn till svetsbarheten.

### Inledning

Den högsta normerade svetsbara stålqualiteten för byggnadsändamål i Sverige är SIS 2174 med en dimensionsberoende sträckgräns av 32-34 kp/mm<sup>2</sup>. Motsvarande tyska kvalitet är DIN 17100 stål St 52-3 N.

I Storbritannien finnes en kvalitet Grade 55 E enligt BS 4360/1970 med sträckgränsen 42-45 kp/mm<sup>2</sup>. USA har i A.S.T.M. som högsta kvalitet angett stål A 514 med så hög sträckgräns som 70 kp/mm<sup>2</sup>. Detta stål är seghärdat.

En väsentlig fordran på ett byggnadsstål är god svetsbarhet. Allmänt anses att svetsbarheten vad beträffar risken för härdningsstruktur och sprickbildning står i relation till kolekvivalenten  $C_E$  som uttryckes genom:

$$C_E = C + \frac{Mn}{6} + \frac{Cr + Mo + V}{5} + \frac{Ni + Cu}{15}$$

där alla halter anges i viktsprocent.

Ett stål kan anses allmänt svetsbart om  $C_E$  är under 0,41. Upp till 0,45 kan svetsning ske med basiska elektroder med låg hydrogen halt och för stål med  $C_E > 0,45$  fordras i allmänhet förhöjd arbetstemperatur [1, 2].

Både det engelska stålet Grade 55 E och det amerikanska A 514 har maximalvärdet för  $C_E > 0,50$ , och bör alltså ej svetsas utan speciella försiktighetsåtgärder.

Eftersom intresset för höghållfasta byggnadsstål är stort [3] har möjligheterna undersökts för tillverkning av valsad bredflänsbalk med sträckgränser över 40 kp/mm<sup>2</sup> och i stålqualiteter som är allmänt svetsbara även på byggplatserna.

### Tekniska förutsättningar

Bredflänsbalk valsas i universalvalsverk där bearbetning sker mellan vertikal- och horisontalvalsar. Eftersom balkens liv är tunnare än flänsen blir slutvalsningstemperaturen för livet lägre.

För finkornstål stiger sträckgränsen med sjunkande slutvalsningstemperatur. Även slagsegheten vid låg temperatur påverkas i gynnsam riktning p.g.a. den finkornighetsstruktur som erhålles vid låga slutvalsningstemperaturer [4, 5].

### Utförande

Ett mikrolegerat stål utvalsades till HEA 200.

Slutvalsningstemperatur: ca 900°C.

En del av balken normaliserades vid 910°C. Prover uttogs över hela balktvärsnittet både i valsat och normaliserat tillstånd.

Kontrollanalys togs på det aktuella provmaterialet. Provingen omfattade konventionell dragprovning, slagprovning vid 4 temperaturer med 5 mm tjocka Charpy V stavar för livet och 7,5 mm tjocka stavar för flänsen. Över tvärsnittet uttogs även prover för strukturundersökning varjämte hårdheten bestämdes.

### Resultat

Sträckgränsens variation över tvärsnittet visas i fig. 1 dels i varmvalsat och dels i normaliserat tillstånd. Variationen i sträckgränsen är liten över tvärsnittet. Det normaliserade materialet har en medelsträckgräns av 40 kp/mm<sup>2</sup> och det varmvalsade 46 kp/mm<sup>2</sup>.

Brottgränsen är också jämn över tvärsnittet och medelvärde är 54,5 kp/mm<sup>2</sup> i normaliserat tillstånd och 59 i varmvalsat tillstånd. Fig. 2.

Sträckgräns/brottgräns-förhållandet är 0,74 i normaliserat och 0,78 i varmvalsat tillstånd och underskrider det värde 0,8 som föreskrives i vissa normer (t ex Lloyd's).

Brottförlängningar, fig. 3, är högre för flänsmaterialet än för livet och ligger högre än fordran för SIS 2174 (21 %) utom för ett prov i varmvalsat tillstånd, där förlängningen är 20 %.

Om provtagning skett enligt SIS 11 01 20 skulle det varmvalsade materialet gett 28 % förlängning. Vid leveransprovning av det parti från vilket provmaterialet tagits fram erhöles i medeltal 29 % förlängning.

Slagseghetens variation med temperaturen återges i fig. 4. Eftersom proverna är tunnare än standardstavarna är slagseghetsnivån lägre. Enligt SIS-normen är minivärdet för slagsegheten 2,8 kpm vid  $-20^{\circ}\text{C}$  för SIS 2174.

Övergångstemperaturen eller minimitemperaturen där detta krav uppfylles är:

Fläns valsad	-40 till $-50^{\circ}\text{C}$
normaliserad	-50 till $-60^{\circ}\text{C}$
Liv valsad	-50
normaliserad	-50

För normalprovstav  $10 \times 10$  tagen ur flänsen erhöles 15,8 kpm vid  $0^{\circ}\text{C}$ . Att samma kriterium, 2,8 kpm användes för alla stavarna grundar sig på en undersökning av Gunnar Malmberg [6] där han konstaterar att för stål med brottgränsområdet  $50\text{--}60 \text{ kp/mm}^2$  kan samma energinivå föreskrivas för både 5 och 10 mm tjocka slagprovstavar.

Hårdheten varierar över tvärsnittet enligt fig. 5. Mätningarna är gjorda längs centrumlinjerna i fläns och liv.

#### Strukturundersökningar

På fig. 6 där strukturbilder placerats i det läge varifrån de tagits i balktvärsnittet, övre delen i varmvalsad tillstånd, nedre i normaliserad. Bildytorna ligger vinkelrätt mot balkens längdriktning. Som väntat är det normaliserade materialet något finkornigare än det varmvalsade. Största kornstorleken erhålles i knutpunkten liv-fläns, speciellt då för det varmvalsade materialet. På fig. 7 framgår hur medelkornstorleken varierar över tvärsnittet och på fig. 8 återges strukturbilder tagna i längsplanet.

#### Diskussion

Försöken visar att det är möjligt att framställa bredflänsbalk i valsad tillstånd med kolekvivalent under 0,41 och med en sträckgräns av  $45 \text{ kp/mm}^2$ .

I normaliserad tillstånd blir sträckgränsen ca  $5 \text{ kp/mm}^2$  lägre. Orsaken till detta är att den utskiljningshärdningseffekt som erhålles vid varmvalsning i stor utsträckning går förlorad vid normalisering.

Genom reglering av valsningstemperaturen kan effekten av utskiljningshärdningen kontrolleras varigenom även grövre balk kan framställas med en sträckgräns av  $45 \text{ kp/mm}^2$ .

För mycket grova balkar torde det vara nödvändigt att höja C och Mn halten något eller legera stålet på annat sätt om sträckgränsen 45 skall bibehållas. Kolekvivalenten blir då högre än 0,41, men kan hållas under 0,45. Omvänt kan medelgrov balk valsas till



sträckgräns  $50 \text{ kp/mm}^2$  om  $C_E$  får höjas till 0,45.

Tyvärr har vi ej kunnat mäta egenspanningarnas storlek. Undersökningar utförda vid Lehigh University U.S.A. visar emellertid att egenspanningarnas storlek enbart är beroende av svalningsförhållandena [7]. I en balk framställd av ett stål med hög sträckgräns bör därför egenspanningarnas relativa betydelse vara liten.

En pelare framställd av ett 45 kp stål ger således större säkerhet mot knäckning än motsvarande pelare tillverkad av 1412 eller 1312. (26 resp 22  $\text{kp/mm}^2$  sträckgräns.)

#### Vidare utveckling

Gränsen för mikrolegerade C-Mn stål i varmvalsat tillstånd är ca  $50 \text{ kp/mm}^2$  med hänsyn till svetsbarheten. Högre hållfastheter kan erhållas genom seghärdning eller legering med svetsbarhetsnedsättande element.

Stål av den typ som användes vid denna undersökning kan seghärdas till en sträckgräns av  $55 \text{ kp/mm}^2$  och förlängning ca 20 %, och har då ännu vid  $-70^\circ\text{C}$  hög slagseghet.

Eftersom anlöpningen sker vid så hög temperatur som  $600-650^\circ\text{C}$  sker samtidigt en avspänning, vilket ger mycket små kvarvarande spänningar [8].

En gemensam intressant forskningsuppgift är att undersöka förutsättningarna att använda balk i högre hållfastheter och om de viktbesparingar som kan uppnås motsvarar den fördyring som en värmebehandling ger.

Litteraturförteckning

1. Lloyd's Register of Shipping, Chapter P. P 302 sid. 413.
2. M.J. May: The use of high strength structural steels, strong tough structural steels. ISI publ. 104. London 1967 sid. 11-19.
3. L. Wallin: Synpunkter på de allmänna konstruktionsstålens hållfasthetsmässiga utnyttjande. Jernkont. annaler 153. (1969) sid. 401-440.
4. W.v.d. Esche & A. Drevermann: Die wirft schaftliche Herstellung von hochfesten schweissbaren Feinkorn Baustählen durch die Temperaturführung baim Walzen. Stahl u Eisen 90 (1970) s. 179-184.
5. K.J. Irvine: The development of high-strength structural steel. Strong tough structural steels. ISI publ. 104 London 1967 s. 1-10.
6. Gunnar Malmberg: Comparison between impact energy values obtained with  $10 \times 10 \times 55$  and  $5 \times 10 \times 55$  V-notched test pieces. Jernkont. Ann 149 (1965):II sid. 734-748.
7. Göran Alpsten: privat meddelande.
8. L. Tall: The strength of welded A 514 steel structural components. IIW möte Kyoto 1969. Public session.

FIG.1 FÖRDELNING AV UNDRE STRÄCKGRÄNSEN ÖVER PROFILTVÄRSNITTET I VARMVALSAT OCH NORMALISERAT TILLSTÅND.

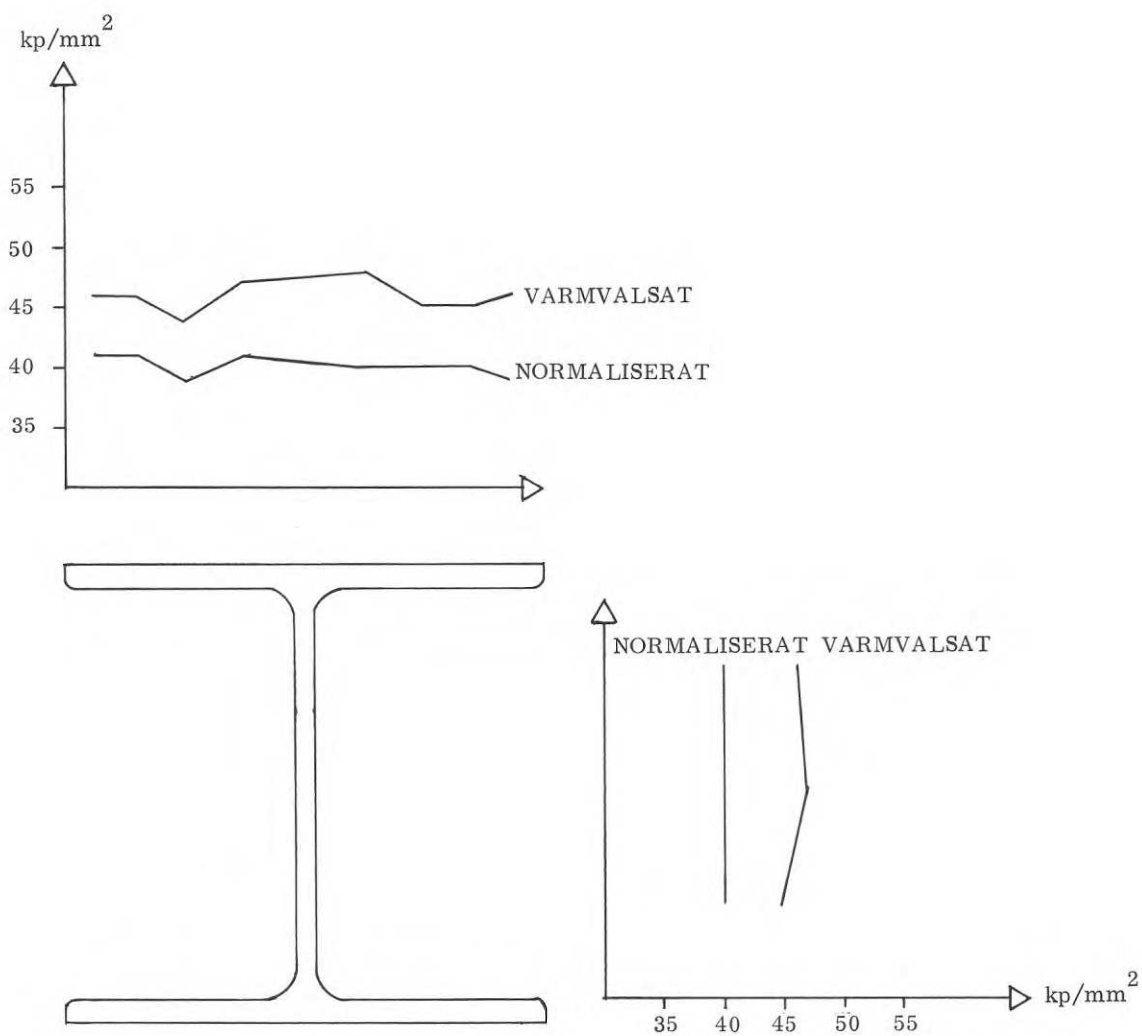


FIG. 2 FÖRDELNING AV BROTTGRÄNSEN ÖVER PROFIL-TVÄRSNITTET I VARMVALSAT OCH NORMALISERAT TILLSTÅND.

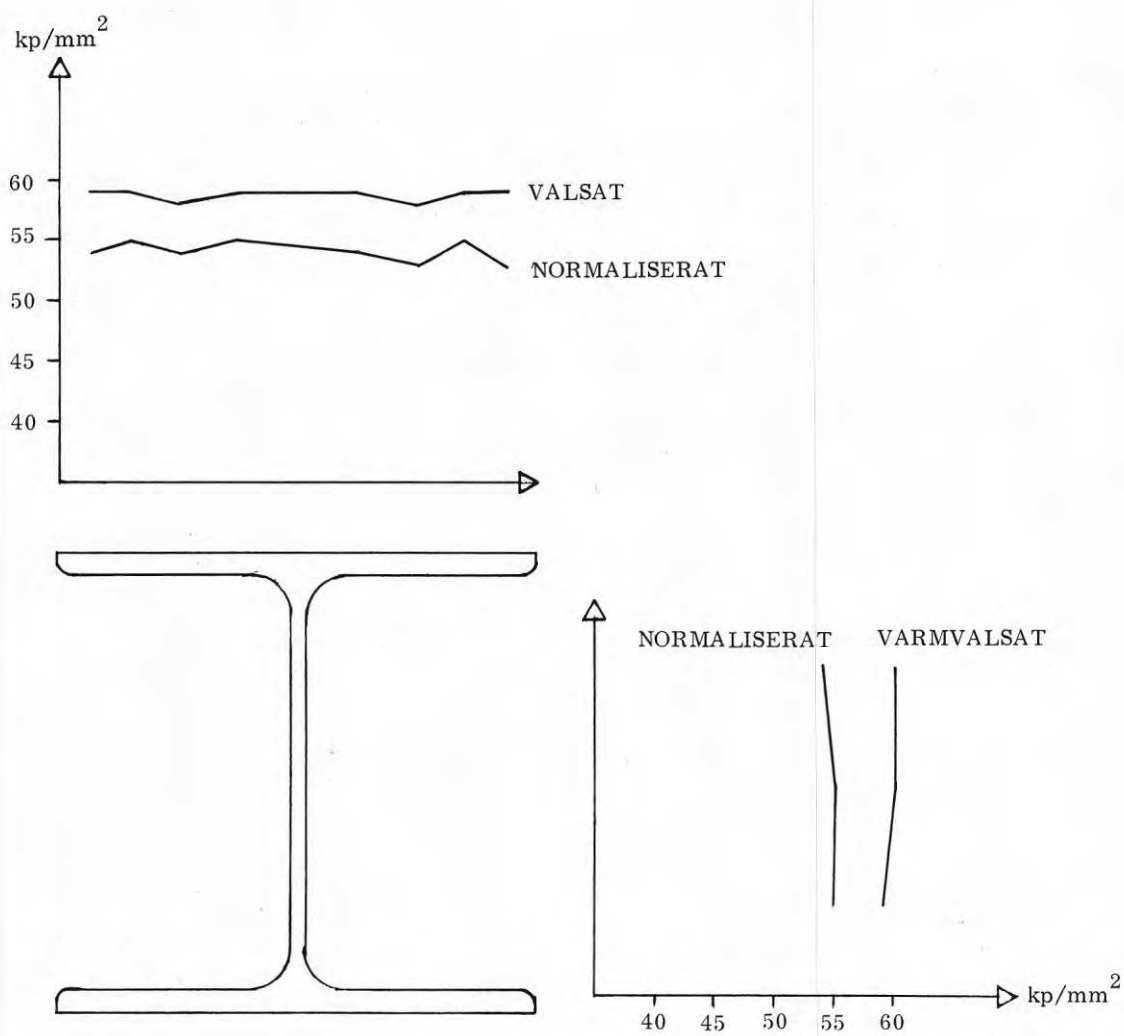


FIG. 3 FÖRDELNING AV BROTTFÖRLÄNGNING ( $\delta_5$ ) ÖVER PROFILTVÄRSNITTET I VARMVALSAT OCH NORMALISERAT UTFÖRANDE.

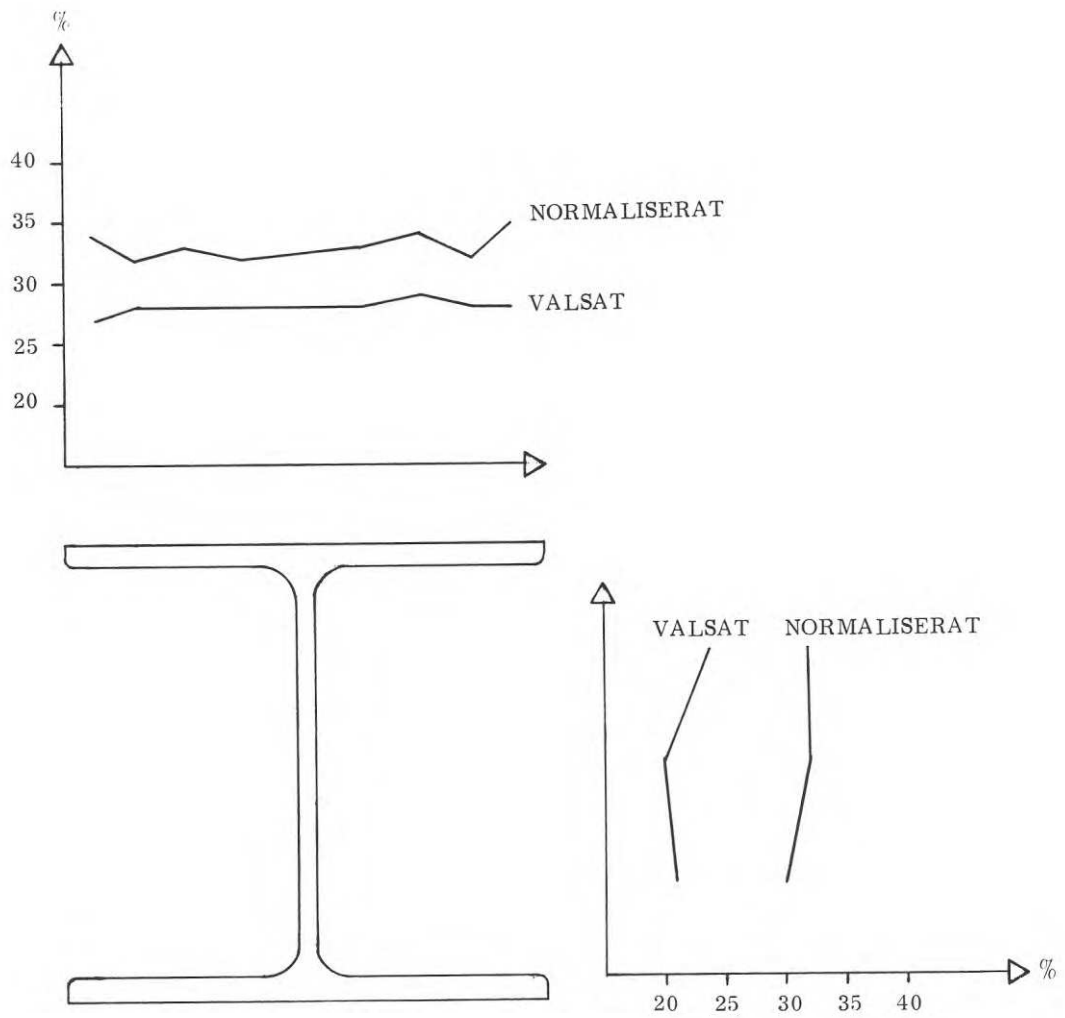


FIG. 4 SLAGSEGHETSKURVOR ENLIGT CHARPY V FÖR  
FLÄNS OCH LIV I VARMVALSAT OCH NORMALI-  
SERAT TILLSTÅND.

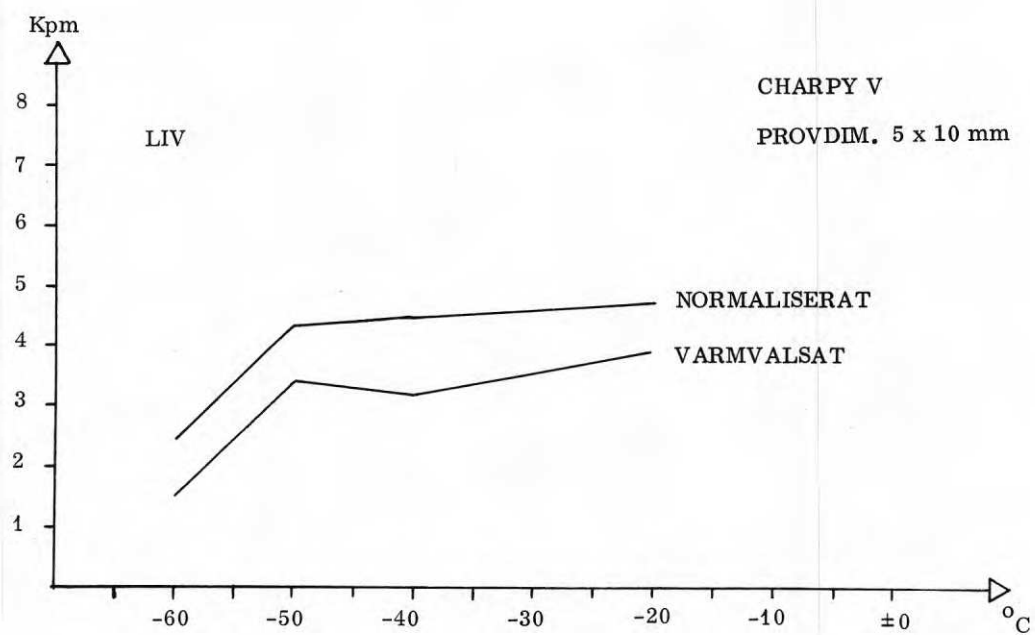
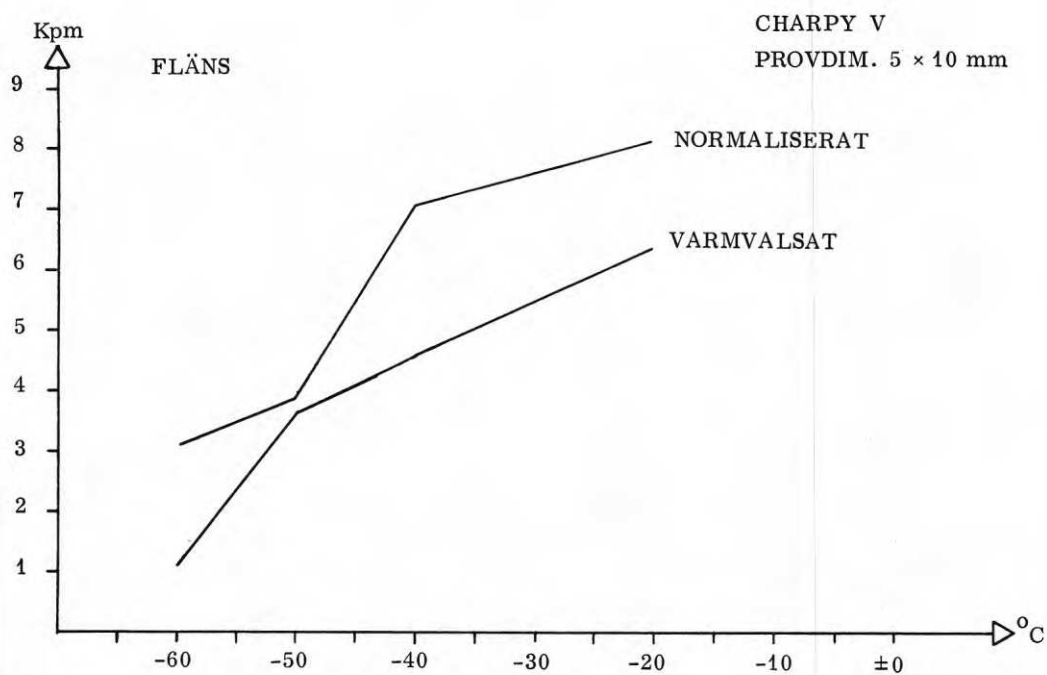


FIG. 5 HÅRDHETSFÖRDELNING ÖVER PROFILTVÄRSNITTET I VARMVALSAT OCH NORMALISERAT TILLSTÅND

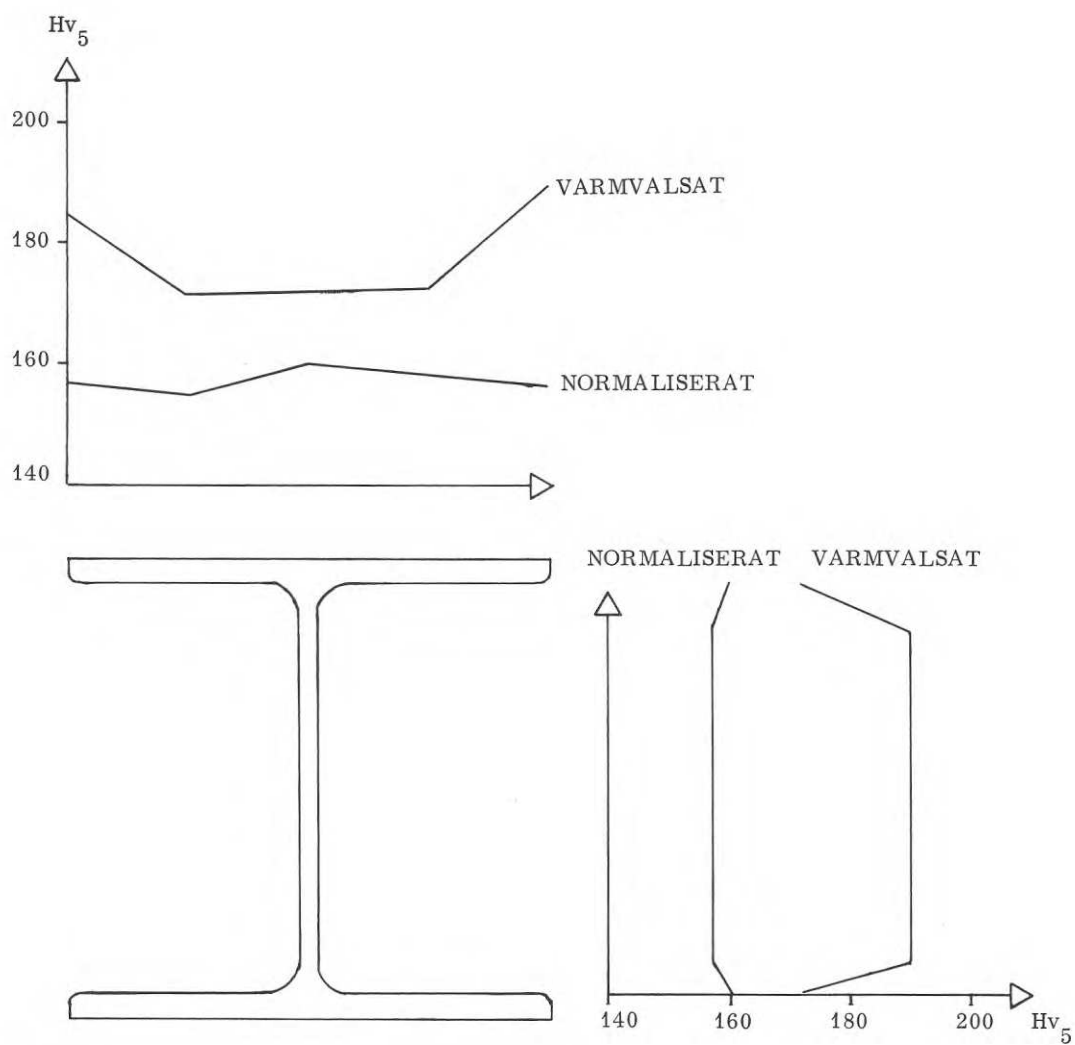


FIG. 6 STRUKTURBILDER ÖVER ETT TVÄRSNITT AV PRO-  
FILEN. TVÄRS VALSRIKTNINGEN.  
FÖRSTÖRING 200 X

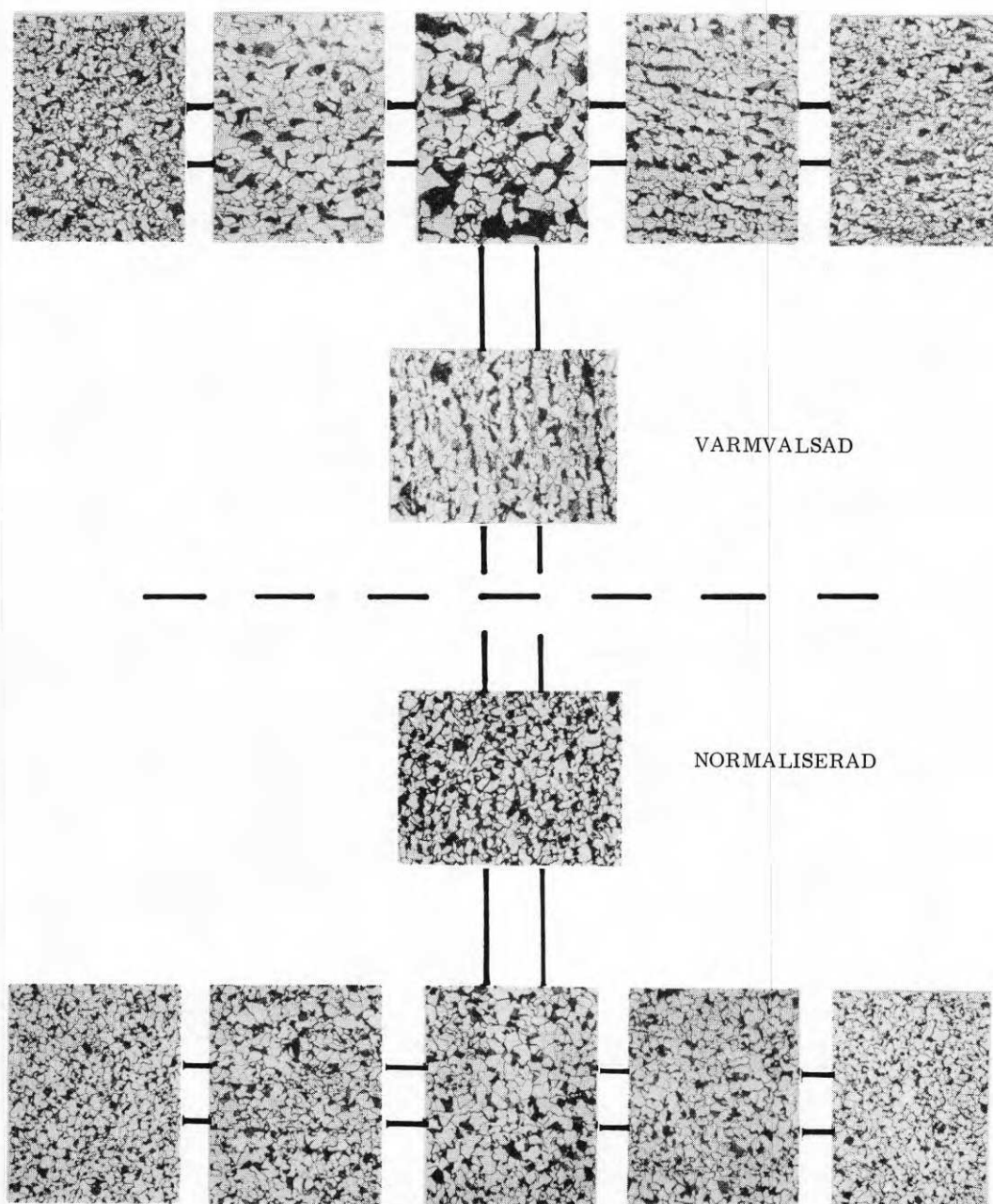




FIG. 7 KORNSTORLEKSFÖRDELNING ÖVER PROFILTVÄRSNITTET I VARMVALSAT OCH NORMALISERAT TILLSTÅND

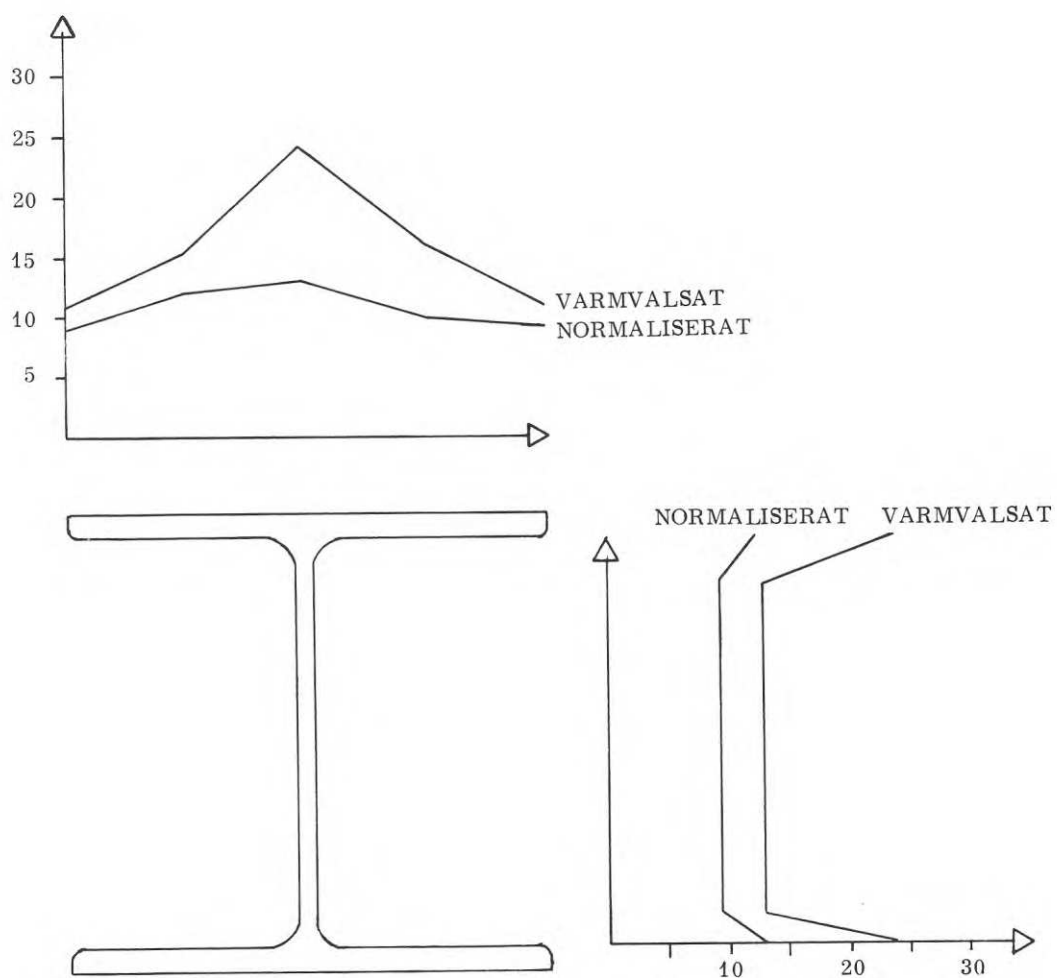
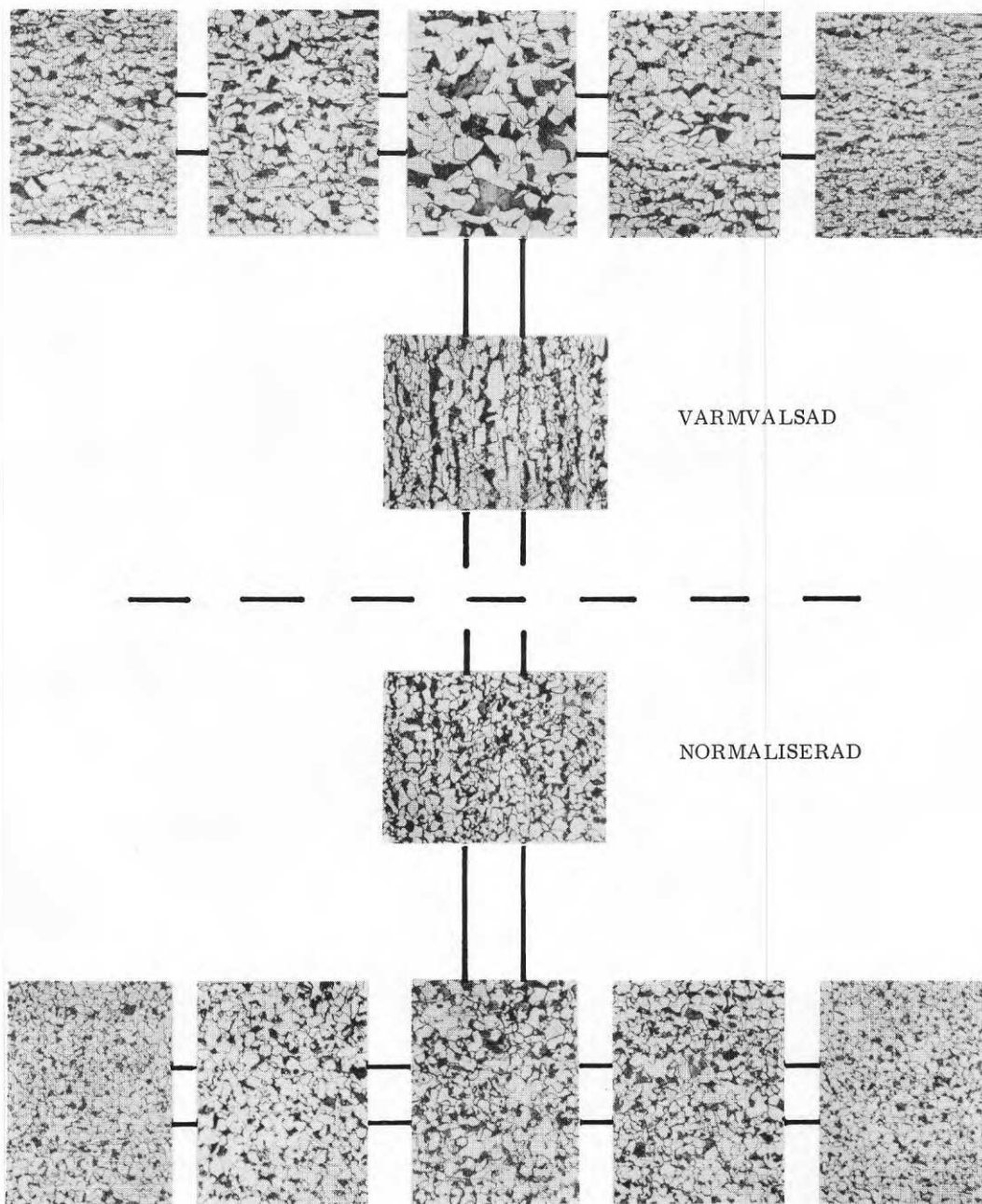


FIG. 8 STRUKTURBILDER ÖVER ETT TVÄRSNITT AV PRO-  
FILEN LÄNGS VALSRIKTNINGEN.  
FÖRSTÖRING 200 X





## UTMATTNINGSHÅLLFASTHETEN HOS SVETSFÖRBAND I STÅL MED FÖRHÖJD HÅLLFASTHET

Ing Lars-Eije Friis  
Gränges, Oxelösunds Järnverk

### Resumé

Konstruktionsstål med sträckgränser mellan ca 35 och 45 kp/mm<sup>2</sup>, åstadkommen exempelvis genom mikrolegering eller genom seghärdning eller genom en kombination av båda förfarandena, har funnit en allt större användning inom flera områden inom stålbyggnadssektorn.

Vill man använda dessa stål i byggnadsverk som i sitt belastningsspektrum har en dynamisk påkänningsdel som man beräkningsmässigt måste ta hänsyn till, anser man idag att man ej kan höja den dynamiska påkänningsnivån i motsvarande grad som det varit möjligt att höja den statiska om man gått över från ett stål med lägre hållfasthet. Denna uppfattning stöder sig på utländska undersökningar av vilka man kommit fram till slutsatsen att svetsförband i konstruktionsstål med lägre eller högre statisk hållfasthet har ungefär samma utmattningshållfasthet.

Undersökningar utförda inom Jernkontorets forskning har emellertid visat det vara möjligt att höja utmattningshållfastheten i svetsat konstruktionsstål med förhöjd hållfasthet, utan att tillgripa någon form av ytbehandling av svetsen, om man använder ett lämpligt modifierat svetsgods.

Fortsatta undersökningar pågår sedan våren 1969 inom Jernkontoret, med målsättningen att studera svetsförbandstypens och svetselektrodens inflytande på utmattningshållfastheten hos stål med 40 kp/mm<sup>2</sup> sträckgräns samt att studera metallurgiska faktorer på svetsgodssidans som kan ha inflytande på svetsförbandets utmattningshållfasthet.

Den övervägande grundorsaken till många av de haverier som inträffar i stålkonstruktioner har varit propagerande utmattningssprickor som initierats från anvisningar av olika slag.

Då de flesta stålkonstruktioner numera är svetsade innebär införandet av en svets också införandet av anvisningar med relativt höga spänningskoncentrationer som följd. Detta förhållande har för de under 1960-talet etablerade och numera allmänt accepterade konstruktionsstålen med förhöjd hållfasthet ( $\sigma_s = 36-45/\text{kp}/\text{mm}^2$ ) blivit ett stort problem. Konstruktören har med dessa stål visserligen kunnat höja den statiska spänningsnivån i sin konstruktion, men när det gällt konstruktioner utsatta för dynamiska påkänningar har möjligheterna till en höjning ansetts vara begränsade. En sådan åsikt har med åren vuxit sig starkare allt eftersom resultaten från utländska utmattningsundersökningar presenterats.

Guerny [1] har med ledning av egna och andras arbeten hävdad att utmattningshållfastheten hos svetsade förband, åtminstone vid längre livslängder ( $> 10^5$  lastcykler), är komplett oberoende av den statiska hållfastheten hos det konstruktionsstål man svetsat i och att man därför ej kan öka den dynamiska spänningsnivån genom att bygga i ett höghållfast stål i stället för det vanliga stålet med lägre hållfasthet, exempelvis SIS 1312-1412. Han har exemplifierat detta bl a med fig. 1 och 2. Enligt [2] har man i England, Tyskland och Japan i olika stålbyggnadsnormer beaktat detta när man för stålen St 37 och St 52 och de-

ras motsvarigheter tillåter samma eller ungefär samma dynamiska påkänningar i svetsförband för belastningsfallen  $\mu = -1$  till  $\mu = 0$  och något däröver ( $\mu = \sigma_{\min} / \sigma_{\max}$ ).

I Sverige utarbetas f n inom Statens Stålbyggnadskommitté nya normer för tillåtna dynamiska påkänningar för SIS-stålen 1312, 1412 och 2172. Dessa normer skall ersätta nu gällande som finns i Byggsvetsnormen av år 1949. Hur man skall beakta stålet 2172 högre statiska hållfasthet och även högre dynamiska hållfasthet i själva grundmaterialet när en svets förs in är ännu ej helt utrett. Samtidigt med att normeringsarbetena vid Statens Stålbyggnadskommitté pågått har utmattningsundersökningar av svetsförband utförts inom Jernkontoret [3, 4]. Dessa undersökningar har visat att man genom lämpligt elektrodval kunnat höja utmattningshållfastheten hos svetsat höghållfast stål utöver vad man ansett vara möjligt. Wöhlerkurvorna i fig. 3 är hämtade ur undersökningen i [3] och visar resultatet från en serie försök med stumsvetsade förband (X-fog) i ett stål med  $\sigma_{su} = 36 \text{ kp/mm}^2$  (Stål 36) för belastningsfallet  $\mu \sim +0,1$ .

Kurva 1 i figuren visar utmattningshållfastheten hos det slipade grundmaterialet. Utmattningshållfastheten hos förband svetsade med en basisk elektrod (Esab OK 48.30) representeras av kurva 2 och samma förbandstyp, men svetsad med en zirkonbasisk högutbyteselettrod (Esab OK 38.75), kurva 3.

Skillnaden i utmattningshållfasthet mellan de två svetsförbanden förklarades av en markant skillnad i svetsgeometri och därmed också en skillnad i anvisningsverkan. Högutbyteselettroden i kurva 3 gav en svets med mycket jämn övergång till grundmaterialet samt en ringa råghöjd och liten reliefbildning på rågens yta, fig. 4. Den ordinära basiska elektroden i kurva 2 svetsade däremot med utpräglad reliefbildning och större råghöjd samt gav markerade smältdiken i övergången till grundmaterialet, fig. 5.

Vid närmare studium av läget för utmattningssprickans initieringspunkt fann man att den så gott som alltid låg i täcksträngens svetsgods mycket nära smältgränsen och man drog därav den slutsatsen att utmattningshållfastheten förutom av nämnda svetsgeometri även måste vara beroende av egenskaperna hos svetsgodset, såsom struktur och hållfasthet. Man iakttog också att utmattningssprickan propagerade in i grundmaterialet vinkelrätt mot plåtytan.

Försök med ovannämnda zirkonbasiska högutbyteselettrod ändrad i sin sammansättning genom tillsatser i små halter av vissa legeringselement visade sig ha en gynnsam effekt på utmattningshållfastheten. Kurva 4 i fig. 3 visar ett exempel, kurva 5 ett annat. I båda fallen bedömdes svetsgeometrin ge en anvisningseffekt liggande mellan den för kurva 2 och 3.

I relaterade undersökning utfördes också utmattningsförsök med stumförband i stål av typen SIS 1412 svetsade med den ordinära basiska elektroden OK 48.30 och den zirkonbasiska högutbyteselettroden OK 38.75. Man fick därvid i stort samma utmattningshåll-

fasthet som man erhöill för Stål 36 i fig. 3, kurva 2 resp 3. Detta resultat bekräftar vad Gurney redan visat i [1].

Lägger man in Wöhlerkurvan för stålet av typen SIS 1412 i slipat utförande i fig. 3, kurva 6, och beräknar anvisningsfaktorn  $K_f$ <sup>1)</sup> för resp stål svetsade med ordinära elektroder, kurva 2 och 3, genom att bilda förhållandet mellan utmattningshållfastheten för det slipade grundmaterialet och svetsförbandet finner man att de ordinära elektroderna ger ett betydligt högre värde på  $K_f$  när de används i det höghållfasta stålet än när de används i det mjukare stålet.

Med ledning av ovan nämnda iakttagelser av utmattningssprickans initiering och propagering kan skillnaden i värdet på  $K_f$  ej hänföras till en eventuell högre anvisningskänslighet hos det höghållfasta stålet. Tidsåtgången för att initiera en utmattningsspricka i likartade svetsgodset bör vara densamma oavsett om svetsen är lagd i allmänt konstruktionsstål med högre eller lägre hållfasthet. Utmattningssprickans fortsatta propagering genom grundmaterialet sker i dessa stålqualiteter sannolikt ungefär lika snabbt till följd av mycket höga spänningskoncentrationer i fronten av den i svetsgodset initierade utmattningssprickan. Slutresultatet blir då det som experimentellt visats i [1].

Höjningen av kurvorna 4 och 5 i fig. 3 får då sannolikt ses som resultat av en fördröjning av initieringsskedet.

Mot bakgrunden av ovanstående påbörjades under våren 1969 nya undersökningar inom Jernkontoret. Avsikten med dessa är att studera svetsförbandstypens och svetselektrodens inflytande på utmattningshållfastheten hos stål med  $40 \text{ kp/mm}^2$  sträckgräns samt att studera metallurgiska faktorer på svetsgodssidan som kan påverka svetsförbandens utmattning.

Det förväntas att de resultat som framkommer dels kan ge uppslag till utveckling av kommersiella tillsatsmaterial med vilka svetsförband med förbättrade utmattningsegenskaper kan erhållas i dessa stål, dels kan utgöra underlag vid fastställande av tillåtna beräkningsvärden för dessa stål när de används i dynamiskt påkända konstruktioner.

Verksamheten koncentreras f n på svetsgodssidan. Dessa arbeten har dock ännu ej hunnit så långt att några resultat kan redovisas i denna uppsats.

1) Definitionen på  $K_f$  är egentligen knuten till belastningsfallet  $\mu = -1$ . Det numeriska värdet på  $K_f$  blir därför i detta exempel ej helt korrekt, vilket ej har någon betydelse för ovanstående resonemang.

Referenser

1. T.R. Gurney: Fatigue of welded structures.  
Chambridge University Press (1968), pp 117-123.
2. I.I.W. XIII - XV - 12-69. Comparison of fatigue design rules in use in various countries.
3. L-E. Friis & E.R. Steneroth: Fatigue strength of welded joints in mild and high-strength structural steels. Jernkontorets Ann. 152 (1968), pp 157-169.
4. A. Hultgren: Metallographic investigation of butt-welded steel specimens tested in fatigue. Jernkontorets Ann. 152 (1968), pp 170-178.

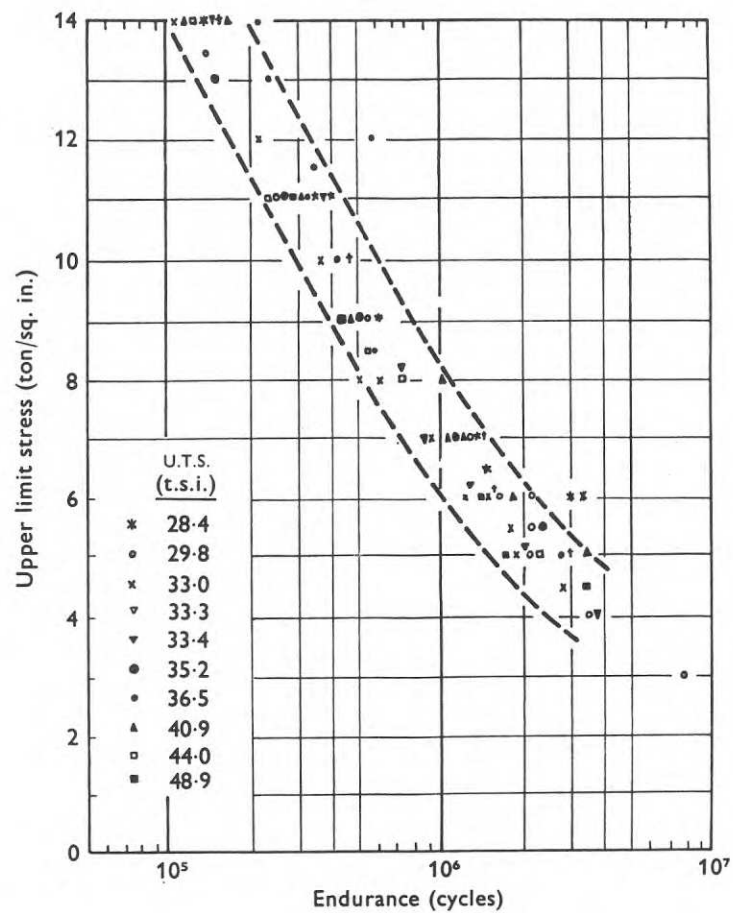


Fig. 1 Fatigue test results for specimens with longitudinal non-load-carrying fillet welds subjected to pulsating tension loading

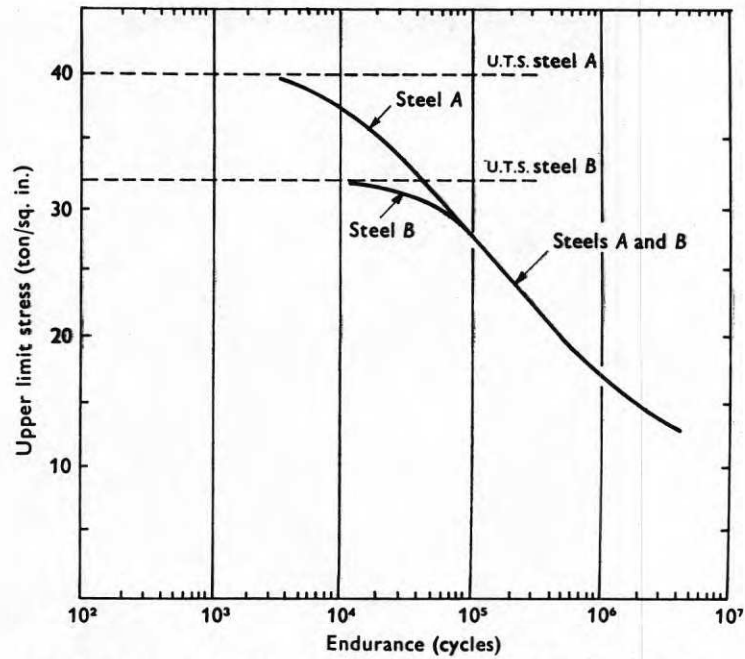


Fig. 2 Fatigue test results for transverse butt welds in two steels as determined by Frost and Denton.

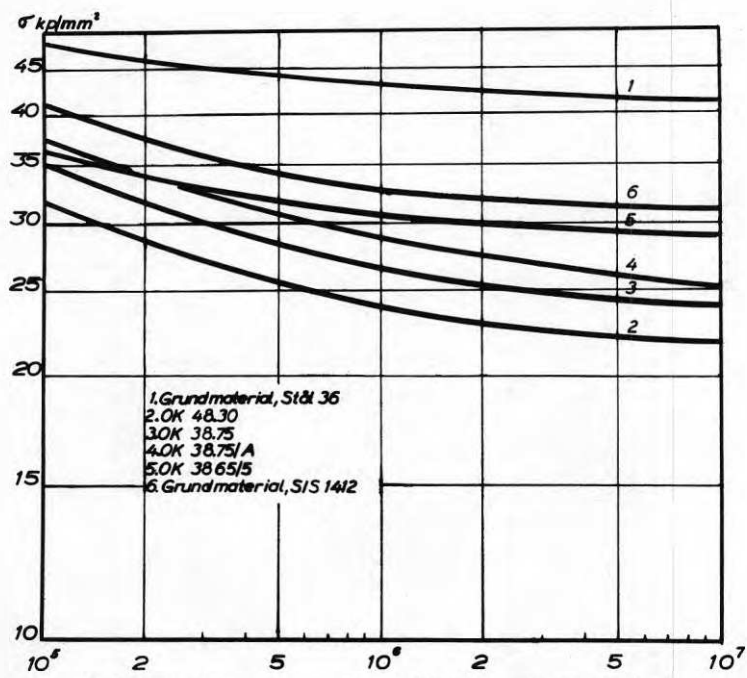


Fig. 3 Jämförelse mellan olika wöhlerkurvor för Stål 36 och SIS 1412. Pulserande dragutmatning.





Fig. 4 Stumsvets med zirkonbasisk högutbyteselettrod i Stål 36.

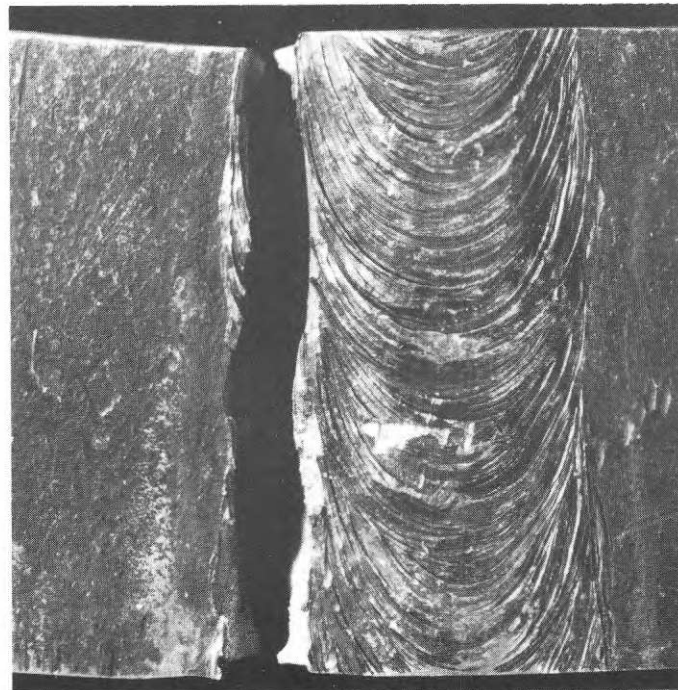


Fig. 5 Stumsvets med basisk elektrod OK 48.30 i Stål 36.

## SVETSNING AV SEGHÄRDAD GROVPLÅT

Bergsing Bengt Lindwall och bergsing Christer Nordström  
Gränges, Oxelösunds Järnverk

Resumé

Seghårdad grovplåt dels av CMn-stål, dels av CMn-stål mikrolegerat med resp AlN och VN med sträckgränser mellan 50 och 78 och brottgränser mellan 60 och 82 kp/mm<sup>2</sup> i tjocklek 6–25 mm har metallbågsvetsats, gasmetallbågsvetsats och pulverbågsvetsats med gott resultat. Svetsförbandens hållfasthets är i paritet med grundmaterialets och slagsegheten är mycket god i såväl svetsgods som värmepåverkat grundmaterial. Om svetsgodsen har högre hållfasthet än grundmaterialet går brottet vid dragprovning i opåverkat grundmaterial; annars i svetsgods eller i värmepåverkat grundmaterial. Höga värden på hållfastheten i svetsförbandet uppnås genom val av höghållfast tillsatsmaterial och genom svetsning med begränsad värmeförsel, avhängig av plåttjockleken.

Jämfört med normaliserade stål har seghärdade stål högre hållfasthet vid samma sammansättning och samtidigt god slagseghet. Det är väsentligt att efter svetsningen en gynnsam struktur som ger hög hållfasthet och slagseghet bibehålles även i det värmepåverkade grundmaterialet intill svetsen. Kraven på grundmaterialets struktur leder till begränsningar i svetsmetoden särskilt beträffande tillåten värmeförsel.

Grundmaterialet i undersökningen utgörs av plåtkuponger av tre olika ståltyper, CMn-, CMnAlN- och CMnVN-stål, seghärdade enligt roller-quench-metoden. Som tillsatsmaterial har använts manuella belagda elektroder av standardtyp, solidtråd och rörtråd för gasmetallbågsvetsning, dels standardtyp, dels specialutvecklade, medan tillsatsmaterialet för pulverbågsvetsningen är av standardtyp.

Svetsningen har utförts som horisontalsvetsning i stumfog med varierande fogberedning beroende av plåttjockleken. Energiförselvärderna har varierats mellan ca 6 kJ/cm (metallbågsvetsning) och 56 kJ/cm (pulverbågsvetsning).

Efter svetsning har utförts drag-, bock- och slagprovning samt hårdhetsmätningar. Vid slagprovningen enligt Charpy-V 10 x 10 mm har undersökts dels svetsgods, dels värmepåverkat grundmaterial.

Hållfastheten tvärs svetsens längdriktning är i paritet med grundmaterialets hållfasthet även vid relativt höga värden på värmeförseln förutsatt att svetsgodset har en tillräckligt hög hållfasthet. Provtavar med höghållfast svetsgods ger bättre värde för hållfastheten i hela svetsförbandet än mera låghållfasta svetsgods även om brotten inträffar i värmepåverkat grundmaterial.

Den effekt som uppmjukningen av det värmepåverkade grundmaterialet har på svetsförbandets hållfasthet beror av dess geometri. Denna påverkan ökar vid ökande värmeförsel men minskar med ökande plåttjocklek.

Slagseghetsegenskaperna är genomgående goda för såväl svetsgods som värmepåverkat grundmaterial.

### Inledning

Genom seghärdning kan åstadkommas en höjning av hållfastheten för svetskonstruktionsstål till värden som överskrider dem för vanliga olegerade eller mikrolegerade stål. Härigenom kan utan avkall på svetsbarhetskrav, uttryckta t ex genom kolekvivalentformeln

$$E_w = C + \frac{Mn}{6} + \frac{Cr + Mo + V}{5} + \frac{Ni + Cu}{15} \leq 0.41 \%$$

erhållas min sträckgränsvärden på upp till 50 å 70 kp/mm<sup>2</sup> för plåt i tjocklek upp till 25-30 mm.

### Material

I föreliggande undersökning har använts seghärdad grovplåt, härdad från 900°C, anlöpt vid 600°C, i kvalitet CMn-, CMnAlN- och CMnVN-stål.

I tabell 1 visas kontrollanalys och hållfasthetsegenskaper för de i undersökningen ingående plåtarna.

### Svetsning

Tre olika svetsningsförfaranden har använts, manuell svetsning med belagda elektroder (metallbågs svetsning), svetsning med rörtråd under CO<sub>2</sub> (gasmallbågs svetsning) och pulverbågs svetsning.

Vid svetsningen har i huvudsak använts kommersiellt tillgängliga standardelektroder. Samtliga förband har svetsats horisontellt i stumfog, svetsförbandsbredd 500 mm, svetslängd 1000 mm.

Värmetillförseln, definierad genom Rose's ekvation [1],

$$\text{sträckenergi} = \frac{E \cdot I}{v \cdot \sqrt{\alpha \cdot d}} \left[ \frac{J}{\text{cm}^{\frac{3}{2}}} \right]$$

där E uttrycks i volt

I i ampére

v i cm/s

$\alpha$  är en konstant, varierande mellan 1 och 3 beroende på foggeometrin, här approximerad till 1

d är plåttjockleken i cm

har i undersökningen varierats mellan ca 5 och 36 kJ/cm <sup>$\frac{3}{2}$</sup>  för att undersöka inverkan av värmetillförseln på hållfasthet och slagseghet i svetsförbanden.

Strängläggningen för svetsförbanden illustreras i fig. 1.

## Resultat

Samtliga 1 m långa stumsvetsförband har kontrollerats genom oförstörande provning (visuellt och med röntgen). I inget fall kunde några sprickbildningar konstateras.

Förbanden har dragprovats tvärs svetsens längdriktning med raka dragprovstavar utan midja (dubbelprov). Dessutom har bockprov (dubbelprov) över en dorn med diametern 3 x plåttjockleken utförts. Det ena provet har belastats med den sist svetsade sidan och det andra med den först svetsade sidan som dragsida. I de flesta fall kunde bockproven bockas till 180° utan anmärkning. Ett prov brast och tre prov uppvisade smärre sprickor emanerande från lokala slaggr.

Resultatet av drag- och bockprovningen redovisas i tabell 2. Resultaten av dragprovningen har även sammanställts i stapeldiagramform i fig. 2.

Av redovisningen framgår att hållfasthetssänkningen från plåt till svetsförband i inget fall uppgår till mer än 5.0 kp/mm<sup>2</sup>. I samtliga fall har dessutom grundmaterialets garanterade hållfasthetsvärden uppfyllts i svetsförbandet.

En ökning av värmeförselelsen medför en minskning av hållfastheten tvärs svetsförbandet då dragprovstavar med måttlig bredd används. En ökning av värmeförselelsen ger även en tendens för brottet att flyttas närmare själva svetsen, vilket illustreras i fig. 3, som avser 25 mm CMnAlN-stål där svetsförbanden provats med 40 mm raka provstavar med en längd av 400 mm. Förhållandet mellan provstavsbredd och plåttjocklek är således i detta fall 1.6.

Hårdhetsmätning över svetsförbanden har utförts dels 1 mm under plåtytan dels i plåtens mitt. Som exempel visas i fig. 4-6 hårdhetsmätningar (HV 1 kg) över samma svetsförband som visas i fig. 3. Härav framgår att de maximala hårdhetsvärdena har varierat med den aktuella värmeförselelsen på sådant sätt att de högsta hårdhetsvärdena uppmätts på förband som svetsats manuellt med låg värmeförselelse och de lägsta på förband som svetsats med pulverautomat med hög värmeförselelse. Diagrammen visar även att mjukningszonen, dvs det område vars hårdhetsvärden underskrider medelhårdhetsvärdena för svetsförbanden i övrigt, varit ca 0 mm vid låg värmeförselelse och stigit till ca 4 mm vid hög värmeförselelse.

Svetsförbanden har slagseghetsprovats med 10 × 10 mm Charpy-V-prov centralt i svetsgodset. De temperaturer där den absorberade energin uppgår till resp 2.8 kpm och 3.5 kpm redovisas i tabell 2. 2.8 kpm-temperaturerna varierar mellan -85°C vid manuell svetsning med låg värmeförselelse och -36°C vid hög värmeförselelse.

Slagprovning har även utförts på förband som svetsats i K-fog för att ge en rak övergång mellan svetsgodset och värmepåverkat grundmaterial. Resultaten av slagseghetsprovningen för 25 mm CMnAlN-stål visas i fig. 7, varav framgår att slagsegheten i smältgränsen

är av samma storleksordning som slagsegheten centralt i svetsgodset, dvs någon avsevärd försämring av slagsegheten i smältgränsen kan inte konstateras ens vid relativt hög värmeförsel.

### Slutsatser

Resultaten av undersökningen visar att de i försöken använda seghärdade materialkvaliteterna väl låtit sig svetsas med såväl manuell som automatisk svetsning och att hållfasthetsvärdena tvärs svetsförbanden varit i paritet med grundmaterialets hållfasthet, och i samtliga fall uppfyllt de garanterade hållfasthetsvärdena för respektive kvalitet.

Det kan visserligen konstateras att en ökande värmeförsel medför en sänkning av hållfastheten tvärs svetsförbandet men denna sänkning torde delvis kunna hänföras till dragprovstavarnas geometri i förhållande till plåttjockleken. I en opublicerad japansk undersökning [2] visas hur en ökning av förhållandet provstavsbredd/plåttjocklek medför en ökning av de uppmätta hållfasthetsvärdena i ett stumsvetsförband, samtidigt som brottet tenderar att flyttas från rent svetsgodset vid de lägsta uppmätta hållfasthetsvärdena mot en ökande andel grundmaterial vid de högsta hållfasthetsvärdena, se fig. 8.

För att erhålla svetsförband med hög hållfasthet och för att minska tendensen till att brottet vid ökande värmeförsel går i eller intill svetsen kan användas högre anlöpningstemperatur än vad som tillämpats på det i undersökningen ingående plåtmaterialet. Härigenom minskar bredden på det område av svetsförbandet som vid svetsningen utsätts för temperaturer som överskrider anlöpningstemperaturen [3, 4]. Svetsförbandens hållfasthet kan även ökas genom användning av svetsgodset med högre hållfasthet [5], i fallet gasmetallbågs svetsning genom användning av blandgas [6].

Referenser

- [1] A. Rose: Schweissbarkeit der hochfesten Baustähle, Einfluss der Schweissbedingungen auf das Werkstoffverhalten. Stahl und Eisen 86 (1966), Heft II, sid. 663-672.
- [2] Opublicerad japansk rapport.
- [3] M. Curzytek, S. Precgalinski: The mechanical properties of welded joints in quenched and tempered steels. IIW-Doc. IX 586-68.
- [4] F. Wallner: Probleme beim Schweissen hochfester, vergüteter Si-Mn-Baustähle. Schweisstechnik, 1968, sid. 49-55.
- [5] I. Degenkolbe, H. Behrenbeck: Unterpulver-schweissen hochfester wasser-  
vergüteter Mangan-Chrom-Molybdän-Zirkon-legierter Baustähle.  
Schweissen und Schneiden 1968, Heft 8, sid. 355-362.
- [6] S Schulten: Stand der Entwicklung von Zusatzwerkstoffen für das mechanisier-  
te Schweissen vergüteter Feinkornbaustähle. Schweissen und Schneiden 1969,  
Heft 6, sid. 245-249.

Tabell 1. Analys och hållfasthet för plåt

Tabell 1 a Analys för plåt

Plåt-kvalitet	Plåt nr	t mm	Kontrollanalys %													
			C	Si	Mn	P	S	Cr	Ni	Mo	V	Cu	Al	Nb	ppm N O <sub>2</sub>	
CMn	42146-67-2	10	.17	.39	1.26	.029	.023	.01	.01	.01	<.005	.01	.006	<.003	50	.00
CMn	42143-62-2	20	.17	.37	1.26	.027	.027	.01	.01	.01	<.005	.01	.010	<.003	124	.00
CMnAlN	46911-1-1	25	.17	.27	1.34	.014	.019	.04	.01	.01	<.005	.05	.08	<.003	64	.00
CMnVN	38829-6-2	10	.18	.36	1.26	.014	.020	.01	.01	.01	.08	.03	.009	<.003	125	.01

Tabell 1 b Hållfasthet och slagseghet för plåt

Plåt-kvalitet	Plåt nr	t mm	Hållfasthet och slagseghet					
			$\sigma_{su}$ kp/mm <sup>2</sup>	$\sigma_B$ kp/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{su}/\sigma_B$	$\delta_5$ %	KV <sub>L</sub> 2.8 kpm °C	KV <sub>T</sub> 2.8 kpm °C
CMn	42146-67-2	10	66.3	74.9	.89	17.0	-36	-10
CMn	42143-62-2	20	60.0	70.3	.85	17.3	-50	-27
CMnAlN	46911-1-1	25	48.1	60.5	.80	19.4	-81	-51
CMnVN	38829-6-2	10	70.8	76.7	.92	15.2	-89	-18

Tabell 2 Hållfasthet och slagseghet i svetsförband

Plåt- kvalitet	Plåt- tjock- lek	Svets- metod	Sträck- energi	$\sigma_{B_t}$ plåt kp/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{B_t}$ svetsf kp/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{B-}$ $\sigma_B$ svetsf- plåt kp/mm <sup>2</sup>	Brott- ställe dubbel- prov	Bockprov 180° D = 3 x t	KV 2.8 kpm °C	KV 3.5 kpm °C
CMn	10	manuell	4.9- 6.0	74.9	78.2	+ 3.4	G G-HAZ	småsprickor "	- 85	- 76
CMn	10	gasmeth	9.5-11.2	74.9	72.0	- 2.9	HAZ-S HAZ+S	brast småsprickor	- 73	- 67
CMn	10	pulverb	18.4	74.9	69.9	- 5.0	HAZ HAZ-S	godkänt "	- 57	- 51
CMn	20	manuell	5.9- 7.2	70.3	71.6	+ 1.3	G G	" "	- 81	- 73
CMn	20	gasmeth	16.0-16.8	70.3	70.3	± 0	G G-HAZ-S	" "	- 73	- 55
CMn	20	pulverb	25.3	70.3	68.6	- 1.7	HAZ HAZ	" "	- 80	- 65
CMnAlN	25	manuell	5.7- 7.8	60.5	66.1	+ 5.6	G HAZ-G	" "	- 69	- 58
CMnAlN	25	gasmeth	17.3-23.1	60.5	61.6	+ 1.1	HAZ-G HAZ-G-Sm	" "	- 46	- 38
CMnAlN	25	pulverb	35.5	60.5	60.3	- 0.2	HAZ HAZ	" "	- 36	- 29
CMnVN	10	manuell	5.7- 6.8	76.7	74.4	- 2.3	HAZ-S Sm	" "	- 62	- 44
CMnVN	10	manuell	8.2-12.0	76.7	73.9	- 2.8	HAZ HAZ-S	" "	- 54	- 45
CMnVN	10	pulverb	18.4	76.7	73.7	- 3.0	HAZ HAZ-S	" "	- 69	- 58

$$X) \text{ Sträckenergi} = \frac{EI}{v\sqrt{\alpha d}} = \frac{[V] [A] \cdot 60 \left[ \frac{s}{\text{min}} \right]}{\left[ \frac{s}{\text{min}} \right] [K^{1/2}] [cm^{1/2}]} = \left[ \frac{J}{cm^{3/2}} \right]$$

$\alpha$  approximativt = 1



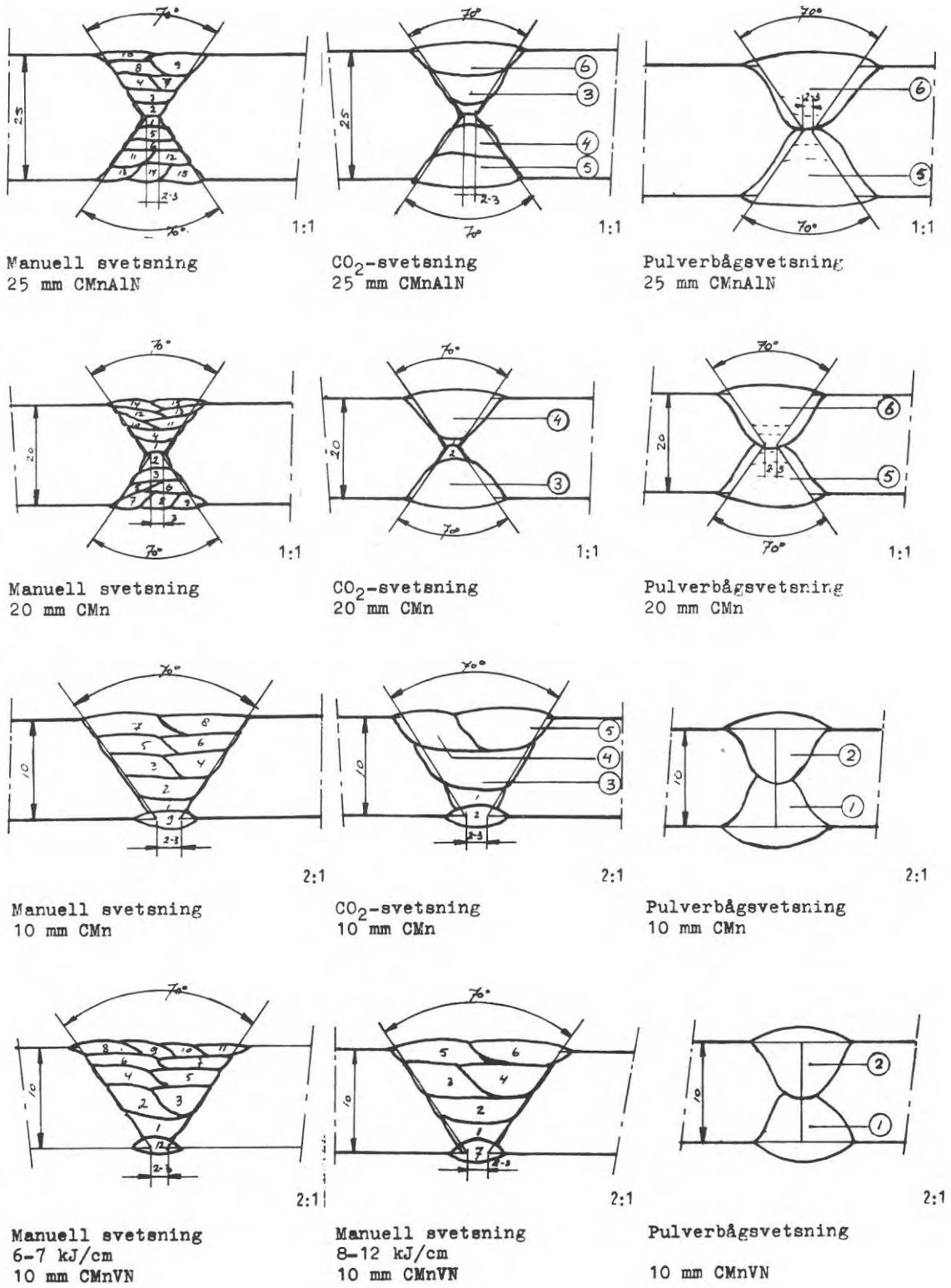
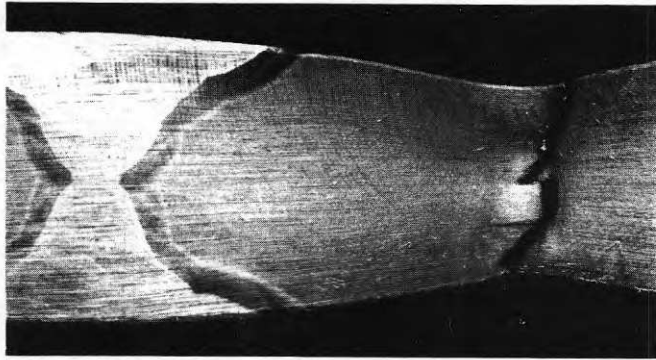


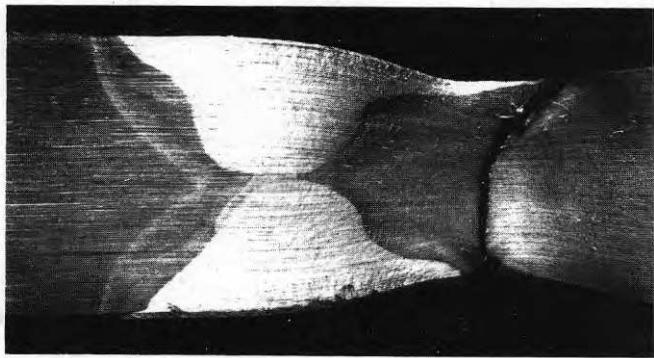
Fig. 1 Strängläggning



*Man. svetsn.*

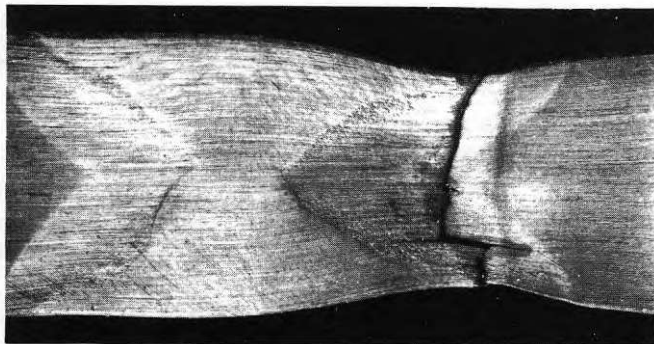
$7 \text{ kJ/cm}^{3/2}$

2x



$\text{CO}_2$

$20 \text{ kJ/cm}^{3/2}$



*Pulverb.*

$36 \text{ kJ/cm}^{3/2}$

Fig. 3 Dragprov 25 mm CMnAlN

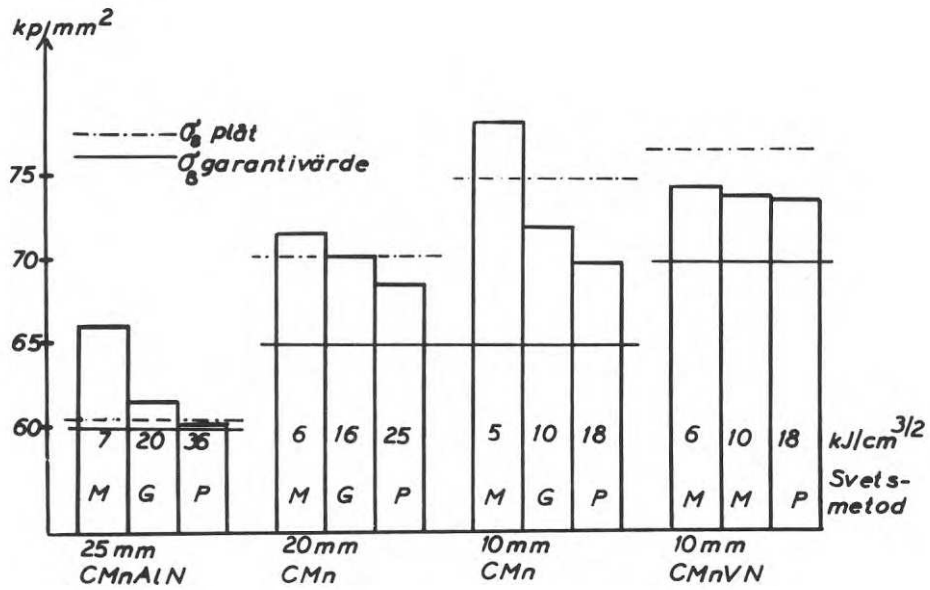


Fig. 2 Hållfasthet i svetsförband

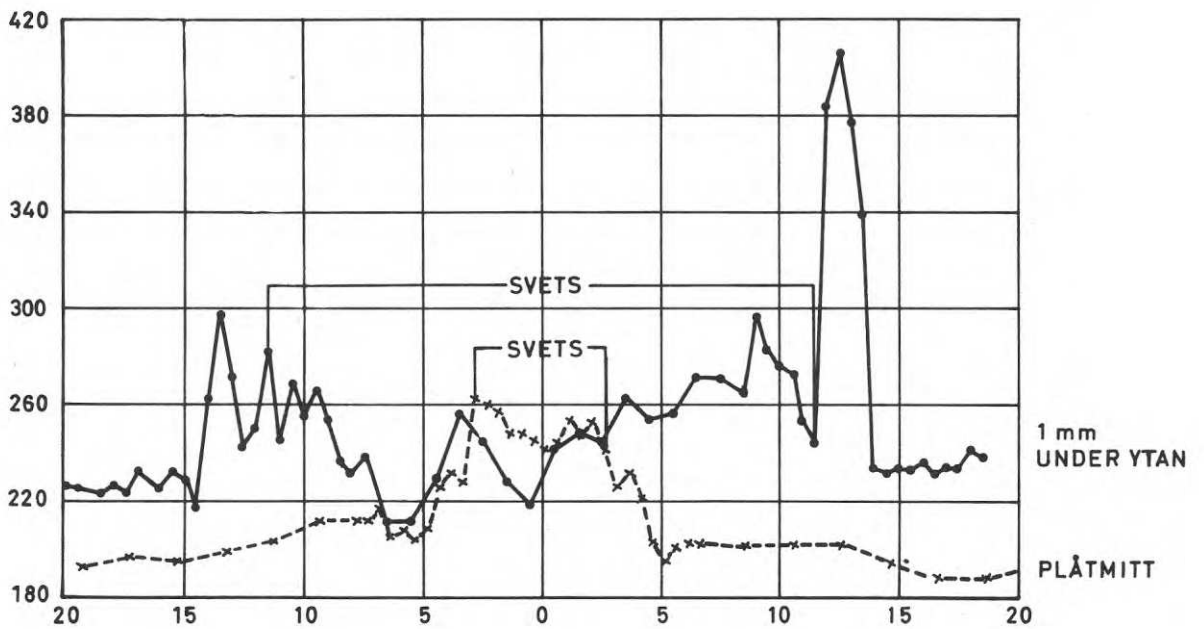


Fig. 4 Hårdhetsmätning över svetsförband, HV 1  
 25 mm CMnAlN-stål  
 Manuell svetsning, 9-12  $kJ/cm$

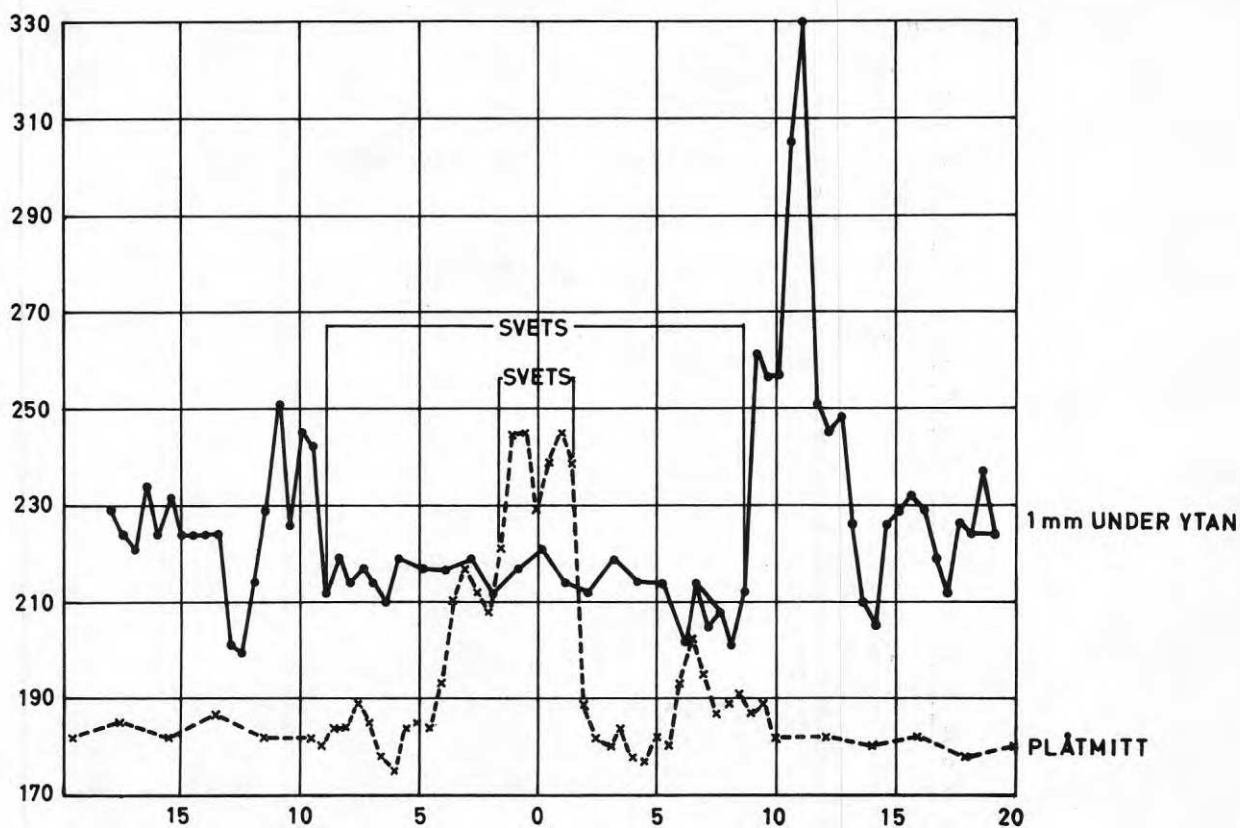


Fig. 5 Hårdhetsmätning över svetsförband, HV 1

25 mm CMnAlN-stål  
Rörtråd + skyddsglas  
27-30 kJ/cm

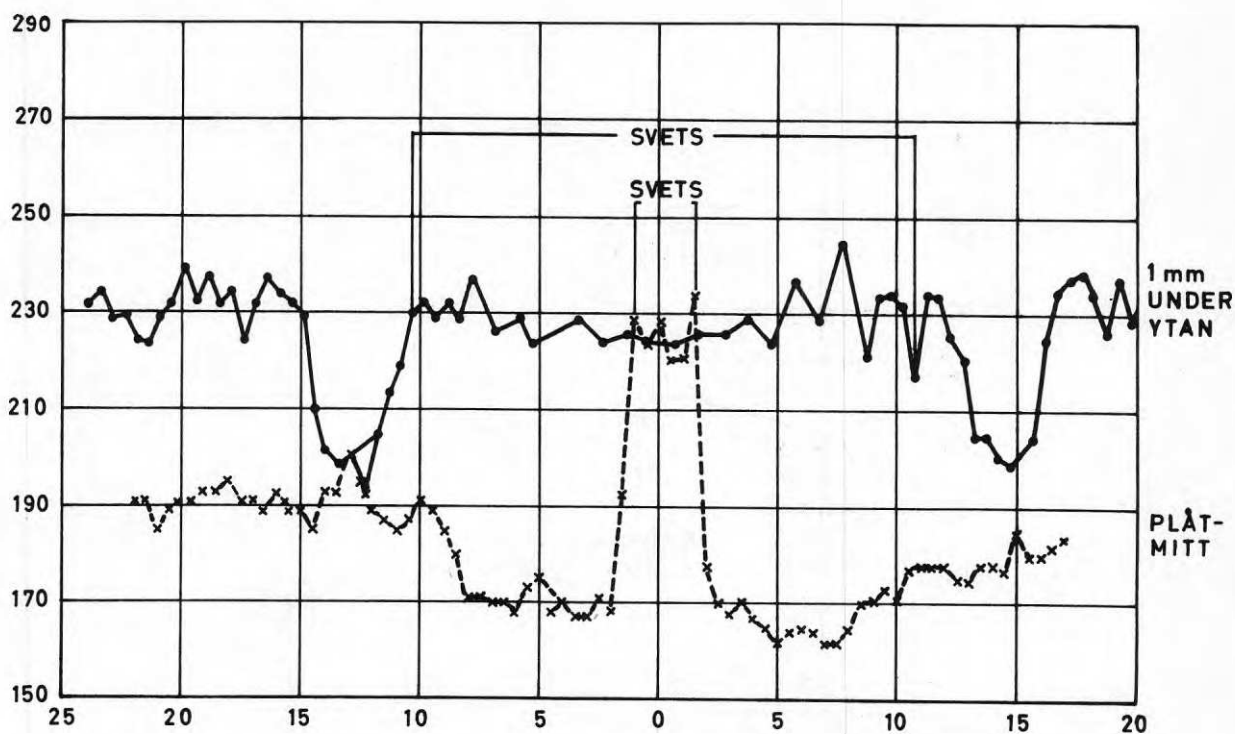


Fig. 6 Hårdhetsmätning över svetsförband, HV 1

25 mm CMnAlN-stål  
Pulverbågsvetsning, 56 kJ/cm

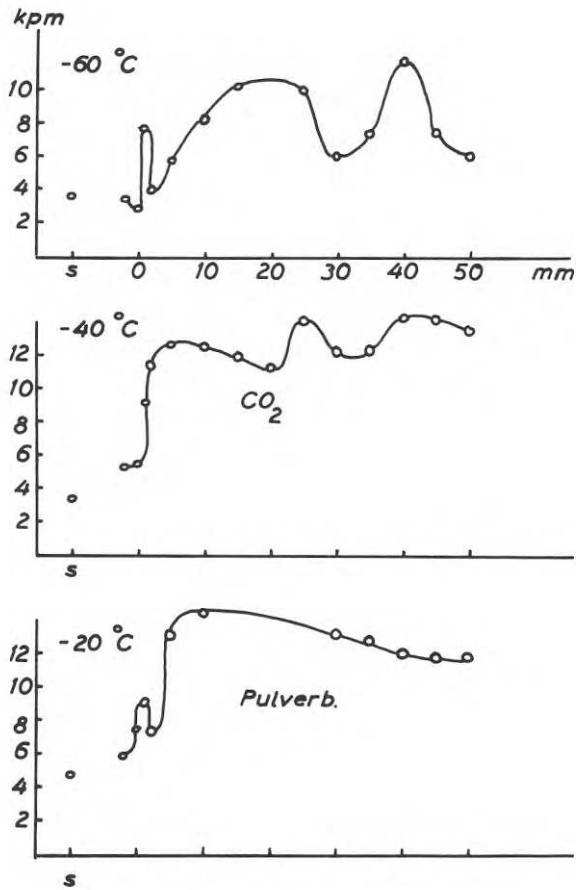


Fig. 7 Charpy V, förskjuten anvisn.  
25 mm CMnAlN-stål  
Manuell svetsning

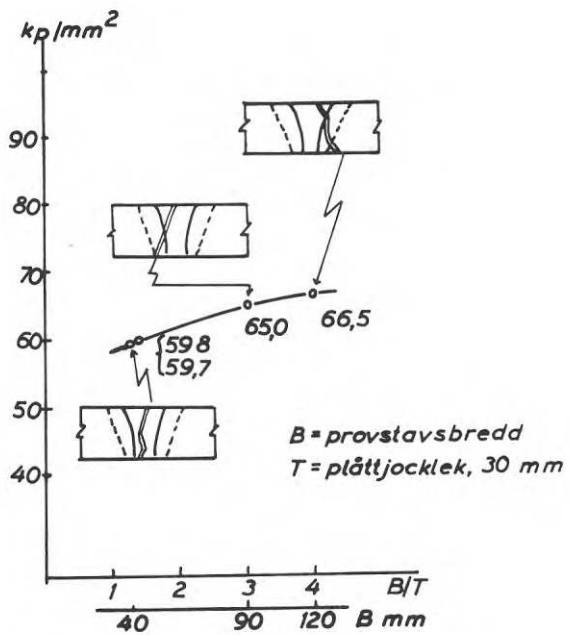


Fig. 8 Inverkan av B/T på svetsbandets hållfasthet.

## UTREDNINGAR OCH PROVNINGAR I SAMBAND MED NORMARBETEN FÖR STÅLKONSTRUKTIONER

Övering Sture Sabelström, Stockholms Hamns Materialprovninglaboratorium

### Resumé

Statens Råd för Byggnadsforskning har lämnat bidrag till forskning avseende tre centrala uppgifter inom svetsteknologien, nämligen:

Uppgift A Erforderlig efterbearbetning av termiskt skurna kanter

Uppgift B Kritisk granskning av Byggsvetsnormens hårdhetsprov

Uppgift C Kålsvetsade balkar, endast svetsade från en sida

Uppgift D Utgör ett av de objekt, som utvalts vid fördelning av 1970 års anslag till vetenskapligt forsknings- och utredningsarbete, av Stockholms stadskollegium. Uppgiften avser studier av korrosionsangrepp på stål.

I det följande skall uppgift A och B närmare beskrivas. Uppgifterna B och C utföres till viss del som examensarbeten för professor T M Norén-Brandel respektive för docent R Bæhre vid KTH.

### Uppgift A. Erforderlig efterbearbetning av termiskt skurna kanter

Vid tillverkning av svetsade balkar användes till flänsar i stor utsträckning universalvalsat material, dvs material som valsats på alla fyra sidorna till slutgiltig tjocklek och bredd och någon efterbearbetning av de valsade kanterna ifrågasättes aldrig i samband med materialets användning i exempelvis svetsade järnvägsbroar.

Universalvalsade flänsprofiler tillverkas emellertid endast av ett fåtal verk i Europa och då med en största bredd av 1 000 mm.

Fig. 1 visar Nya Lidingöbron under byggnad. Denna bro innehåller mer än en mil flänskanter, de flesta framställda genom gasskärning av plåt. Härtill kommer ytterligare någon mil flänskanter om alla avstyvningar inräknas. Huvuddelen av flänskanterna i bron har slipats för hand med rondellslipmaskin för att det formella kravet på efterbearbetning skall uppfyllas.

I verkstäder med blandad produktion kan ofta fördelarna med universalvalsat material ej helt utnyttjas, utan man är hänvisad till att framställa sina konstruktioner med kanter skurna till färdigt mått med skärbrännare.

Problemet gäller nu i vilken utsträckning efterbearbetning av dessa kanter är nödvändig. Det är här sålunda fråga om kanter som i konstruktionen ej svetsas utan lämnas fria. Nämnade efterbearbetning kan ske i kanthyvel, i fräsmaskin eller genom slipning med maskin. Oavsett metod är bearbetningen kostnadskrävande och motiv finns för forskning på detta område om möjligheterna att förenkla eller att i vissa fall helt slopa efterbearbetning.

I Österrike är det praxis att om materialet är skuret med maskin kräves ej någon ytterligare bearbetning. Amerikanska normer kräver efterbearbetning i de fall ytjämnheten ej uppfyller vissa toleranskrav, dessutom krävs en avrundad kant. I Tyskland och England sker i allmänhet maskinbearbetning av den termiskt skurna kanten till ett djup som är beroende av materialkvalitet och tjocklek.

I Sverige saknas ännu norm, terminologi och likare för beskrivning av ytutseendet hos en termiskt skuren yta.

Vid statiskt belastade konstruktioner är kantbearbetningen av mindre intresse, varför den forskning som nu sker huvudsakligen är inriktad på studium av kantbearbetningens inverkan på utmattningshållfastheten. Utmattningsproven har utförts med stavar som skurits i produktion, ej i laboratorium.

Parallellt med utmattningsproven har hårdhetsundersökningar utförts på snitt genom skurna ytor. Vidare har ytjämnhetsmätningar företagits, särskilt i närheten av brottytor.

Provningen har koncentrerats till material med sträckgränser omkring  $40 \text{ kp/mm}^2$  men för jämförelse har även andra material provats i tjocklekar från 10 till 40 mm. Provningen har utförts i en 100-Mp dragprovmaskin med pulsator och vid dragutmattningen har förlasten varit  $5 \text{ kp/mm}^2$ .

Fig. 2 visar en sammanställning över ett antal provserier. I flertalet serier är hållfastheten vid  $2 \times 10^6$  lastväxlingar  $30 \text{ kp/mm}^2$  och däröver som också framgår av detaljredo-  
doisade diagram, fig. 2A - 2H.

Låg hållfasthet har erhållits vid varmförzinkade prov och en nästan oroande sänkning har konstaterats hos några stavar där kanterna svetslagats.

Provningarna är ännu ej avslutade och det är möjligt att pågående kompletteringsprov något kan ändra kurvornas utseende.

Av sammanställningen fig. 2 kan följande utläsas:

De slipade (frästa och smärglade) och de sandblästrade stavarna har gett den bästa hållfastheten.

De sandblästrade stavarna uppvisar efter brott en sårig yta, se fig. 3. De höga värdena få ses mot bakgrund av den kallbearbetningseffekt som uppnås vid blästringen, i detta fall blästring med sand. Hittills har endast ett material provats i sandblästrat utförande och det är för tidigt att nu dra några definitiva slutsatser rörande inverkan.

Skulle det emellertid otvetydigt visa sig att man vid viss typ av blästring kan höja ut-

mattningshållfastheten öppnar sig helt nya perspektiv för möjligheten att bibehålla äldre hårt ansträngda dynamiskt belastade konstruktioner.

Av sammanställningen framgår vidare att stavar med slipad kant och skuren kant givit ungefär samma resultat, nämligen  $31 \text{ kp/mm}^2$ . Anledningen härtill torde vara att man vid skärningen alstrar ett spänningstillstånd i staven som gynnsamt påverkar utmattningshållfastheten. Borttages dessa spänningar genom normalisering eller avspänningsglödning sjunker hållfastheten från 31 till  $28 \text{ kp/mm}^2$ . Ett geometriskt fel hos staven (djupare räfflor) synes medföra större nedsättande inverkan hos normaliserade stavar än hos stavar där de inre spänningarna fortfarande finns. Man kan även tänka sig att sträckgränsen blivit nedsatt vid normaliseringen.

Varmförzinkade stavar har givit en påtaglig sänkning av utmattningshållfastheten. Vid ovan provade 40 kp-stålet konstaterades en sänkning från 33 till  $25 \text{ kp/mm}^2$  jämfört med de slipade stavar och motsvarande sänkning har även erhållits vid St 52-material.

För att utröna värdet av en kantavrundning har ett antal stavar i längdled indelats i tre fält där i mittfältet den skurna kanten lämnats orörd och de yttre tredjedelarna kantbearbetats med en radie av 1-2 mm.

Brott har emellertid inträffat tämligen oberoende av denna bearbetning. Det är möjligt att man genom böjutmattningsförsök bättre kan bedöma värdet i anordnandet av en avrundad kant i konstruktionsdelar utsatta för växlande påkänningar. Ur korrosions- och målningsynpunkt är det dockklart olämpligt med en skarp kant.

Vid provning av 40 mm material har stavens tvärsnitt i det närmaste varit kvadratisk dvs lika andel skuren yta som valsad yta. I praktiken är ju fallet helt annorlunda med andelen skuren yta, endast en bråkdel av andelen valsad yta. Vid en viss provning har 13 brott av 20 utgått från den valsade ytan.

Ett undantag från ovanstående utgör det varmförzinkade materialet, där 90 % av brotten utgått från den skurna ytan.

Vid stavar som slipats på två sidor och med bibehållen valshud hos de andra två sidorna, har som väntat samtliga brott utgått från den valsade ytan. Vid ett flertal brott har konstaterats skiktning hos materialet, se fig. 4. Denna skiktning synes icke enbart vara till nackdel då man i vissa fall har konstaterat att ett begynnande utmattningsbrott uppfångats och ett nytt brottställe startat på en annan nivå i staven. Man har anledning förmoda att tiden för totalt brott har fördröjts.

Av material St 52, SIS 1550 och 1311 har stavar tillverkats medelst plasmaskärning. Härvid har utomordentligt hög utmattningshållfasthet erhållits, nästan i nivå med slipade stavar. Anledningen härtill är okänd. Efter normalisering har de plasmaskurna stavar



erhållit sänkt hållfasthet, vilket antyder inflytande från inre spänningar.

Ett antal hårdhetsmätningar har utförts på skuret material. Härvid har konstaterats ett mycket hårt skikt i den skurna ytan. Skiktets tjocklek är mindre än 0,05 mm med en hårdhet upp till 700 HV. Därefter följer ett skikt med en hårdhet omkring 300 - 400 HV inom området 0,1 - 0,5 mm från skärkanten.

Vid brottställena har, vid ett antal prover, utförts ytfinhetsmätning på den skurna ytan. Man har därvid funnit att hög utmattningshållfasthet erhållits även vid förhållandevis stort räffeldjup, jämför fig. 4 - 7. Detta torde förklaras med att räfflorna i botten har tämligen stor radie. Ett räffeldjup understigande 200  $\mu\text{m}$  kan med ledning av utförda försök anses vara ofarligt.

Vid nu utförd provning har konstaterats en viss nedsättning i utmattningshållfastheten hos skurna stavar jämfört med stavar som slipats på alla fyra sidorna.

Sänkningen är emellertid obetydlig och skurna ytor torde kunna tillåtas utan nämnvärd efterbearbetning även för dynamiskt belastade konstruktioner i all synnerhet som slipning är en exklusiv behandling för här åsyftade stålkonstruktioner.

Omfattande arbeten har nedlagts för att spåra eventuella missöden eller haverier till följd av skärning. Detta arbete har hittills givit helt negativt resultat.

#### Uppgift B. Kritisk granskning av Byggsvetsnormens hårdhetsprov

##### Inledning

Svetskommissionen utgav Byggsvetsnormer år 1949 vilka sedermera kompletterades år 1961.

Vissa avsnitt i dessa normer utarbetades under medverkan av Stockholms Hamnstyrelse, där man i samband med svetsningen av stora stålbroar, Tranebergsbron, Västerbron, S:t Eriksbron m fl hade samlat erfarenheter, särskilt vad gäller beräkning, konstruktiv utformning och kontroll.

Med bidrag från dåvarande Statens Kommitté för Byggnadsforskning utfördes på Hamnens laboratorium en serie prov i syfte att erhålla erfarenhet rörande erforderliga kvalitetskrav på material avsett för svetsade konstruktioner. Undersökningarna utfördes i början av 1940-talet och avslutades 1945, se redogörelse i Svetsaren nr 6, 1945.

Dessa undersökningar ledde bland annat till att i den första utgåvan av Byggsvetsnormerna intogs detaljerade föreskrifter för ett hårdhetsprov.

I nu föreliggande förslag till Stålbyggnadsnormer föreskrives hårdhetsprov i samband med dokumentation av ej SIS-normerade stål. Förslaget till Stålbyggnadsnorm är utarbetad av Statens Stålbyggnadskommitté och väntas bli godkänt och antaget som norm 1970.

Till normen hör ett antal specialhäften och vad gäller detaljerna rörande hårdhetsprovet hänvisar huvudnormen till Specialhäfte 10, som utgör en omarbetning av de gamla Byggsvetsnormerna och beräknas bli slutbehandlad under 1970 och komma i tryck 1971.

Byggsvetsnormernas hårdhetsprov var obligatoriskt för vissa stål och vissa materialtjocklekar. Anledningen härtill var närmast en på den tiden rådande tveksamhet och försiktighet vid svetsning av stål med stor tjocklek och hög hållfasthet.

Vid tillämpningen av Byggsvetsnormens hårdhetsprov har det visat sig att anvisningarna för det praktiska utförandet ej blivit tillräckligt väldefinierade. Med medel från Statens Råd för Byggnadsforskning har delvis som examensarbete under professor T M Norén-Brandel, KTH, utredningar och provningar utförts i avsikt att kritiskt granska Byggsvetsnormens hårdhetsprov samt skapa underlag för ett ställningstagande till ett nytt normförslag.

Det förtjänar påpekas att L E Friis, Oxelösunds Järnverk, nyligen slutfört och i en rapport sammanställt ett synnerligen omfattande undersökningsmaterial från en arbetsgrupp inom Svetskommissionen, vars målsättning utstakats av professor T M Norén-Brandel och bland annat avser en undersökning av hårdbarheten hos allmänna konstruktionsstål och tryckkärlsstål. Arbetsgruppen påbörjade sitt arbete 1960 och Friis rekommenderar i sin sammanfattning att Byggsvetsnormens hårdhetskriterium med max 350 Hv 10 omprövas.

#### Material

För att få god översikt har material med stor skillnad i sammansättning, värmebehandling, hållfasthet och godstjocklek valts. Data på använt material framgår av tabell 1 och tabell 2.

#### Svetsutförande och provsnittets läge

Svetsningen har utförts med 4 mm elektrod dvs den minsta dimensionen Byggsvetsnormen tillåter i höghållfast material. Före svetsning har materialet väl rengjorts från rost och valshud. Jämförande prov har utförts med manuell svetsning och stativsvetsning, se fig. 8. Någon skillnad i hårdhet vid de två metoderna har ej konstaterats under förutsättning att den manuella svetsningen sker med normal framförningshastighet och att svetssträngen blir ungefär lika lång som elektroden före nedsmältningen.

Tabell 1. Förteckning över dimensioner och kvaliteter hos hårdhetsprovat material

Prov märkt	Dimension		Kvalitet SIS	Stålverk	Hållfasthet		
	plåt	plattstång (universal- valsat)			$\sigma_s$	$\sigma_3$	%
1		80 x 12	Fama	Fagersta	99,7	100,3	7,0
2		80 x 12	"	"	63,8	77,0	13,5
3		80 x 12	"	"	84,4	91,2	11,0
4		80 x 12	"	"	47,7	66,8	18,5
5		80 x 12	"	"	89,6	92,9	6,0
6	30		St 52-3	Rautaruukki	34,2	51,9	28,5
9	27,5		OX	Oxelösund	41,3	58,2	31,0
11	18,0			Rautaruukki	39,9	57,3	26,8
12		90 x 12	1311	Okänt	25,1	39,1	33,0
13		80 x 12	1550	"	32,6	53,9	26,7
14	40	500 x 40		NJA	40,5	59,5	28,7
15		100 x 10	1650	Okänt	40,2	71,6	18,4
16	20		OX 522D	Oxelösund	39,0	54,0	29,0
17	40		OX 522D	"	37,0	52,0	31,0
18		80 x 80	1650	Okänt	-	-	-
21	25		Seghärdat	Oxelösund	53,4	63,8	22,6
25	40		"	Degerfors	51,4	67,2	24,0

Tabell 2. Förteckning över analyser hos hårdhetsprovat material

Prov märkt	t mm	C %	Si %	Mn %	P %	S %	Cr %	Ni %	Mo %	V %	Cu %	Nb %	N %
1	12	.03	.31	4.4	.021	.016	.03	.02	.005	.005	.03	.09	.009
2	12	.03	.35	3.5	0.16	.016	.03	.02	.005	.005	.03	.08	.007
3	12	.03	.34	4.5	0.20	0.16	.03	.02	.005	.005	.03	.09	.006
4	12	.03	.31	2.6	.010	.014	.01	.01	.005	.005	.03	.046	.005
5	12	.03	.33	3.6	.016	.021	.02	.02	.005	.005	.03	.07	.007
6	30	.16	.40	1.43	.020	.024	.02	.02	.005	.009	.05	.003	.003
9	27,5	.17	.51	1.26	.040	.023	.01	.02	.005	.005	.04	.021	.007
11	18	.18	.45	1.59	.019	.022	.03	.03	.005	.005	.05	.003	.006
12	12	.10	.01	.40	.007	.023	.14	.08	.005	.005	.08	.003	.004
13	12	.28	.27	.68	.007	.026	.06	.03	.005	.005	.03	.003	.002
14	40	.19	.34	1.55	.017	.033	.01	.02	.005	.005	.04	.026	.007
15	10	.48	.29	.70	.009	.030	.07	.03	.005	.005	.05	.003	.004
16	20	.17	.41	1.42	.024	0.16	.01	.01	.005	.005	.01	.024	.004
17	40	.17	.41	1.29	.026	.043	.01	.01	.005	.005	.01	.024	.006
18	80	.48	.29	.64	.015	.026	.07	.08	.005	.005	.19	.003	.007
21	25	.17	.27	1.34	.014	.019	.04	.01	.01	.005	.05	.003	.008
25	40	.14	.31	1.20	.013	.008	.06	.77	.029	.012	.12	.008	.008

På snitt utförda i svetsens längdled har hårdhetsprov utförts. Någon påtaglig skillnad har ej konstaterats i hårdhet vid svetsens början eller vid dess slut.

Vid svetsningen har en högutbyteselektrod använts och svetsningen har utförts med växelström med strömstyrka avpassad efter fabrikantens anvisningar.

I rapport vid de nordiska forskningsdagarna hos Stålbyggnadsinstitutet 1970 har B Lindwall och Ch Nordström, Oxelösunds Järnverk redogjort för svetsförsök på seghärdad grovplåt. Härvid utförda hårdhetsprov visar att hårdheten sjunker med ökad värmeförsel dvs betydligt mindre hårdhet uppstår vid pulverbågs svetsning än vid manuell svetsning. Man har även funnit större hårdhet i HAZ 1 mm under plåtytan än djupare ned i tvärsnittet, vilket som väntat beror på att den övre strängen ej blivit värmepåverkad av efterkommande strängar. Rapporten citeras bland annat av den anledningen att redovisad hårdhetsmätning (HV1) ger en översiktlig bild av uppvärmnings- och avkylningsförloppen när svetsparametrarna ändras.

#### Hårdhetsmätningar

Försök har visat att i Byggsvetsnormerna föreskriven intrycksbelastning och rekommenderade intrycksavstånd i vissa fall är olämpliga.

Nedan visas i tabell 3 minsta uppmätbara hårdhet i Vickers under förutsättning att för intrycksbelastning och intrycksavstånd anvisningarna i SIS 11 25 16 följes.

Tabell 3. **Minsta hårdhet vid given last och givet c/c-avstånd för att uppfylla SIS 11 25 16**

Last kp	c/c-avstånd mm	Max intrycks diagonal mm	Min HV
10	0,50	0,200	464
10	0,75	0,300	206
10	1,00	0,400	116
5	0,50	0,200	232
5	0,75	0,300	103
5	1,00	0,400	58
1	0,20	0,080	290
1	0,25	0,100	185
1	0,50	0,200	46

Utsträckningen av HAZ kan beräknas till ca 1 mm och då det är önskvärt att erhålla minst 2 säkra värden från detta område bör intrycksavståndet i detta ej överstiga 0,25 mm, som medger mätning av en minsta hårdhet av 185 Vickersenheter.

Vid mätning av hårdheten hos grundmaterial och svetsgods kan självfallet ett större intrycksavstånd väljas, förslagsvis 0,5 - 1,0 mm.

#### Redovisning av mätresultat

Hårdheten hos prov med materialnummer 3, 6, 9, 12, 14, 16, 18 och 21 har bestämts med intrycksbelastningar 1, 5 och 10 kp. Provningsen har skett i HAZ, svetsgods och grundmaterial och för respektive last har intrycksavståndet varit 0,2, 0,5 och 1,0 mm.

Tabell 4 nedan visar erhållna hårdhetsvärden. I tabellen har även intagits hårdhetsvärden som uppmätts på material vilka uppvärmts till ca 1100°C och under kraftig omrörning kylts i vatten.

Tabell 4. Tabell visande erhållna hårdhetsvärden i 8 särskilt utvalda material

Prov nr	HV Max HAZ			HV Svetsmaterial			HV Grundmaterial			HV Härdprov grundmateri		
	1 kp	5 kp	10 kp	1 kp	5 kp	10 kp	1 kp	5 kp	10 kp	1 kp	5 kp	10 kp
3	353	346	327	242	234	230	295	286	287	367	344	347
6	398	380	357	225	221	224	172	163	169	451	385	414
9	404	378	376	240	240	270	178	175	173	468	450	459
12	-	-	-	192	188	184	129	129	128	354	320	306
14	460	420	430	255	225	235	190	190	180	443	424	435
16	353	340	326	230	230	245	175	171	171	488	484	464
18	745	680	630	280	310	365	240	215	225	770	788	762
21	431	416	415	234	220	230	231	222	230	472	342	463

Härvid kan konstateras att större hårdhet har i allmänhet uppmätts hos de härdade provstyckena än hos de svetsade. Detta har säkerligen sin förklaring i att avkylningen efter svetsningen blivit långsam till följd av ringa godstjocklek. Vid material 14 och 18 med godstjocklek 40 respektive 80 mm har sålunda samma hårdhet erhållits i såväl svetsat som härdat tillstånd.

Vid en slutlig bedömning av hårdhetsökningens betydelse måste man ta hänsyn till i vilken form de hårda områdena föreligger i strukturen.

Fig. 9 visar ett tvärsnitt genom svets med intrycksrader och med belastningar räknat uppifrån 1, 5 och 10 kp. Provningsen är utförd i material nr 18 SIS 1650 och med en C-halt av 0,5 %. Största uppmätta hårdhet har uppgått till ca 750 Vickersenheter.

Till skillnad från övriga prov har detta svetsats med en elektroddiameter av 5 mm, som ger en något djupare påverkad zon än vid svetsning med en 4 mm elektrod.

Material 12 utgöres av plattjärn i kvalitet SIS 1311 med en C-halt av 0,10 %. Grundmaterialet har en hårdhet av ca 130 HV, HAZ ca 190 enheter, men i härdat tillstånd har hårdheten ökat till ca 350, samtidigt som även hållfastheten avsevärt stigit.

Som ovan nämnts innebär en ökad godstjocklek snabbare avkylning. Godstjocklekens inverkan är enligt utförda prov särskilt markant vid dimensioner 30 mm och däröver. Under 30 mm synes värmen spridas på ett ur hårdhetssynpunkt gynnsammare sätt än vid dimensioner över 30 mm där svetsvärmen snabbare avledes till en stor stålvolym.

### Sammanfattning

Hårdheten i övergångszonen mellan svets- och grundmaterial vid ensträngs påläggssvets är beroende av en rad faktorer. Fastlägges utförandet av svetsen och tekniken för hårdhetsmätningen är reproducerbarheten godtagbar.

Provet enligt Byggsvetsnormerna hade vissa tekniska brister vad gäller utförande och mätteknik.

Fig. 10 index 3, 6, 9, 12, 13, 14, 18, 21 och 25 visar schematiskt hårdhetens variation tvärs svetsen ca 1 mm under plåtytan och med 1 kp intrycksbelastning.

Gemensamt för samtliga diagram är hårdhetsökningen i smältgränsen. I allmänhet erhålles en något högre hårdhet i svetsmaterialet än i grundmaterialet. Ett undantag är material nr 3 som är ett Fama-stål, där sålunda den använda elektroden givit ett svetsgods mjukare än materialet i övrigt. Prov nr 13 har trots en C-halt av 0,28 ej givit större hårdhet än ca 250 HV. De seghärdade materialen nr 21 och 25 har gett en hårdhet omkring 400 HV och samma är förhållandet hos stål nr 14 som underkastats en mycket omfattande utmattningsprovning, vilken redovisats i det föregående under uppgift A, jämför fig. 10.

Vid normskrivning i dag är synsättet annorlunda. Vid tillämpning av provet skall erhållna max.värden på hårdheten i HAZ i kombination med andra prov ge ledning vid val av bland annat svetsmetod och värmebehandling. Max.värdena skall sålunda ej vara utslagsgivande om materialet skall kunna godkännas eller ej, utan snarare ge besked om svetsbarheten i visst avseende är begränsad (användning av förhöjd arbetstemperatur, avspänningsglödning etc.)

I termiskt skurna snitt har man som tidigare nämnts längs skärkanten hårdheter i storleksordningen 500 HV och högre och något nämnvärt skadligt inflytande har ej kunnat påvisas.

Annorlunda är förhållandet om en hårdhetsstegring lokalt är koncentrerad till ett litet parti hos en starkt ansträngd konstruktionsdetalj. Exempel på dylik hårdhetsstegring är lokal svetslagning utan värmebehandling. Pågående forskning i detta hänseende förväntas ge upplysning om inverkan av dylika lokala störningar varvid hänsyn måste tagas till existerande lokala svetsspänningar.

Hårdhetsmätningarna har ingått som del i ett examensarbete utfört av teknologerna U Sabelström och B Sandström inom institutionen för Svetsteknologi vid KTH.

#### Uppgift C. Kälsvetsade balkar endast svetsade från en sida

Svetsade plåtbalkar tillverkas normalt med kälsvets mellan liv och fläns på båda sidor om livet. Om man emellertid studerar påkänningarna i svetsen hos exempelvis en takstolsbalk finner man att dessa är av liten storleksordning. Det är endast vid upplagen där stora tvärkrafter kan förekomma som påkänningarna blir större. För att ett brott i svetsen skall uppstå krävs det avskärningskrafter, som ligger avsevärt över den kritiska livbucklingskraften och att svetsens a-mått är betydligt mindre än livtjockleken. (fig 12)

Under 1970 har vid Stockholms hamns materialprovninglaboratorium utförts ett antal försök med ensidigt och dubbelsidigt svetsade I-balkar. De hittills utförda försöken har gett följande resultat. (fig 13 och 14)

Vid två försök, F1 och F2, utfördes en provning med två punktlaster på en 11 680 mm lång balk. Lasterna placerades symmetriskt och på ett inbördes avstånd av 2 200 mm. Vid försöken inträffade torsionsknäckning av den tryckta flänsen för både den enkelsidigt (F1) och den dubbelsidigt (F2) svetsade balken vid samma last. Spänningsmätning i liv och fläns visade att båda balkarna verkade på samma sätt med den reducerade momentupptagande förmåga hos livet som är typisk för I-balkar med tunna liv.

Följande försök, F3 och F4, gjordes på balkändar vars flänsar förstärkts för att kunna tåla stora moment. En punktlast applicerades 2 000 mm från upplaget. Härigenom åstadkoms en stor avskärningskraft utan att momentet blev orimligt stort. Balkändarna försågs med vertikala avstyvningar 1 500 mm från upplaget. För det så uppkomna livfältet beräknades kritisk bucklingslast och gränslast utgående från antagandet att det utbildas ett dragfält vid större tvärkraft.

Vid försöket F3 (enkelsidigt svetsat) uppstod brott i svetsen vid 89 % av gränslasten. Vid uppsågning av ett snitt vinkelrätt mot den oskadade delen av svetsen visade det sig att det fanns ett bindfel mellan svets och fläns som avsevärt reducerade svetsens effektiva a-mått, jämför fig. 11.

Vid försöket F4 (dubbelsidigt svetsat) uppnåddes en största last som var 107 % av den teoretiska gränslasten. Kollapsen yttrade sig i en kraftig veckning av livet och en indragning av tryckta flänsen mot livet.

Det bör i båda försöken observeras att högsta lasten ligger avsevärt över den kritiska bucklingslasten, som det stipuleras säkerhet mot i normen.

Den enkelsidigt svetsade balken som hittills provats har med avsikt varit mycket dåligt svetsad, jämför fig. 11 och 13. Trots detta har den momentupptagande förmågan inte försämrats. Endast under mycket extrem avskärningskraft har brott i svetsen kunnat framkallas. Vid kommande försök skall enkelsidigt pulverautomatsvetsade balkar användas. Härvid kan ett helt annat effektivt a-mått påräknas. De hittills utförda försöken tyder på att sådana balkar kan bli helt jämförbara med dubbelsidigt svetsade.

I samråd med direktör Einar Johanson, AB Järnmontering i Malmö har viss del av försöksarbetet utförts av teknolog Gunnar Andersson som examensarbete inom institutionen för Stålbyggnad.

#### Uppgift D

utgör ett av de objekt, som utvalts vid fördelning av 1970 års anslag till vetenskapligt forsknings- och utredningsarbete från Stockholms stadskollegium.

Målsättningen är att studera atmosfärisk korrosion på oskyddat konstruktionsstål i olika miljöer. (fig. 15 och 16)

Den huvudsakliga uppgiften utgörs av mätningar av medelavrostning och gropfrätning på ett antal mindre objekt, utplacerade på olika platser inom Stockholmsområdet för att erhålla ett mått på omgivningens aggressivitet bland annat förändringar i luftens  $\text{SO}_2$ -halt. Observationer kommer att göras med vissa tidsintervall under ett antal år och eventuellt även omfatta objekt utanför Stockholmsområdet.

De resultat som undersökningen väntas ge, blir av praktisk betydelse t ex när det gäller att besluta om lämpligaste rostskyddsbehandlingen av en stålkonstruktion, eller att dimensionerna för rostmån på oskyddade konstruktioner. Av speciellt intresse är att jämföra erhållna resultat med tidigare litteraturuppgifter angående medelavfrätning inom olika geografiska områden.



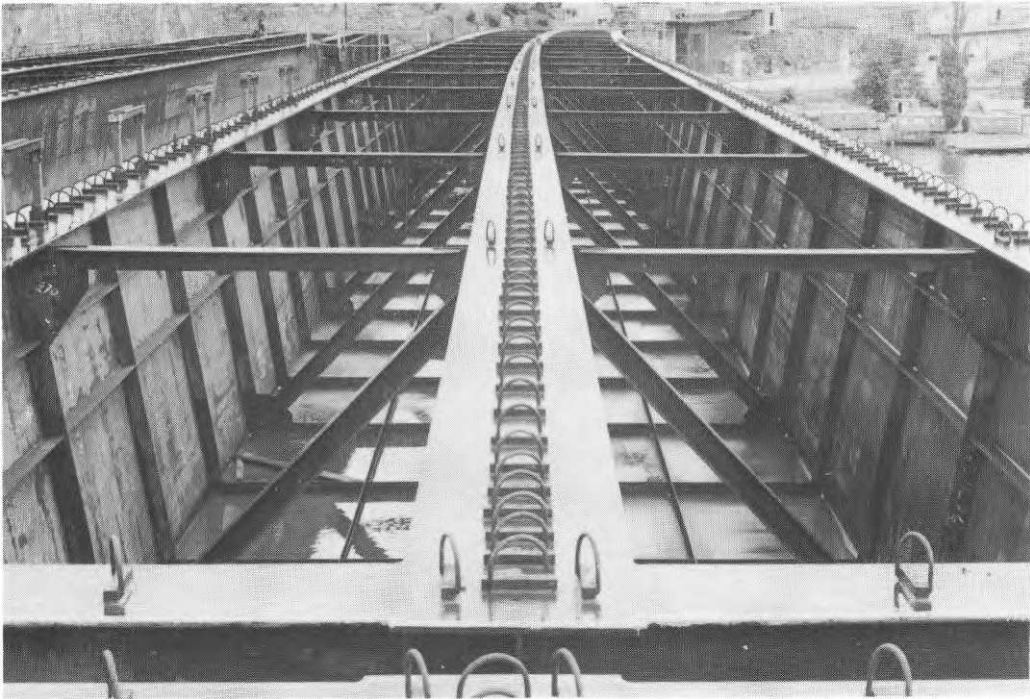


Fig 1 Nya Lidingöbron under byggnad. Mer än 10 km kanter i över- och underflänsar, flertalet framställda genom termisk skärning och efterbearbetade med handslipmaskin

Material:

C = .19	Ni = .02	$\sigma_s = 40 \text{ kp/mm}^2$
Si = .34	Mo = .005	$\sigma_B = 60 \text{ kp/mm}^2$
Mn = 1.53	V = .005	$\delta = 30 \%$
P = .017	Cu = .04	
S = .033	Nb = .026	
Cr = .01	N = .007	

Prov A: GASSKURET OBEHANDLAT

B: "	SANDBLÄSTRAT
C: "	NORMALISERAT
D: "	AVSPÄNNINGSLÖDGA
E: "	VARMFÖRZINKAT
F: "	SVETSLAGAT
G: SLIPAT	2-SIDOR
H: "	4-SIDOR

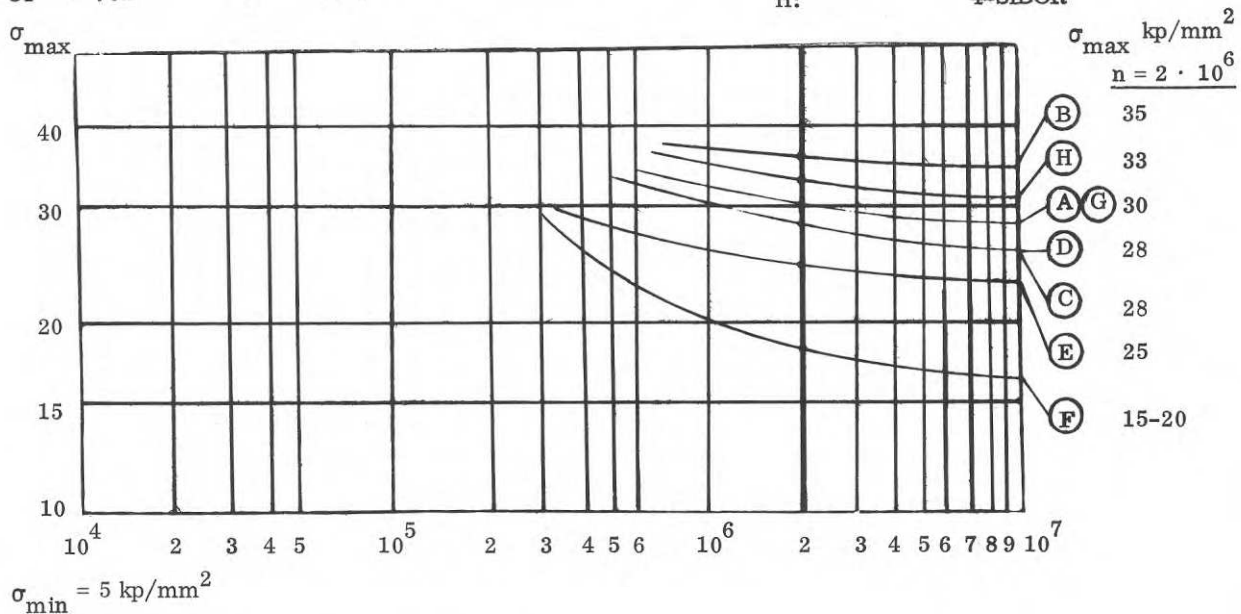


Fig 2 Sammanställning över utmattningsprov

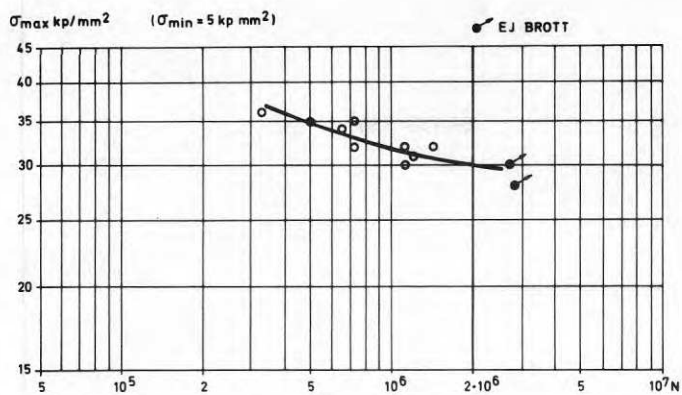


Fig 2:A Prov litt A gasskuret

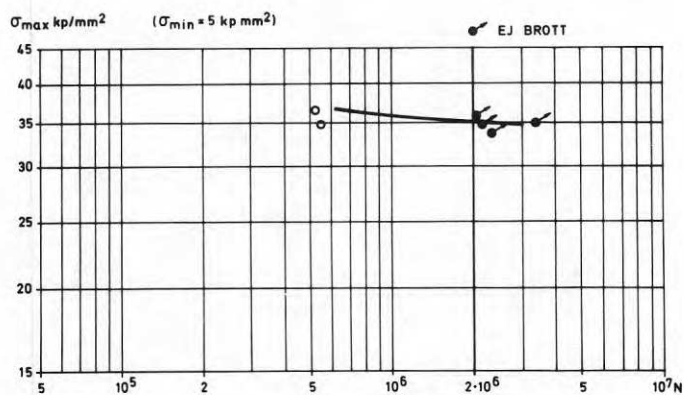


Fig 2:B Prov litt B gasskuret - sandblästrat

Material se sammanställning fig 2

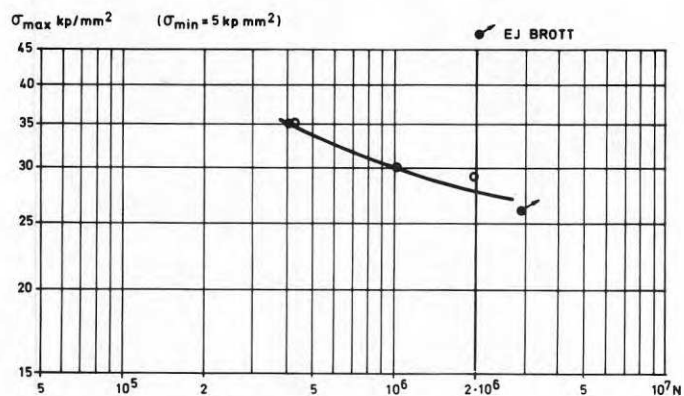


Fig 2:C Prov litt C gasskuret - normaliserat

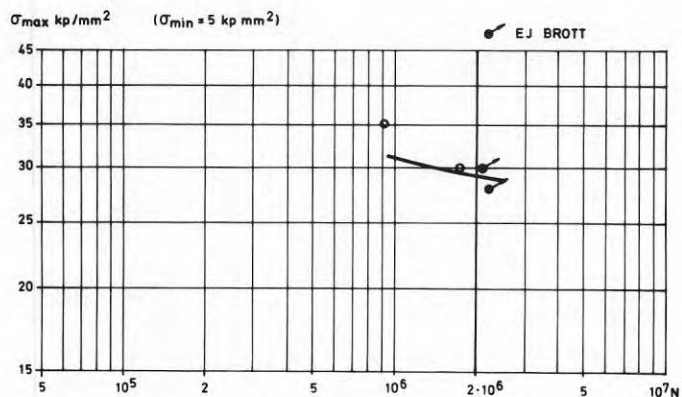


Fig 2:D Prov litt D gasskuret - avspänningsglödmat

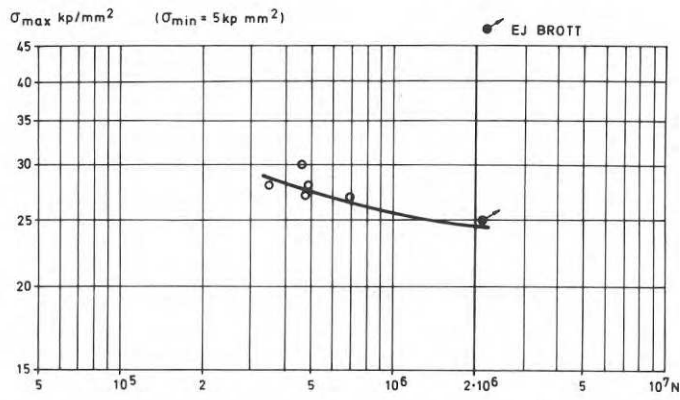


Fig 2:E Prov litt E gasskuret - varmförzinkat

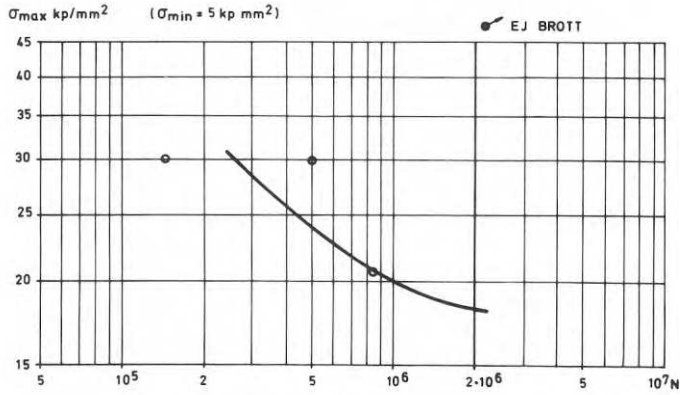


Fig 2:F Prov litt F svetslagat

Material se sammanställning fig 2

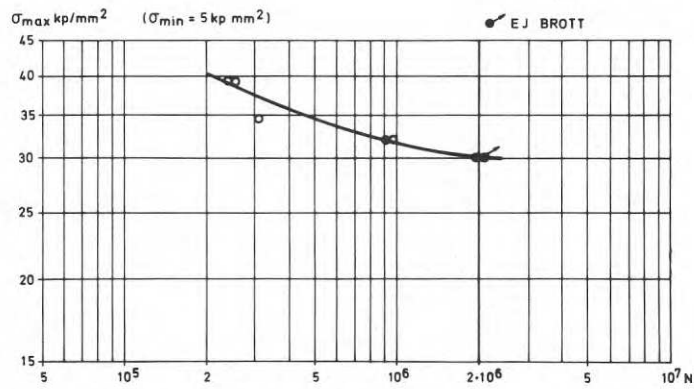


Fig 2:G Prov litt G fräst 2 sidor

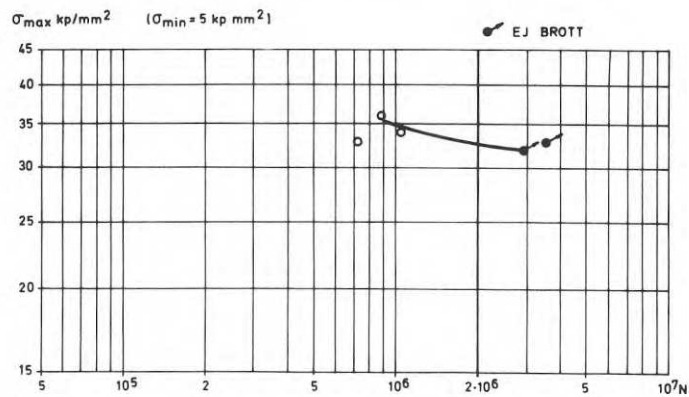


Fig 2:H Prov litt H fräst 4 sidor

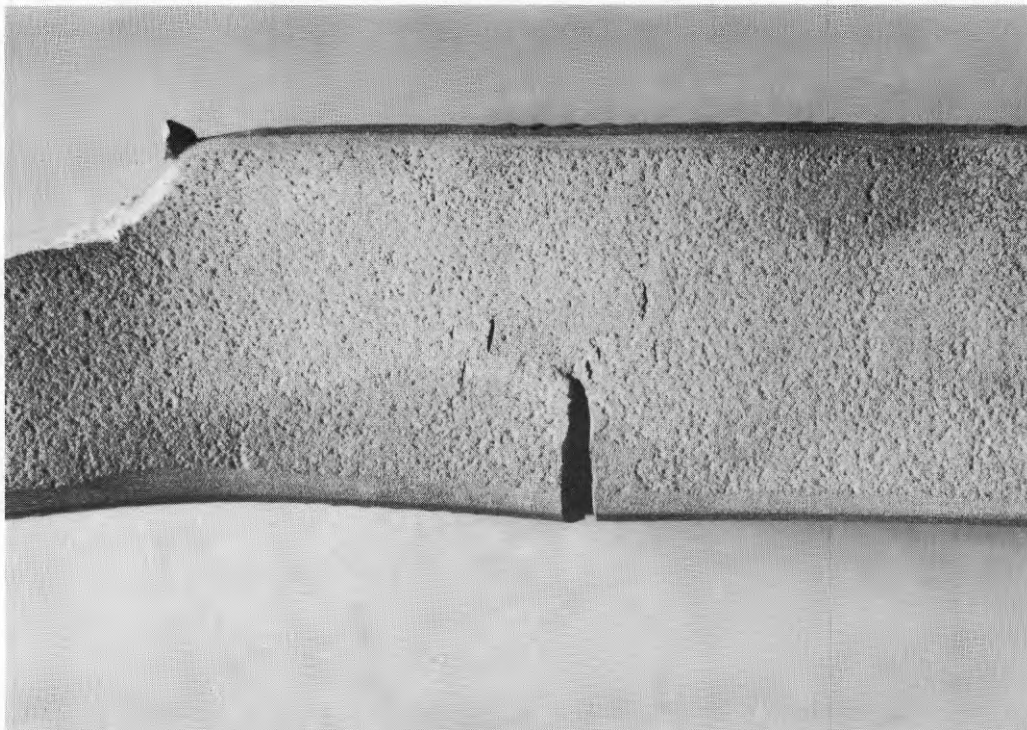


Fig 3 Termiskt skuren sandblästrad stav, dragutmattad mellan 5 och 36,8 kp/mm<sup>2</sup>. Brott efter 0,533 x 10<sup>6</sup> antal lastväxlingar



Fig 4 Termiskt skuren sandblästrad stav med lokalt räffeldjup av 0,45 mm provad genom dragutmattning mellan 5 och 34 kp/mm<sup>2</sup>. 2,3 x 10<sup>6</sup> antal lastväxlingar utan brott. Anvisningen har stor bottenradie vilken verksamt bidragit till att utmattningshållfastheten ej blivit nedsatt

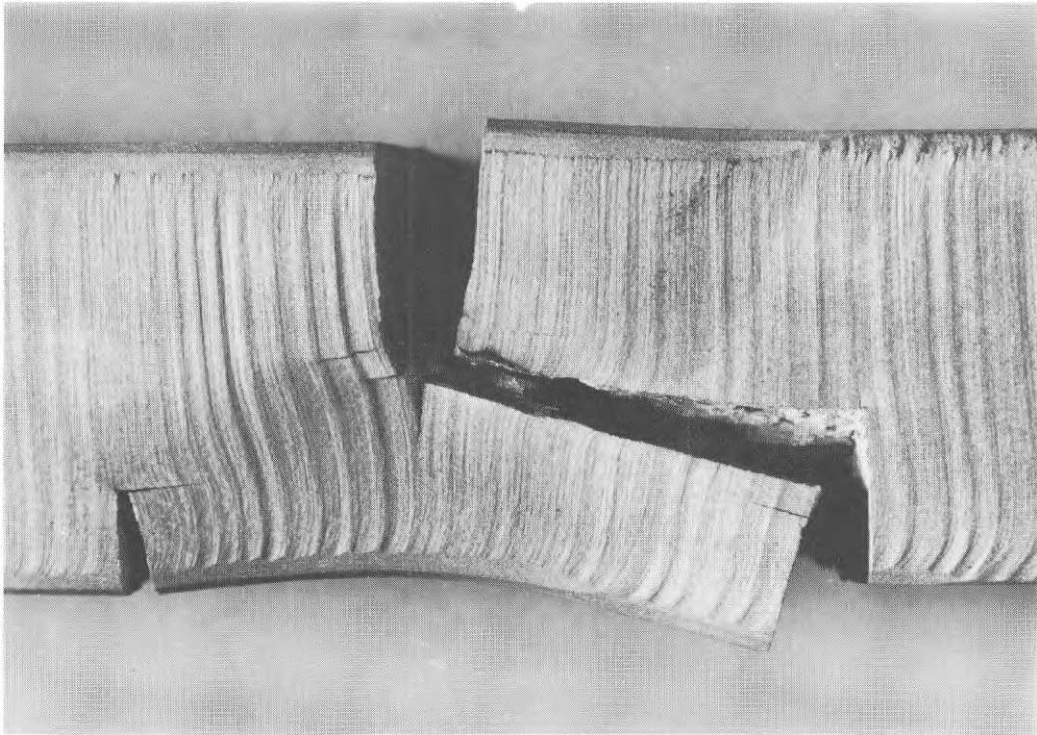


Fig. 5 Brusten stav visande skiktningar i materialet.

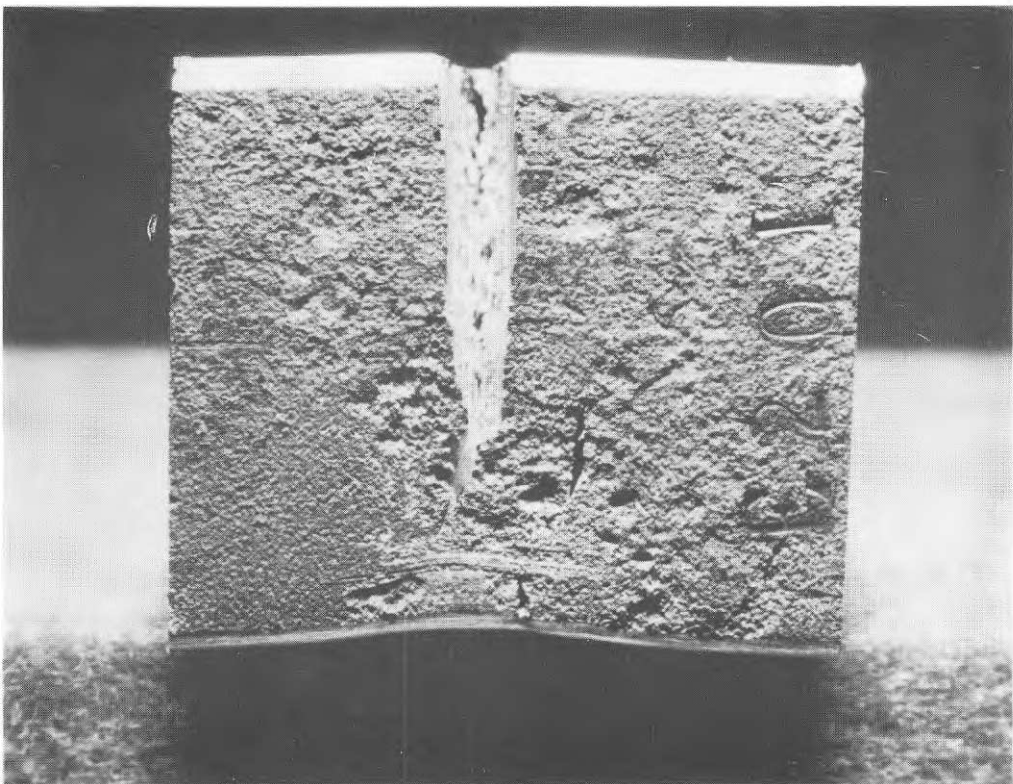


Fig. 6 Brusten stav med stora rostangrepp.

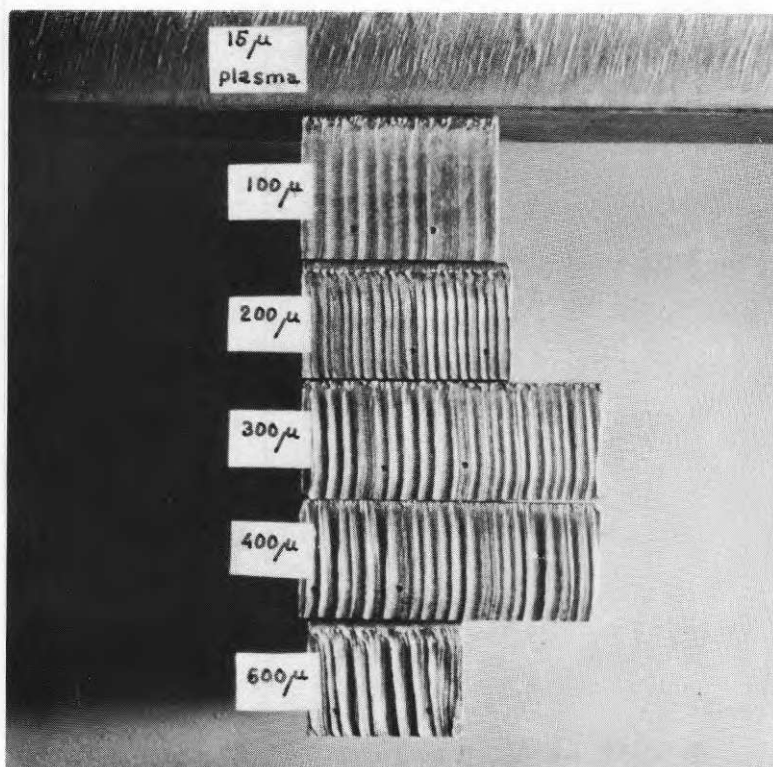


Fig. 7 Exempel på kanter termiskt skurna till olika djup.

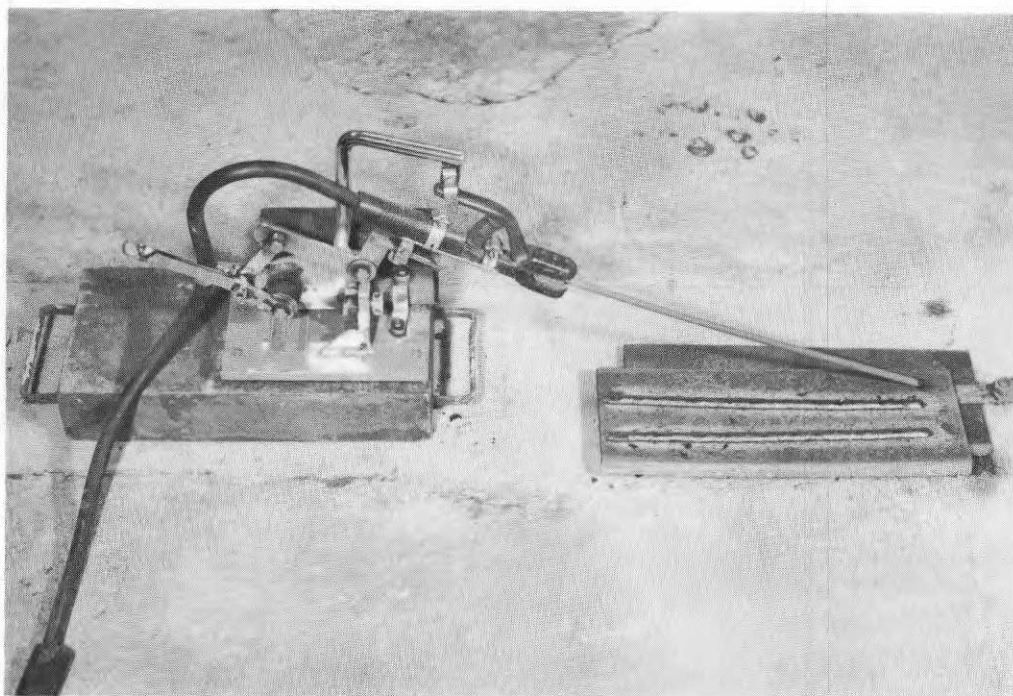


Fig. 8 Ensträngsvets utförd med stativsvetsapparat.

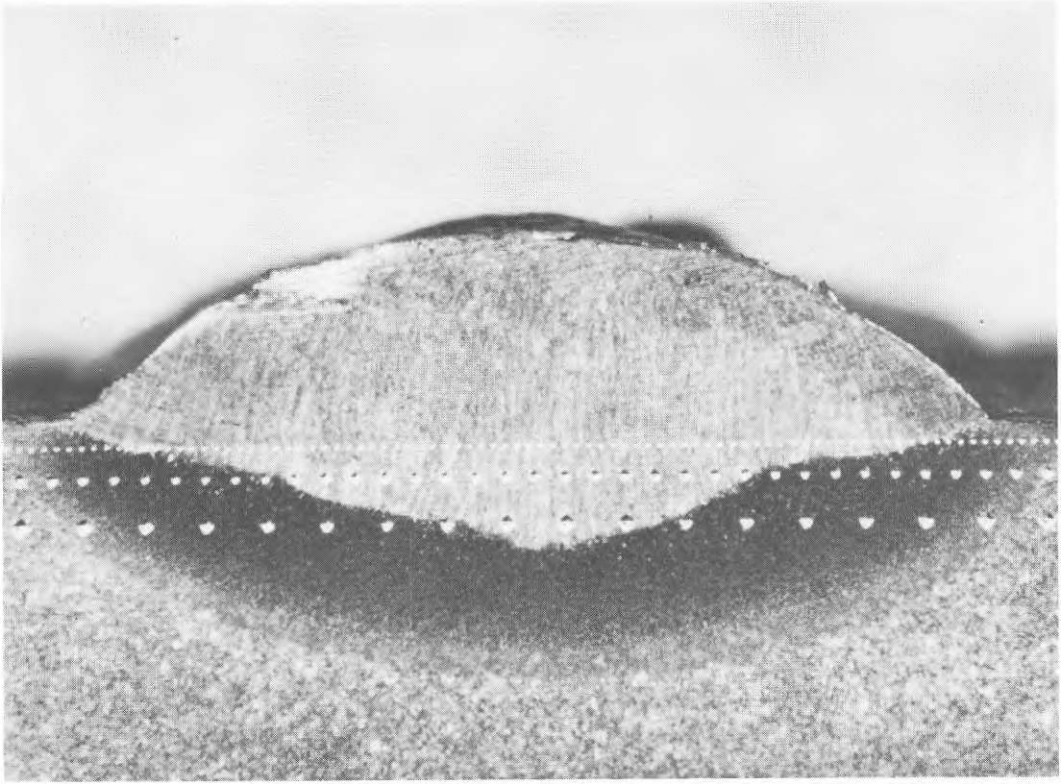


Fig. 9 Intrycksrader med Vickersdiamant i tre rader med intrycksbelastning 1,5 och 10 kp räknat uppifrån.

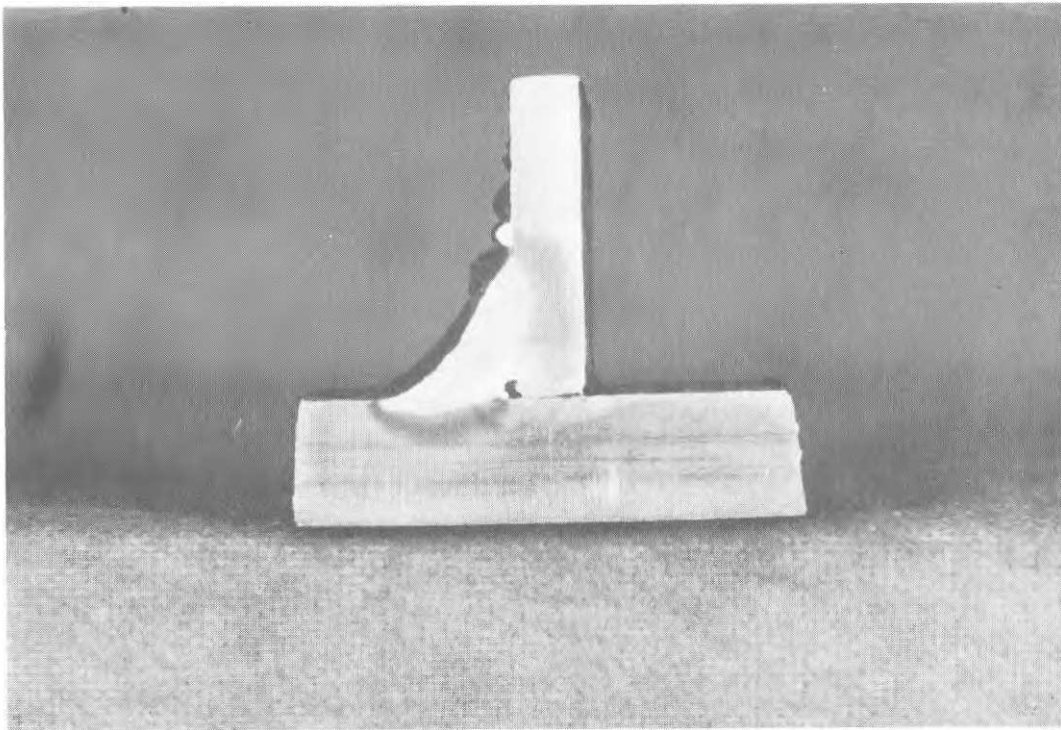


Fig. 11 Dåligt utförd ensidig svets med obetydlig inträngning. Svetsningen utförd i utlandet och tillhör en leverans av importerad balk avsedda för diverse fabriks- och lagerbyggnader här i landet.

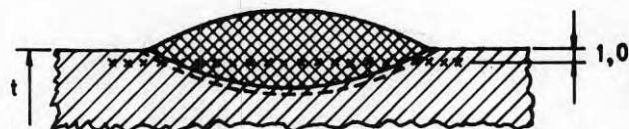
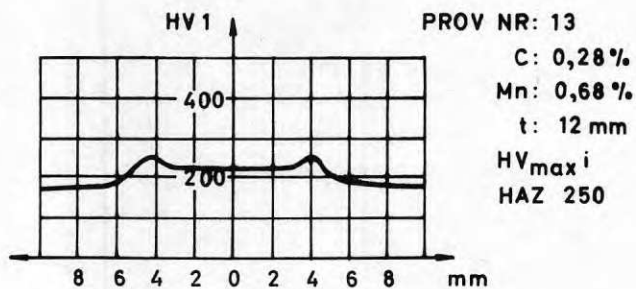
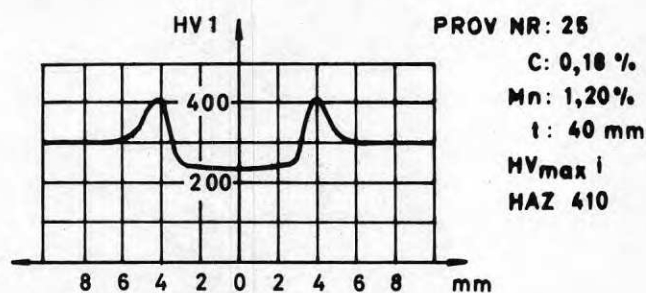
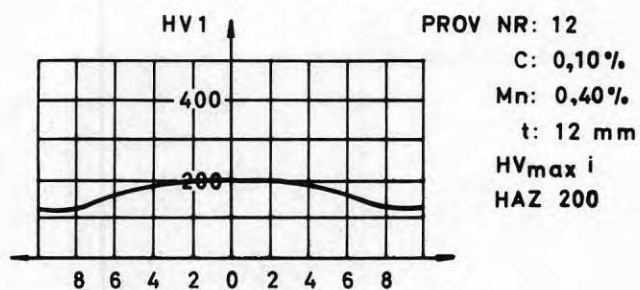
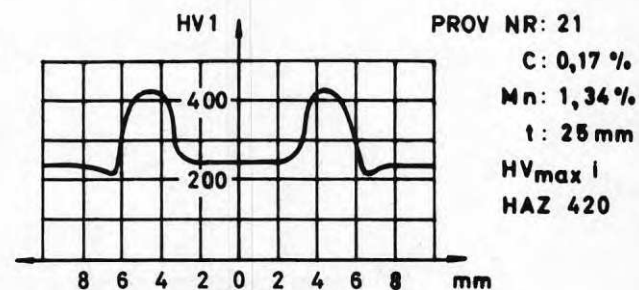
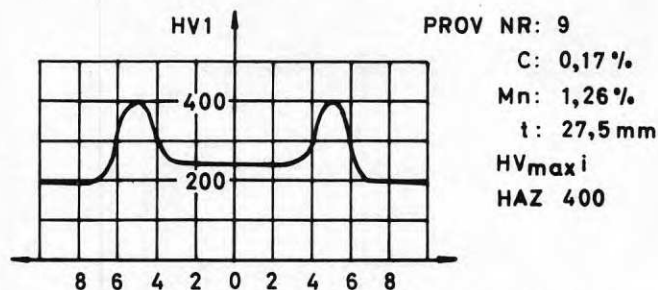
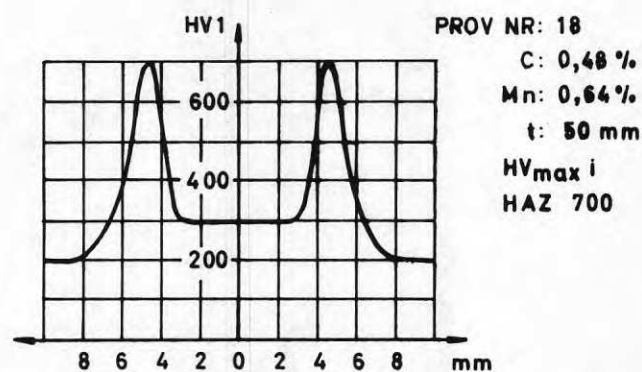
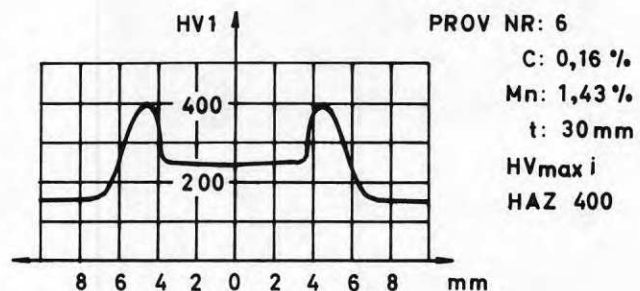
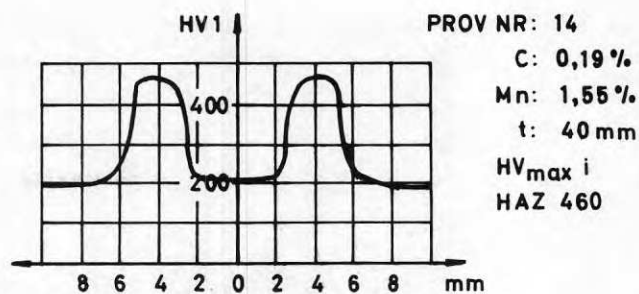
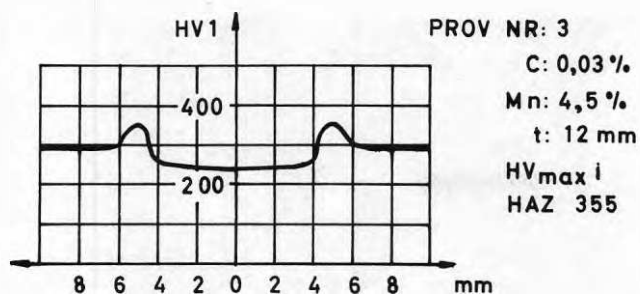


Fig 10 Hårdhetens variation tvärs svetsen



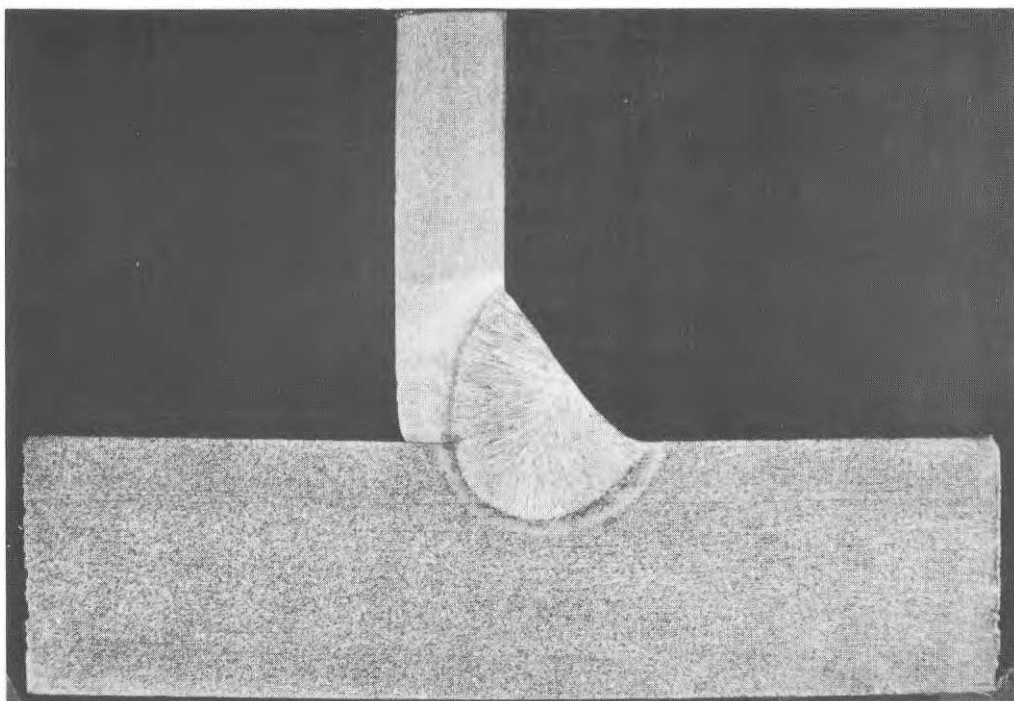


Fig. 12 Pulversvetsad ensidig svets med god inträngning.

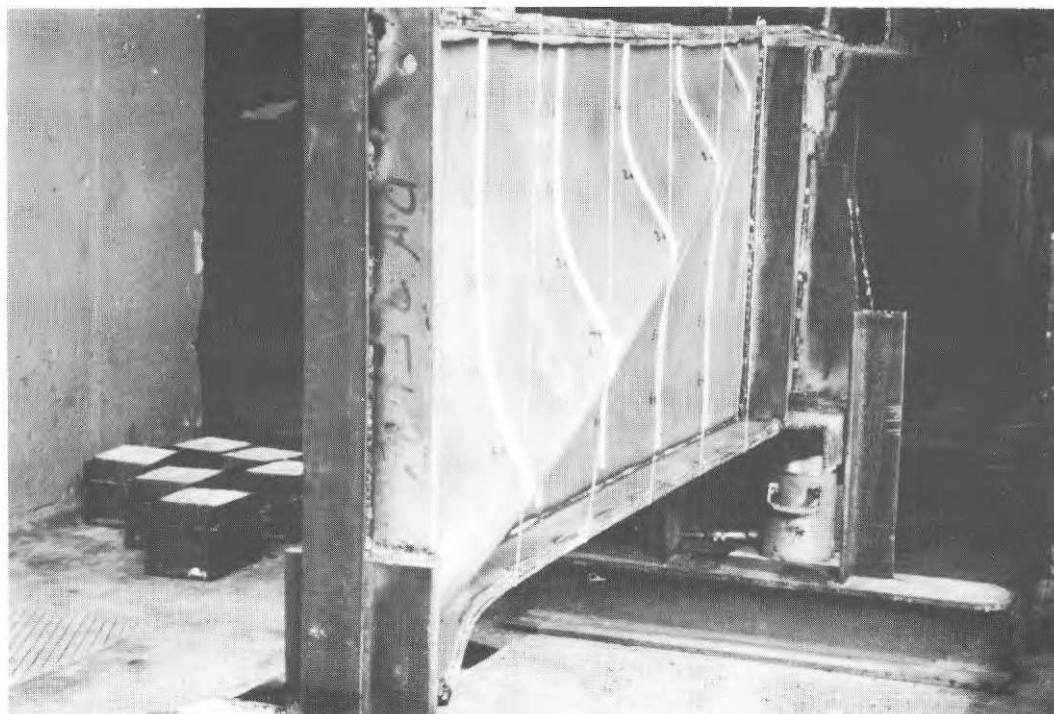


Fig. 14 Dubbelsidig svetsad balk efter tvärkraftförsök.  
OBS! den typiska diagonala livplåtsbucklingen.

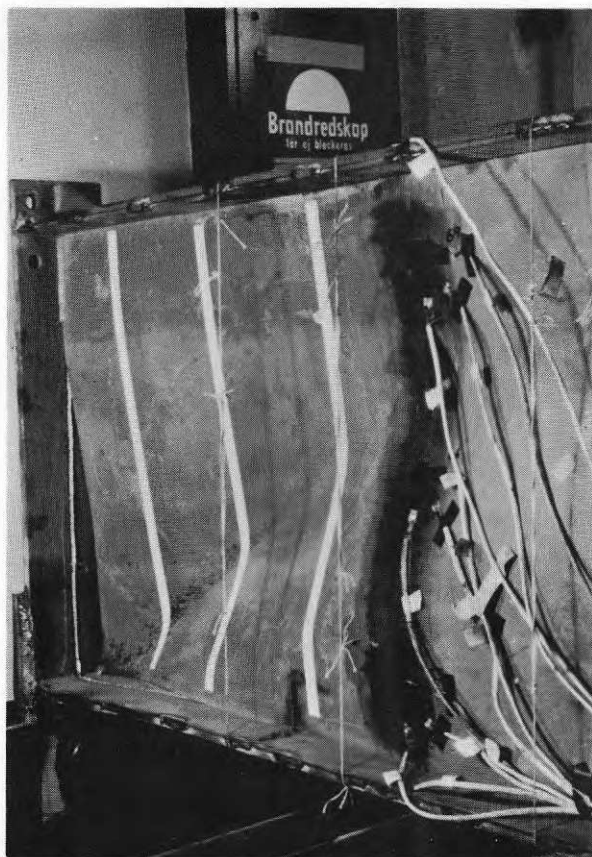


Fig. 13 Ensidigt svetsad balk efter tvärkraftförsök.  
Brotten i svetsen började ca 100 mm från  
ändplåten i den tryckta (undre) flänsen.

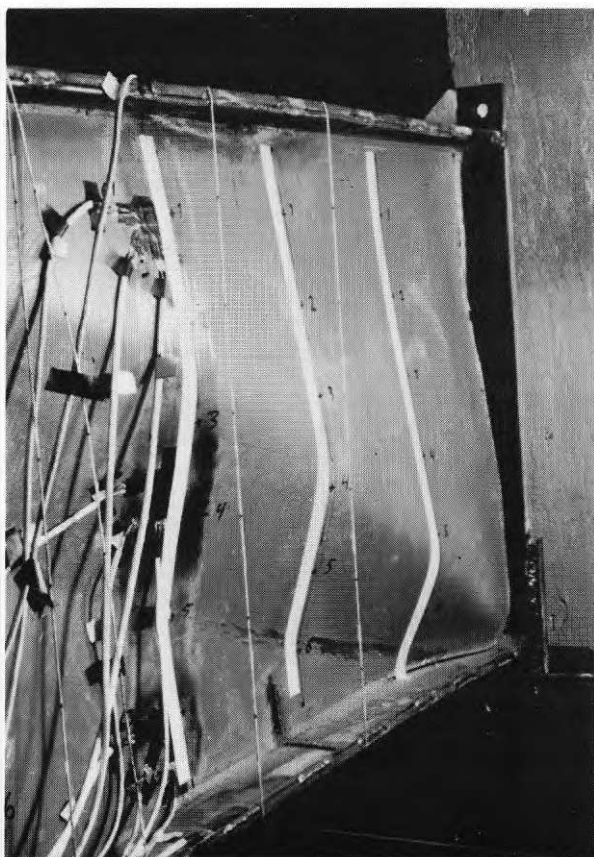


Fig. 13a Samma som Fig. 13 taget från motsatta sidan.



Fig. 15 Helt avrostad knutplåt, godstjocklek 6 mm, för infästning av vindförband i en gammal stålbro nära Stockholm. Avrostningen är en följd av atmosfärisk korrosion.

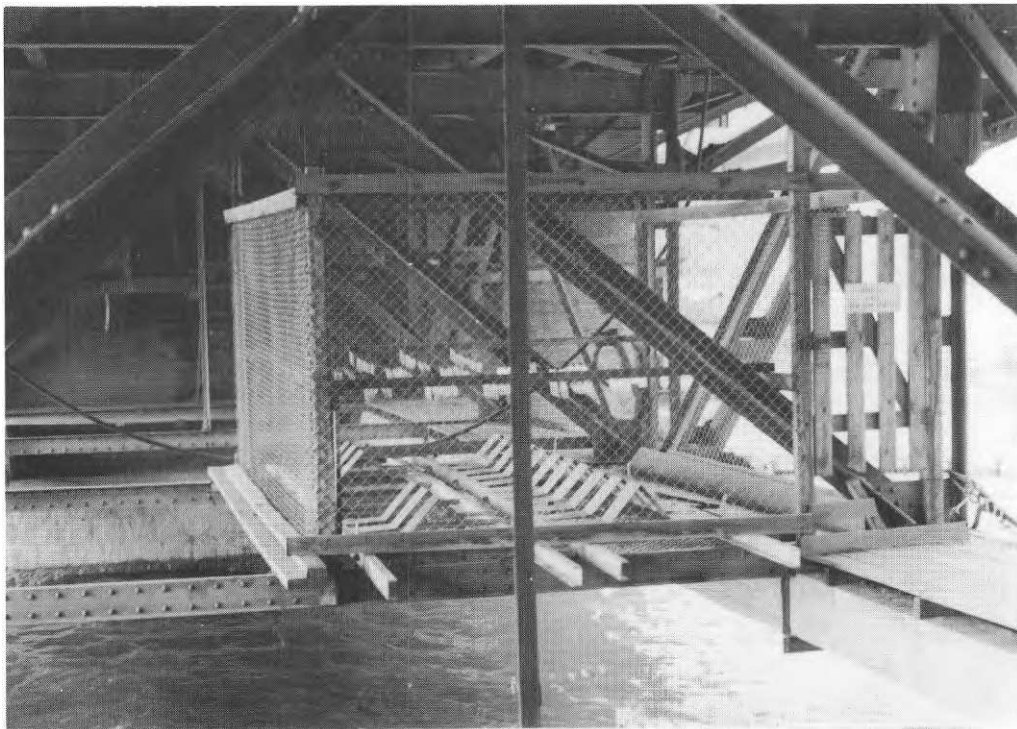


Fig. 16 Provstation för studium av korrosionsangrepp i närheten av Gasverket, Stockholm.

## UTMATTNINGSHÅLLFASTHET HOS VARMFÖRZINKADE SVETSADE KONSTRUKTIONER

Avd ing Rolf Westerlund  
Statens Vattenfallsverk, Materiallaboratoriet, Västerås

### Resumé

Orienterande prov på varmförzinkningens inverkan på utmattningshållfastheten hos stål har utförts. För otätat stål av kvalitet 1330 konstaterades en sänkning av utmattningshållfastheten av ca 10 % (vid  $N = 2 \cdot 10^6$ ). Motsvarande siffra för stål 2174, tätat med kisel, var ca 20 %. Sandblästring av stål 2174 gav en sänkning av ca 10 %.

En mera omfattande undersökning har diskuterats i Svetskommissionens kommitté 13 och ett provningsprogram, som innefattar även varmförzinkade svetsförband, har utarbetats.

### Utmattningshållfasthet hos varmförzinkade svetsade konstruktioner

Stålkonstruktioner av olika slag korrosionsskyddas genom målning eller förzinkning eller en kombination av dessa metoder. Varmförzinkning har visat sig vara en effektiv och ekonomisk metod för rostskydd och har fått en vidsträckt användning för konstruktioner som kraftledningsstolpar, TV-master och belysningsstolpar. En varmförzinkad konstruktion har ett korrosionsskydd, som oftast räcker under konstruktionens hela livslängd.

Dynamiskt belastade konstruktioner - ingen av de nämnda är i egentlig mening att anse som dynamiskt påkänd - har det hittills inte varit brukligt att varmförzinka. Varmförzinkningens inverkan på ståls utmattningshållfasthet synes inte heller vara närmare belyst i litteraturen.

### Orienterande undersökning

Med det begränsade syftet att få en orientering om förhållandena har Vattenfall provat SIS-stålen 1330 och 2174 i varmförzinkat tillstånd, dvs ett 37 kp och ett 50 kp stål. Provmaterialen kan, med hänsyn till kemiska analyser, anses representera ytterlighetsfall ur varmförzinkningssynpunkt inom gruppen allmänna svetskonstruktionsstål.

Fig. 1 och 2 visar zinksiktet på 1330- resp 2174-stålet. På grund av att 1330-stålet var otätat består beläggningen av ett relativt tunt skikt av järnzinklegeringar och utanpå detta ett renzinksikt. 2174-stålet å andra sidan reagerar betydligt kraftigare med zinken, främst på grund av kiselinnehållet. Legeringssiktet tillväxer snabbt i tjocklek och järnzinken blir dominerande.

Resultaten av utmattningsproven, som utförts med pulserande dragbelastning, framgår av wöhlerkurvorna i fig. 3. För jämförelse har en kurva för sandblästrad yta medtagits, eftersom sandblästring är en vanlig förbehandling vid målning, alternativet till varmförzinkning.

Man finner att utmattningshållfastheten jämfört med material med valshud vid  $N = 2 \cdot 10^6$  cykler sjunkit ca 10 % för stål 1330 och ca 20 % för stål 2174. Sandblästringen har satt ned utmattningshållfastheten för stål 2174 med ca 10 %.

#### Planerad undersökning

Om varmförzinkning skall komma till användning även för dynamiskt påkända konstruktioner är det nödvändigt att närmare klarlägga varmförzinkningens inverkan på utmattningshållfastheten. Inom Svetskommissionens kommitté 13 "Utmattning" har frågan diskuterats och ett provningsprogram har också utarbetats. Provningsprogrammet skall i första hand utföras på stål 1412 och en kompletterande undersökning på finkornstål med  $36 \text{ kp/mm}^2$  sträckgräns är tänkt att utföras senare, när resultaten för stål 1412 föreligger.

Programmet innefattar även prov med svetsförband.

Följande serier planeras:

- a) Osvetsad, slipad provstav
- b) " sandblästrad provstav
- c) varmförzinkad provstav
- d) Stumsvetsad provstav med valshud
- e) " sandblästrad
- f) " varmförzinkad

Utmattningsprovningsprogrammet skall utföras med pulserande dragutmattning.

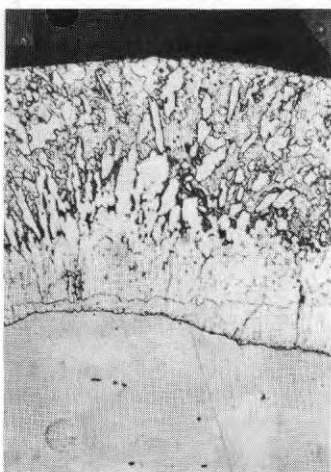


Fig. 1 Zinkskikt på otätat stål 1330.  
Zinkvikt  $570 \text{ g/m}^2$ .

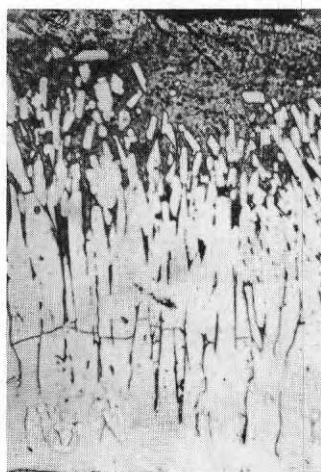


Fig. 2 Zinkskikt på tätat stål 2174 (0,26% Si)  
Zinkvikt  $1420 \text{ g/m}^2$ .

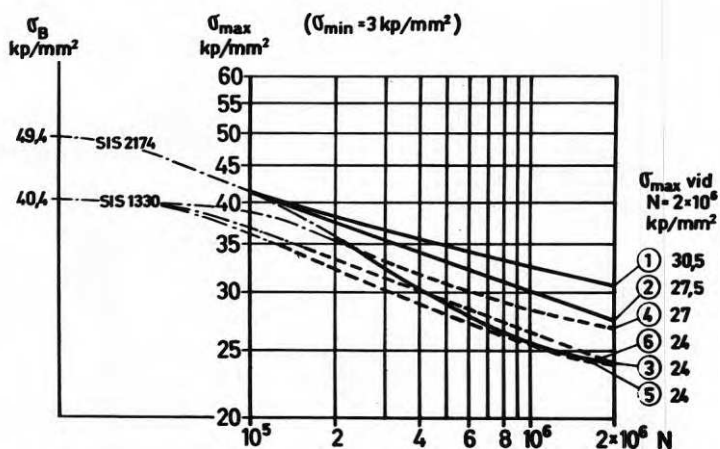


Fig. 3 Wöhlerkurvor

Stål 2174 (Si-tätat):

- 1) Icke ytbehandlat (valshud)
- 2) Enbart sandblästrat
- 3) Betat och varmförzinkat

Stål 1330 (otätat):

- 4) Icke ytbehandlat (valshud)
- 5) Sandblästrat och varmförzinkat
- 6) Betat och varmförzinkat



## DISKUSSIONSINLÄGG

Bidrag nr 2

G Alpsten (SBI): som svar på en fråga från auditoriet omtalades att den statistiska bearbetningen av materialhållfasthet och tvärsnittsdimensioner hittills omfattat ca 34 000 dragprov och 1 400 valsprofiler.

H Nylander (KTH): frågade om den i normförslaget föreskrivna reduktionen på 10 % av tillåtna spänningar vid 5 % minusavvikelse på nominell area föreföll realistisk med hänsyn till de resultat som framkommit.

G Alpsten: svarade att 10 % kunde synas mycket men att definitivt svar på frågan kunde lämnas först efter en fullständigare genomgång av det befintliga underlaget.

P O Björkman (NJA): sade att den maximala minusavvikelsen på 5 % utan svårighet kunde innehållas genom en ökning av valsprofilernas medelvikt per meter med 2 %.

A Johnson (KTH): ifrågasatte om inte undertrampsfrekvensen för bärförmågan på 2 - 3 % som preliminärt framräknats var stor.

G Alpsten: svarade att man också bör ta hänsyn till att beräkningarna grundats på resultat från SIS-provet som erfarenhetsmässigt visar något lägre hållfasthet än material i t ex flänskanterna.

L Östlund (LTH): framhöll att vid knäckning av slanka pelare har dimensionsavvikelserna större betydelse än vid jämförelsen hållfasthet - area. Den påbörjade undersökningen syntes vara en god bas för säkerhetsbetraktelser.

H Nylander: påpekade att i föreliggande normförslag är säkerheten ovanligt stor just vid stora slankheter.

B Edlund (CTH): förklarade att en liknande undersökning pågår vid CTH (bidrag 10). Denna antyder att dimensionsavvikelserna spelar liten roll även vid pelare. Sträckgränsen har störst betydelse.

Bidrag nr 3

R Baere (KTH): redogjorde för en kostnadskalkyl över vinsten med höghållfast stål ( $\sigma_s = 44 \text{ kp/mm}^2$ ). Med aktuella pristillägg för kvalitet skulle kostnadsbesparingen för färdig monterad stomme bli ca 10 %. Beaktas även nedböjningskriterier blir vinsten mindre.

P O Björkman: svarade att aktuella kvalitetstillägg inte är direkt tillämpliga. Priset kan pressas.



Bidrag nr 6

F Goldberg (KTH och AGA): undrade om blästringens gynnsamma effekt på utmattningshållfastheten kunde bero på en efterbearbetning av kraftiga räfflor från gasskärningen. Om t ex så stort profildjup som 200  $\mu\text{m}$  förekommit borde detta varit farligare än t ex det obetydliga djup (15  $\mu\text{m}$ ) som plasmaskärning ger upphov till.

S Sabelström (Stockholms Hamn): svarade att stavarna tillverkats med normal verkstadsstandard. Ytterst sällan förekommer djupare räfflor än  $\sim 100 \mu\text{m}$ . Det är tänkbart att 200  $\mu\text{m}$  någon gång skulle kunna initiera brott. Betydligt farligare är då att svetslaga, åtminstone vad gäller 20 - 30 mm gods. Nyttan med plasmaskärning kunde ifrågasättas. Ytan blir visserligen slätare, men lika hård. Metoden är dessutom dyr.

Bidrag nr 7

S Sabelström: konstaterade att Vattenfall fått nedsättning i utmattningshållfastheten vid sandblästrad yta. Kunde detta bero på att sandblästringen skett av plåten före provtagning? Likaså ifrågasattes om inte skarpkornigare sand använts.

R Westerlund (Vattenfall): svarade att en tänkbar förklaring till skillnaden i undersökningsresultat kunde vara att Vattenfall jämfört sina blästrade stavar med motsvarande släta medan Stockholms Hamn jämfört sina med stavar vars yta var gasskuren.

L-E Friis (Oxelösunds Järnverk): framhöll som sin erfarenhet att både blästrade och gasskurna ytor är mindre farliga än den rostade valshuden när det gäller utmattningshållfasthet.

Sammanfattning Session I - Material

A Bergfelt (CTH): Som en sammanfattning av Session I, alltså den om materiel, kan sägas att vi här fått en belysning av dels hur konstruktionsstålen utvecklas mot allt högre kvalitet, dels vilka problem som uppkommer i samband med utnyttjandet.

Det har framhållits att de höga stålåkänningar som kvalitén medger, ofta ej kan utnyttjas därför att konstruktionens nedböjning skulle bli för stor eller svängningarna besvärande. Detta är naturligtvis sant för vissa traditionella utformningar, men samtidigt gäller att utvecklingen också går mot nya konstruktioner, där de höga kvalitétéerna både kan utnyttjas och blir nödvändiga från ekonomisk synpunkt. Härtill kommer att hållfastheten varierar med konstruktionselementets tvärsnitt och över tvärsnittet, varjämte grundkvalitén har en viss statistisk spridning. Det kan också därför visa sig fördelaktigt att höja grundmaterialet kvalitet. Ett fortsatt arbete på materialområdet är alltså synnerligen välmotiverat.

Problemen i samband med svetsning av höghållfasta stål tycks i stor utsträckning vara lösta. Svetsar kan utföras som ej försvagar grundmaterialet ens vid utmattningslast. Här fortsätter forskningen för att nå samma mål beträffande alltfler typer av svetsar.

Materialets hållfasthet har betydelse vid vilande last, vid dynamisk last såsom av stötar och slag, vid upprepad last med begränsat antal lastcykler och vid utmattningslast. Bearbetning eller behandling av materialet såsom skärning, sandblästring och förzinkning har inverkan framför allt på utmattningshållfastheten. Här har vissa undersökningar gjorts och diskussionerna har pekat på ytterligare detaljer, som kan behöva klarläggas.



## DIMENSIONERING AV BÖJDA STÅLTVÄRSNITT

Lektor B Åke Bengtsson  
Statens Råd för Byggnadsforskning

Resumé

I drygt 40 år har man sysslat med de möjligheter till mera ekonomiska stålkonstruktioner, som utnyttjandet av det mjuka stålets plasticitetsegenskaper medger, när det gäller statiskt obestämda konstruktioner. Mycket omfattande forskningsarbete har lagt en solid grund för nya beräkningsmetoder. Sådana har blivit officiellt godkända i olika länder, så även i Sverige. Man har med dem uppnått ekonomiska fördelar och ett förenklat konstruktionsarbete.

Det vida enklare problemet, hur ett förbättrat materialutnyttjande kan erhållas genom att man tar hänsyn till konstruktionsstålets plasticeringsförmåga vid statiskt bestämda konstruktioner har ej diskuterats så mycket, och blott i enstaka fall har man i officiella normer tagit vederbörlig hänsyn till plasticeringseffekterna. Sålunda tillåter man i Frankrike, att de geometriska böjmotstånden för valsprofiler ökas med 10 % i konstruktioner med huvudsakligen statisk belastning, och i USA är den på sedvanligt sätt beräknade tillåtna böjspänningen för bultar (cirkulär sektion) förhöjd med 50 %.

Författaren vill i det följande föreslå generella regler, som ger möjlighet att utnyttja stålets plasticitetsegenskaper vid böjda tvärsnitt, utan att formändringarna blir större, än som för närvarande anses tillåtet för andra konstruktionselement.

Säkerhetsfaktorer

I det följande använda beteckningar för säkerhetsfaktorer:

- $S_B$  = Last som medfört brott / Tillåten last.
- $S_F$  = Last som medför stora töjningsökningar vid obetydlig ökning av lasten / Tillåten last.
- $S_{0,2}$  = Last som medför en maximal kvarstående töjning lika med 0,2 % efter avlastning i någon del av konstruktionen / Tillåten last.
- $S_S$  = Last som medför att sträckgränsen överskrides i någon del av konstruktionen / Tillåten last.
- $S_N$  = Av normerna föreskriven säkerhetsfaktor.

För dessa olika säkerhetsfaktorer gäller  $S_B \geq S_F \geq S_{0,2} \geq S_S$ .

Några exempel skall anföras.

1. För ett dragstag av stål med utpräglad sträckgräns gäller  $S_B > S_F \geq S_S = \sigma_S / \sigma_{till} = S_N$ . För SIS stål 1311 enligt svenska husbyggnadsnormer  $S_B = 1,7 S_N$ ;  $S_N = 1,7$ .
2. För ett dragstag av stål utan utpräglad sträckgräns eller av t ex lättmetall gäller  $S_B > S_F > S_{0,2} = S_N$ .

3. För en normalt armerad (= underarmerad) betongbalk med armering med utpräglad sträckgräns gäller  $S_B > S_F > S_S > \sigma_S / \sigma_{\text{till}} = S_N$ .

För en balk av Btg K 300, armerad med 0,5 % SIS stål 1311 kan enligt försök och beräkningar av Granholm följande värden vara normala  $S_B = 1,5 S_N$ ;  $S_F = 1,12 S_N$ ;  $S_{0,2} = 1,09 S_N$ . (Tillåtet moment beräknat enligt klassisk metod,  $n = 15$ ).

4. För en rektangulär stål balk gäller  $S_B > S_F > S_{0,2}$ ;  $S_S = \sigma_S / \sigma_{\text{till}} = S_N$ .  
Är materialet SIS stål 1311 erhålles  $S_F = 1,5 S_N$ ;  $S_{0,2} = 1,4 S_N$
5. För en valsad I-profil gäller  $S_B > S_F > S_{0,2} > S_S = \sigma_S / \sigma_{\text{till}} = S_N$   
Sålunda är för HE 300 B  $S_F = 1,15 S_N$ ;  $S_{0,2} = 1,14 S_N$

#### Förslag till ändrade bestämmelser

Säkerheten mot brott är för praktiska konstruktioner i regel av underordnad betydelse. Stora formändringar är i realiteten att betrakta som brott. Endast i 1. inträffar emellertid dessa formändringar vid en skarpt markerad gränslast. I övriga fall ökar formändringarna kontinuerligt. Det kan därför förefalla lämpligt att generellt sätta

$$S_N = S_{0,2} = \sigma_S / \sigma_{\text{till}}$$

Man kommer då att bedöma olika slags tvärsnitt efter samma grund, vilket man, som framgår av den gjorda uppställningen, nu icke gör. Författaren vill således föreslå, att tillåtet moment för ett böjt ståltvärsnitt må bestämmas med utgångspunkt från det moment, som ger en maximal kvarstående töjning = 0,2 %, genom att detta moment divideras med förhållandet mellan materialets sträckgräns och dess enligt normerna tillåtna spänning. Följden blir att man, i den mån man anser de nuvarande minsta föreskrivna säkerhetsgraderna vara tillräckliga, erhåller besparingar i material och kostnader.

#### Tillämpningsexempel

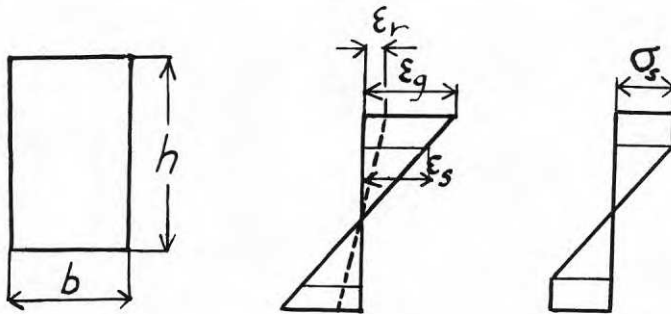
För ett rektangulärt tvärsnitt  $b \times h$  enligt figur anger heldragna linjer töjnings- resp. spänningsfördelningen i balken, då den första gången belastas, så att den erhåller en viss föreskriven största tillåtna kvarstående töjning  $\epsilon_r$ . Den streckade linjen anger kvarstående töjningar efter avlastning.

Ur fig. erhålls böjningsmomentet  $M_r$  vid förstnämnda spänningsfördelning till

$$M_r = \frac{bh}{2} \cdot \sigma_S \cdot \frac{h}{2} - \left( \frac{\epsilon_S}{\epsilon_g} \right)^2 \cdot \frac{bh}{4} \cdot \sigma_S \cdot \frac{2h}{3} \quad (1)$$

Vid avlastning (som sker elastiskt och ger kvarstående spänningar)

$$\text{är } \epsilon_g - \epsilon_r = \frac{6 M_r}{b h^2 \cdot E} \quad (2)$$



Inför man  $M_S = \sigma_S \cdot b h^2 / 6$  och  $k = M_r / M_S = \frac{\epsilon_g - \epsilon_r}{\epsilon_S}$  erhålls ur (1) och (2) sambandet

$$k = 1,5 - \frac{1}{2} \cdot \left( \frac{1}{E \epsilon_r / \sigma_S + k} \right)^2 \quad (3)$$

som snabbt löses genom successiv approximation. Med  $E = 2,1 \cdot 10^6 \text{ kp/cm}^2$  och  $\epsilon_r = 2 \cdot 10^{-3}$  erhålls för  $\sigma_S = 2200 \text{ kp/cm}^2$   $k = 1,45$  och för  $\sigma_S = 3600$   $k = 1,42$ . Tillåtna moment skulle alltså kunna ökas med 45 resp. 42 %.

### Nedböjningar

Elastisk nedböjning och kvarstående nedböjning vid 0,2 %-last kan utan större svårigheter beräknas med nödig noggrannhet. Den plastiska förändringen är av samma storleksordning som den elastiska och följaktligen betydligt mindre än motsvarande förändringar i t.ex. fall 1 och 3 ovan vid lasten  $S_N \cdot P_{\text{till}}$ .



## STATISTIK VERKNINGSSÄTT OCH BÄRFÖRMÅGA HOS STÅLBALKAR MED PÅLÄGGSPLÅTAR, SPECIELLT VID LÅGA TEMPERATURER

Tekn dr Göran Alpsten, Stålbyggnadsinstitutet, Stockholm och  
docent Carl T Ingwall, Inst. för Svetsteknologi, Kungl. Tekniska Högskolan, Stockholm

### Resumé

En experimentell undersökning avseende stålbalkar med påläggsplåtar och transversella svetsar pågår i Stålbyggnadsinstitutets regi i syfte att undersöka det statistiska verknings sättet och bärförmågan hos sådana konstruktionselement. Försöken utförs vid +20, -20 och -40°C. Provingarna på fem av de åtta försöksbalkarna i serien har slutförts. Resultaten visar att balkarna har stor deformationsförmåga trots de spänningsanvisningar och de ogynnsamma egenspanningar som uppträder i de kritiska områdena vid den tvärgående svetsen på dragflänsen. I samtliga fall utom ett kom den slutliga kollapsen i form av ett instabilitetsbrott och vid en last ungefär lika med 2,5 gånger balkens dimensionerande last.

### Inledning

Under slutet av trettioalet inträffade en del uppmärksammade brott i svetsade stålbroar i Europa. I januari 1938 hade två balkar ingående i en motorvägsviadukt vid Rüdersdorf brutit i samband med ett temperaturfall från +10 till -10°C och innan viadukten hade tagits i bruk. Orsaken till brotten ansågs bl.a vara förekomsten av transversella svetsar mellan livavstyvningar och dragen fläns [1].

Så sent som 1963, efter sammanstörtningen av Kings Bridge i Australien, återfinns i undersökningsrapporten [2] följande passus rörande den konstruktiva utformningen: "We find it difficult to say whether at the time of writing the specifications, the Country Roads Board should have decided differently, but we are of the opinion that, on the basis of knowledge now available, transverse fillet welds should be prohibited on tension flanges". Av åtta balkar med påläggsplåt i Kings Bridge brast sju på sätt som framgår av fig. 1.

Omfattande forskning har genomförts bl.a i USA för att bestämma hållfastheten hos balkar med svetsade påläggsplåtar, speciellt vid varierande belastning (utmattning). Liknande undersökningar med enklare provstavar och transversella svetsar har utförts i Svetskommissionens regi. Resultaten av dessa undersökningar har legat till grund för bestämning av  $K_x$ -värdena i förslaget till den nya Byggsvetsnormen.  $K_x$ -värden för här aktuell konstruktionsdetalj återges i fig. 2. I detta sammanhang kan även hänvisas till [3].

Om sålunda förhållandena vid dynamisk belastning blivit väl undersökta har däremot mindre uppmärksamhet ägnats den statistiska hållfastheten och detta gäller i synnerhet vid låga temperaturer. Eftersom de flesta konstruktionselement i t ex en byggnad är övervägande statiskt belastade, är kunskaper om transversella svetsars beteende vid statisk



last av stort intresse. Stålbyggnadsinstitutet har därför tagit upp ett projekt som avser studium av statiskt verkningssätt och bärförmåga hos stålbalkar med påläggsplåtar och transversella svetsar på dragen balkfläns.

Den aktuella undersökningen syftar till att belysa beteendet hos konstruktionselement med transversella svetsar. Sådana detaljer förekommer bl a vid påläggsplåtar som svetsas till en balk för att ge denna en lokal förstärkning. Vid anslutningar mellan olika konstruktionselement är det ofta svårt att helt undvika transversella svetsar som blir belastade med dragspänningar. Undersökningen består dels av en litteraturstudie avseende hållfastheten hos konstruktionselement med transversella svetsar speciellt vid utmattning, dels av en undersökning avseende den statiska hållfastheten hos balkar med påläggsplåtar.

#### Experimentell undersökning

Provningsprogrammet (se fig. 3) omfattar i första skedet åtta, 3 m långa, svetsade försöksbalkar i tre olika utföranden: grundbalk (utan påläggsplåt, typ I), balk med påläggsplåt svetsad till den dragna flänsen, fig. 4 (typ II) och balk med grövre dragfläns i den centrala delen av balken (typ III).

Grundmaterialet är SIS 1412, vilket har kontrollerats genom dragprovning och kemisk analys. Resultat återfinns i fig. 5.

Hittills provade balkar har beteckningarna A, B, D, E och F (se fig. 3). Beteckningar inom parentes avser de återstående tre balkarna som ännu ej provats. C-balken är en grundbalk (typ I) som emellertid kommer att förses med en påläggsplåt fastsvetsad med fuktiga elektroder. Den kommer att först belastas vid  $+20^{\circ}\text{C}$  till flytgränsnivå och därefter vid  $-40^{\circ}\text{C}$  i avsikt att söka utröna hydrogendifsprödnings inverkan.

Fullskaleprovningarna utförs vid institutionen för Brobyggnad, KTH, i en universalprovningssmaskin med 400 Mp lastkapacitet. Försöken sker vid tre olika temperaturer:  $20^{\circ}\text{C}$ ,  $-20^{\circ}\text{C}$  och  $-40^{\circ}\text{C}$ . Provbalkarna som undersöks vid lägre temperatur byggs in i en isoleerad låda av plastskivor och kylan åstadkoms med kylaggregat. Med hjälp av inbyggda termoelement och fläktar kan temperaturen under en hel provning hållas vid den åsyftade inom  $\pm 1^{\circ}\text{C}$ . Provningsanordningens utseende framgår av fig. 6.

Töjningsmätning utförs i fem snitt vinkelrätt mot balkens längdriktning. I balkar tillhörande typ II används 63 trådtöjningsgivare. Mätvärdena registreras med digitalutrustning och remsstans. Nedböjningarna mäts med hjälp av trådtöjningsgivare som apteras på fjädrande konsoler. Utvärdering sker med hjälp av dator.

### Diskussion av försöksresultaten

Provningarna på fem av de åtta försöksbalkarna har slutförts. Dessa balkar är av typ I och II och har provats vid temperaturer ned till  $-40^{\circ}\text{C}$ . I intet fall har sprödbrott inträffat. Töjnings- och nedböjningsmätningar visade att materialet plasticerades i de kritiska snitten. Balkarna kunde belastas till mycket stora deformationer utan att sprickor kunde iaktas. Kollapsen kom i alla försök utom ett som ett instabilitetsbrott. Balkarna böjde vid ökande nedböjning ut i sidled, samtidigt som lokal buckling av överfläns och livplåt ägde rum. I ett fall (grundbalk utan påläggsplåt vid  $-40^{\circ}\text{C}$ ) kom den slutliga kollapsen i form av balkbrott i ett sent skede av instabilitetsbeteendet. Brottet utgick då från ett skärsår i den gasskurna kanten av dragflänsen. Den maximala lasten låg för samtliga fem försöksbalkar vid ca 120 Mp. (Den dimensionerande lasten vid  $\sigma_{\text{till}} = 16,5 \text{ kp/mm}^2$ , SIS 1412, är 46 Mp för grundbalken och 48,5 Mp för den förstärkta balken). Vid grundbalkarna uppnåddes emellertid maximallasten vid så stora nedböjningar att balkens praktiska användbarhet kan anses uttömd vid ca 10 % lägre last.

Last-nedböjningskurvor för balkarna A och D återfinns i fig. 7. Av dessa framgår att grundbalkens styvhet som väntat ökat något genom tillkomsten av påläggsplåten. Av registrerade lastspänningsdiagram framgår att en del av påläggsplåten intill de transversella svetsarna blir utsatt för tryckspänningar, speciellt vid högre laster. Påläggsplåten samverkar således ej med grundbalken vid ändarna av påläggsplåten. Denna iakttagelse står i överensstämmelse med amerikanska bestämmelser [4] enligt vilka en påläggsplåt inte får antas vara fullt verksamt utmed hela sin längd.

Som vidare framgår av fig. 7 viker last-nedböjningskurvan för balk D snabbare ned och skär kurvan för A. Detta sammanhänger med vad som tidigare omnämnts, nämligen att balkarna icke gick till materialbrott, utan att bärförmågan uttömdes genom instabilitetsfenomen.

Last-nedböjningskurvor från försök utförda vid olika temperaturer och för de två balktyperna har inlagts i fig. 8. Inledningsvis kan konstateras att samtliga kurvor i stort sett sammanfaller under belastningsskedets första del. Beträffande de båda grundbalkarna uppvisar den kallare balken en större bärförmåga eftersom materialets flytgräns stiger med fallande temperatur. Båda dessa kurvor har en horisontell plåtå vid lastvärden omkring 100 Mp för att därefter stiga till följd av tøjhärdning (deformationshärdning).

Last-nedböjningskurvorna för balkar med påläggsplåtar följs också åt men har en något annan form. Kurvorna övergår kontinuerligt från den elastiska delen till en horisontell lastplåtå. Av skäl som tidigare framhållits stupar kurvorna med tilltagande nedböjning nedåt för att så småningom skära de uppåtgående kurvorna för grundbalkarna. De inbördes avvikelserna mellan kurvorna för balkar med påläggsplåt är som synes mycket små. Däremot är bärförmågan vid viss nedböjning större än för grundbalkarna till följd av att tvärsnittet är större, men troligen också som en följd av den flytgränshöjning som

framkallats av de longitudinella svetsarna med vilka påläggsplåtarna anslutits.

Några teoretiska beräkningar av last-nedböjningskurvorna för grundbalk och balk med påläggsplåt har genomförts. Beräkningen har utförts med en modifierad plasticitetsteori som förutsätter plana deformationssnitt och en horisontell flytgränsplåtå åtföljd av ett tøjhärtningsområde. Exempel på beräkningsresultat återfinns i fig. 9. Beräkningen av last-nedböjningskurvorna har utförts upp till den last där ovannämnda instabilitetsfenomen börjar göra sig märkbar.

Som synes råder någorlunda god överensstämmelse mellan beräknade värden och försöksresultat. Avvikelserna kan tillskrivas bl a förekomsten av svetsegensspänningar och variationer i materialegenskaperna mellan de olika plåtarna i balktvärsnittet samt svetsgodset. Dessa faktorer ger en mer gradvis övergång mellan de olika områdena i last-nedböjningsdiagrammen. Egenspänningar i de transversella svetsarna torde ligga i nivå med svetsgodsets flytgräns. Töjningsmätningarna har visat att de inte nedsatt materialets plasticitet. Någon märkbar materialförsprödning till följd av fleraxliga spänningar har inte kunnat konstateras i här behandlade fall.

Ur två av de provade balkarna har ett stort antal Charpy-V-stavar uttagits. Sålunda har en serie uttagits ur balk B intill det skärsår som initierade brottet, ävensom ur otöjt material. Resultaten av Charpy-provningen återfinns i fig. 10. En annan serie har uttagits ur balk F vid i stort sett opåverkat flänsmaterial, en ur töjningspåverkat material och slutligen en serie ur såväl töjnings- som värmepåverkat material vid den transversella svetsen. Charpy-stavarnas lägen i underflänsen framgår av fig. 11. Resultaten av provningarna återfinns i fig. 12. Slagseghetssänkning vid rumstemperatur efter plastisk töjning var väntad men att sänkningen för töjt och värmepåverkat material skulle bli så stor var överraskande. I avsikt att finna orsaken härtill kommer metallografiska undersökningar av Charpy-stavarnas brottytor att utföras vid Institutionen för Svetsteknologi, KTH.

### Sammanfattning

De hittills utförda undersökningarna av statiskt belastade balkar med påläggsplåtar fastsvetsade med såväl longitudinella som transversella kälsvetsar har givit följande resultat:

1. Full samverkan råder mellan balk och påläggsplåt utmed större delen av påläggsplåtens längd.
2. Transversella svetsar synes inte påverka en statiskt belastad konstruktions funktionsstabilitet i ogymsam riktning, förutsatt att svetsningen utförts med torra basiska elektroder och under de övriga betingelser som rått vid provningarna.

Referenser

1. O Kommerell: "Augenblicklicher Stand des Schweissens von Stahlbauwerken in Deutschland", Die Bautechnik, H. 12 och 15, 1939.
2. "Report of Royal Commission into Failure of Kings Bridge". Government Printing, Melbourne 1963, sid 41.
3. "Monograph on fatigue strength of welds", Section I and II, Svetskommissionen, IVA, 1969.
4. "Specification for the design, fabrication and erection of structural steel for buildings", American Institute of Steel Construction, New York, 1969.

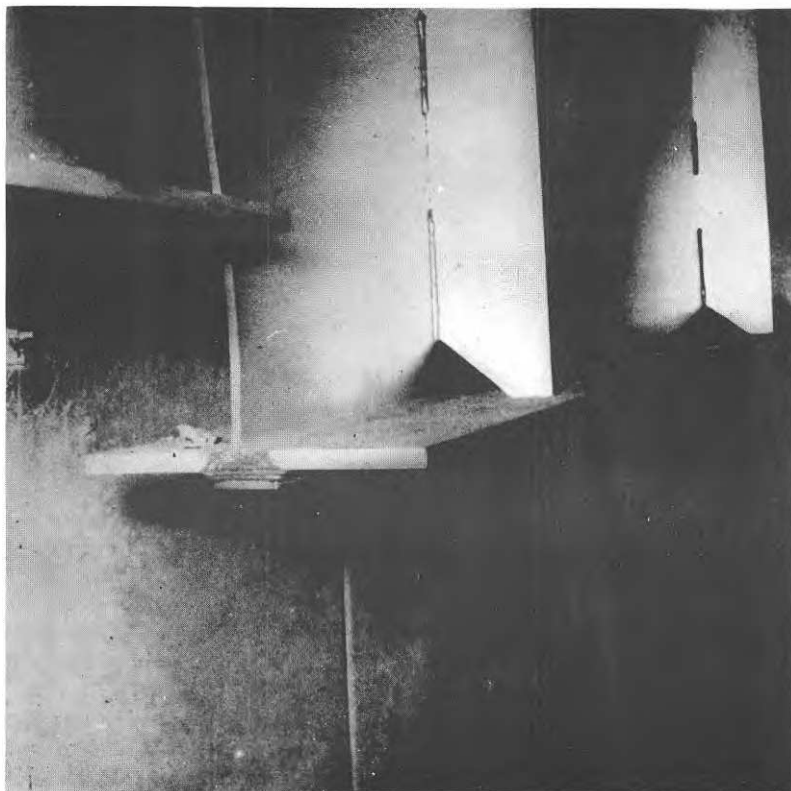
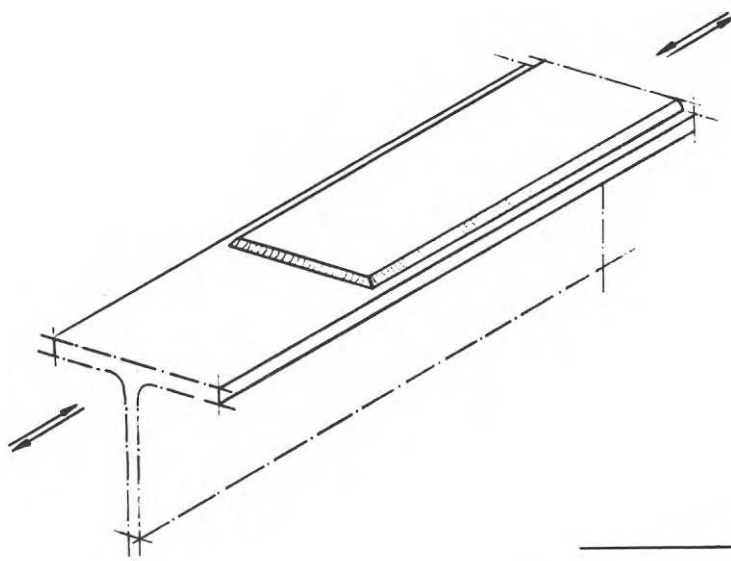


Fig. 1 Detalj av brusten balk med transversell svets vid pålägsplåt, Kings Bridge i Australien.



Svetsklass	$K_x$
Sv 2	5,0
Sv 2A	4,0

Fig. 2  $K_x$ -värden enligt föreliggande förslag till ny Byggsvetsnorm.

Balktyp	Antal tillverkade balkar	Provningstemperatur		
		20°C	-20°C	-40°C
Grundbalk (typ I)	2	A		B
Balk med påläggsplåt (typ II)	4	D(C)	E	F(C)
Balk med delvis grövre underfläns (typ III)	3	(G)	(H)	(I)

Fig. 3 Provningprogram för den experimentella undersökningen avseende balkar med påläggsplåtar. (Balkar med beteckningar inom parentes ännu ej provade.)

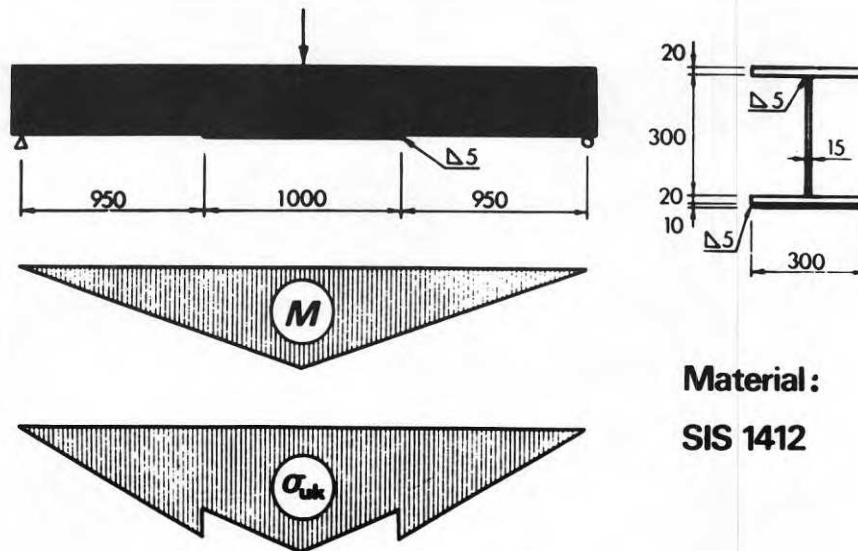


Fig. 4 Provbalk med påläggsplåt

Provställe	Analys i %										
	C	Si	Mn	P	S	Cr	Ni	Cu	Al	Nb	N
Överfläns	0,22	0,27	0,97	0,015	0,021	0,043	0,054	0,075	0,003	-	0,010
Liv	0,11	0,26	1,39	0,022	0,020	0,027	0,026	0,040	0,028	-	0,007
Underfläns	0,20	0,26	0,94	0,015	0,020	0,043	0,054	0,075	0,002	-	0,010
Påläggsplåt	0,08	0,23	1,44	0,012	0,014	0,014	0,025	0,034	0,097	-	0,008

Provställe	Undre flytgräns kp/mm <sup>2</sup>	Brottgräns kp/mm <sup>2</sup>	Förlängning ( $\delta_5$ ) %
Överfläns	29,5	50,1	32,5
Liv	31,1	46,8	34,0
Underfläns	28,8	49,6	32,7
Medelvärde	29,8	48,8	33,1

Fig. 5 Resultat av kemisk analys resp dragprovning, provbalk D

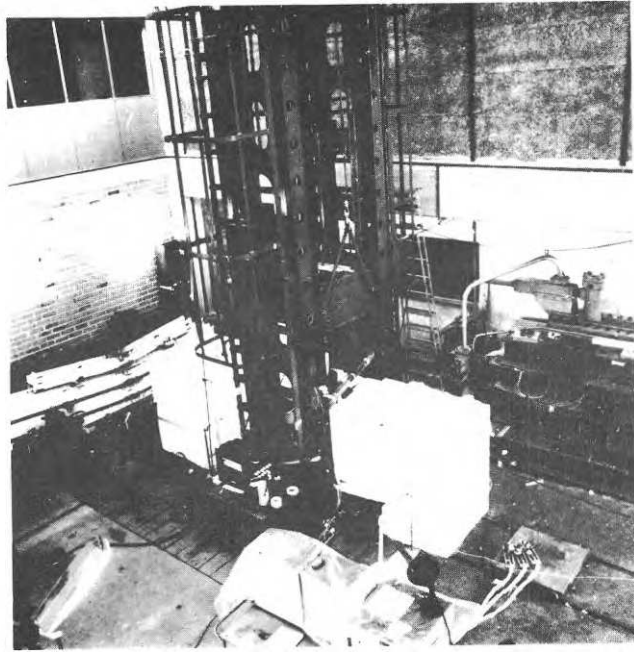


Fig. 6 Provning av balk vid  $-40^{\circ}\text{C}$ .

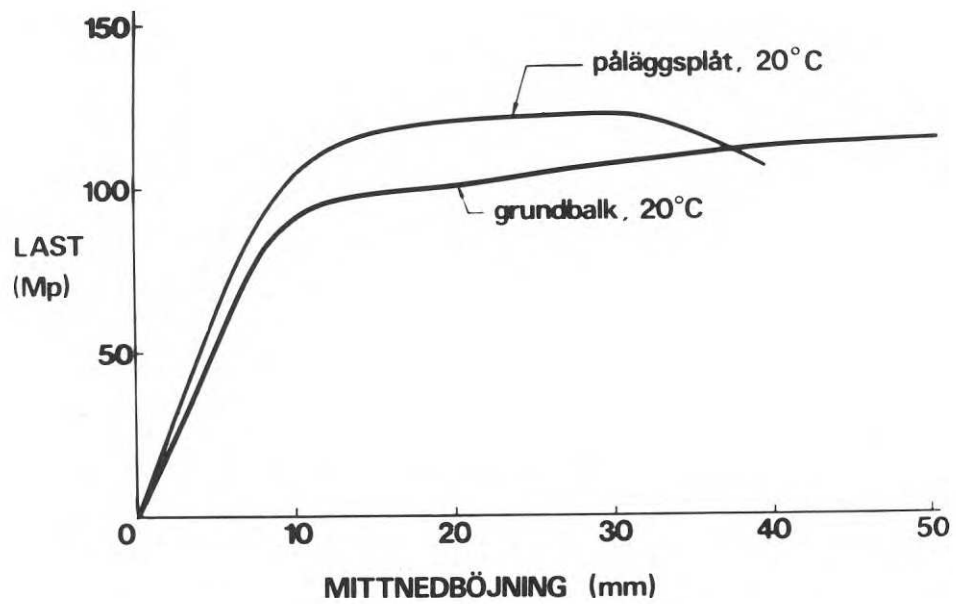


Fig. 7 Last- nedböjningskurvor för balkarna A (grundbalk) och D (balk med påläggsplåt) provade vid rumstemperatur.

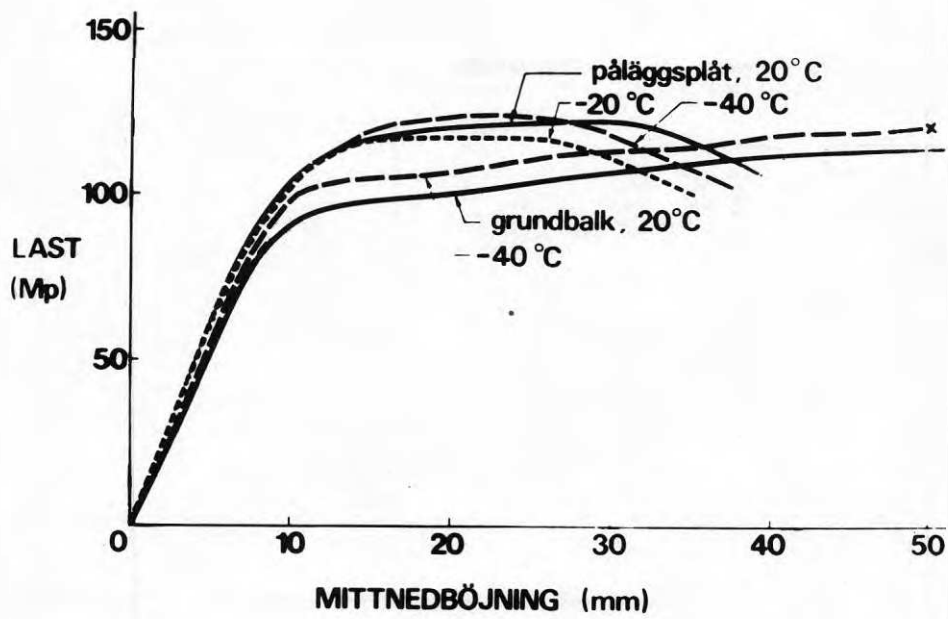


Fig. 8 Last- nedböjningskurvor för de fem hittills provade balkarna.

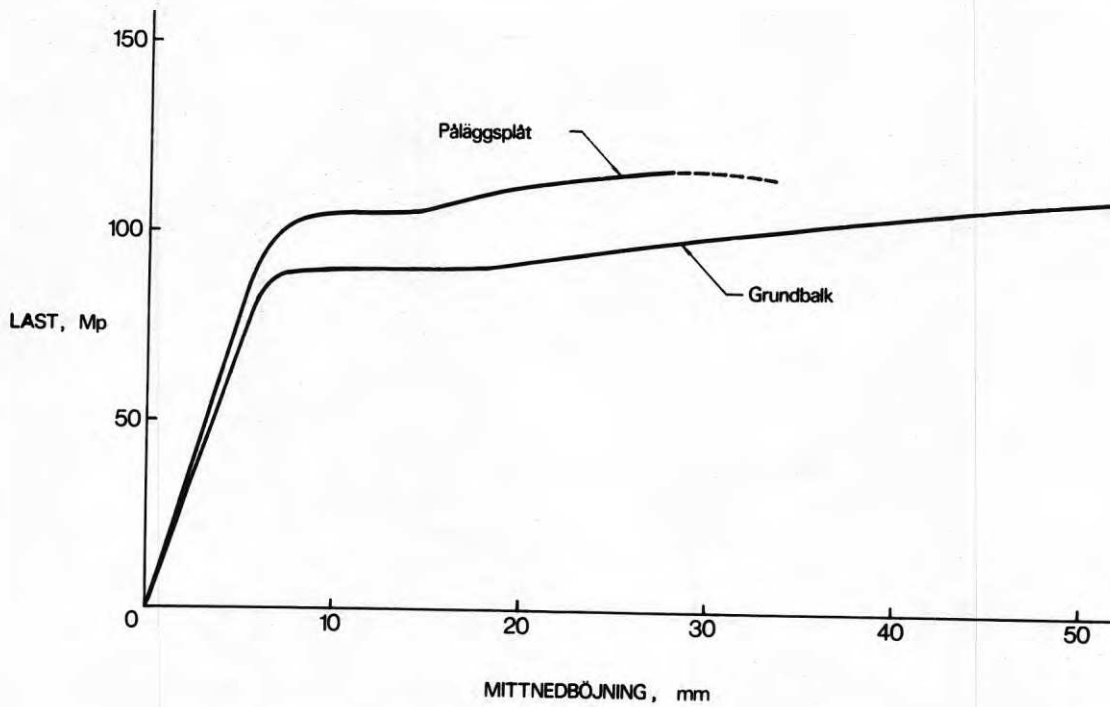


Fig. 9 Beräknade last- nedböjningskurvor för grundbalk och balk med påläggsplåt (preliminära resultat). Inverkan av töjhärdning har beaktats, däremot ej inverkan av egenspanningar.



Temp. C°	Otöjt	Töjt
+20	15,6	8,38
±0	5,57	1,30
-20	0,63	0,60
-40	0,40	0,45

Fig. 10 Resultat av Charpy-provning på material ur balk B.

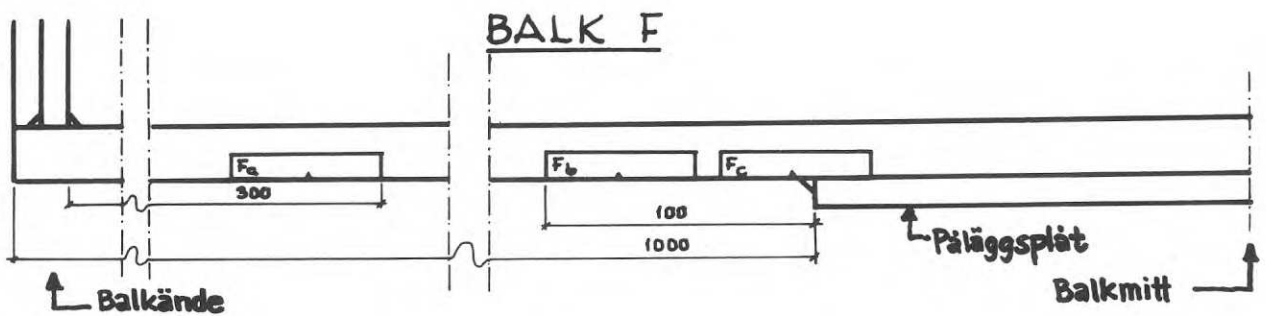


Fig. 11 Charpy-provstavarnas läge i balk F.

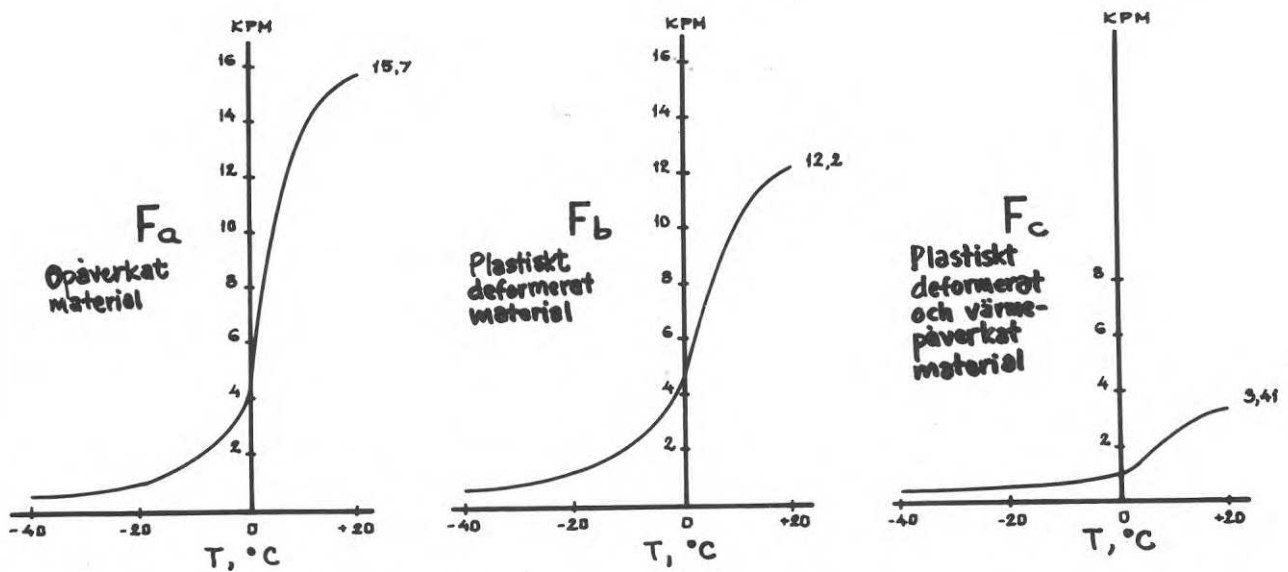


Fig. 12 Omslagskurvor för material ur balk F.

## SIMULERING AV BÄRFÖRMÅGA HOS VALSADE BALKAR OCH PELARE AV STÅL

Tekn lic Bo Edlund och civ ing Ulf Leopoldson  
Inst för Konstruktionsteknik, Stål- och träbyggnad, Chalmers Tekniska Högskola, Göteborg

### Resumé

En Monte Carlo metod för datorsimulering av bärförmågan hos bärverk presenteras. Metoden tillämpas på balkar och pelare av stål. Resultaten analyseras och jämföres med statistiska metoder. De slutliga resultaten skall kunna användas såsom grund för beslutsfattande i säkerhetsfrågor.

### 1. Allmänt

Byggnadselement, som lämnar tillverkaren uppvisar nästan alltid avvikelser från geometriska och hållfasthetsbestämmande parametrars nominella värden.

För t ex valsade balkar av stål medger existerande bestämmelser relativt stora avvikelser från dessa nominella värden.

Här skall beskrivas ett pågående forskningsprojekt, som kan sägas syfta till att på dator medelst en Monte Carlo metod studera bärförmågan hos bärverk, då geometri och hållfasthetsegenskaper varierar på det sätt som tillgängliga mätresultat anger. Med statistiska metoder konstrueras sedan frekvensfunktioner, som kan ligga till grund för beslut i säkerhetsfrågor.

### 2. Metod

Simuleringsmetoden kan i korthet beskrivas på följande sätt, se även fig. 1. Ur ingångsdata bildas fördelningsfunktioner för uppmätta avvikelser från nominell geometri och hållfasthet. Med en Monte Carlo metod väljes sedan slumpmässigt bärverkets hållfasthetsbestämmande parametrar. Bärförmågan bestämmes med en matematisk modell. Med denna metodik kan man snabbt och lätt simulera ett stort antal brottförsök. Resultaten från ett antal sådana försök har skrivits ut i histogramform på radskrivare och behandlats statistiskt. I det följande diskuteras metodens tillämpning på valsade balkar och pelare av stål.

### 3. Ingångsdata

Såsom ingångsdata används dels frekvensfunktioner som redovisar resultat av hållfasthetsprov från stålstänger, dels osorterade mätvärden avseende avvikelser från nominella värden för I-balkars höjd, livtjocklek samt över- och underflänsars tjocklek och bredd, se fig. 2. Dessa osorterade mätvärden redigeras medelst dator och fördelningsfunktioner bildas.

#### 4. Simuleringsförfarandet

För var och en av de sex geometriska parametrarna  $h$ ,  $d$ ,  $b_o$ ,  $b_u$ ,  $t_o$  och  $t_u$  (se fig. 2) samt för flytspänningen  $\sigma_s$  väljes slumpmässigt ett värde.

Härvid utnyttjas fördelningsfunktionen (eller noggrannare uttryckt den kumulativa relativa frekvensen) för avvikelser från det nominella värdet, se fig. 3.

I den procedur som väljer balktvärsnitt genereras först ett slumpantal mellan 0 och 1. Till detta slumpantal tillordnas enligt fig. 3 ett värde på avvikelsen från nominellt parametervärde, varigenom den aktuella parametern lätt bestämmas. Därefter genereras ett nytt slumpantal, som bestämmer nästa parameter etc.

Uppsättningen av nämnda sju parametrar representerar alltså ett slumpvis valt balktvärsnitt.

Till en början baseras undersökningen på antagandet att parametrarna för ett visst tvärsnitt är oberoende av varandra.

#### 5. Matematisk modell

##### 5.1 Balkar [1] [2]

Vid dimensionering  $m$  a  $p$  tillåten böjspänning enligt elasticitetsteorin användes formeln

$$M_{\text{till}} = \sigma_{\text{till}} \cdot W_{\text{nom}} = (\sigma_{s,\text{nom}}/n) \cdot W_{\text{nom}}$$

där  $n$  anger säkerheten mot uppnående av sträckgränsen i den mest ansträngda fibern.

Det "elastiska gränsmomentet"  $M_{s,\text{nom}}$  för ett tvärsnitt med nominellt motståndsmoment  $W_{\text{nom}}$  och nominella sträckgränsen  $\sigma_{s,\text{nom}}$  definieras genom formeln

$$M_{s,\text{nom}} = W_{\text{nom}} \cdot \sigma_{s,\text{nom}}$$

Syftet med undersökningens första etapp är att studera den statistiska variationen hos stålbalkars flytmoment  $M_p$  (momentet vid genomplasticerat tvärsnitt, "plasticitetsmomentet").

Införes det "relativa flytmomentet"

$$\alpha = M_p / M_{s,\text{nom}}$$

kan man skriva

$$M_{\text{till}} = \frac{1}{n} \cdot \frac{1}{\alpha} \cdot M_p$$

Den formella säkerheten mot genomplasticiering av ett visst enskilt balktvärsnitt är alltså  $n \cdot \alpha$ .

I den matematiska modellen för balkar bestäms alltså  $\alpha$  av uttrycket

$$\alpha = M_p / M_{s,nom}, \text{ där}$$

$$M_p = \sigma_s^{fläns} \cdot Z_{fläns} + \sigma_s^{liv} \cdot Z_{liv}$$

Hänsyn till skillnaden mellan sträckgräns i fläns och liv har tagits genom att kvoten  $\sigma_s^{liv} / \sigma_s^{fläns}$  i ett fall satts = 1,1 (matematisk modell typ 1) och i ett annat fall antagits följa sambandet i fig. 4 (matematisk modell typ 2).

## 5.2 Pelare [3]

Simulering av pelare har hittills utförts endast med enkla modeller, där den kritiska spänningen  $\sigma_k$  bestämts för en centriskt belastad, rak sträva. Hänsyn har tagits till egenspanningar, som uppkommit vid valsning, samt till avvikelser från tvärsnittets nominella geometri och från nominell sträckgräns. Största tryckeegenspanningen i flänsarna är  $\sigma_r$ .

Sambandet  $\sigma_k = f(\lambda)$  ("knäckningskurvan") utgöres för  $\sigma_k < \sigma_s - \sigma_r$  av Eulerhyperbeln och bestäms för  $\sigma_s - \sigma_r < \sigma_k < \sigma_s$  enligt tangentmodulteorin. Med kännedom om  $\sigma - \epsilon$  diagrammet för kort pelare med egenspanningar erhålles då

$$\sigma_k = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2} \cdot \sigma_r^{-q} (\sigma_s - \sigma_k)^q$$

Simuleringar har utförts med  $q = 1/2$  och  $q = 2/3$ , se [3].

## 6. Bestämning av lämpligt antal spel

För att tillräckligt god precision hos resultatet skall erhållas måste ett visst antal belastningsförsök med balkar eller pelare (antalet spel) simuleras. Sedan man valt önskad bredd hos konfidensintervallet för väntevärdet, kan erforderligt antal spel bestämmas med en statistisk metod.

## 7. Utvärdering av resultat

Resultat från simuleringar omfattande ren böjning av fyra balkar av typ HEB och tre balkar av typ IPE med matematisk modell av typ 2 redovisas i tabell 1 samt fig. 5 och 6. Vid jämförelse mellan olika datorutskrifter framgår att jämförbara histogram, statistiska storheter och frekvensfunktioner skiljer sig obetydligt från varandra. Detta resultat gäller såväl vid jämförelse mellan olika balktyper som mellan olika matematiska modeller.

Formfaktorn  $\alpha_{nom}$  underskrides i 9-17 % av försöken.

I [2] studeras hur medelvärde och spridning hos dimensionsavvikelser och sträckgräns påverkar den statistiska variationen hos det relativa flytmomentet.

Resultat av simuleringar av pelares bärförmåga med enkel modell för en bredflänsprofil redovisas i fig. 7. Den relativa brottlasten  $P/P_{s,nom}$  har undersökts för åtta olika nominella slankhetstal.

#### 8. Statistisk betraktelse

En jämförelse medelst homogenitetstest mellan resultaten från simuleringar av de fyra ovan nämnda balkarna av typ HEB med den matematiska modellen av typ 1 har givit till resultat, att på fem procents signifikansnivå godkännes hypotesen att dessa histogram är lika.

En statistisk hypotesprövning har visat att histogrammen för HEB-balkar relativt väl kan approximeras med normalfördelningar. Då dessa fördelningar som nämnts är nära lika, kan resultaten från alla simulerade balkar av typ HEB ersättas av en resulterande frekvensfunktion, som är normalfördelad.

#### 9. Ytterligare undersökningar

Under innevarande år (1970) skall de matematiska modellerna utvecklas, så att hänsyn kan tas till inverkan av andra typer av egenspanningar, elasticitetsmodulens variation samt töjhärtningsområdet. Vidare skall studeras balkar med moment och tvärkraft samt balkars rotationsförmåga.

Simuleringsmodellerna för balkar och pelare planeras att längre fram utvecklas, så att hänsyn kan tas till ytterligare avvikelser från föreskriven form (flänssnedhet, geometrins variation i balkens eller pelarens längdriktning), ytterligare imperfektioner, inverkan av normalkraft samt andra kriterier på bärförmågan såsom buckling, kantring etc.

#### 10. Exempel på tillämpningar

Den här beskrivna metoden att bestämma bärförmågan hos ett bärverk kan kombineras med frekvensfunktioner för lasternas verkliga variation.

Ett sådant förfarande bör ge en grund för att med probabilistiska metoder angripa säkerhetsproblemet för balkar och pelare.

Det är även möjligt att bestämma de optimala värdena på spridning och medelvärde för var och en av de geometriska parametrarna, samt att minska laboratoriekostnaderna vid uttestandet av nya typer av bärverk och bärverkselement.

11. Litteratur

- [1] Edlund B - Leopoldson U: Simulering av bärförmåga hos stålbalkar. Delrapport 1. Statistisk variation hos flytmoment i valsade I-balkar. Chalmers Tekniska Högskola, Inst. för Konstruktionsteknik, Stål- och träbyggnad, Int. skr. S 70:2, Göteborg 1970.
- [2] Edlund B - Leopoldson U: Simulering av bärförmåga hos stålbalkar. Delrapport 2. Statistisk variation hos flytmoment i valsade HEB- och IPE-balkar. Chalmers Tekniska Högskola, Inst. för Konstruktionsteknik, Stål- och träbyggnad, Int. skr. S 70:7, Göteborg 1970.
- [3] Edlund B - Leopoldson U: Simulering av bärförmågan hos stålpelare. Delrapport 1. Statistisk variation hos tangentmodullasten för valsade pelare med I- och H-tvårsnitt. Chalmers Tekniska Högskola, Inst. för Konstruktionsteknik, Stål- och träbyggnad, Int. skr. S 70:8, Göteborg 1970.
- [4] Simulerad bärförmåga. Tidskriften CHALMERS 2 (1970), Nr 2, p. 10-11.

TABELL 1 Sammanställning av viktiga  $\alpha$ -värden från utförda simuleringar. (Gäller resultat från simulering med matematisk modell typ 2.)

Balktyp	Omgång nr	Antal spel	$\alpha_{\min}$	*sim $\alpha_{\min}$	$\alpha_{\text{kar}}$	$\alpha_{\text{nom}}$	$\alpha_{\text{med}}$
HE 280 B	1	500	0,867	0,93	1,003	1,112	1,259
	2	500	0,867	0,93	0,993	1,112	1,253
HE 300 B	1	400	0,833	0,93	0,978	1,112	1,250
	2	700	0,833	0,91	1,002	1,112	1,244
HE 360 B	1	400	0,862	0,92	1,002	1,112	1,245
	2	300	0,862	0,91	0,994	1,120	1,244
HE 400 B	1	400	0,882	0,95	1,018	1,122	1,268
	2	300	0,882	0,90	1,000	1,122	1,262
IPE 240	1	500	0,865	0,95	1,019	1,128	1,292
	2	700	0,865	0,95	1,017	1,128	1,305
IPE 270	1	400	0,872	0,95	1,011	1,128	1,294
	2	600	0,872	0,95	1,010	1,128	1,292
IPE 300	1	400	0,880	0,98	1,035	1,128	1,336
	2	600	0,880	0,98	1,039	1,128	1,332

\*) Här approximerat med klassmitt

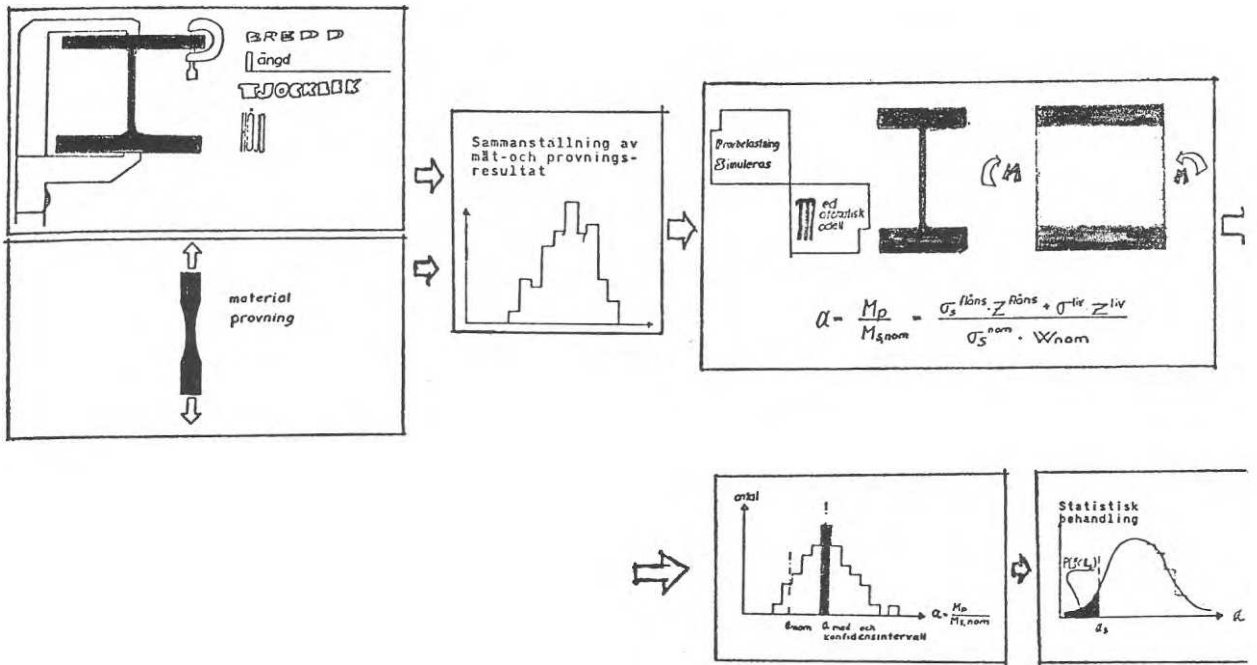


Fig. 1 Blockschema med översikt över inom projektet använd metodik.

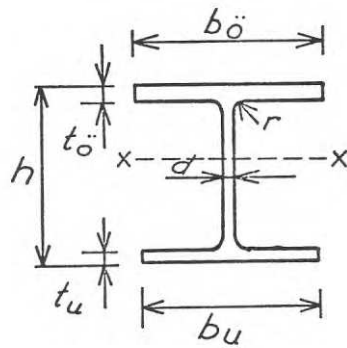


Fig. 2 Tvärsnitt av I-balk som studeras med simuleringsprogrammen.

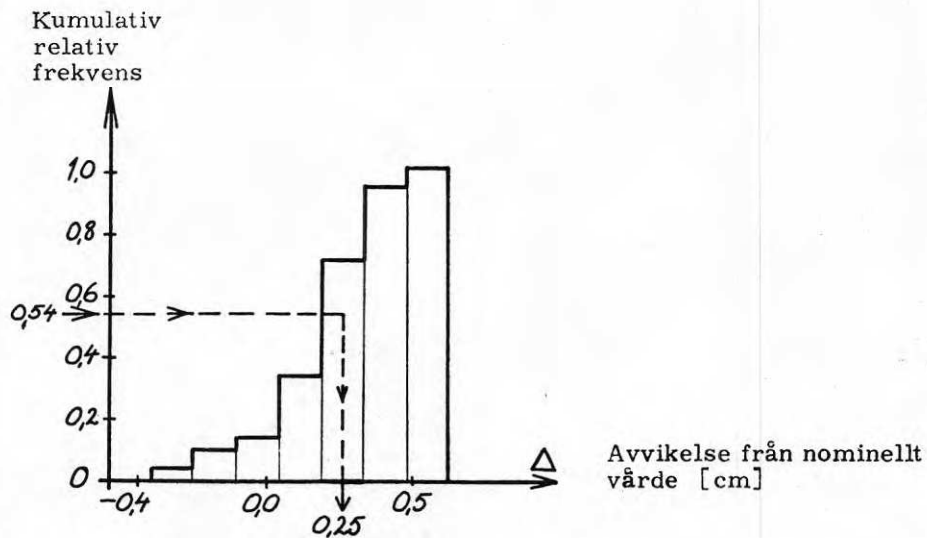


Fig. 3 Typisk fördelning för de parametrar som bestämmer flytmomentet.  
Användningsexempel: Ett slumpstal  $r = 0,54$  ger avvikelsen  $\Delta = 0,25$  cm (= klassmitt för tillhörande klass).

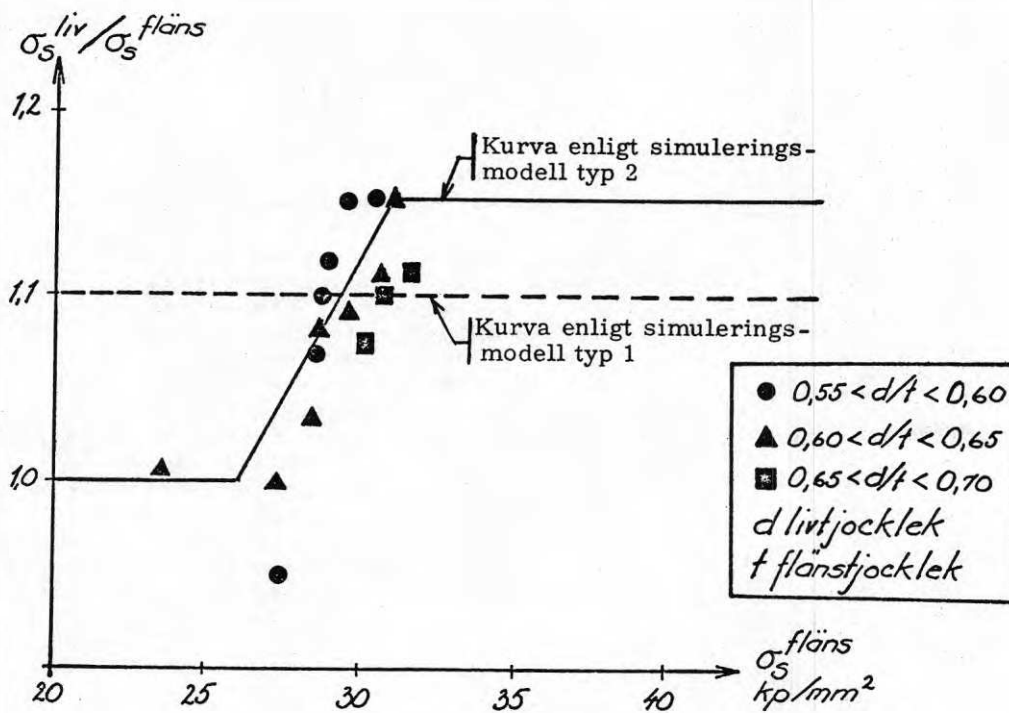


Fig. 4 Samband mellan kvoten  $\sigma_s^{\text{liv}} / \sigma_s^{\text{fläns}}$  och  $\sigma_s^{\text{fläns}}$ .  
Var och en av punkterna anger medelvärdet av 200 provningar.

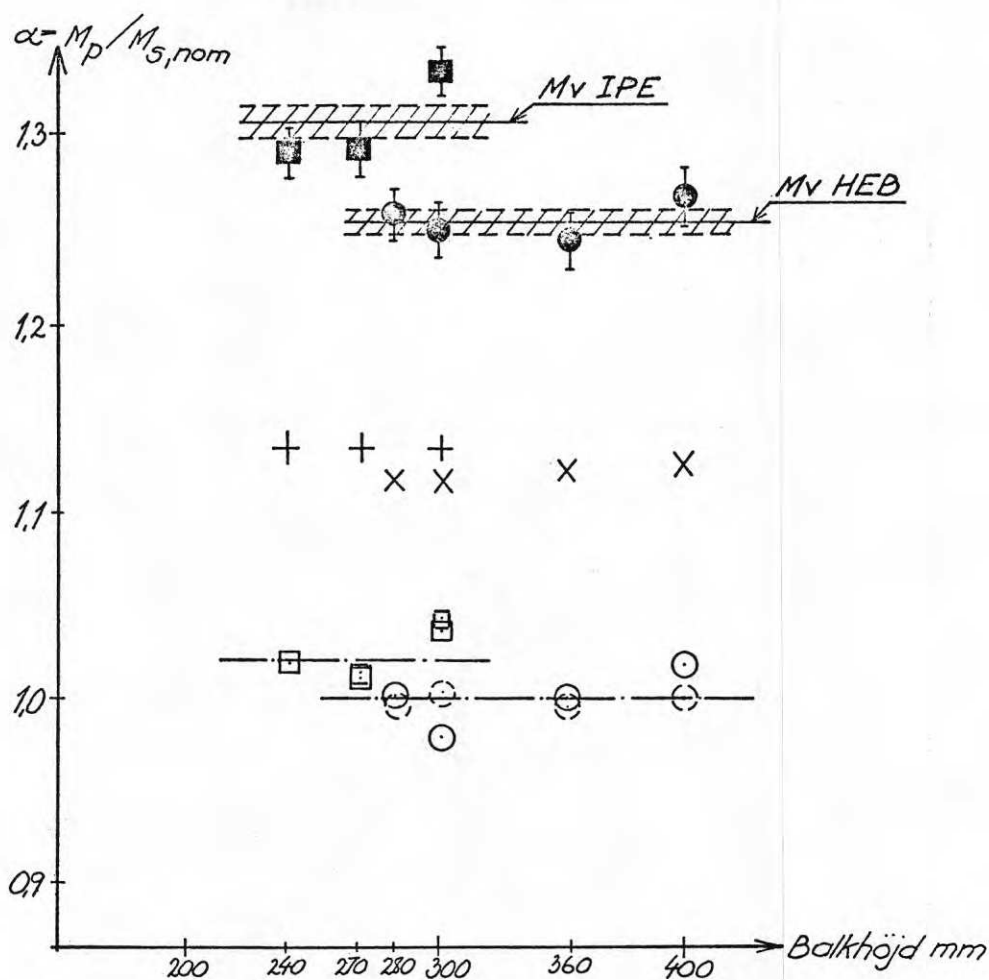


SIMULERING AV FLYTMOMENT FÖR BALK IPE300 700 ST  
 STÄLKVALITET SIS 1411  
 BERÄKNINGEN UTFÖRD ÄR 70 DAG 114

UTFALL	0	4	5	46	89	109	115	113	84	51	45	28	8	2	0	1
150																
147																
144																
141																
138																
135																
132																
129																
126																
123																
120																
117																
114																
111																
108																
105																
102																
99																
96																
93																
90																
87																
84																
81																
78																
75																
72																
69																
66																
63																
60																
57																
54																
51																
48																
45																
42																
39																
36																
33																
30																
27																
24																
21																
18																
15																
12																
9																
6																
3																

KLASSMITT	,91	,98	1,04	1,11	1,17	1,23	1,30	1,36	1,43	1,49	1,56	1,62	1,69	MP/MS	
TEOR GRÄNSER	,880													2,300	MP/MS
MEDELVÄRDE														1,332	MP/MS
STANDARDDEVIATION														0,147	MP/MS
KARAKTERISTISKT VÄRDE (MV-2S)														1,039	MP/MS
NITTIONIO PROCENTS KONFIDENSINTERVALL														0,029	MP/MS

Fig. 5 Exempel på resultatutskrift från simuleringsprogram.



#### Teckenförklaring

- × formfaktor,  $\alpha_{nom}$ , för balkar typ HEB
- medelvärde från simulering med balkar typ HEB
- karakteristiskt värde (Mv - 2 s) från simulering med balkar av typ HEB
- + formfaktor,  $\alpha_{nom}$ , för balkar av typ IPE
- medelvärde från simulering med balkar av typ IPE
- karakteristiskt värde från simulering med balkar av typ IPE
- I 95 procentens konfidensintervall för medelvärdet.

Ovan angivna tecken avser omgång 1 enligt tabell 1, streckade tecken avser omgång 2 enligt tabell 1.

Mv HEB och Mv IPE avser medelvärden för resp. balktyp enligt tabell 11 i [2]. Kring dessa medelvärden har 95 % konfidensintervall inritats. Streckprickade linjer avser motsvarande karakteristiska värden.

Fig. 6 Resultat av simulering med matematisk modell typ 2.

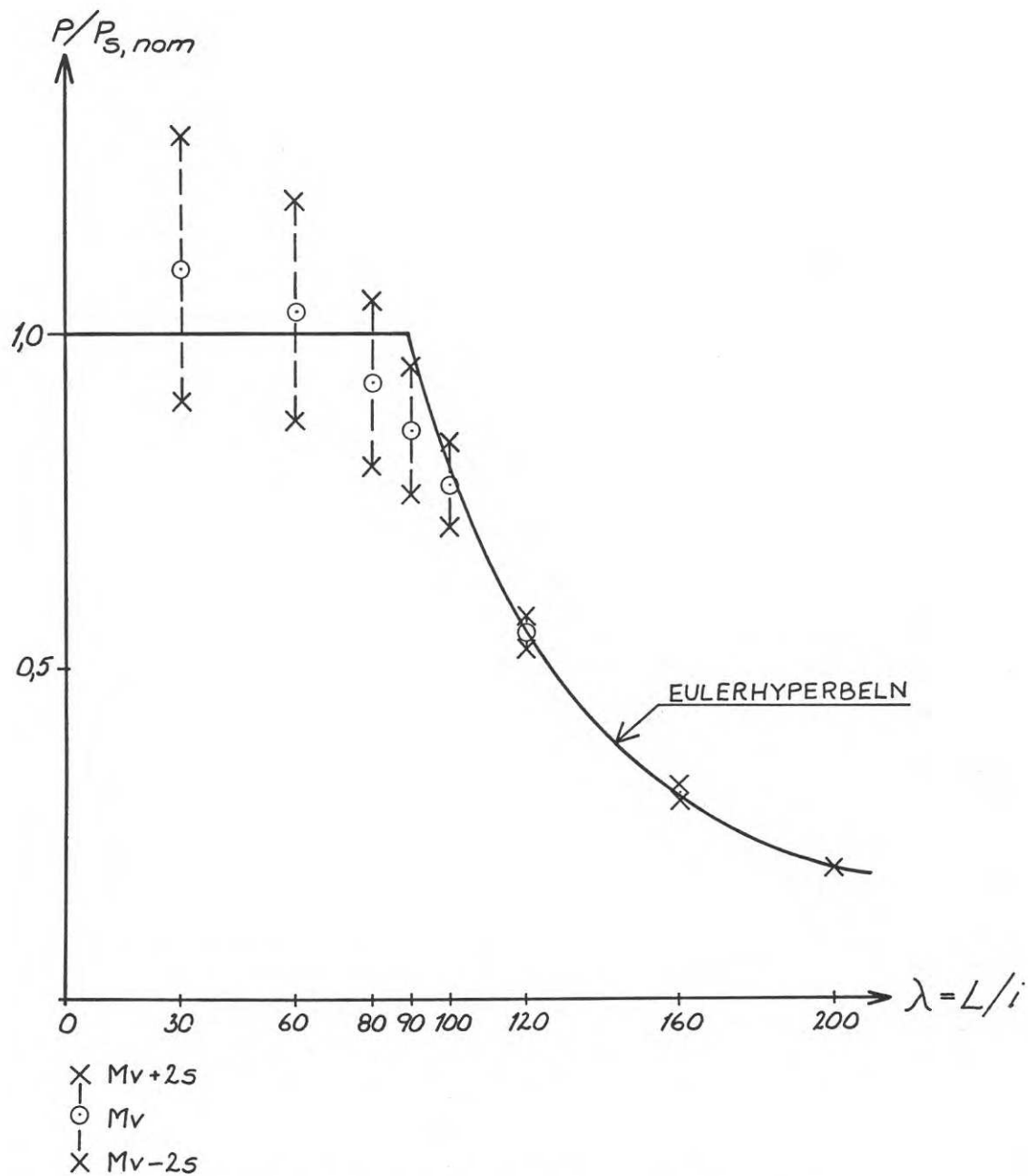


Fig. 7 Resultat från simulering av stålpelares bärförmåga, där  $P$  anger pelarens verkliga brottlast enligt använd modell och  $P_{s,nom}$  anger produkten av nominell tvärsnittsarea och nominell sträckgräns för materialet.  
Balk HE 280 B.  
 $q = 1/2$ .

Tekn lic Bo Edlund

Inst för Konstruktionsteknik, Stål- och träbyggnad, Chalmers Tekniska Högskola, Göteborg

### Resumé

Vid optimering med enkel Monte Carlo metod utföres slumpvis sökning över ett stort område av parameterrummet. Metoden förbättras här genom systematisk styrning av beräkningsprocessen mot ett optimum. Forskningsarbetet omfattar bl.a. studium av olika möjligheter att vid datorberäkning automatiskt ingränsa parameterrummet. Förfarandet kan användas för lösning av optimeringsproblem med diskreta variabler och icke-linjära restriktioner. Tillämpningsexempel har hittills varit optimal dimensionering av I-balk av stål.

### 1. Allmänt

Användning av Monte Carlo metoder kan i korthet sägas innebära att man konstruerar beräkningsprocesser (algorithmer), där åtminstone någon variabel beror av ett slumptal, varefter algorithmen genomlöpes ett antal gånger med olika uppsättningar av slumptal.

Här redogöres kortfattat för första etappen av ett forskningsarbete, som avser att med hjälp av dator tillämpa en Monte Carlo metod för automatisk optimering av stålbärverk. Hithörande optimeringsproblem karakteriseras vanligen av olinjära restriktioner och diskreta parametrar.

Metoden har hittills tillämpats på ett enkelt problem, nämligen bestämning av minsta vikt för en moment- och tvärkraftsbelastad I-balk. Problemet har fyra obekanta parametrar.

### 2. Problemställning

Vid dimensionering av ett bärverk är målet att bestämma värdet på konstruktionsparametrarna  $x_j$  (dimensioner, sektionsareor m.m.), så att dessa villkor är uppfyllda.

Dessa villkor, restriktionerna, kan skrivas

$$(1) \quad \begin{cases} f_i(x, k) = 0 & i = 1, 2, \dots, p \\ f_i(x, k) < 0 & i = p + 1, p + 2, \dots, q \end{cases}$$

Här är  $x = [x_1, x_2, \dots, x_n]$  en  $n$ -dimensionell vektor, som innehåller konstruktionsparametrarna, och  $k$  är en vektor som innehåller ett antal givna konstanter (tillåtna påkänningar, nedböjningar, belastningar m.m.). De punkter  $x$  i det  $n$ -dimensionella parameterrummet, som satisfierar (1), kallas tillåtna punkter.

Vid optimal dimensionering gäller det att bland de tillåtna punkterna bestämma den som optimerar en målfunktion  $A(x, k)$ . (Vid minstaviktsdimensionering av en stålbalk är  $A$  balkvikten.) Områdena med tillåtna och icke tillåtna punkter skiljs åt av en hyperyta. Den punkt som optimerar  $A(x, k)$  ligger i allmänhet på denna hyperyta.

### 3. Enkel slumpmässig sökning

Beräkningsgången framgår av fig. 1. I varje spel genereras först  $n$  stycken slumpstal, vilka i tur och ordning tilldelar de parametrar som ingår i vektorn  $x$  ett värde ur en i förväg avgränsad del av parameterområdet (= val av ett I-tvärnsnitt). Om  $x$  svarar mot en tillåten punkt beräknas  $A(x, k)$  och jämföres med tidigare lagrat bästa värde på  $A$ . Om det nya värdet är bättre lagras detta. Därefter utföres ett nytt spel etc., tills resultatet har godtagbar noggrannhet eller ett visst föreskrivet antal spel har genomlöpts, varvid en beräkningsomgång är klar.

### 4. Ingränsning av parameterområdet

Efter varje omgång kan man för varje  $x_j$  begränsa givna parametervärden till ett område kring optimum för att därigenom koncentrera sökningen till de intressanta delarna av parameterområdet, se fig. 2. Flera systematiska metoder för att automatiskt ingränsa parameterområdet har utarbetats under projektets gång. Några skall omnämnas här.

### 5. Viktad sökning

Slumptalen tillordnas parametrarna via en lämplig funktion, fig. 3, så att sannolikheten är stor, säg 80 %, att parametervärdet väljs i ett intressant intervall. Speciellt har undersökts möjligheten att under beräkningarnas gång ge successivt ökad vikt åt området intill punkten för senaste förbättringen.

### 6. Viktad sökning som inleds i otillåtet område

Eftersom optimum ligger vid gränsen till det otillåtna området, kunde det vara lämpligt att starta beräkningarna i ett parameterområde, som även innehåller icke tillåtna punkter, och sedan stegvis minska parameterområdet så att det faller inom tillåtet område. Två metoder för tillämpning av denna princip har prövats, nämligen en metod med förstörade tillåtna värden (t ex spänningar) och en metod med strafffunktion. Dessa båda metoder har visat sig vara särskilt lovande och avses studeras ytterligare.

## 7. Tillämpning

Metodikerna har utprovats på problemet med optimering av en svetsad I-balk. Härvid definieras parameterrummet av ett antal givna plåttjocklekar för liv och fläns samt av givna intervall för livhöjd och flänsbredd. Eftersom tjockleksparametrarna är diskreta blir målfunktionen (tvärsnittsarean) diskontinuerlig. I fig. 4 visas arean  $A$  som funktion av höjden  $h$  och livtjockleken  $d$ . Svårigheten här är att man kan hamna i ett lokalt optimum, men missar den globala optimumpunkten.

## 8. Litteratur

Edlund B - Johansson J O: Optimering av bärverk - speciellt med hjälp av Monte Carlo metoder. Chalmers Tekniska Högskola, Inst. för Konstruktionsteknik, Stål- och träbyggnad, Int. skr. S 69:9. Göteborg 1969.

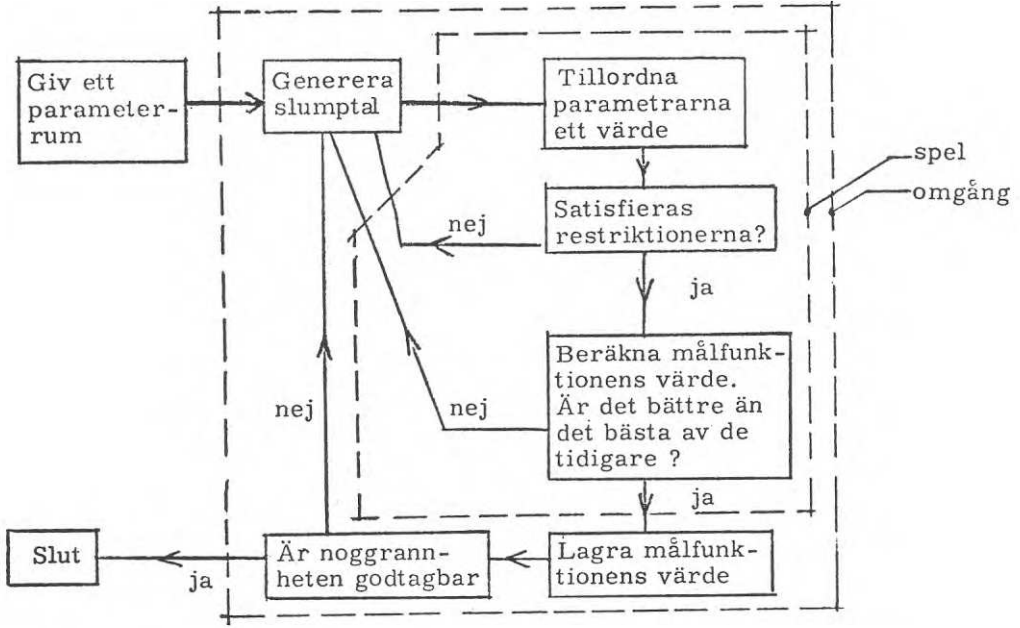


Fig. 1 Flödesschema över beräkningsgången

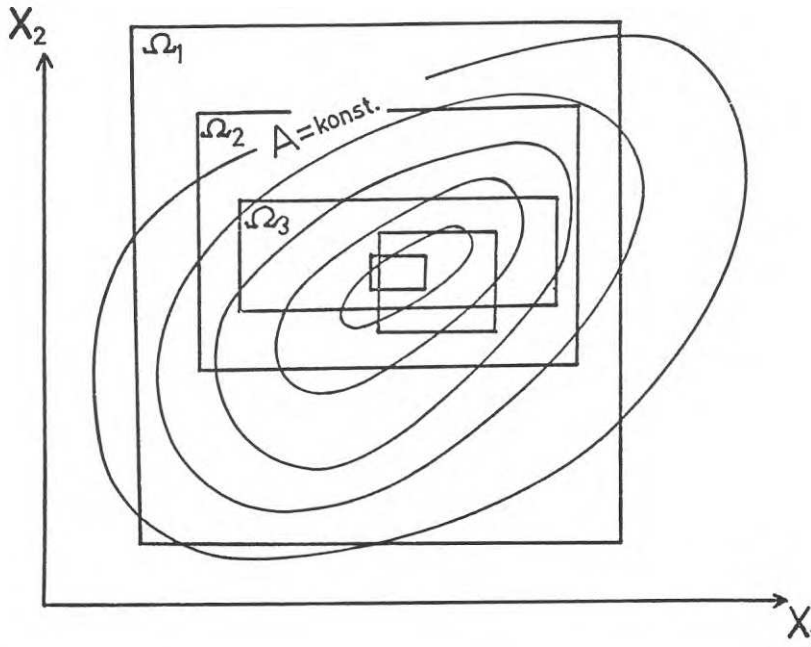


Fig. 2

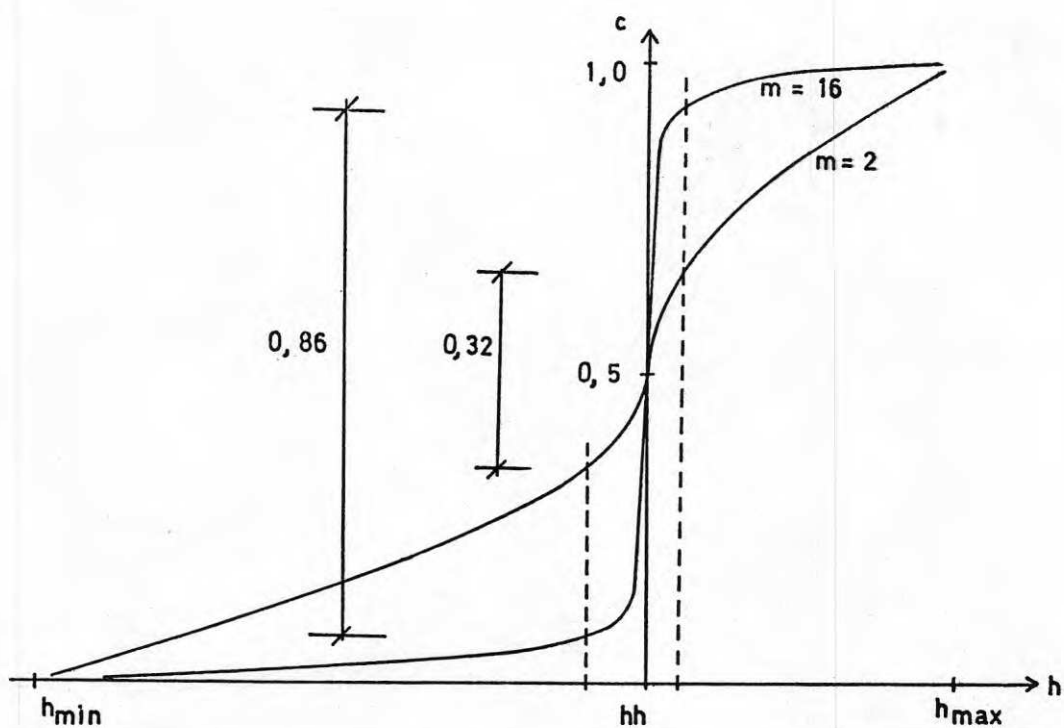


Fig. 3 Slumpvis val av parametern  $h$  med hjälp av rektangulärt fördelade slumpstal  $c$ . Parametern  $h$  skall ligga mellan gränserna  $h_{\min}$  och  $h_{\max}$ . Värdet  $hh$  är värdet på  $h$  vid senaste förbättring. Vid viktad sökning användes ett samband av formen

$$h = \begin{cases} hh - (hh - h_{\min}) \cdot (1 - 2c)^m & \text{för } c \leq 0,5 \\ hh + (h_{\max} - hh) \cdot (2c - 1)^m & \text{för } c > 0,5 \end{cases}$$



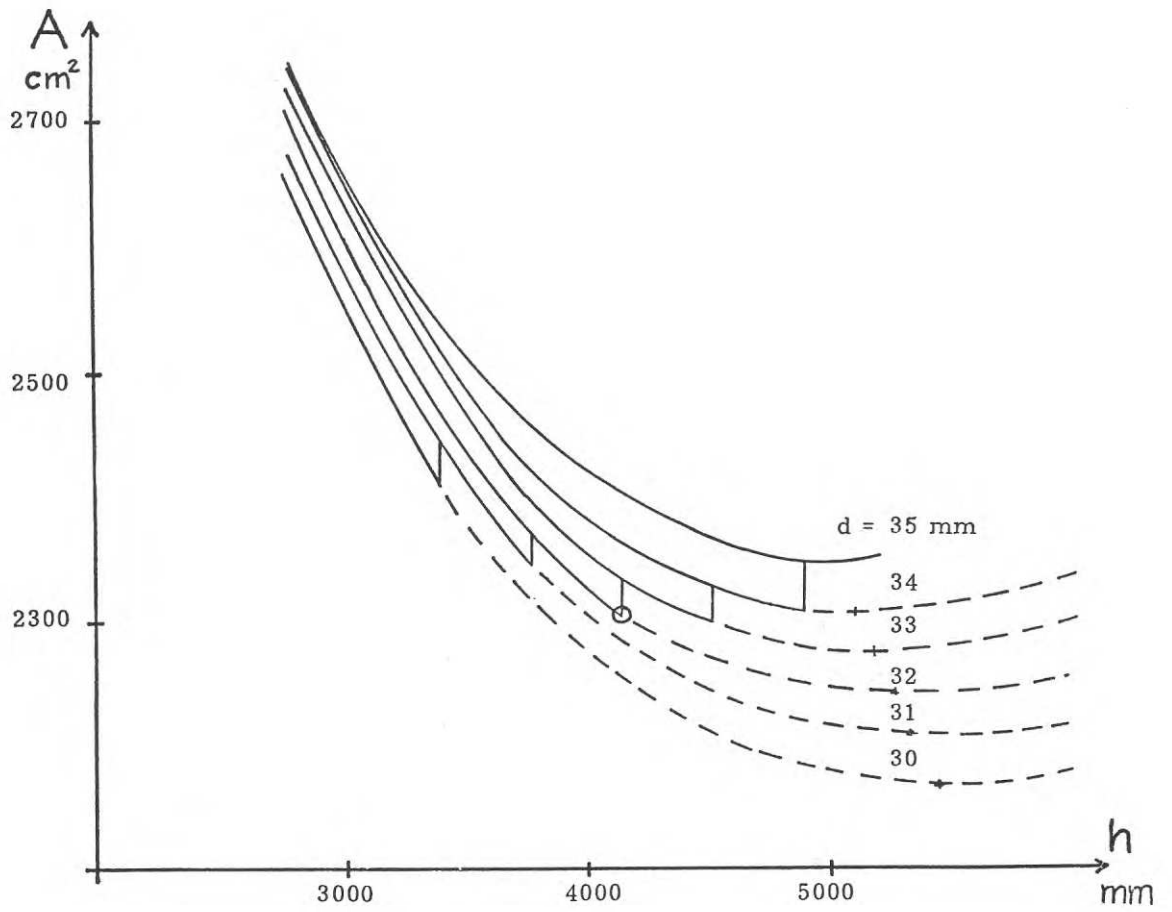


Fig. 4 Samband mellan tvärsnittsarea och livhöjd hos en svetsad I-balk vid olika livtjocklekar  $d$ .

Civ ing Jan Bäcklund och docent Bengt Åkesson  
 Inst för Byggnadsstatik, Chalmers Tekniska Högskola, Göteborg

### Resumé

En Saint-Venantskt vriden balklamell av elastiskt-idealplastiskt material betraktas. Då det Saint-Venantska vridmomentet  $M_{sv}$  uppnår värdet  $M_{svf} = W_v \tau_s$ , där  $W_v$  är det elastiska vridmotståndet, flyter mest ansträngt parti (förutsatt att lamellen är initieellt spänningslös). Då flytvridmomentet  $M_{svp} = Z_v \tau_s$  uppnås är balklamellen genomplasticerad. Det plastiska vridmotståndet  $Z_v$  har utgående från Nadais sandhögsanalogi med numerisk integration datorberäknats för standardprofilerna INP, IPE, UNP, ZNP, HEA, HEB, HEC och HEM. Hänsyn har tagits till rundad övergång mellan liv och fläns, varierande flänstjocklek och rundade flänshörn.

### 1. Inledning. Nadais sandhögsanalogi

En Saint-Venantskt vriden, initieellt prismatisk och spänningslös balklamell av elastiskt-idealplastiskt material med öppet, tunnväggigt, i eget plan odeformerbart tvärsnitt betraktas. Given snittkraft är det Saint-Venantska vridmomentet  $M_{sv}$  [kraft · längd]. När vridmomentet  $M_{sv}$  understiger värdet  $M_{svf} = W_v \tau_s$ , där  $W_v$  [längd<sup>3</sup>] är det elastiska vridmotståndet och  $\tau_s$  flytskjuvspänningen för balkmaterialet, är hela balklamellen elastisk. När  $M_{svf}$  uppnås flyter mest ansträngt parti av lamellen. Om momentet  $M_{sv}$  ökas till flytvridmomentet (det plastiska vridmomentet)  $M_{svp} = Z_v \tau_s$ , där  $Z_v$  [längd<sup>3</sup>] är det plastiska vridmotståndet, genomplasticeras balklamellen och dess bärförmåga är uttömd. Eventuella initialsjuvspänningar påverkar ej  $M_{svp}$ . Endast små deformationer betraktas (första ordningens teori).

Värdet på flytvridmomentet  $M_{svp}$ , dvs värdet på det plastiska vridmotståndet  $Z_v$ , kan beräknas med Nadais sandhögsanalogi, se Nadai [1] och [2]. Enligt sandhögsanalogin är  $M_{svp} = 2V$  där  $V$  är volymen av en sandhög med basytan lika med balktvärsnittet (förutsatt att detta är enkelt sammanhängande) och rasvinkeln lika med  $\arctan \tau_s$ . Om flytskjuvspänningen  $\tau_s$  ges värdet 1 fås alltså det plastiska vridmotståndet  $Z_v$  som dubbla volymen av en sandhög med rasvinkeln  $45^\circ$ .

### 2. Plastiskt vridmotstånd för H-profiler. Approximativ beräkning

Vid beräkning av det plastiska vridmotståndet  $Z_v$  för H-balkar brukar man försumma den rundade övergången mellan liv och fläns. Man ser i litteraturen ofta "sandhögar" enligt fig 1. Figuren visar halva tvärsnittet hos en HE100A men med skarp övergång liv-fläns.

Sandhögens volym är enligt fig 1 med  $\tau_s = 1$

$$\begin{aligned} V_{\text{approx}} &= \frac{t^2}{4} \cdot 2b - 4 \cdot \frac{1}{3} \cdot \frac{t^2}{4} \cdot \frac{t}{2} + \frac{d^2}{4} \cdot (h - 2t) + 2 \cdot \frac{1}{3} \cdot \frac{d^2}{4} \cdot \frac{d}{2} \\ &= \frac{1}{2} (t^2 b - \frac{1}{3} t^3 + \frac{1}{2} d^2 h - d^2 t + \frac{1}{6} d^3) \end{aligned} \quad (1)$$

dvs ett approximativt värde på  $Z_v$  är

$$Z_v^{\text{approx}} = t^2 b - \frac{1}{3} t^3 + \frac{1}{2} d^2 h - d^2 t + \frac{1}{6} d^3 \quad (2)$$

Observera att även om övergången mellan liv och fläns är skarp, så är uttrycket (2) approximativt. En korrekt sandhög vid skarpa hörn är skisserad i fig 2, se vidare t ex Prager och Hodge [3], sid 66.

### 3. Plastiskt vridmotstånd för H-profiler. Exakt beräkning

Vid en exakt beräkning av det plastiska vridmotståndet  $Z_v$  för H-balkar måste hänsyn tas till den rundade övergången mellan liv och fläns, se fig 3. Partiet vid övergången liv-fläns visas uppförstorat i fig 4. Volymen av sandhögen vid övergången liv-fläns är  $V_0 = 2(V_1 + V_2 + V_3)$ , där  $V_1$ ,  $V_2$  och  $V_3$  är sandvolymerna över de tre markerade basytorna i fig 4. Volymerna beräknas med formlerna

$$V_1 = \int_0^{\alpha_0} dV_1(\alpha) \quad dV_1 = \frac{1}{2} a^2 (r + a) d\alpha \quad (3a, b)$$

$$V_2 = \int_0^{\alpha_0} dV_2(\alpha) \quad dV_2 = \frac{1}{2} a^2 (r + \frac{2}{3} a) d\alpha \quad (4a, b)$$

$$V_3 = \int_0^{\beta_0} dV_3(\beta) \quad dV_3 = \frac{1}{2} b^2 (r + \frac{2}{3} b) d\beta \quad (5a, b)$$

där (4) och (5) erhållits med Guldins regel. Geometrin ger

$$a = (2r + t)/(1 + \cos \alpha) - r \quad (6)$$

$$b = (2r + d/2)/\cos \beta - r \quad (7)$$

$$\alpha_0 = 2 \arctan [(r + d/2)/(2r + t)] \quad (8)$$

$$\beta_0 = \pi/2 - \alpha_0 \quad (9)$$

Integralerna (3), (4) och (5) har beräknats numeriskt med Gaussiska kvadraturformler på Göteborgs Datacentrals IBM 360/65. Det plastiska vridmotståndet är

$$Z_v = 2V = 2(2V_0 + V_{\text{liv}} + 2V_{\text{fläns}}) \quad (10)$$

där

$$V_{\text{liv}} = \frac{1}{4} d^2 (h - 2t - 2r) \quad (11)$$

$$V_{\text{fläns}} = \frac{1}{4} t^2 (b - t - 2r - d) - 2 \cdot \frac{1}{3} \cdot \frac{1}{4} t^2 \cdot \frac{t}{2} \quad (12)$$

I appendix redovisas det approximativa plastiska vridmotståndet  $Z_v^{\text{approx}}$  (=ZVAPPR) enligt (2), det exakta plastiska vridmotståndet  $Z_v$  (=ZV) enligt (10) samt kvoten (ZKVOT = ZVAPPR/ZV) mellan dessa för bl a profilerna HEA, HEB, HEC och HEM. ZVAPPR och ZV anges i mm<sup>3</sup>. Det framgår av första tabellen att ZVAPPR för HE100A är 17,5 % lägre än det exakta ZV. För HE1000A är ZCAPPR 8,2 % lägre än ZV.

#### 4. Plastiskt vridmotstånd för andra standardbalkar

Förutom för HEA, HEB, HEC och HEM har plastiskt vridmotstånd även beräknats för profilerna INP, IPE, UNP och ZNP. För profilerna INP, UNP och ZNP har hänsyn tagits till rundad övergång mellan liv och fläns, rundade flänshörn och varierande flänstjocklek. Resultat redovisas i appendix.

#### 5. Plastiskt vridmotstånd för andra balkar

I fig 5 ges i diagramform volymer  $V_0$  av "sandhögar" för två olika övergångar liv-fläns för skilda värden på kvoterna  $t/d$  respektive  $r/d$ , där  $t$  = flänstjocklek,  $d$  = livtjocklek och  $r$  = övergångsradi. Dessa diagram kan användas vid beräkning av  $Z_v$  för andra balkar än dem i appendix tabellerade.

#### 6. Slutord

En numerisk metod för noggrann beräkning av det plastiska vridmotståndet  $Z_v$  för öppna, tunnväggiga tvärsnitt har redovisats ovan. Noggranna värden på  $Z_v$  har tabellerats för valsade standardprofiler. Dessa värden ger bättre ekonomi vid dimensionering av vridna balkar enligt plasticitetsteorin än värden beräknade med i befintlig litteratur givna approximativa formler för  $Z_v$ . Arbetet har delvis bekostats med ett anslag från Statens råd för byggnadsforskning.

#### 7. Referenser

- [1] A Nadai: Der Beginn des Fliessvorgangs in einem toridierten Stab, Zeitschrift für Angewandte Mathematik und Mechanik, vol 3, 1923, sid 442-454.
- [2] A Nadai: Plasticity. A mechanics of the plastic state of matter, McGraw-Hill, New York 1931. 349 sidor.
- [3] W Prager och P G Hodge Jr: Theory of perfectly plastic solids, Wiley, New York 1951. 264 sidor.

Appendix. Plastiskt vridmotstånd  $Z_v$  [mm<sup>3</sup>] för valsade standardbalkar

Beteckningar: ZVAPPR =  $Z_v^{\text{approx}}$  enligt ekvation (2) i huvudtexten  
 ZV =  $Z_v$  enligt ekvation (10) i huvudtexten  
 ZKVOT = ZVAPPR/ZV

Z <sub>v</sub> för HEA-profiler				Z <sub>v</sub> för HEB-profiler			
Nr	ZVAPPR	ZV	ZKVOT	Nr	ZVAPPR	ZV	ZKVOT
100	7263	8801	0.825	100	11167	13086	0.853
120	8768	10306	0.851	120	16224	18344	0.884
140	11708	13371	0.876	140	22524	24851	0.906
160	15183	17950	0.846	160	30734	34695	0.886
180	18752	21615	0.868	180	40025	44305	0.903
200	23328	27715	0.842	200	50963	57441	0.887
220	30872	35657	0.866	220	63679	70605	0.902
240	39890	46950	0.850	240	78306	88187	0.888
260	46419	55920	0.830	260	89380	102419	0.873
280	54534	64483	0.846	280	102557	116100	0.883
300	67519	81043	0.833	300	122248	140232	0.872
320	82342	97024	0.849	320	142104	161329	0.881
340	93828	109388	0.858	340	157262	177440	0.886
360	106130	122585	0.866	360	173273	194420	0.891
400	127693	145677	0.877	400	200997	223811	0.898
450	155994	175521	0.889	450	236795	261246	0.906
500	187164	208249	0.899	500	275539	301642	0.913
550	207255	229313	0.904	550	300608	327759	0.917
600	228626	251673	0.908	600	327069	355283	0.921
650	251312	275363	0.913	650	354956	384248	0.924
700	279945	305425	0.917	700	389721	420573	0.927
800	341507	343826	0.906	800	428799	467546	0.917
900	368520	403360	0.914	900	497238	538673	0.923
1000	406100	442226	0.918	1000	542918	585722	0.927

Z <sub>v</sub> för HEC-profiler				Z <sub>v</sub> för HEM-profiler			
Nr	ZVAPPR	ZV	ZKVOT	Nr	ZVAPPR	ZV	ZKVOT
100	12677	14276	0.888	100	45973	50447	0.911
120	15347	16946	0.906	120	60682	65435	0.927
140	20799	22717	0.916	140	77536	82577	0.939
160	28037	30887	0.908	160	97642	105533	0.925
180	36735	39837	0.922	180	119348	127658	0.935
200	47025	50869	0.924	200	143604	155490	0.924
220	59039	63182	0.934	220	170542	182993	0.932
240	72908	78569	0.928	240	278129	298576	0.932
260	88765	94813	0.936	260	311989	338448	0.922
280	106740	113928	0.937	280	357881	386692	0.925
300	126967	134599	0.943	300	512375	551930	0.928
320	140756	150634	0.934	320	537526	577760	0.930
340	155338	165766	0.937	340	541495	581729	0.931
360	170728	182778	0.934	360	543864	584098	0.931
400	203971	217268	0.939	400	550422	590657	0.932
450	241299	258576	0.933	450	560565	600800	0.933
500	282336	302703	0.933	500	569108	609343	0.934
550	306563	217775	0.935	550	579692	619927	0.935
600	332106	357701	0.928	600	588676	628911	0.936
				650	599260	639495	0.937
				700	608244	648479	0.938
				800	628253	676702	0.928
				900	647821	696270	0.930
				1000	669430	717879	0.933

Z<sub>v</sub> för INP-profiler

Nr	ZVAPPR	ZV	ZKVOT
80	1927	1972	0.978
100	3105	3182	0.976
120	4680	4803	0.975
140	6711	6893	0.974
150	7857	8079	0.973
160	9254	9512	0.973
180	12366	12719	0.972
200	16106	16574	0.972
220	20531	21136	0.971
240	25698	26464	0.971
250	28714	29561	0.971
260	31980	32918	0.972
280	39312	40393	0.973
300	47309	48571	0.974
320	56734	58165	0.975
340	66870	68516	0.976
360	79578	81432	0.977
380	92200	94308	0.978
400	106697	109027	0.979
425	127429	130087	0.980
450	149335	152347	0.980
475	174271	177743	0.980
500	202014	205817	0.982
550	261250	264575	0.987
600	341732	347460	0.984

Z<sub>v</sub> för UNP-profiler

Nr	ZVAPPR	ZV	ZKVOT
30	1723	1818	0.948
40	1946	2049	0.950
50	2218	2334	0.951
65	3006	3142	0.957
80	3897	4050	0.962
100	4938	5179	0.953
120	6768	6985	0.969
140	8664	9078	0.954
160	10760	11235	0.958
180	13168	13708	0.961
200	15908	16520	0.963
220	19868	20693	0.960
240	23432	24352	0.962
260	28492	29687	0.960
280	32917	34636	0.950
300	37801	40167	0.941
320	57226	58458	0.979
350	55856	56505	0.989
380	55918	56887	0.983
400	69825	71564	0.976

Z<sub>v</sub> för IPE-profiler

Nr	ZVAPPR	ZV	ZKVOT
80	1712	1910	0.896
100	2486	2889	0.860
120	3517	3963	0.887
140	4785	5276	0.907
160	6201	7043	0.880
180	7994	8905	0.898
200	9934	11610	0.856
220	12613	14417	0.875
240	15510	18468	0.840
270	19202	22313	0.861
300	23877	27184	0.878
330	29395	34450	0.853
360	37579	43107	0.872
400	45945	53948	0.852
450	58269	66989	0.870
500	74457	84035	0.886
550	92547	106003	0.873
600	118054	132900	0.888

Z<sub>v</sub> för ZNP-profiler

Nr	ZVAPPR	ZV	ZKVOT
30	918	984	0.933
40	1277	1369	0.933
50	1754	1876	0.935
60	2169	2318	0.936
80	3560	3802	0.936
100	5170	5516	0.937
120	7173	7650	0.938
140	10092	10761	0.938
160	13114	13980	0.938
180	17406	18552	0.938
200	21654	23078	0.938

Anmärkning: Tabellvärdena har kopierats från datorutskrift. Självfallet är endast cirka 3 siffror i ZV (och ZVAPPR) av praktiskt intresse

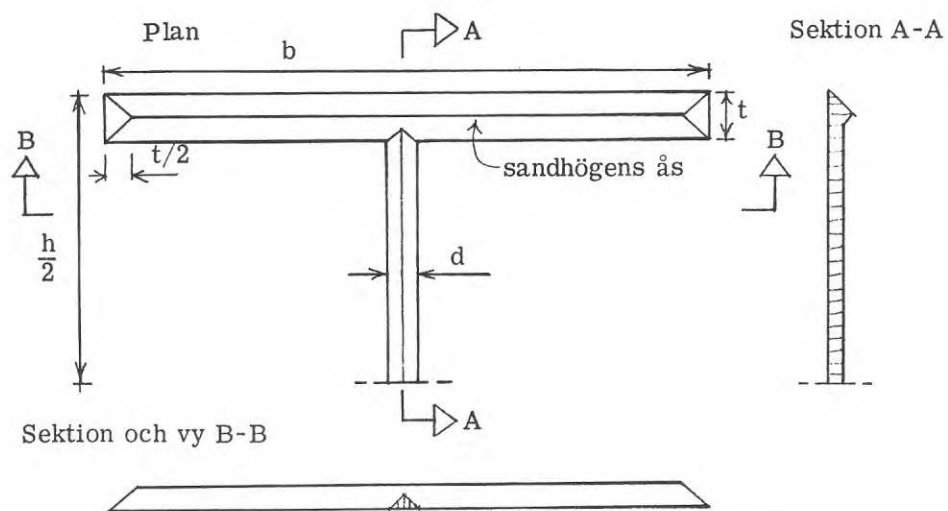


Fig 1 Approximativ sandhög på HE 100A

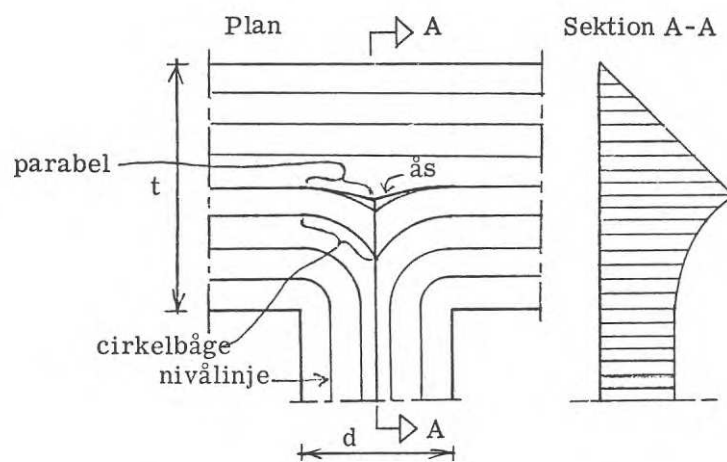


Fig 2 Korrekt sandhög vid skarp övergång liv-fläns

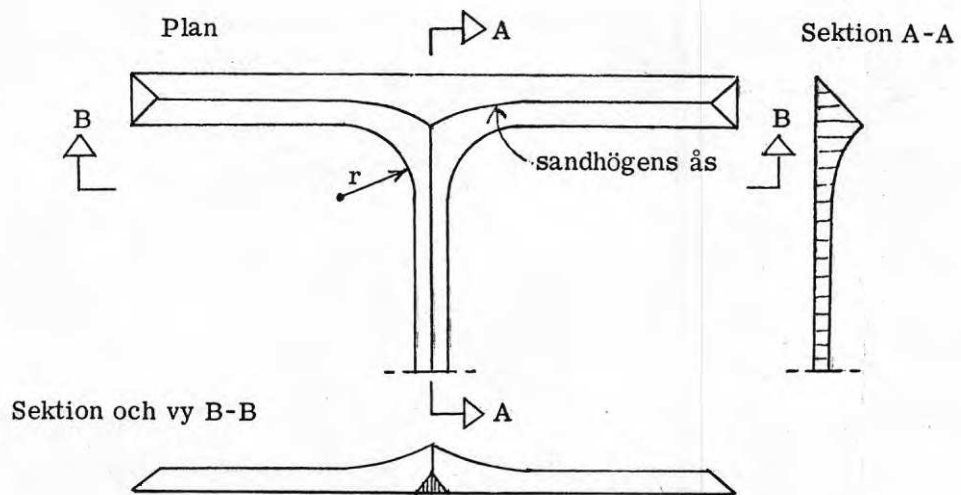


Fig 3 Korrekt sandhög på HE 100A

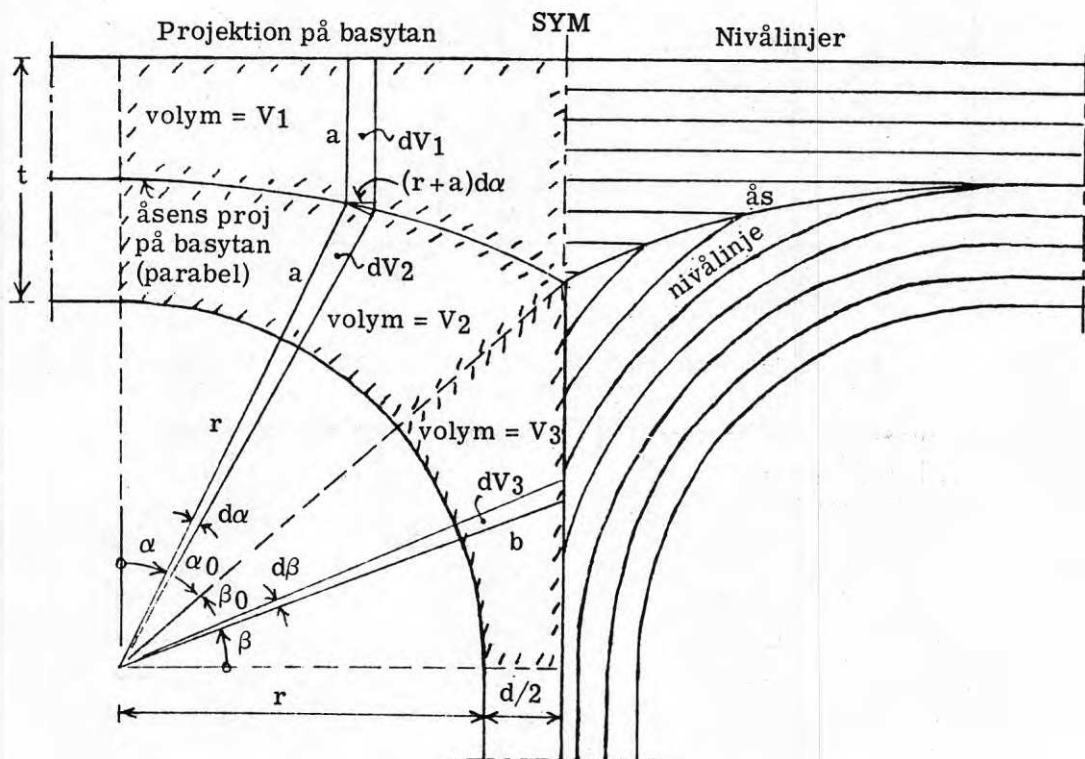


Fig 4 Korrekt sandhög vid rundad övergång liv-fläns på en HE 100A



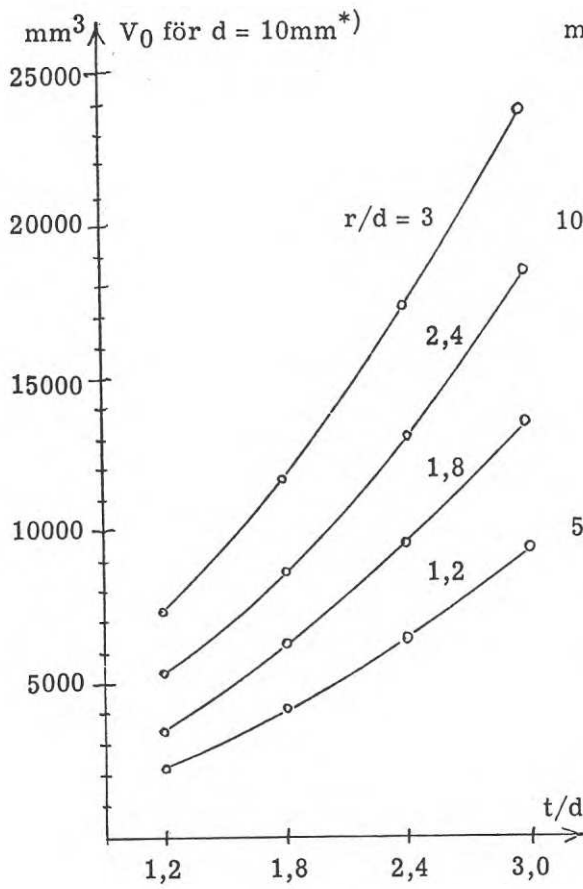


Fig 5a Sandvolym på T-hörn

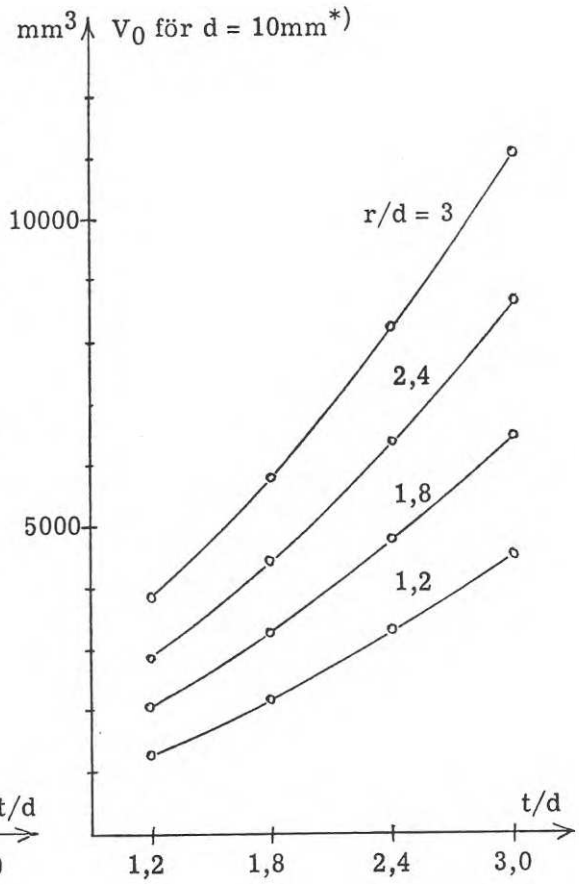
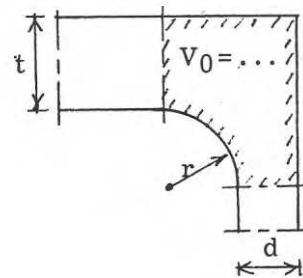
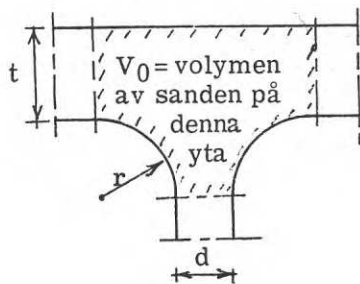


Fig 5b Sandvolym på L-hörn



\*) Om  $d \neq 10\text{ mm}$  fås  $V_0$  genom multiplikation av diagramvärdet med faktorn  $(d/10)^3$  där  $d$  insätts i mm

Docent Bengt Åkesson och civ ing Jan Bäcklund  
 Inst för Byggnadsstatik, Chalmers Tekniska Högskola, Göteborg

Resumé

En Vlasovskt vriden balklamell av elastiskt-idealplastiskt material betraktas. Enda snittkraft på balklamellen antas vara ett bimoment  $B$  (det Vlasovska vridmomentet  $M_w = B'$  antas vara noll). Då  $B$  uppnår värdet  $B_f = W_w \sigma_s$  där  $W_w$  är det elastiska välvmotståndet, flyter mest ansträngd längsgående fiber (förutsatt att lamellen är initieellt spänningslös). Då flytbimomentet  $B_p = Z_w \sigma_s$  uppnås är balklamellens bärförmåga uttömd. Metod för beräkning av det plastiska välvmotståndet  $Z_w$  samt tabeller över  $Z_w$  för profilerna UNP, ZNP, INP, IPE, HEA, HEB och HEM ges. Vridcentrums vandring vid plasticering studeras.

1. Definitioner. Linjärt elastiskt material

En Vlasovskt vriden, initieellt prismatisk och spänningslös balklamell  $dx$  med öppet, tunnväggigt, i eget plan odeformerbart tvärsnitt betraktas, fig 1a och b. Givna snittkrafter är bimomentet  $B$  [kraft · längd<sup>2</sup>] och det Vlasovska vridmomentet  $M_w$  [kraft · längd]. Vid linjärt elastiska förhållanden är välvnormalspänningen och välvskjuvspänningen

$$\sigma_w(x, s) = B(x) \omega(s)/K_w \quad \tau_w(x, s) = -M_w(x) S_\omega(s)/K_w t(s) \quad (1a, b)$$

Här är  $\omega(s)$  [längd<sup>2</sup>] tvärsnittsytans normerade sektoriella koordinat m a p sektoriella huvudpolen SHP (=vridcentrum VC) och  $S_\omega(s)$  [längd<sup>4</sup>] sektoriella statiska momentet m a p SHP av tvärsnittsdelens bortom snittet bestämt av bågkoordinaten  $s$ . Koordinaterna  $(y_v, z_v)$  för SHP bestäms av villkoren

$$M_y = \int_A \sigma_w(s) z(s) t(s) ds = 0 \quad -M_z = \int_A \sigma_w(s) y(s) t(s) ds = 0 \quad (2a, b)$$

Normeringsvillkoret är

$$N = \int_A \sigma_w(s) t(s) ds = 0 \quad (2c)$$

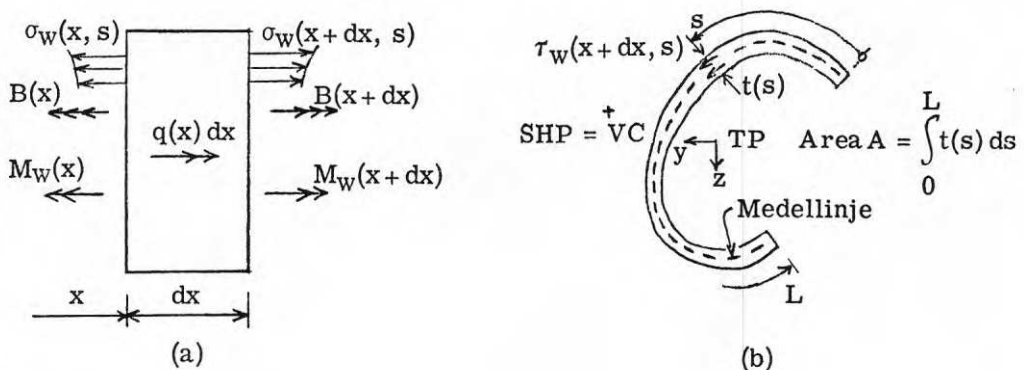


Fig 1a och b Vlasovskt vriden balklamell  $dx$  med öppet tunnväggigt tvärsnitt. Yttre vridmomentlast  $q$ , bimoment  $B$ , Vlasovskt vridmoment  $M_w$ , välvnormalspänning  $\sigma_w$  och välvskjuvspänning  $\tau_w$ . Fig b visar ett ögrent tvärsnitt. Bågkoordinaten  $s$  mäts längs medellinjen. Teorin gäller även för grenat tvärsnitt

Efter insättning i (2 a, b, c) av  $\sigma_w$  enligt (1a) kan  $B(x)/K_w$  förkortas bort varvid  $\sigma_w(s)$  i (2a, b, c) ersätts av  $\omega(s)$ . Punkter  $s$  med  $\omega(s) = 0$  kallas för sektoriella nollpunkter. Funktionen  $\omega(s)$  kallas även för välvfunktionen. Skillnaden mellan normerad och onormerad sektoriell koordinat är en additiv konstant.

Balklamellens deformation är (förutom välvningen/förvridningen  $\phi = \varphi'$  som ej studeras här) bikrökningen  $\mathcal{H}_w = \phi' = -\varphi'' [1/\text{längd}^2]$ ,

$$\mathcal{H}_w = B/EK_w \quad K_w = \int_A \omega^2(s) t(s) ds \quad (3a, b)$$

Här är  $EK_w$  [kraft · längd<sup>4</sup>] välvstyvheten,  $E$  elasticitetsmodulen och  $K_w$  [längd<sup>6</sup>] välvstyvhets tvärsnittsfaktor. Jämviktsvillkor är

$$M_w(x) = B'(x) \quad q(x) = -M_w'(x) \quad (4a, b)$$

där  $q(x)$  [kraft · längd/längd] är den yttre vridmomentlasten, se fig 1a. Villkoren (4a, b) förutsätter att den yttre bimomentlasten  $b(x)$  [kraft · längd<sup>2</sup>/längd] är noll.

Tvärsnittsyans välvförskjutning (i  $x$ -led) och de längsgående fibrernas töjning är

$$u(x, s) = -\varphi'(x) \omega(s) + u_0(x) \quad (5a)$$

$$\epsilon(x, s) = u'(x, s) = -\varphi''(x) \omega(s) = \mathcal{H}_w(x) \omega(s) \quad (5b)$$

Termen  $u_0(x)$  anger förskjutningen i de sektoriella nollpunkterna. Teorin för Vlasovsk och blandad vridning av balkar med tunnväggigt öppet tvärsnitt ges av Vlasov [1] och redovisas även av t ex Kollbrunner och Basler [2]. Teorins grundläggande antagande (som är analogt med Bernoullis hypotes om plana tvärsnitt vid balkböjning) är att skjuvdeformationerna kan försummas. Man sätter

$$\gamma_w(x, s) = \tau_w(x, s)/G = 0 \quad (6)$$

## 2. Flytbimoment vid elastiskt-idealplastiskt material

Materialet i balklamellen förutsätts vara elastiskt-idealplastiskt, fig 2. Inverkan av vridmoment  $M_w$  på balklamellens uppträdande vid plasticering antas kunna försummas vid sidan av inverkan av bimomentet  $B$  (jämför inverkan av tvärkraften vid böjning) eller också antas balklamellens snittytor  $x$  och  $x + dx$  bära lika stort bimoment så att  $M_w = 0$  enligt (4a). Begynnande flytning erhålls i mest ansträngd fiber då  $B$  uppnår värdet  $B_f$ ,

$$B_f = W_w \sigma_s \quad W_w = K_w / |\omega|_{\max} \quad (7a, b)$$

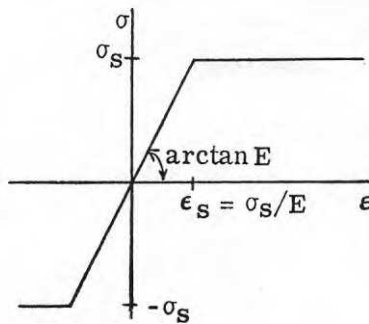


Fig 2 Elastiskt-idealplastiskt material

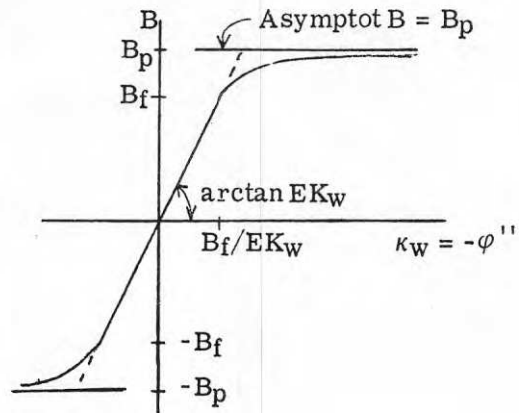


Fig 3 Samband mellan bimoment B och bikrökning  $\kappa_w$

där  $W_w$  [längd<sup>4</sup>] är tvärsnittets elastiska välvmotstånd. Balklamellens bärförmåga är uttömd och  $\kappa_w$  går mot oändligheten, se fig 3, då flytbimomentet (det plastiska bimomentet)  $B_p$  uppnås. Ekvationen

$$B_p = Z_w \sigma_s \quad (8)$$

definierar det plastiska välvmotståndet  $Z_w$  [längd<sup>4</sup>]. Bimomentet B "mäts" (både före och efter begynnande plasticering) med formeln

$$B = \int_A \sigma_w(s) \omega(s) t(s) ds \quad (9)$$

Potentialen hos välvspänningarna  $\sigma_w(s)$  på sidoytorna  $x$  och  $x + dx$  av en balklamell med längden  $dx = 1$  och bikrökningen  $\kappa_w$  kan då skrivas, se (5b),

$$- \int_A \sigma_w(s) \epsilon(s) dA = -B \kappa_w \quad (10)$$

I (9) och (10) är  $\omega(s)$  "normerad" sektoriell koordinat m a p den sektoriella pol P som svarar mot aktuell grad av plasticering. Balktvärsnittets formfaktor  $f_w$  och flytlastförhöjning  $\beta_w$  är

$$f_w = B_p / B_f = Z_w / W_w \quad \beta_w = f_w - 1 \quad (11a,b)$$

### 3. Beräkning av plastiskt välvmotstånd

Man utgår från ett föreskrivet värde på bikrökningen  $\kappa_w = -\phi''$  och betecknar den sektoriella polens P koordinater med  $(y_v, z_v)$ . Dessa koordinater bestämmer  $\omega(s)$  så när som på en additiv konstant. Formel (5b) ger töjningen  $\epsilon(s)$  och fig 2 motsvarande normalspänning  $\sigma_w(s)$ . Läget  $(y_v, z_v)$  svarande mot bikrökningen  $\kappa_w$  och materialets arbetskurva (fig 2) bestäms med jämviktsvillkoren (2a, b). Ovannämnda additiva konstant,

d v s tillhörande normerade sektoriella koordinat  $\omega(s)$ , bestäms därefter med (2c). Slutligen beräknas  $B = B(\mathcal{H}_w)$  med (9). Man finner att polen P för  $\mathcal{H}_w \rightarrow \infty$  vandrar mot ett slutläge  $P_p$  och att B går mot ett gränsvärde  $B_p$ . Insättning av  $B_p$  i (8) ger  $Z_w$ .

Polens och de sektoriella nollpunkternas vandring kan jämföras med neutrallagrets vandring vid plan böjning av en elastisk-idealplastisk balklamell med ickedubbelsymmetriskt tvärsnitt. Polen P för  $B > B_f$  kan kallas för en sekantpol; man skulle nå korrekt slutresultat om balklamellens dx tvärsnittsytors inbördes rotation vore styrd kring sekantpolen P från  $\mathcal{H}_w = 0$  till  $\mathcal{H}_w =$  aktuellt värde. Tvärsnittsytornas inbördes tillskottsrotation  $d\mathcal{H}_w/dx$  då  $B (> B_f)$  ökar med dB sker i allmänhet ej kring P utan kring en särskild tangentpol vars läge sammanfaller med läget av VC vid linjärt elastiska förhållanden för den (ofta osammanhängande) del av tvärsnittet som fortfarande är elastisk ( $|\sigma_w(s)| < \sigma_s$ ).

#### 4. Exempel på tvärsnittskonstanter

För I-tvärsnittet i fig 4 gäller det att polen P vid plasticering vandrar från läget bestämt av  $h_o$  till den fläns som har störst böjmotstånd vid böjning i eget plan. Man får

$$K_w = I_o h_o^2 + I_u h_u^2 \quad I_o = t_o b_o^3 / 12 \quad I_u = t_u b_u^3 / 12 \quad (12a, b, c)$$

$$h_o = I_u h / (I_o + I_u) \quad W_w = \min \text{ av } 2K_w / b_o h_o \text{ och } 2K_w / b_u h_u \quad (12d, e)$$

$$Z_w = \min \text{ av } h b_o^2 t_o / 4 \text{ och } h b_u^2 t_u / 4 \quad (12f)$$

I fallet  $b_o^2 t_o > b_u^2 t_u$  uppträder delvisplasticering av överflänsen om

$$d_o = 3(b_o^2 t_o - b_u^2 t_u) / b_o t_o < b_o \quad (12g)$$

I annat fall förblir hela överflänsen elastisk fram till kollaps. För U-tvärsnittet i fig 5 gäller det att

$$K_w = b^2 h^2 t_b (2b - 3e) / 12 \quad e = 3b^2 t_b / (6bt_b + ht_h) \quad (13a, b)$$

$$W_w = 2K_w / (b - e)h \quad (13c)$$

$$Z_w = hb^2 t_b / 2 \text{ och } e_p = 0 \text{ för } 4bt_b \leq ht_h \quad (13d, e, f)$$

$$Z_w = e_p^2 h^2 t_h / 4 + ht_b [e_p^2 + (b - e_p)^2] / 2 \text{ och} \quad (13g)$$

$$e_p = (4bt_b - ht_h) / 8t_b \text{ för } 4bt_b > ht_h \quad (13h, i)$$

Man kan kalla flytmekanismen svarande mot spänningsfördelningen i fig 5d för fullständig och flytmekanismerna svarande mot spänningsfördelningarna i fig 4d och 5e för partiella.

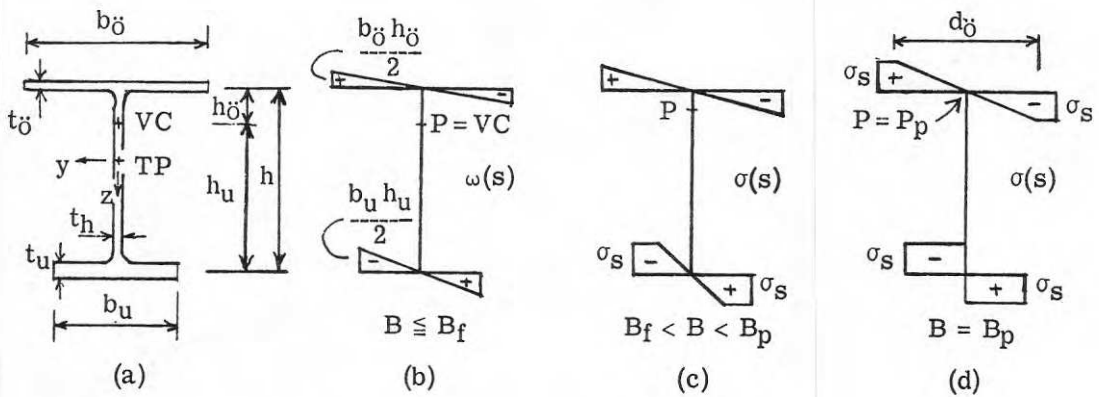


Fig 4 a till d

- a) Symmetriskt I-tvärsnitt med  $b_o^2 t_o^2 > b_u^2 t_u^2$
- b) Sektoriell koordinat  $\omega(s)$  vid elastiska förhållanden  
Välvspänningar  $\sigma(s)$  beräknas enligt (1a)
- c) Välvspänningsfördelning  $\sigma(s)$  då  $B_f$  överskridits
- d) Välvspänningsfördelning  $\sigma(s)$  vid kollaps ( $B = B_p, \mathcal{R}_w \rightarrow \infty$ )

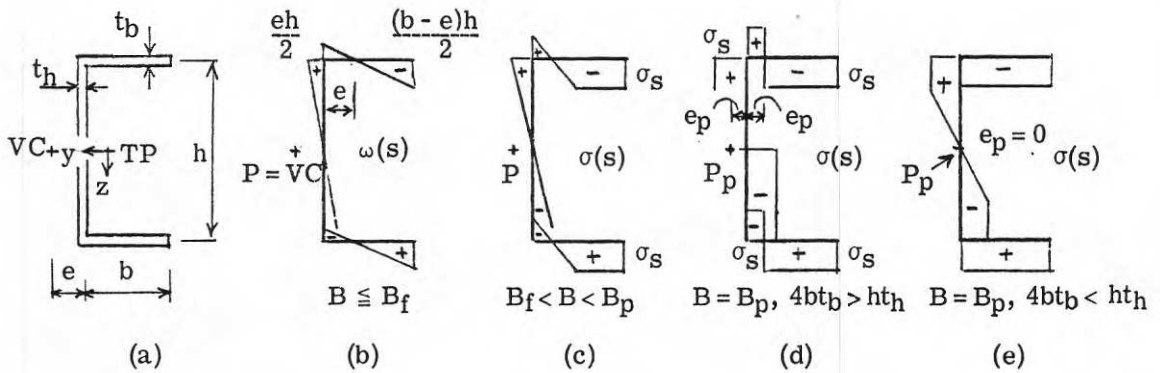


Fig 5 a till e

- a) Symmetriskt U-tvärsnitt
- b) Sektoriell koordinat  $\omega(s)$  vid elastiska förhållanden  
Välvspänningar  $\sigma(s)$  beräknas enligt (1a)
- c) Välvspänningsfördelning  $\sigma(s)$  då  $B_f$  överskridits
- d) Välvspänningsfördelning  $\sigma(s)$  vid kollaps ( $B = B_p, \mathcal{R}_w \rightarrow \infty$ )  
då  $4bt_b > ht_h$
- e) Välvspänningsfördelning  $\sigma(s)$  vid kollaps ( $B = B_p, \mathcal{R}_w \rightarrow \infty$ )  
då  $4bt_b < ht_h$

### 5. Exempel på beräkning av gränslast för balk

En i båda ändar rotations- och välvfast inspänd balk 12 med en koncentrerad vridmomentlast  $Q$  betraktas, fig 6a. Det antas att balken undergår enbart Vlasovsk vridning.

Balken är tvåfalt hyperstatisk. Flytning begynner i 2 för  $Q = Q_f$ , se fig 6b. Då gränslasten  $Q = Q_p$  uppnås har (bi)flytleder utbildats i 1, 2 och 3, se fig 6c och balkens bärförmåga är uttömd. Man får

$$Q_f = B_f L^2 / a^2 b \quad Q_p = 2B_p L / ab \quad f = Q_p / Q_f = 2a f_w / L \quad (14a, b, c)$$

Analysen är (enligt den s k balkanalogin) analog med analys av en transversalbelastad plant böjd balk. Ingen hänsyn har tagits till att det av antagandet (6) kan följa kinematisk oförenlighet mellan välvd snittyta hos en elastisk balklamell och välvd snittyta hos en intilliggande plasticerad balklamell för en balk med allmänt tvärsnitt vilkens vridcentrumaxel vid flytlederna har annat läge än i de elastiska balkdelarna mellan flytlederna. Man torde enligt gränslastteorins statiska teorem få ett resultat  $Q_p$  på säkra sidan när sådan kinematisk oförenlighet försummas. Det har ej beaktats att utbredda flytområden erhålls i stället för koncentrerade flytleder då  $f_w > 1$ .

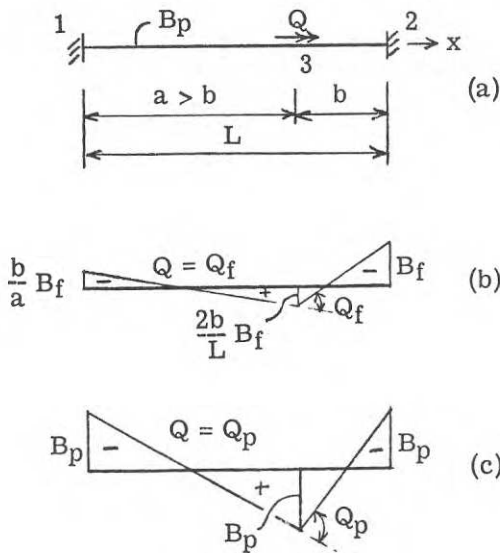


Fig 6a, b och 6

- a) Vlasovskt vriden prismatic balk 12 med flytbimoment  $B_f$ . Koncentrerad vridmomentlast  $Q$
- b) Bimomentdiagram då flytning begynner (i 2)
- c) Bimomentdiagram då sista flytlede bildas (i 1)

### 6. Plastiskt välvmotstånd för valsade standardbalkar

Det plastiska välvmotståndet  $Z_w$  redovisas i appendix för standardprofilerna UNP, ZNP, INP, IPE, HEA, HEB och HEM. Värdena för de tre första profilerna har beräknats enligt de i avsnitt 3 givna principerna med hänsyn tagen till varierande flänstjocklek (för UNP och INP) och hörnens rundning.

Formfaktorn  $f_w$  enligt (11a) har för de fyra sista profilerna satts lika med  $3/2$  och de angivna värdena på  $Z_w$  har beräknats genom multiplikation av de av Bornscheuer och Anheuser respektive Heimann [3] givna värdena på  $W_w$  med  $3/2$ . En annan lika motiverad metod för parallellflänsiga dubbelsymmetriska I- och H-profiler vore att använda formeln

$$Z_w = (Z_z/2) h = 3W_z h/4 \quad (14)$$

där  $W_z$  och  $Z_z$  är tvärsnittets elastiska respektive plastiska böjmotstånd vid böjning i veka leden (kring z-axeln i fig 4a) och h avståndet mellan flänsarnas medellinjer.

Formfaktorn  $f_w$  varierar för UNP mellan 2,08 och 2,25, för ZNP mellan 1,85 och 2,06 samt för INP mellan 1,54 och 1,58.

## 7. Slutord

Ett försök har ovan gjorts att skissera en allmän teori för beräkning av gränslast vid Vlasovsk vridning. Tidigare torde endast speciella undersökningar avseende I-balkar ha utförts, se t ex Farwell och Galambos [4] och där givna referenser. Många praktiskt förekommande balkar har sådan profil, spännvidd och last att det inledningsvis gjorda antagandet att hela vridmomentlasten  $q(x)$  bärs genom Vlasovsk vridning är motiverat, d v s det Saint-Venantska vridmomentet  $M_{sv}(x)$  är försumbart vid sidan av  $M_w(x)$ . Arbetet har delvis bekostats med ett anslag från Statens råd för byggnadsforskning.

## 8. Referenser

- [1] V Z Vlasov: Thin-walled elastic beams, 2:a uppl, Moskva 1959, OTS 61 -11400, Office of Technical Services, U S Dept of Commerce, Israel Program for Scientific Translations, Catalogue No 428, Washington, D C, 1961. 493 sidor (Fransk och tysk översättning utkom 1962 respektive 1964. Första upplagan utkom på ryska 1940).
- [2] C F Kollbrunner och K Basler: Torsion in structures, Springer, Berlin 1969, 280 sidor (Tysk upplaga utkom 1966).
- [3] F W Bornscheuer och L Anheuser: Tafeln der Torsionskenngrößen für die Walzprofile der DIN 1025 - 1027, Der Stahlbau, vol 30, 1961, nr 3, sid 81 - 82. Omräkning av värdena för HEA, HEB och HEM enligt Euronorm 53 - 62 redovisas av G Heimann i vol 32, 1963, nr 12, sid 384.
- [4] C R Farwell, Jr, och T V Galambos: Nonuniform torsion of steel beams in inelastic range, Journal of the Structural Division, ASCE, vol 95, nr ST 12, Proc paper 6964, dec 1969, sid 2813 - 2829.



Appendix. Plastiskt välvotstånd  $Z_w$  [ $\text{mm}^4$ ] för valsade standardbalkar

Nr	UNP	ZNP	INP	IPE	HEA	HEB	HEM	
30	0,048	0,063						
40	0,082	0,114						
50	0,131	0,195						
60	—	0,287						
65	0,243	—						
80	0,394	0,594	0,177	0,206				
100	0,670	1,06	0,362	0,407	1,76	2,25	5,63	
120	1,11	1,73	0,663	0,734	3,06	4,32	9,92	
140	1,70	2,69	1,12	1,22	5,19	7,53	16,2	
160	2,46	3,95	1,78	1,91	8,24	12,2	24,9	
180	3,45	5,64	2,69	2,85	12,4	18,8	36,6	
200	4,69	7,74	3,92	4,07	18,0	27,8	51,8	
220	6,41		5,52	5,87	26,6	39,5	71,1	
240	8,34		7,56	8,12	37,7	54,6	117	
260	10,9		10,0	—	50,1	71,7	150	
270	—		—	12,1	—	—	—	
280	13,9		13,0	—	65,6	92,4	189	
300	17,3		16,3	17,4	87,0	120	282	
320	22,4		20,5	—	103	138	305	
330	—		—	23,4	—	—	—	
340	—		25,2	—	116	155	323	
350	23,5		—	—	—	—	—	
360	—		31,0	31,8	131	171	338	
380	26,7		37,4	—	—	—	—	
400	36,1		45,0	42,3	159	203	369	
425			56,3	—	—	—	—	
450			68,7	57,3	198	248	413	
475			83,7	—	—	—	—	
500			100	77,4	242	297	453	
550			144	101	279	341	498	
600			196	134	318	386	540	
650					359	432	584	
700					404	482	624	
800					480	570	711	
900					581	681	794	
1000					669	782	884	
Mult			$10^6 \text{ mm}^4$					

## GRÄNSLAST VID BLANDAD VRIDNING AV ÖPPNA TUNNVÄGGIGA BALKAR

Docent Bengt Åkesson och civ ing Jan Bäcklund  
Inst för Byggnadsstatik, Chalmers Tekniska Högskola, Göteborg

Resumé

En blandat vriden balklamell av elastiskt-idealplastiskt material betraktas. Snittkrafterna på balklamellen antas vara en kombination av Saint-Venantskt vridmoment  $M_{sv}$ , Vlasovskt vridmoment  $M_w$  och bimoment B. Konstruktion av interaktionsformel för beräkning av balklamellens last vid kollaps diskuteras. I ett exempel visas hur en uppskattning på säkra sidan av gränslasten för en blandat vriden balk kan ske med gränslastteorins statiska teorem.

1. Definitioner. Linjärt elastiskt material

En blandat vriden, initialt prismatisk och spänningslös balklamell  $dx$  med öppet, tunn-  
väggigt, i eget plan odeformerbart tvärsnitt betraktas, fig 1. Givna snittkrafter är det  
Saint-Venantska vridmomentet  $M_{sv}$  [kraft · längd], bimomentet B [kraft · längd<sup>2</sup>] och  
det Vlasovska vridmomentet  $M_w$  [kraft · längd]. Vid linjärt elastiska förhållanden varie-  
rar den Saint-Venantska skjuvspänningen linjärt genom väggjockleken  $t(s)$  och är på  
väggens båda ytor

$$\tau_{sv}(x, s) = M_{sv}(x)t(s)/K_v \quad (1)$$

De Vlasovska normal- och skjuvspänningarna är jämnt fördelade genom väggen och är

$$\sigma_w(x, s) = B(x)\omega(s)/K_w \quad \tau_w(x, s) = -M_w(x)S_\omega(s)/K_w t(s) \quad (2a, b)$$

Balklamellens deformationer är välvningen/förvridningen  $\vartheta = \varphi'$  och bikrökningen  $\mathcal{H}_w$   
 $= -\varphi'$ ,

$$\varphi' = M_{sv}/GK_v \quad \mathcal{H}_w = B/EK_w \quad (3a, b)$$

Här är  $\omega(s)$  [längd<sup>2</sup>] normerad sektoriell koordinat,  $S_\omega(s)$  [längd<sup>4</sup>] sektoriellt statiskt  
moment,  $GK_v$  [kraft · längd<sup>2</sup>] vridstyvheten och  $EK_w$  [kraft · längd<sup>4</sup>] välvstyvheten.  
Vrid- och välvstyvheterens tvärsnittsfaktorer är  $K_v$  [längd<sup>4</sup>] och  $K_w$  [längd<sup>6</sup>]. Balk-  
lamellens jämviktsvillkor är

$$M_w'(x) = B'(x) \quad q(x) = -M'(x) \quad M(x) = M_{sv}(x) + M_w(x) \quad (4a, b, c)$$

Det totala vridande snittmomentet har betecknats med  $M(x)$  och den yttre vridmomentlas-  
ten med  $q(x)$  [kraft · längd/längd]. Villkoren (4a, b) förutsätter att den yttre bimoment-  
lasten  $b(x)$  [kraft · längd<sup>2</sup>/längd] är noll. Det grundläggande antagandet i Vlasovs teori  
för blandad vridning av tunnväggiga balkar med öppet tvärsnitt är att skjuvdeformationen  
 $\tau_w(x, s)/G$  av balkväggens medelyta kan försummas.

## 2. Balklamellens gränslast. Elastiskt-idealplastiskt material

Flytning begynner i den punkt på balklamellens yta där kombinationen av spänningar  $\tau_{sv}$ ,  $\sigma_w$  och  $\tau_w$  vid numeriskt ökande snittkrafter först tillfredsställer materialets flytvillkor, t ex von Mises villkor

$$\sigma_e = (3\tau^2 + \sigma^2)^{\frac{1}{2}} = \sigma_s \quad (5)$$

I fortsättningen antas det att inverkan av  $\tau_w$  kan försummas vid sidan av inverkan av  $\tau_{sv}$  och  $\sigma_w$ . Insättning i (5) av (1) och (2a) ger

$$3M_{sv}^2 (t(s)/K_v)^2 + B^2 (\omega(s)/K_w)^2 = \sigma_s^2 \quad (6)$$

Om vägg tjockleken  $t(s)$  är konstant erhålls begynnande flytning där  $\sigma_w$  är numeriskt störst och man får av (6)

$$(M_{sv}/M_{svf})^2 + (B/B_f)^2 = 1 \quad (7)$$

där  $M_{svf} = W_v \tau_s = W_v \sigma_s / \sqrt{3}$  och  $B_f = W_w \sigma_s$  är snittkrafternas värden vid begynnande flytning då balklamellen belastas med enbart Saint-Venantskt vridmoment respektive enbart bimoment. De elastiska vrid- och välvmotstånden har betecknats med  $W_v$  [längd<sup>3</sup>] respektive  $W_w$  [längd<sup>4</sup>].

Balklamellens flytvillkor, dvs det villkor som  $M_{sv}$  och  $B$  uppfyller då förvridningen och/eller bikrökningen går mot oändligheten, kan framställas på formen

$$f(M_{sv}/M_{svp}, B/B_p) = 1 \quad (8)$$

där  $M_{svp} = Z_v \tau_s = Z_v \sigma_s / \sqrt{3}$  och  $B_p = Z_w \sigma_s$  är det plastiska vridmomentet vid enbart Saint-Venantsk vridning respektive det plastiska bimomentet vid enbart Vlasovsk vridning av balklamellen. De plastiska vrid- och välvmotstånden har betecknats med  $Z_v$  [längd<sup>3</sup>] respektive  $Z_w$  [längd<sup>4</sup>]. En uppskattning på säkra sidan fås enligt teoremet om flytkurvans konvexitet med formeln

$$|M_{sv}|/M_{svp} + |B|/B_p = 1 \quad (9)$$

För många tvärsnitt torde man som en god approximation kunna använda formeln, se kvartscirkelbågen i fig 2,

$$(M_{sv}/M_{svp})^2 + (B/B_p)^2 = 1 \quad (10)$$

## 3. Exempel på uppskattning av gränslast för balk

En i båda ändar rotations- och välvfast inspänd balk 12 med en koncentrerad vridmomentlast  $Q$  betraktas, fig 3a. Balken undergår blandad vridning. Gränslasten  $Q_p$  söks. Enligt gränslastteorins statistiska teorem erhålls en uppskattning på säkra sidan ifall  $Q_p$  beräknas utgående från ett spänningsfält (en snittkraftsfördelning) som uppfyller alla jämviktstvillkor men inte (över materialets/balklamellens konstitutiva ekvation) alla geometriska kompatibilitetsvillkor.

Det antas att andelarna  $\Theta Q$  och  $(1 - \Theta)Q$  av lasten  $Q$  bärs genom enbart Saint-Venantsk respektive enbart Vlasovsk vridning. I fig 3b antas det vidare att hälften av  $\Theta Q$  faller på vardera av balkdelarna 31 och 32. Fig 3c och 3d visar statistiskt kompatibla  $M_w$ - och B-fördelningar, se (4a). Balklamellerna vid 1, 2 och 3 får enligt de antagna snittkraftsfördelningarna numeriskt lika stora snittkrafter

$$M_{sv} = \frac{1}{2} \Theta Q \quad B = (1 - \Theta)Qab/2L \quad (11a, b)$$

Insättning i (8) av (11a, b) ger  $Q = Q(\Theta)$ . Sådant val av  $\Theta$  att  $Q(\Theta)$  blir maximal ger den bästa uppskattningen av  $Q_p$ . Om (9) används får man uttrycket

$$Q(\Theta) = 2M_{svp} / (\Theta + (1 - \Theta)M_{svp} ab/B_p L), \quad 0 \leq \Theta \leq 1 \quad (12a)$$

vars maximum är det största av värdena

$$Q(1) = 2M_{svp} \quad Q(0) = 2B_p L/ab \quad (12a, c)$$

Om (10) används får man uttrycket

$$Q(\Theta) = 2M_{svp} / (\Theta^2 + (1 - \Theta)^2 (M_{svp} ab/B_p L)^2)^{\frac{1}{2}} \quad (13a)$$

som har maximivärdet

$$Q(\Theta_1) = 2(M_{svp}^2 + (B_p L/ab)^2)^{\frac{1}{2}} \quad \Theta_1 = 1/(1 + (B_p L/M_{svp} ab)^2) \quad (13b, c)$$

#### 4. Slutord

Den blandat vridna balklamellens flytvillkor har diskuterats. En metod att utgående från gränslastteorins statistiska teorem göra en uppskattning på säkra sidan av gränslasten för en blandat vriden balk har demonstrerats i ett exempel. Arbetet har delvis bekostats med ett anslag från Statens råd för byggnadsforskning.

#### 5. Referenser

Se uppsatserna av samma författare om flytvridmoment och flytbimoment. Det hänvisas för övrigt till

- [1] Åkesson, B Å: Handbok balkars vridning. Del 1 och 2, CTH, Inst för Byggnadsstatik, publ 69:3 och 70:1, Göteborg 1969 och 1970, 123 + 112 sidor

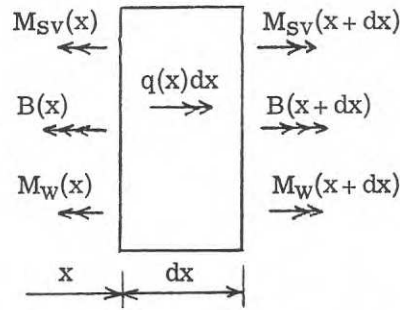


Fig 1 Blandat vriden balklemell  $dx$  med öppet tunnväggigt tvärsnitt. Yttre vridmomentlast  $q$ , Saint-Venantskt vridmoment  $M_{sv}$ , bimoment  $B$  och Vlasovskt vridmoment  $M_w$

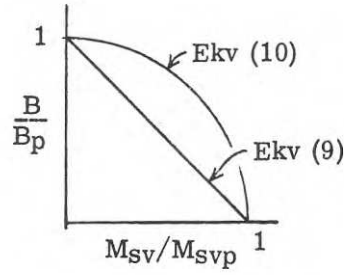


Fig 2 Flytvillkor för blandat vriden balklemell

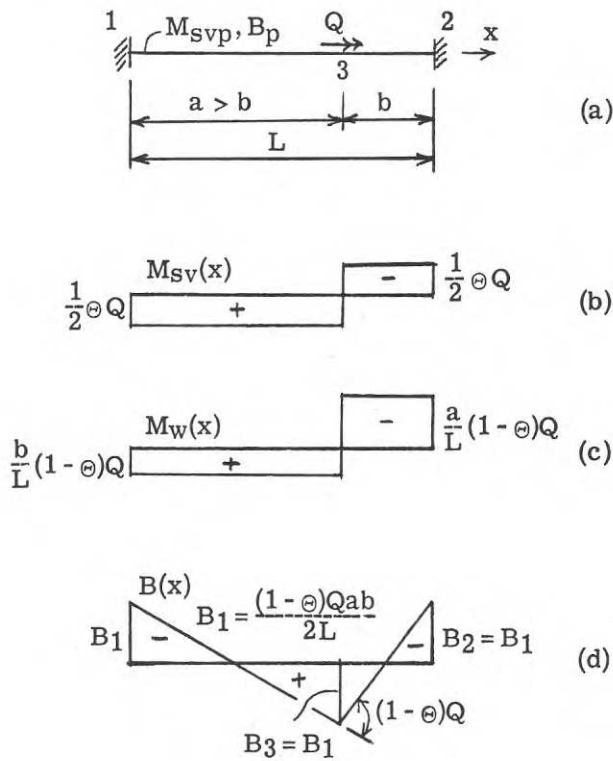


Fig 3 a till d

- a) Blandat vriden prismatisk balk med flytvridmoment  $M_{svp}$  och flytbimoment  $B_p$ . Koncentrerad vridmomentlast  $Q$
- b, c, d) Antagna statiskt möjliga snittkraftsfördelningar vid kollaps ( $M_{sv}$  = Saint-Venantskt vridmoment,  $M_w$  = Vlasovskt vridmoment,  $B$  = bimoment)

## RESULTAT FRÅN PROVNING AV TVÅ FÖRSPÄNDA FRITT UPPLAGDA STÅLBALKAR MED SAMVERKANDE BETONGPLATTA

Tekn lic Germund Johansson

Inst för Konstruktionsteknik, Stål- och träbyggnad, Chalmers Tekniska Högskola, Göteborg

### Resumé

Provning av två 6 m långa balkar beskrivs. Överensstämmelsen mellan uppmätta och beräknade storheter är god. Kombinationen stålbalk, förspänning och samverkande betongplatta ökar i detta fall det möjliga momentet med omkring 250 % jämfört med stålbalken enbart.

### Allmänt

Förspända betongbalkar har under de senaste årtiondena visat sig vara ekonomiska konstruktioner. Utomlands har även balkar utförda i förspänt stål fått en viss användning medan intresset i Sverige hitintills varit ganska ljust för dessa konstruktioner.

Ytterligare en konstruktionstyp som används utomlands i relativt stor utsträckning är stålbalkar med samverkande betongtryckplatta (engelska "composite beams", tyska "Verbundträger"). För att samverka mellan stålbalk och betongplatta verkligen skall säkerställas krävs det att extra skjuförbindningar anordnas.

En kombination av de ovan skisserade konstruktionstyperna, d.v.s. förspänning av stålbalkar med samverkande betongplatta, ter sig mycket ekonomisk för stora spännvidder. Genom förspänningen kan man ordna det så att spänningarna är nästan lika stora över hela stålträsnittet då momentet är lika med det tillåtna.

Nedan redovisas i korta drag resultat från provning av två stycken fritt upplagda balkar<sup>1)</sup>. Med stöd av Halmstad Järnverks AB kommer även kontinuerliga, förspända stålbalkar med samverkande betongplatta att provas.

Om, som vid de provade balkarna, stålbalken förspännes innan betongplattan gjutes, får spänningarna i balkmitt principutseendet enligt fig. 1.

Den maximala dragspänningen i underflänsen kan skrivas som

$$\sigma = -\frac{P}{A_s} \left(1 + \frac{e A_s}{W_{u,s}}\right) + \frac{M}{W_u} - \frac{\Delta P}{A} \left(1 + \frac{e A}{W_u}\right)$$

1) Johansson, G.: Förspänd stålbalk med samverkande betongplatta, CTH, Inst.f. Konstruktionsteknik, Stål- och träbyggnad, Int.skr. S 69:7.

där

$P$  = pålagd förspänningskraft

$\Delta P$  = dragbandskraften (jfr tvåledsbåge med dragband, se sid. 3)

$M$  = moment av yttre last

$e$  = förspänningsstålets excentricitet

$A$  = balktvärsnittets totala area

$W_u$  = böjmotståndet m. a. p. underfläns

Index "s" avser enbart stålbalken

### Provning

Två stycken fritt upplagda balkar har provats, båda med tvärsektion enligt fig. 2 och belastade enligt fig. 3.

Förspänningsstålen förankrades vid upplagen, varefter förspänningen gjordes genom att rundstålens låsmuttrar drogs åt. Stängernas töjningar registrerades hela tiden med hjälp av trådtöjningsgivare.

Som skjuvförbindningar mellan stålbalk och betongplattan användes U-profiler vilka svetsades fast på stålbalken.

Balk 1 utfördes med helt oarmerad betongplatta och balk 2 med tvärarmering av  $\phi$  10 Ks 40 c/c 13,5 cm, centriskt placerade i betongplattan.

Töjningarna har uppmätts med trådtöjningsgivare i ett flertal sektioner på stålbalken och förspänningsstålen samt på betongplattan i balkmitt.

För stålbalk och förspänningsstål har sträckgräns, brottgräns och elasticitetsmodul bestämts med dragprov. För betongen har kubhållfastheten bestämts. Dragproven för balk 2 är ännu ej helt avslutade, varför teoretiskt beräknade storheter kan komma att ändras något, förmodligen dock högst ett par procent.

### Dragbandskraften

När man belastar en balk som är förspänd med vid ändarna förankrade förspänningsstål, kommer den att delvis fungera som en tvåledsbåge med dragband. En yttre last ger, som tidigare antytts, upphov till tillskottskrafter i förspänningsstålen. Dessa tillskott kallar vi dragbandskrafter och betecknar dem med  $\Delta P$ . Tillskottskrafterna kan beräknas enligt elasticitetsteorin. För balk 1 får vi det teoretiska sambandet mellan yttre last  $Q$  och  $\Delta P$  till  $\Delta P = 1,3 \cdot Q$  medan vi från uppmätta töjningar på förspänningsstålen erhåller  $\Delta P = 1,03 Q$ , vilket ger en dragbandskraft som alltså endast är cirka 80 % av det teoretiskt beräknade värdet. Det förhållandet att den uppmätta dragbandskraften under-

stiger den beräknade (vilket även konstaterats vid provning av balkar utan betongplatta) torde bero på elastiska och plastiska deformationer i förankringssnitten.

#### Brottmoment. Maximala elastiska moment

Uppmätta samt beräknade brottmoment och maximala elastiska moment (det moment upp till vilket stålbalken är elastisk<sup>1)</sup>, d.v.s.  $\sigma^{\max} \leq \sigma_{\text{sträck}}$ ) redovisas i tab. 1.

Tabell 1. Sammanställning av beräknade och uppmätta brottmoment och maximala elastiska moment.

	Brottmoment	Maximalt elastiskt moment
Beräknat moment <sup>1)</sup>	$49,6 \cdot 10^3$ kpm	$40,5 \cdot 10^3$ kpm
Uppmätt moment, Balk 1	$44,8 \cdot 10^3$ kpm	$39 \cdot 10^3$ kpm
Uppmätt moment, Balk 2	$58,8 \cdot 10^3$ kpm	$43 \cdot 10^3$ kpm

Brottet hos balk 1 skedde som primärt skjuvbrott i betongplattan, beroende på att denna var helt oarmerad.

I fig. 4 redovisas de maximala elastiska moment som kan upptas av några olika sektioner, ej förspända resp. förspända. Vid beräkningarna har använts material och sektionkonstanter för balk 1.

Siffrorna i fig. 4 ger en uppfattning om den ökning av bärförmågan i böjning som kan uppnås vid förspänning av stålbalk med samverkande betongplatta. Jämfört med IPE-profilen enbart kan den förspända stålbalken med samverkande betongplatta uppta 3 1/2 gånger så stort moment innan sträckgränsen uppnås.

#### Uppmätta töjningar

I fig. 5 redovisas för balk 1 uppmätta töjningar längs stålbalkens underfläns. Uppmätta och beräknade töjningar stämmer mycket bra överens vad gäller balkmitt (avvikelse max 3 %). I sektioner närmare balkupplag är däremot överensstämmelsen mindre god, avvikelser på upp till 25 % har konstaterats. Avvikelserna beror till största delen på att dragbandskraften ej uppnått sitt teoretiska värde.

#### Slutsatser

Försöken visar att de här redovisade balkarna kan beräknas enligt konventionell elasticitetsteori.

<sup>1)</sup> Beroende på betongens krökta  $\sigma - \epsilon$  kurva kan avvikelser från den rätta linjen på balkens nedböjningskurva märkas vid  $M \approx 30 \cdot 10^3$  kpm.



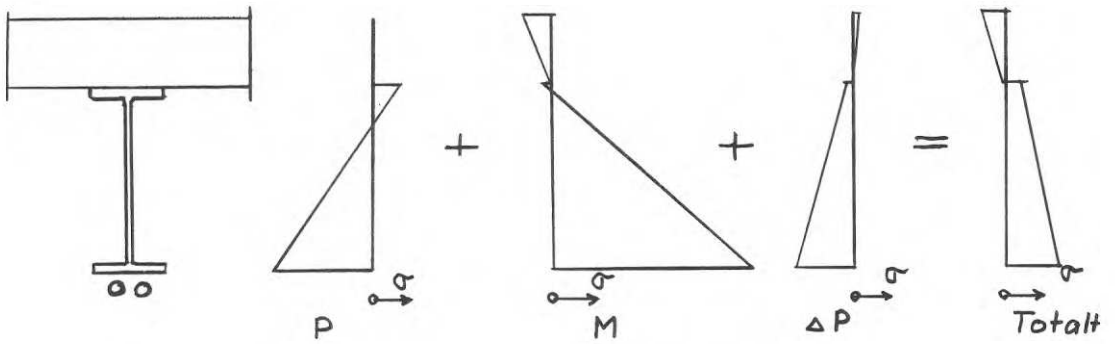


Fig. 1 Spänningar i balkmitt orsakade av förspänning och yttre last.

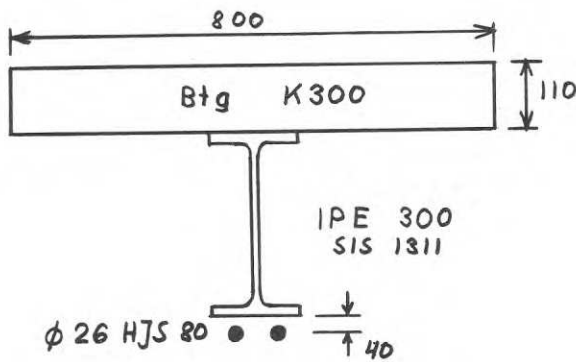


Fig. 2 Tvärsektion och nominella materialkvaliteter hos provade balkar.

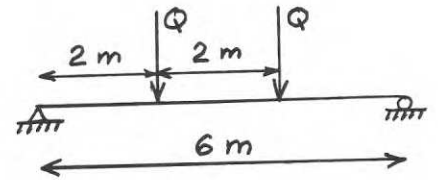


Fig. 3 Belastning av probbalkarna.

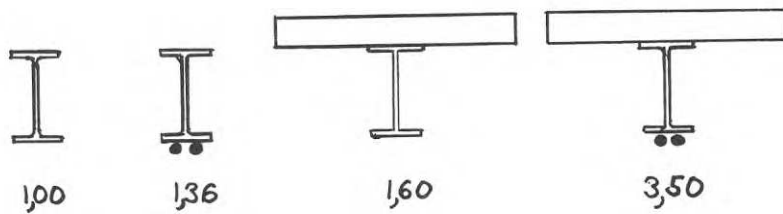


Fig. 4 Maximala elastiska moment. Momenten angivna i relation till momentet för IPE-profilen utan förstärkning.

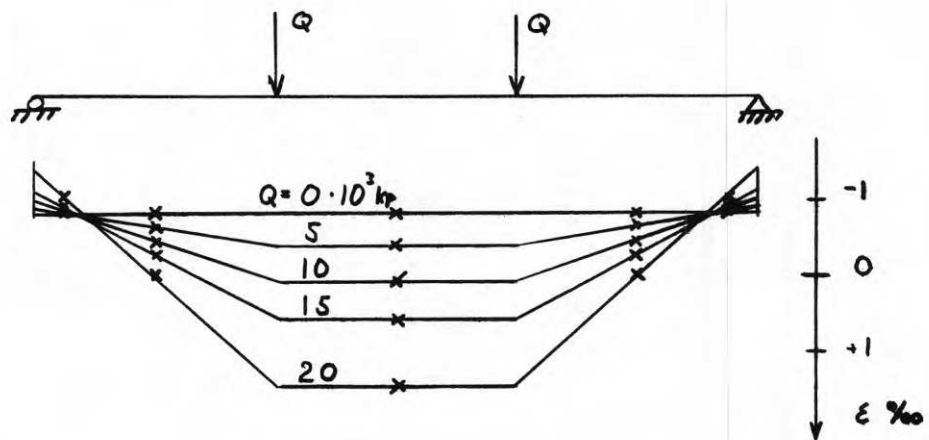


Fig. 5 Balk 1. Uppmätt töjningsfördelning längs balkens dragfläns.



# FÖRENKLAD METOD FÖR PARTIELLT BELASTADE, FÖRSTYVADE ORTOTROPA STÅLPLATTOR

Professor Erkki Niskanen  
Inst för Hållfasthetslära, Tekniska Högskolan, Otnäs, Finland

## Resumé

Artikeln behandlar hållfasthetsberäkningar av den med förstyvningar försedda stålplattan. Bl.a. följande beräkningsmetoder står till förfogande: 1) teorin för ortotropa plattor, 2) stålplattan förutsättes vila fritt glidbart på elastiska förstyvningsbalkar, 3) teorin för exakt lösning och 4) en approximativ beräkningsmetod. Metoden 4), som i princip är enkel, ger närapå samma resultat som metoden för exakt lösning, fast förenklingen är enorm jämförd med den exakta beräkningen.

## 1. Definition av problemet

Vi granskar konstruktionen i fig. 1. Längs alla sina kanter den fritt upplagda stålplattan, är i riktning av y-axeln, förstyvad med I-balkarna svetsade i plattans nedre yta. Stålplattan kan också vara nitad i förstyvningsbalkarna.

Enligt fig. 1 har plattan antingen en punktlast  $F$  eller, på området  $2c \cdot 2d$ , en likformig belastning, som kan stå i plattfältet mellan två förstyvningar, delvis på förstyvningen o.s.v. Såsom hållfasthetslärans experter vet förorsakar denna skenbart enkla konstruktion med sina enkla belastningar, synnerligen mödosamma beräkningar, om vi önskar utföra en noggrann dimensionering. Man redogör först den i frågavarande konstruktionens olika dimensioneringsmetoder, och slutligen framställer man kort ett tämligen enkelt dimensioneringssätt, som så vitt jag vet inte behandlats i litteraturen.

## 2. Olika lösningsmetoder för problemet

### 2.1 En ortotropisk platta

Det enklaste sättet att behandla den förstyvade stålplattan i fig. 1, är att tillämpa teorin för ortotropa plattor. Den ortotropiska plattans differentialekvation är

$$K_x \frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + 2H \frac{\partial^4 w}{\partial x^2 \partial y^2} + K_y \frac{\partial^4 w}{\partial y^4} = q(x, y), \quad (1)$$

där  $w$  betyder nedböjningen och  $q(x, y)$  belastningen per plattytans enhet. Faktorerna  $K_x$ ,  $H$  och  $K_y$  får man t.ex. från Girkmanns [1, s. 303] välkända lärobok. Dessa faktorer är ett slags medeltalsvärden, med hjälp av vilka den vid förstyvningarna diskontinuerliga ökningen av plattans styvhet jämnt sprids över hela plattan.

Hållfasthetsberäkningarnas utförande, när plattan begripes som ortotropisk, är en alldeles lika enkel uppgift, som om det gällde en vanlig jämntjock platta utan förstyvningar.

Man får differentialekvationen för en sådan här platta från differentialekvationen (1) lätt genom att insätta i den

$$K_x = H = K_y = 1.$$

Vi kan lätt förstå, att enligt fig. 1, endast den partiellt belastade plattans hållfasthetsberäkningar, som grundar sig på den ortotropiska plattans antagande, kan leda till ganska stor fel. Teorin för ortotropa plattor beaktar t.ex. inte de diskontinuerliga förändringarna av plattans tjocklek vid förstyvningarna, varför t.ex. beräkningen av tröghetsmomentet är obestämd och uppskattningen av spänningarnas reala storlek svår.

Det lönar sig inte här att ingripa i differentialekvationens (1) lösning och i de från den härledda satserna av böjmoment och skärkraft, ty de är allmänt kända och står att finna t.ex. ur Girkmanns verk [1].

## 2.2 Plattan på elastiska förstyvningar

Vi kan också antaga, att stålplattan i fig. 1 vilar fritt glidbart på förstyvningarna, men förstyvningarna har inte fästs vid stålplattan (fig. 2). Förstyvnings och stålplattans inbördes stödreaktioner sättes i stålplattan som uppåtverkande linjebelastningar och de kontraverkande krafterna, som vanligt, på förstyvningarna som kontinuerlig belastning som är funktionen av både x- och y-koordinatet (x-koordinatets diskontinuerliga funktion). Denna beräkningsmetod beaktar inte det faktum, att förstyvningarna är svetsade vid plattan. Skärspänningen mellan plattan och förstyvningarna blir helt och hållet obeaktad, och inte heller förstyvningarnas vridstyvhet tas med i beräkningarna, fastän vridstyvheten i vissa fall är av stor betydelse. Denna beräkningsmetod tas inte med vid följande jämförande beräkningar.

## 2.3 Teorin för exakt lösning

Den partiellt belastade, förstyvade plattans (fig. 1) hållfasthetsberäkningar kan också utföras med exakt precision, men arbetet blir enormt mödosamt, om plattan har flera förstyvningar. Visserligen har kvantiteten av beräkningar ingen avgörande betydelse i nuvarande datamaskinernas tidsålder. Näst granskar vi i huvuddrag den exakta lösningens gång, då vi måste undvika matematiskt språk, därför att satserna i beräkningarna blir tråkigt långa.

Det är lätt att märka, att teorin för plattor inte enbart räcker till för exakt lösning, utan vi behöver dessutom teorin för skivor och balkar till vår hjälp. Då både plattans och skivans differentialekvationer är av fjärde ordning, får vi  $4+4 = 8$  integrationskonstanter per delplatta. Delplattorna på båda sidor om en viss förstyvning (fig. 3) förorsakar i systemet alltså  $8+8 = 16$  integrationskonstanter, om man inte kan utnyttja de hos symmetrin av belastning och konstruktion erbjudna fördelar, som reducerar antalet

övertaliga. Om det finns  $m$  st. förstävningar har man  $8(m+1)$  st. integrationskonstanter att bestämma (till sin natur är de statistiskt obestämda storheter). T.ex. i fallet i fig. 1 finns det 40 övertaliga. Per förstävning får man 8 ekvationer, i vilka de uppenbarligen finns 16 övertaliga. I fallet i fig. 1 får vi 32 ekvationer vid förstävningarna och dessutom 8 ekvationer vid plattans kanter AC och BD, alltså iallges  $32 + 8 = 40$  ekvationer, vilket är antalet vi precis behöver. De nödiga kraft- (moment-) och förskjutnings storheter (lutningsvinklar), på basen av vilka ekvationerna uppgöres, står lätt att finna enligt fig.3.

#### 2.4 Metoden grundad på likheten hos förstävningarnas och stålplattans nedböjning samt utnyttjandet av den effektiva bredden

Av den ovanskildrade exakta beräkningsmetodens randvärden baserar sig 50 % på utnyttjandet av skivteorin. Dessa villkor kan vi ersätta med ett enkla villkor, nämligen genom att ta i beaktande endast skärspänningarna mellan stålplattan och förstävningen. Detta sker så, att förstävningens och plattans samverkan tas med vid beräkningarna. Vi utnyttjar begreppet om "effektiv bredd" vars värde räknas med hjälp av de skärspänningar, som går från förstävningen till skivan. Vid utnyttjandet av den effektiva bredden får vi förstävningarna och plattan i samverkan. De nödiga skär- m.fl. spänningarna uträknas med hjälp av Airys spänningsfunktion. Med begreppet om effektiv bredd menar vi den bredden, som då spänningen hålls konstant, skulle bära samma normalkraft som den verkliga, godtyckligt breda plattan. De bredvid varandra liggande förstävningarnas inverkan på varandra, med hjälp av den mellanliggande plattan blir obeaktad, men denna inverkan är relativt liten, om förstävningarna inte är särskilt täta.

Sedan sätter man stödreaktionen mellan förstävningarna och plattan så, att den i stålplattan inverkar uppåt, och den motsatta linjebelastningen i förstävningen nedåt. Vi ställer villkoret, att nedböjningen i stålplattan och förstävningen skall vara densamma i varje beröringspunkt mellan plattan och förstävningen. Detta enkla villkor förorsakar lika många övertaliga som det finns förstävningar. Sålunda är förenklingen i beräkningarna enorm.

### 3. Resultat

Fig. 4 - 7 åskådliggör, då punktkraften  $F$  verkar mitt i plattan, felprocentens storlek jämförd med den exakta beräkningsmetoden vid tillämpningen av 1) den i 2.4 beskrivna approximativa metoden (anteckn.approx.) och 2) den i 2.1 beskrivna teorin för ortotropa plattor (anteckn.ort.). Fig. 4 framställer maximiböjningens fel som en funktion av parametern  $b\delta^3/I_f$  och antalet förstävningar, då relationen mellan plattans sidor är  $a/b = 0,5$  och  $a/b = 1$ . Symbolen  $\delta$  avser plattans tjocklek och  $I_f$  förstävningens tröghetsmoment. Fig. 5 framställer i mitten av plattan fel hos moment  $M_x$  maximivärde. Rubriken av fig. 6 och 7 klarar mening av kurvorna i dessa figurer. Vi konstaterar, att den i

2.4 skildrade metoden har en liten felprocent i jämförelse med den felprocent som uppstår i teorin för ortotropa plattor.

Litteratur:

- [1] Karl Girkmann: Flächentragwerke. Springer-Verlag, Wien 1963.
- [2] Heikki Harjuvaara: Yhteen suuntaan pituusjäykisteillä vahvistetun laatan taipuman ja momenttijakautumien tutkiminen. Diplomarbete, TH, Helsingfors 1966.

Författaren har tidigare behandlat detsamma ämne på "Nordisk symposium om träkonstruktioner" den 2.6. 1970 i Köpenhamn fastän objektet har varit förstyvad plywoodplatta. Den matematiska metoden är i princip densamma om det är fråga om förstyvad stålplatta.

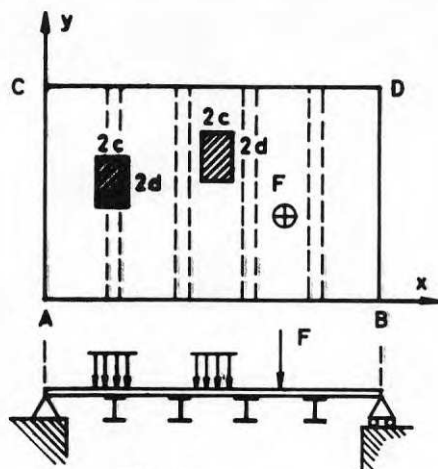


Fig. 1

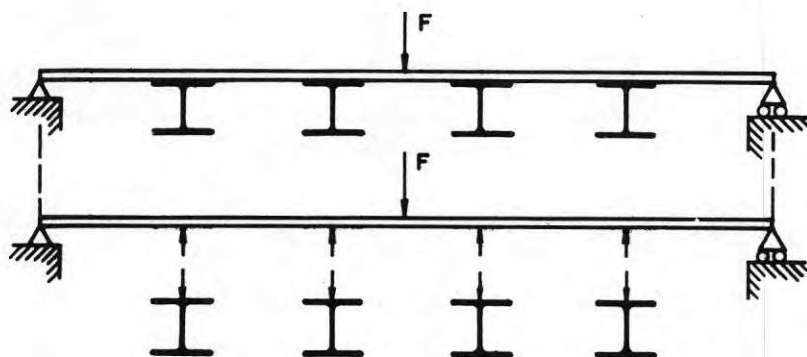


Fig. 2

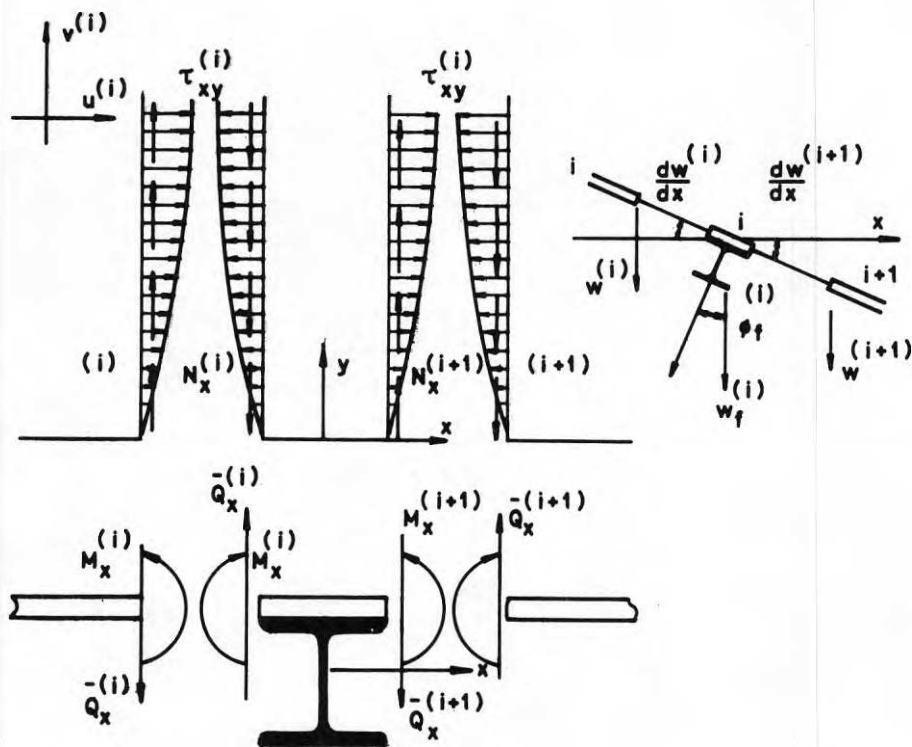


Fig. 3



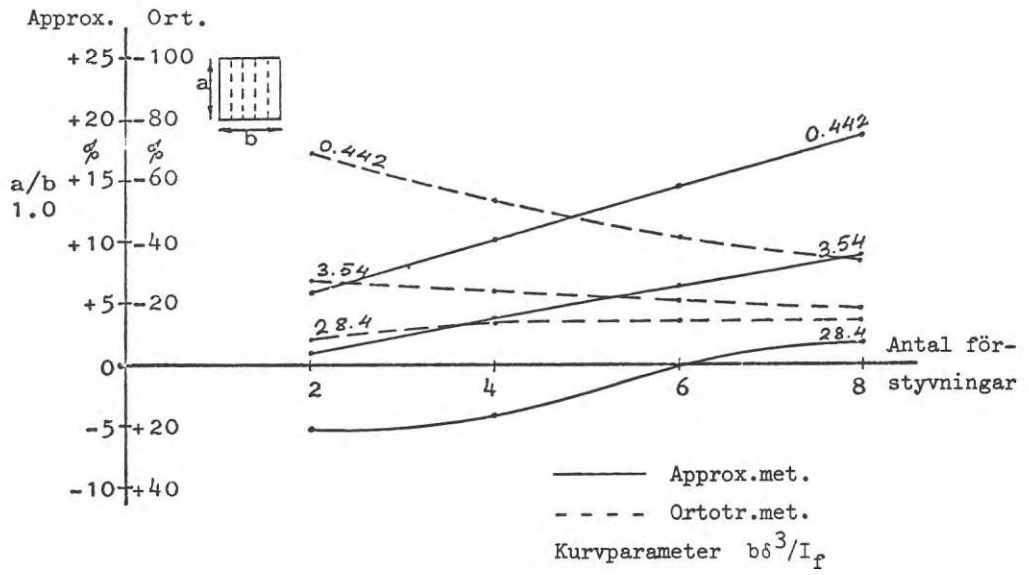
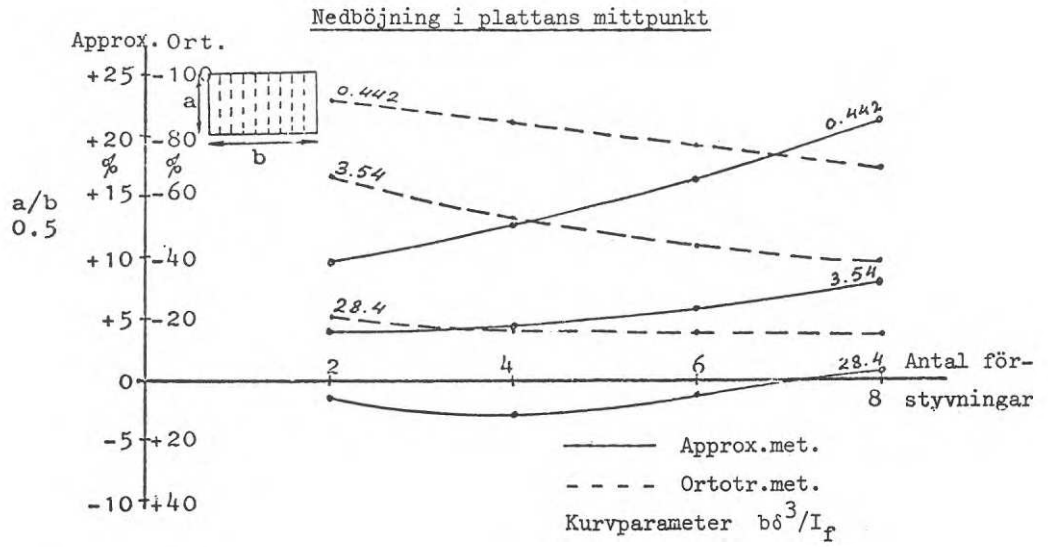


Fig. 4

Böjningsmoment  $M_x$  i plattans mittpunkt

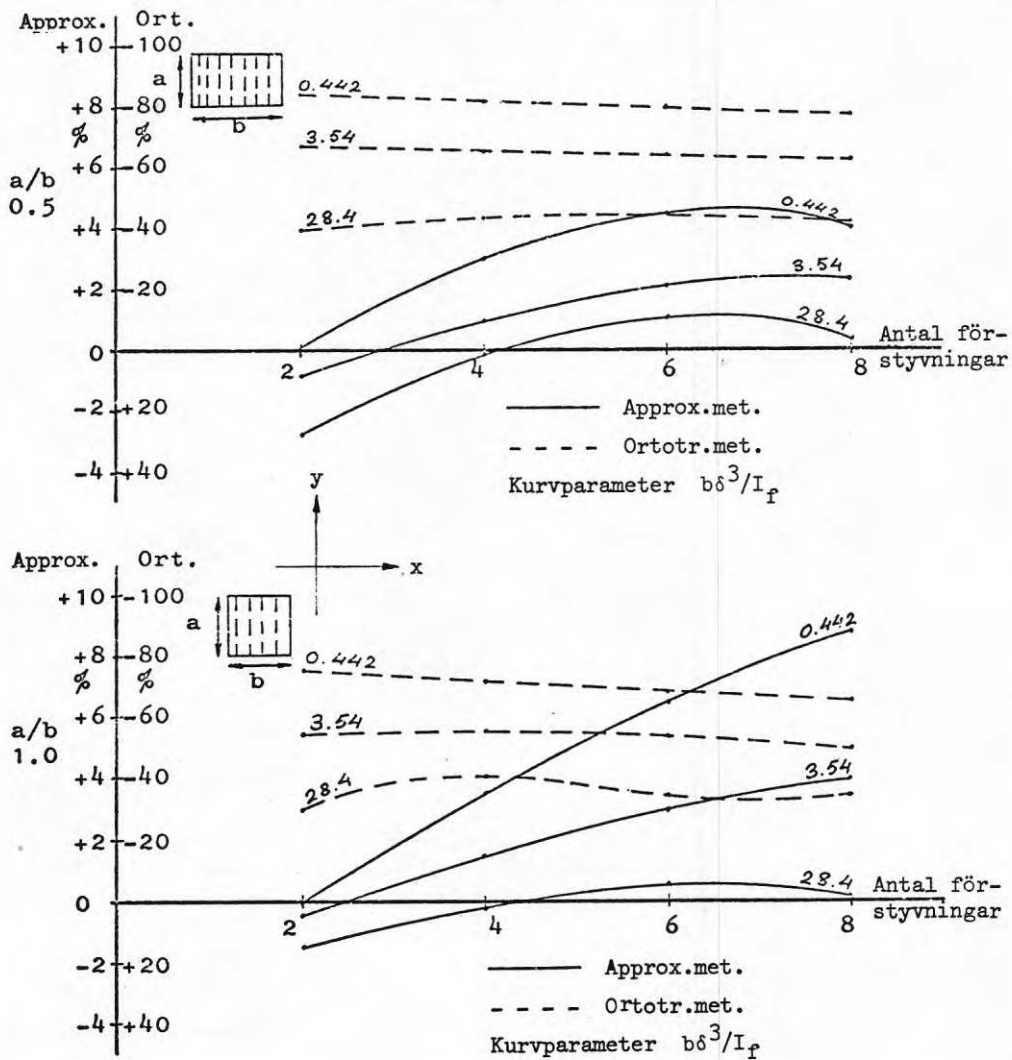


Fig. 5

Mellersta förstävningens nedböjning

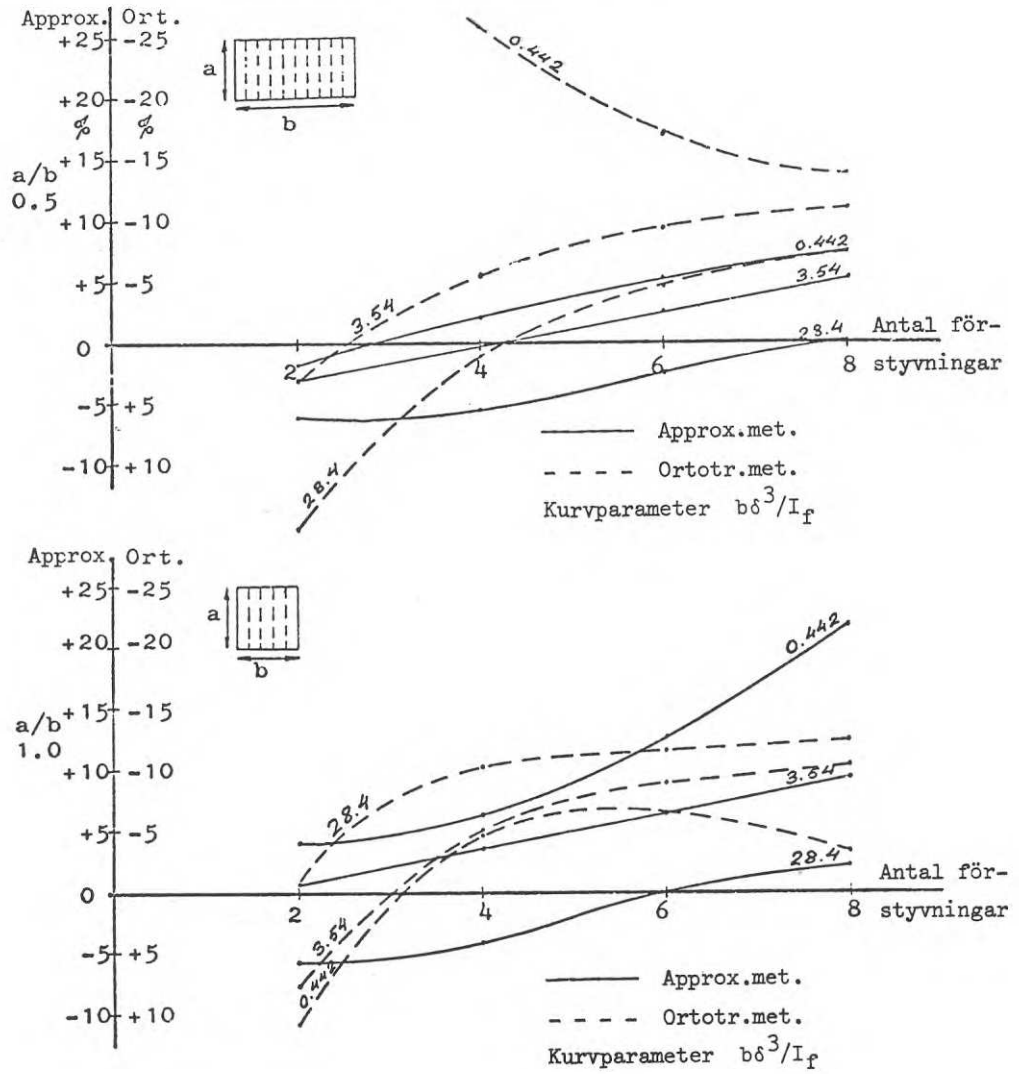


Fig. 6

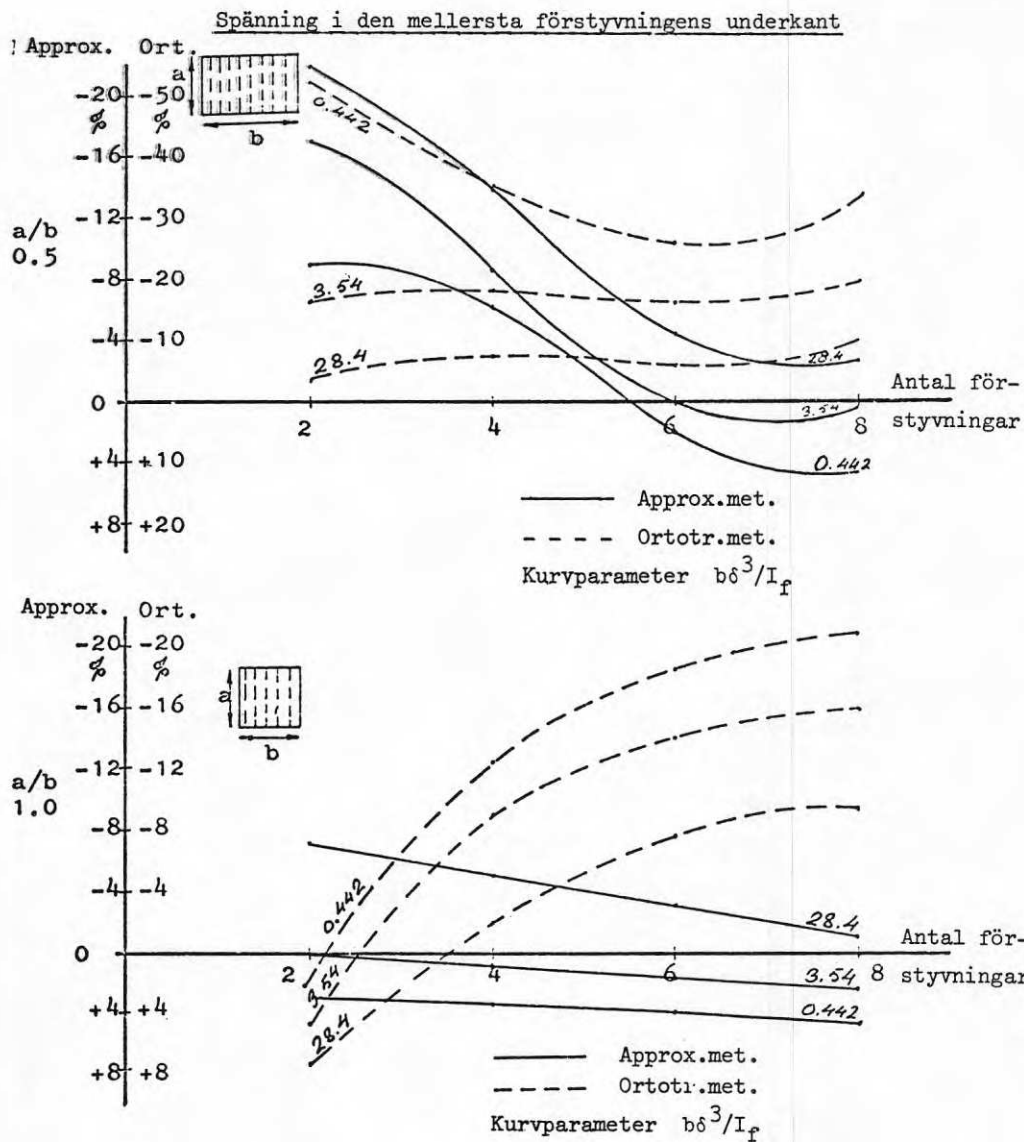


Fig. 7



## EXPERIMENTELLA UNDERSÖKNINGAR PÅ SLANKA BALKAR AVSEENDE SKJUVKRAFTER OCH PUNKTLASTER

Professor Allan Bergfelt och tekn lic Jardar Hövik  
 Inst för Konstruktionsteknik  
 Stål- och träbyggnad, Chalmers Tekniska Högskola, Göteborg

### Resumé

Olika experimentella serier har genomförts för att belysa funktionen hos I-balkar med mycket slanka liv. Vissa provningsresultat jämföras här med andra resultat. Statens Planverks provisoriska medgivande om höjda skjupåkänningar stöds i princip, men ej beträffande påkänningskurvans detaljform. Överslagskurvan  $P = 0,9 \cdot d^2$  för maximal punktlast stöds för  $d = 2$  till 5 mm. Påkänningarna under koncentrerad last har studerats.

Under flera år har vi på institutionen för Konstruktionsteknik, Stål- och Träbyggnad, CTH, genomfört olika experimentella serier för att belysa funktionen hos I-balkar med mycket slanka liv. För sådana balkar är livavstyvningar dels mycket effektiva för att höja möjlig belastning, dels förhållandevis mycket dyra att anordna. Undersökningarna har därför gott ut dels på att så vitt möjligt inskränka antalet livavstyvningar och deras längd, dels att förenkla infästningen av ev. avstyvningar. Härvid har förutom infästning med traditionell svetsning också provats ensidig och intermitterent svetsning samt infästningar med exempelvis förspända bultar. I stor utsträckning har vi härvid provat balkar utan andra avstyvningar än dem vid upplagen.

En sammanställning av olika hittills utförda provningar har vi tidigare gjort till Internationella Broföreningens kongress i New York 1968 [1].

Nedan sätts vissa av provningsresultaten in i sitt sammanhang genom att jämföras med resultaten från andras undersökningar.

### "Skjuvbrottlast" för balkliv

I figur 1 har den nominella skjupåkänningen i balkliv vid brotllast angivits i förhållande till balklivets slankhet  $h/d$ . Våra försök avser balkar med spännvidderna 7,32 m resp. 9,80 m. Balkliv  $d \times h = 2 \times 600$  resp.  $3 \times 590 \text{ mm}^2$ , flänsar  $t \times b = 6 \times 175$  resp.  $8 \times 200 \text{ mm}^2$ , beteckningar se detalj i fig. 1. Avstyvningar endast vid de fritt upplagda balkarnas ändupplag.

Endast ett fåtal andra försök till kollaps har gjorts med dylika balkar utan avstyvningar i fältet. C.A. Granholm [2] har dock i interna rapporter 1960 - 1961 till dåvarande institutionen för Byggnadsteknik vid CTH under Hj. Granholm och till AB Bröderna Hedlund, Stockholm, redogjort för av honom genomförda försök, som nu också markerats på fig.

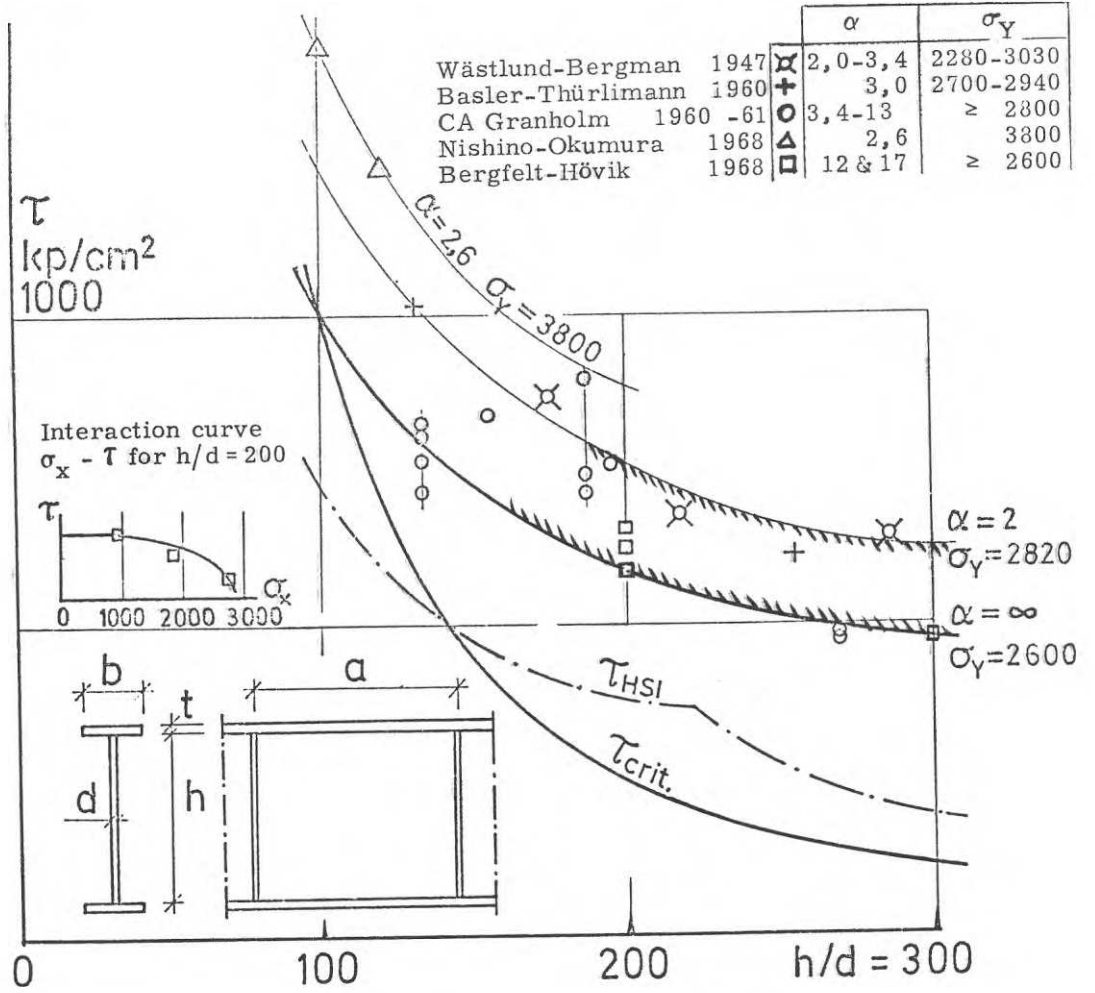


Fig. 1 Nominell skjuvpåkänning  $\tau$  i balkliv vid brottlast i förhållande till balklivets slankhet  $h/d$ .  
Försöksvärden jämförda med bucklingslast enligt linjär elastisk teori, med tillåten påkänning enl. provisoriska HSI-normer samt med tre kurvor för maximal last enligt Bergman [3] fig. VII 2. Detaljfigurens  $\tau$ -skala gemensam med huvudfigurens.

1. Som ytterligare jämförelse har också markerats kollapslaster från försök med avstyvade balkar eller skjuvfält i sådana fall där avstyvningarna suttit relativt glest, med avståndet  $a$  sådant att  $\alpha = a/h \geq 2$ .

Man ser att som bekant kollapslasten har föga samband med bucklingslasten beräknad enligt linjär elastisk teori. Olika beräkningar med hänsyn tagen till balklivets verkliga deformationer har däremot gjorts och resultaten från sådana visar bättre överensstämmelse med försöksresultaten. Som exempel härpå har resultat enligt den av S.G.A. Bergman [3] 1948 utvecklade approximativa beräkningsmetoden lagts in. Metodens resultat ger en god återspeglning av försöksvärdena, trots de sannolikt olika betingelserna för försökens utförande och den något olika inverkan från samtidiga böjtryckspänningar i balken och från lokala påkänningar under ev. koncentrerade laster.

De nya försöken kompletterar tidigare sammanställningar av försöksresultat och stöder Statens Planverks provisoriska medgivande att för balkar med slanka liv tillåta skjuvpåkänningar, som är större än bucklingslasten enligt linjär elastisk teori. Något stöd framgår dock ej för den oregelbundenhet, som uppkommer genom att sambandet mellan  $\tau$  och  $h/d$  antagits bestå av två delkurvor.

#### Koncentrerad last mot balkfläns

Den koncentrerade last, som kan belasta en balkfläns utan att man behöver anordna livavstyvningar, har vanligen bestämts genom en beräkning av påkänningarna i balklivet. Påkänningarna har härvid beräknats under antagande av någon rimlig lastfördelningslängd. Ett vanligt antagande har varit att en last på överflänsen sprids i  $45^\circ$  ner genom flänsen ev. ned till halssvetsens underkant. Ett annat antagande har varit att balkflänsen fördelar lasten såsom en balk på fjädrande underlag, varvid livet beräknas motsvara ett fjädrande underlag. Maximibelastning enligt något av dessa antaganden skulle motsvara att sträckgränsen uppnås.

För ett slankt liv får man emellertid också stor inverkan av utböjningen i sidled (ev. buckling och till slut veckbildning).

I en artikel 1955 har L. Zetlin [4] behandlat en plattas buckling vid en last koncentrerad till endast ett parti av plattans rand. Bucklingen är naturligtvis i huvudsak beroende av den totala lasten  $P$  och ej framför allt av lastintensiteten. Zetlin anger att hans försöksresultat visar principiell överensstämmelse med de teoretiskt beräknade ideella bucklingslasterna. Man kan emellertid också formulera om hans teoretiskt härledda resultat något, varigenom skulle fås att storheten  $P/d^2$  skulle vara ungefär proportionell mot  $d/h$  eller avtaga såsom en hyperbel med ökande  $h/d$ . Hans försöksresultat däremot visar mycket obetydligt avtagande med växande värden på  $h/d$ . Ett utpräglat beroende av sträckgränsen  $\sigma_Y$  (egentligen stukgränsen) kunde däremot utläsas och likaså ett visst beroende av belastningslängden.

Man skulle alltså för  $P/d^2$  få ungefär motsvarande förhållande som fig. 1 visar för  $\tau$ , alltså att den verkliga lasten är mycket mindre beroende av  $h/d$  än vad den teoretiskt ideella lasten är.


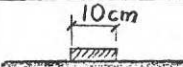
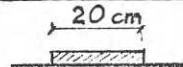
Samma observation har utpräglat uttalats av C.A. Granholm i hans nyssnämnda rapporter [2] och som en approximativ formel för lasten har han angivit  $P = 0,85 \cdot d^2$  med  $P$  i ton och  $d$  i mm.



På fig. 2 har  $P$  ritats in som funktion av  $d$  enligt Zetlins [4] värden (medeltal för varje grupp  $\sigma_Y$ ) och enl. Granholm [2] samt enligt våra försök nu. Som jämförelse har lagts in kurvan  $P = 0,9 \cdot d^2$  och man ser punkternas koncentration intill och i huvudsak ovanför kurvan. (Därjämte har en rät linje lagts in genom de lägsta punkterna). Med hänsyn till omöjligheten att i de flesta försöken skilja inverkan av excentriciteter och skevning hos flänsen från inverkan av exempelvis olika stukgränser  $\sigma_Y$  har ingen bearbetning av försöksvärdena med hänsyn till olika  $\sigma_Y$ , till olika flänsstyvhet eller till andra olikheter gjorts för figuren.

Eftersom det dock tydligen har framgått att den slutliga bärförmågan knappast kan vara så beroende av lastutbredningen (om denna ej är mycket stor), som de olika lastfördelningsteorierna anger, har en särskild experimentserie gjorts över lastlängdens inverkan. En balk med 9,8 m spännvidd belastades i olika punkter varvid lasten överfördes genom en egg, en 10 cm platta eller en 20 cm platta. Balkliv  $3 \times 700 \text{ mm}^2$  (verklig medeltjocklek 3,4 mm), flänsar  $10 \times 250 \text{ mm}^2$ . Belastning på avståndet  $e = 0,5$  eller  $1,5$  eller  $2,5$  m från upplag.

Resultaten av beräkningar enligt olika lastfördelningsförutsättningar och enligt bucklingsförutsättningen  $P = 0,9 \cdot d^2$  har angivits som jämförelse med de verkliga uppnådda lasterna i nedanstående tabell.

Lastantagande	Lastfördelning i $45^\circ$ Mp	Fläns som balk på fjädrande underlag	Empirisk formel $P = 0,9 d^2$ Mp	Provning	
				Kollaps- last* Mp	Avst. e m
	2,3	12,0	10,4	(11,75) 11,5 10,3 10,9	0,5 1,5 2,5 2,5
	11,3	14,0	10,4	(12,25) 11,88	0,5 2,5
	20,3	19,0	10,4	12,38	1,5

\* Belastningsslinga som förts upp över 10 Mp last utan att ha lett brott är också angiven, men inom ( ).

Det framgår att intryckningslasten vid brott är relativt oberoende av lastlängden. En tendens till viss ökning av möjlig last med ökad lastlängd kan dock ses.

Den empiriska formeln visar naturligtvis också oberoende av lastlängden. I detta fall är

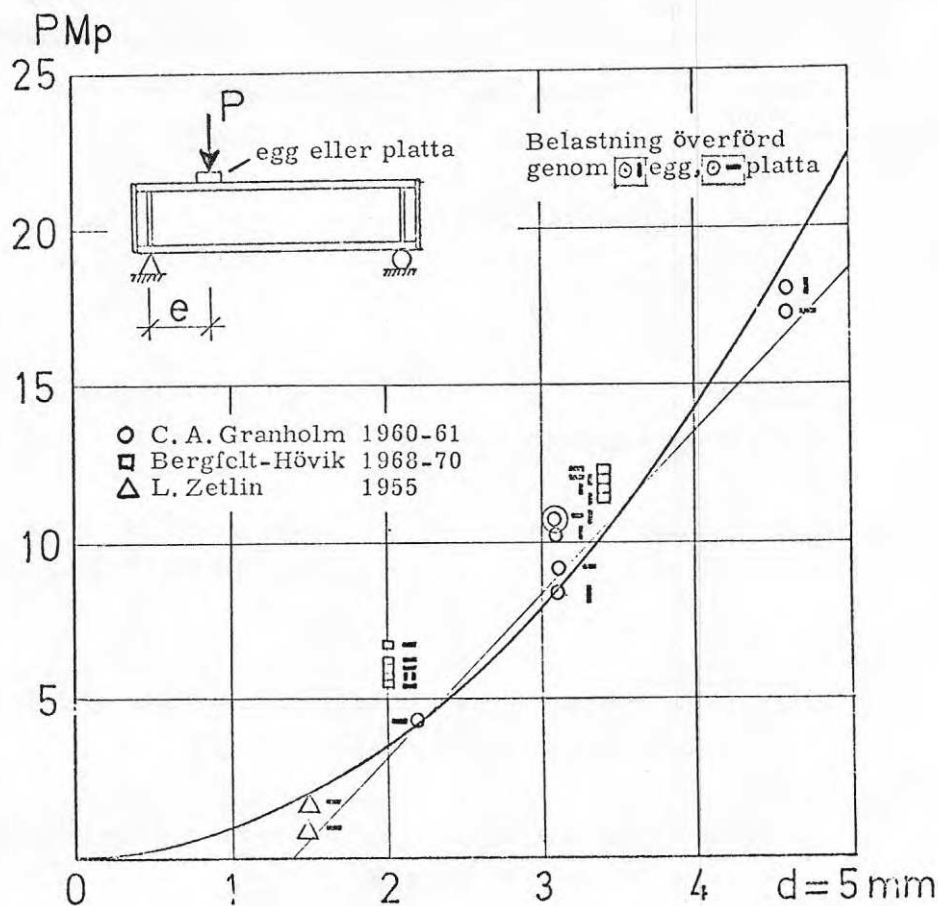


Fig. 2 Maximal punktlast  $P$  på balkliv som funktion av livtjockleken  $d$ .  
Försöksvärden samt jämförelsekurva  $P_{Mp} = 0,9 \cdot d^2 \text{ mm}$ .

värdet dock lägre än det verkliga. Lastfördelningen i  $45^\circ$  ger helt felaktig uppfattning om lastlängdens inverkan. Balk på fjädrande underlag ger något bättre bild men alltför höga värden. En svårighet med denna senare metod är valet av en lämplig "fjädermodul" och "balkstyvhet".

Den viktigaste delen av undersökningen var bestämning av påkänningarna i balklivet. Typiska resultat från spänningsmätarna för vertikalspänning närmast intill balkfläns framgår av fig. 3. Dessutom mättes vertikalspänningar längre in på balklivet, liksom horisontal- och diagonalspänningar. På spänningsdiagrammen är också inlagda de spänningar, som skulle ha erhållits enligt de båda lastfördelningsförutsättningarna.

Man ser att för egg-lasten överskrids stukgränsen inom ett område av livet, men detta mindre område hålles i läge av omgivande lägre belastade partier, tills veckbildning av ett större parti av livet sker. För 20-cm-lasten når spänningarna tvärtom alls ej upp till stukgränsen innan en lokal veckbildning utbildas.

Undersökningen bekräftar alltså att ganska stora laster på flänsen kan tas upp utan att livet är avstyvat samt att lokal buckling (veckbildning) är den huvudsakliga kollapsorsaken.

- [1] A. Bergfelt - J. Hövik: Thin-Walled Deep Plate Girders under Static Loads. IABSE, Eighth Congress, New York 1968. p. 465.
  
- [2] C.A. Granholm: Provning av balkar med extremt tunt liv. HSI-balker. Rapport 202 Inst. för Byggnadsteknik, CTH, (samt AB Bröderna Hedlund), Göteborg 1960 - 61.
  
- [3] Sten G.A. Bergman: Behavior of Buckled Rectangular Plates under the Action of Shearing Forces. Diss. Stockholm 1948.
  
- [4] Lev Zetlin: Elastic Instability of Flat Plates Subjected to Partial Edge Loads. Proc. ASCE, Vol. 81, paper 795, 1955.

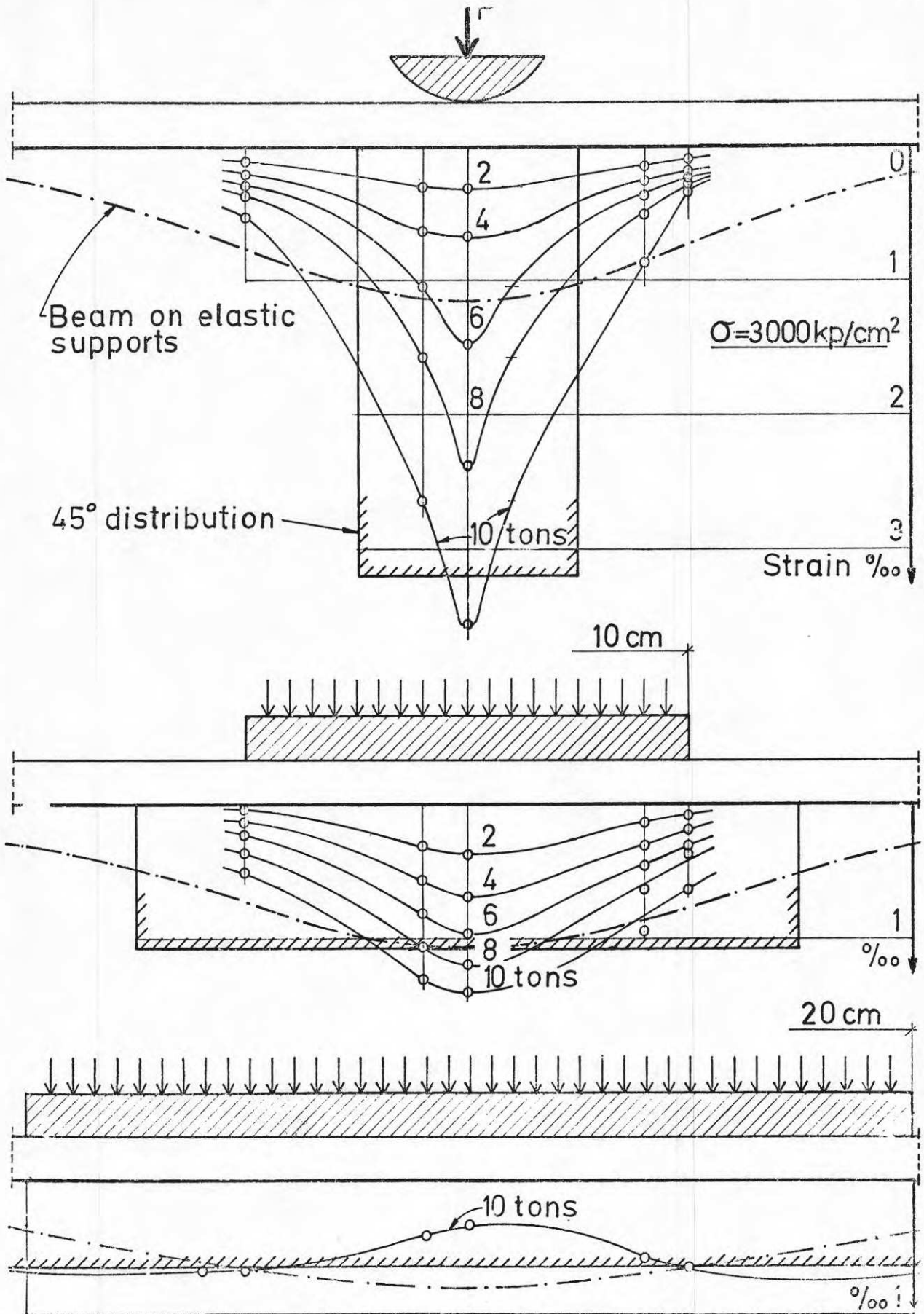


Fig. 3 Vertikala spänningar (deformationer) i balkliv under punktlast på egg eller platta. Medelvärden för balklivets båda sidor.



LIVETS VERKNINGSSÄTT I ÖVERKRITISKT OMRÅDE VID I-BALK MED  
LIVAVSTYVNINGAR ENDAST VID UPPLAGEN

Tekn lic Torsten Höglund, institutionen för Byggnadsstatik, Kungl Tekniska Högskolan, Stockholm

Resumé

Fritt upplagda I-balkar med förhållandet livhöjd/livtjocklek = 200-300 belastade med jämnt fördelad transversallast studeras experimentellt och teoretiskt.

Livet är försett med avstyvningar endast vid upplagen. Avstyvningarnas styvhet liksom belastningens angreppshöjd påverkar verkningsätt och bärförmåga. Beräkningsmodell bestående i att livet ersätts av ett stångsystem med längs balken och med lastnivån varierande lutning belyser verkningsättet.

Olika undersökningar om tunnväggiga stålbalkars verkningsätt har genomförts vid Inst för Byggnadsstatik, KTH under ledning av professor Henrik Nylander. Undersökningarna har till största delen finansierats med anslag från Statens Råd för Byggnadsforskning.

Förf. har tilldelats uppgiften att studera balklivets dimensionering med hänsyn till risk för brott i samband med bucklingsföreteelser. Skjuvbuckling medför allvarigare risker för sammanstörtning än böjbuckling. Arbetet har därför koncentrerats på den förstnämnda företeelsen.

Bucklingsspänningen, dvs den spänning vid vilken det plana jämviktsläget upphör att vara stabilt, har tidigare lagts till grund för bestämning av tillåten spänning. Här har eftersträvat ett planmässigt utnyttjande av det överkritiska området.

Teoretiska behandlingar av livplåtar påverkade av skjuvkrafter har utförts av många forskare av vilka här endast skall nämnas Bergman (1947). Bergmans behandling, som är baserad på differentialekvationerna för plåtar med stora utböjningar, ger besked om verkningsätt och storlek på membranspänningar och böjspänningar vid vissa renodlade belastningsfall.

Vissa teorier är huvudsakligen baserade på försök, t. ex. olika dragfältsteorier av vilka teorin för "ideellt draget fält" utvecklade av Wagner (1929) har tillämpning på vissa flygplanskonstruktioner.

Undersökningar vid Lehigh University, USA av bl. a. Basler & Thurlimann har resulterat i dimensioneringsregler för balkar med tätt placerade vertikala livavstyvningar (Basler (1961) och andra).

Ökad konkurrenskraft för stålet har i Sverige bl. a. åstadkommit genom AB Gränges Hedlunds automatiserade tillverkning av en standardiserad I-balk med tunt liv, HSI-balken. Betydande minskning av tillverkningskostnaderna har uppnåtts genom att i största möjliga utsträckning undvika livavstyvningar i fält.

De tunnväggiga I-balkarna förekommer vanligen i takkonstruktioner fritt upplagda eller

kontinuerliga. Om belastningen utgörs av jämnt fördelad last från takplattor eller av punktlaster från relativt tätt liggande åsar behöver balklivet i allmänhet förses med avstyvningar endast vid upplagen. Vid stort åsavstånd är det däremot ofta nödvändigt att anbringa avstyvningar även under åsarna.

Försök med tunnväggiga I-balkar med förhållandevis stort avstånd mellan avstyvningarna har utförts vid Chalmers Tekniska Högskola i Göteborg under ledning av professor Hjalmar Granholm och civ ing C.A. Granholm (Granholm (1961)).

Efter diskussioner med AB Gränges Hedlund och professor Granholm har undersökningsprogrammet anpassats till ovanstående och koncentrerats till studier av fritt upplagda balkar med avstyvningar endast vid upplagen, enligt Fig. 1.

Varierande tvärkraft och samtidigt varierande moment, som det då blir fråga om, har såvitt förf. kunnat finna inte studerats tidigare.

Några av de frågeställningar som försök och teorier bör ge svar på är

1. hur inverkar det förhållandet att tvärkraften varierar på livets deformationer och därigenom på membranspänningar och böjspänningar?
2. kan något "draget" fält utbildas när livavstyvningar saknas i fält? Vilken form får det dragna fältet om sådant utbildas?
3. om draget fält utbildas måste flänsarna belastas med tillskottstryckkrafter. Hur stora är dessa och hur varierar de längs balken?
4. inverkar momentet på livets förmåga att uppta tvärkraft?
5. hur inverkar olika utformningar av avstyvningar vid upplag på livets förmåga att uppta tvärkraft?

Den experimentella delen av föreliggande undersökning omfattar försök med fritt upplagda balkar belastade med ett flertal punktlaster enligt fig. 2. Tyngdkraftsbelastning har åstadkommit med hjälp av hävarmar och vikter. Förhållandet mellan livhöjd och livtjocklek för probbalkarna har varit 200 och 300.

Balklivet hos en enbart tvärkraftsbelastad balkdel enligt fig. 3 tänkes bestå av ett system av mot varandra vinkelräta korsande dragna och tryckta stänger. När lutningen av stångsystemet ändras så att vinkeln  $\beta$  minskar ökar knäcklasten för stångsystemet d.v.s. den kritiska tvärkraften  $T_{cr} = \tau_{cr} h \cdot d$  ökar.

Tryckspänningen i de tryckta stängerna vid kritisk last visar sig vara tämligen oberoende av lutningen  $\beta$  och ungefär lika med skjuvbucklingsspänningen  $\tau_{cr}$ . Detta gäller även vid stora utböjningar av stångsystemet.

För den fritt upplagda balken belastad med fördelad last utformas stångsystemet med varierande lutning eftersom tvärkraften varierar. Spänningen i de tryckta stängerna sätts lika med eller mindre än skjvubucklingsspänningen i balkfältet medan den kan ökas utöver  $\tau_{cr}$  vid övre hörnet vid balkänden eftersom stängerna där är kortare.

Några resultat av beräkningarna framgår av fig. 4 för en balk med böjstyv avstyvning vid upplaget och belastning på överflänsen. Figuren visar stångsystemets utformning på vänstra halvan av balk.

Den övre delen av figuren visar fördelningen av skjvuspänningarna mellan livet och överflänsen resp. underflänsen. Koncentration av spänningarna till övre hörnet och vid underflänsen i närheten av fjärdedelspunkterna erhålls.

Då spänningarna i de dragna stängerna är större än i de tryckta stängerna kommer avstyvningen att belastas av horisontella krafter. Avstyvningen fungerar som en vertikal balk och flänsarna är balkens upplag. Både över- och underflänsen blir därför tryckta vid upplagen och fördelningen av kraften i flänsarna blir enligt undre delen av fig. 4.

Genom att låta stängerna koncentreras mot övre hörnet kan det överkritiska området uppnås även när livavstyvningen är vek för böjning av horisontallast, se fig. 5. Skjuvkraften koncentreras då mot övre hörnet.

Om lasten hängs upp i underflänsen förs en del av lasten direkt upp till avstyvningen med dragna stänger, fig. 6. Belastningsfallet är därför gynnsamt ur bucklingssynpunkt.

De visade spänningsfördelningarna bör ge synpunkter på dimensionering av svetsar, flänsar och avstyvningar vid upplagen. Försöken verifierar teorin vad gäller spänningar i liv, flänsar och avstyvningar och även brottlast, se fig. 7. Försöksvärdena ligger något över de teoretiska brottvärdena. Brottlasten är 3 - 4 ggr bucklingslasten enligt elasticitetsteorin.

Fig. 8 visar en sammanställning av försöksresultat för i huvudsak tvärkraftsbelastade balkdelar med stort avstånd mellan vertikala avstyvningar.

#### Litteratur

Basler, K & Thurlimann, B, 1961, Strength of plate girders in bending. Journal of the Structural Division, ASCE, August 1961.

Basler, K & Yen, BT & Mueller, Ja & Thurlimann, B, 1960, Web buckling test on welded plate girders. Bulletin No 64, Welding Research Council, New York, 1960.



- Basler, K, 1961, Strength of plate girders under combined bending and shear. Journal of the Structural Division, ASCE, Oct. 1961.
- Bergman, S G A, 1948, Behaviour of buckled rectangular Plates under the Action of shearing Forces. Stockholm 1948.
- Cooper, PB & Lew, HS & Yen, BT, 1964, Welded constructional alloy steel plate girders. Journal of the Structural Division, February 1964.
- Fujii, T, 1968, On an Improved Theory for Dr. Basler's Theory. IABSE Eighth Congress, New York 1968.
- Granholm, C-A, 1961, Lättbalkar. Teknisk Tidskrift, h 17, 1961. Stencilerade preliminära rapporter om provning av balkar med tunt liv, typ HSI 1961 - 1963.
- Nishino, F & Okumara, T, 1968, Experimental investigation of strength of plate girders in shear. IABSE Eight Congress, New York 1968.
- Wagner, H, 1929, Ebene Blechwandsträger mit sehr dünnem Stegblech, Zeitschrift für Flugtechnik und Motorluftschiffahrt, Vol. 20, 1929.
- Wästlund, G & Bergman, S G A, 1967, Buckling of webs in deep steel I-girders. Statens Kommitté för Byggnadsforskning. Meddelande nr 8, Stockholm 1947.
- Provisoriska Normer för svetsade stålbalkar, typ HSI. Gränges Hedlund AB, Stockholm 1966.

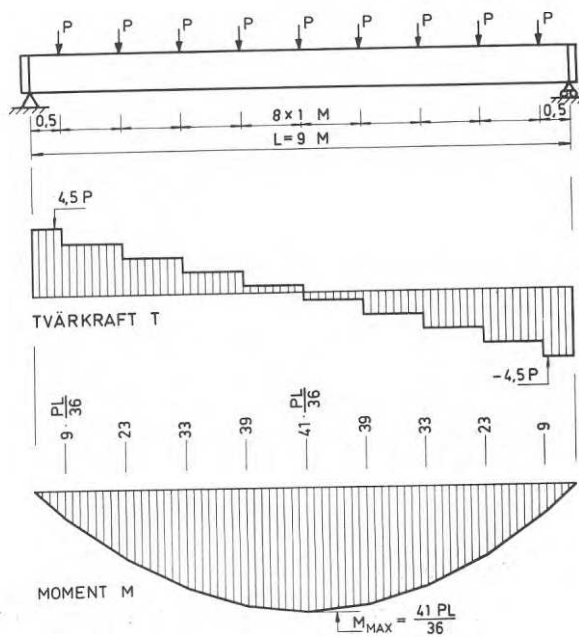


Fig. 1 Belastning, moment- och tvärkraftdiagram.

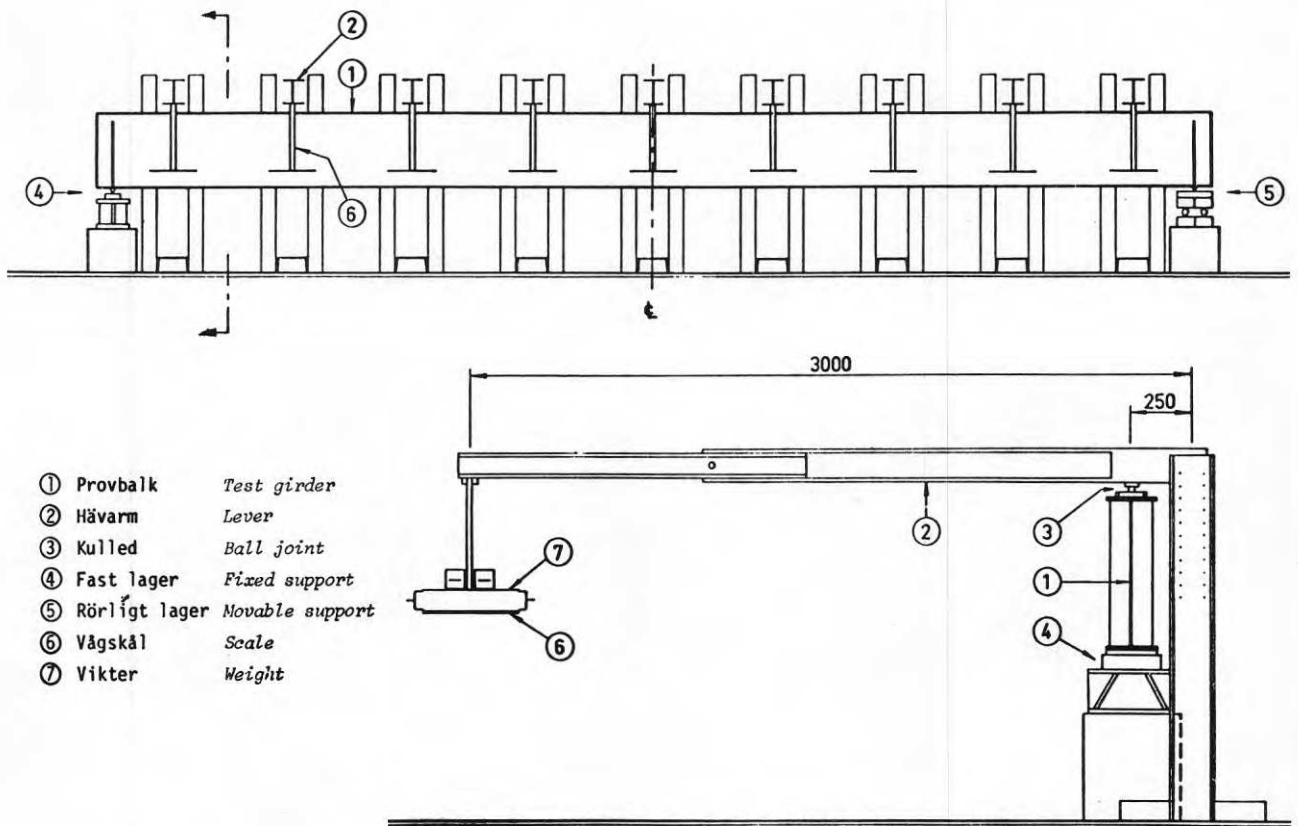


Fig. 2 Belastningsanordning

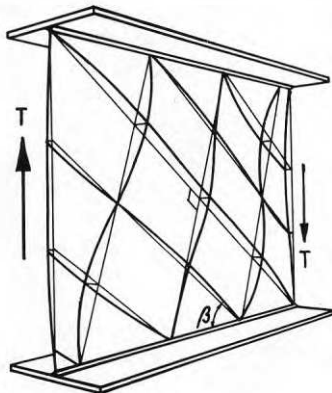


Fig. 3 Stångsystem för balkdel belastad med enbart tvärkraft.

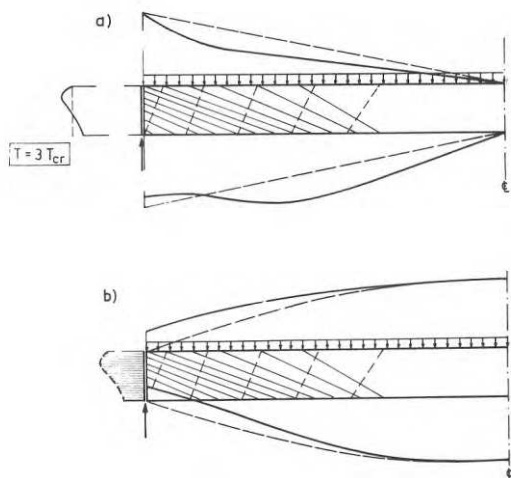


Fig. 4 Fritt upplagd balk belastad med jämnt fördelad last på överflänsen. Böjstyv avstyvning vid upplag.

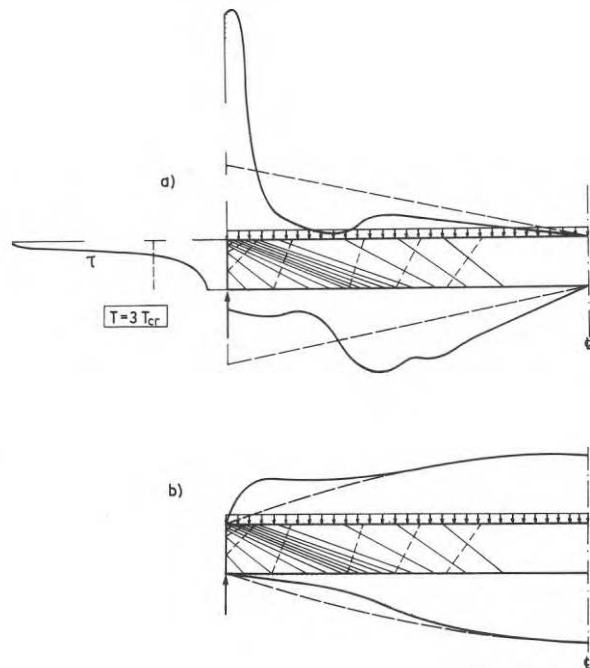


Fig. 5 Fritt upplagd balk belastad med jämnt fördelad last på överflänsen. Livavstyvningarna kan ej uppta horisontalkrafter.

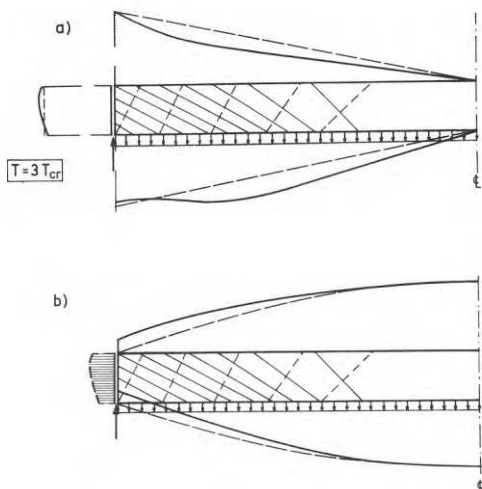


Fig. 6 Fritt upplagd balk belastad med jämnt fördelad last angripande i underflänsen. Böjstyv avstyvning vid upplag.

Fig. 4, Resultat av beräkning där livet ersatts med stångsystem med längs balken varierande lutning.

- a) Fördelning av skjuvspänningar mellan liv och flänsar samt mellan liv och livavstyvning. Streckade linjer anger skjuvspänning enligt elementär balkteori.
- b) Fördelning av spänningen i över- och underflänsen samt horisontalspänningen på livavstyvningen.

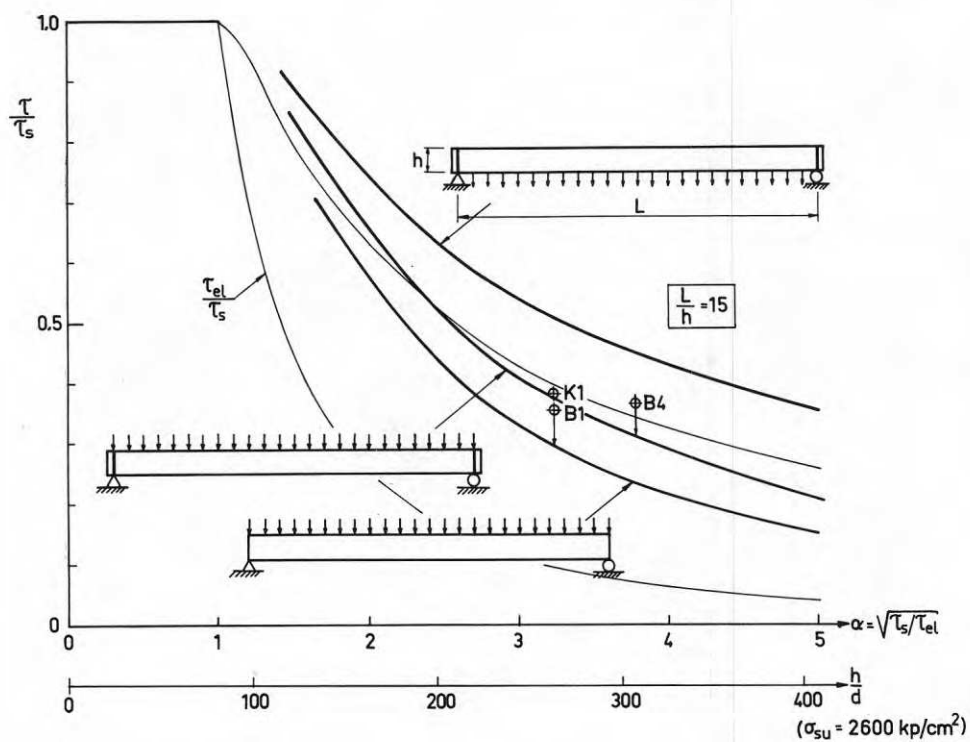


Fig. 7 Beräknad skjuvspänning vid brott för beräkningsmodell där livet ersatts med ett stångsystem med längs balken varierande lutning. Kurvor för tre alternativa kombinationer av lastangreppshöjd och avstyvningar vid upplagen enligt fig. 4, 5 och 6 är uppritade. Försöksresultat för tre provbalkar är inlagda för jämförelse.

$$\tau_s = \sigma_s / \sqrt{3} \text{ där } \sigma_s \text{ är sträckgränsspänningen}$$

$$\tau_{el} = \text{skjuvbucklingsspänningen}$$

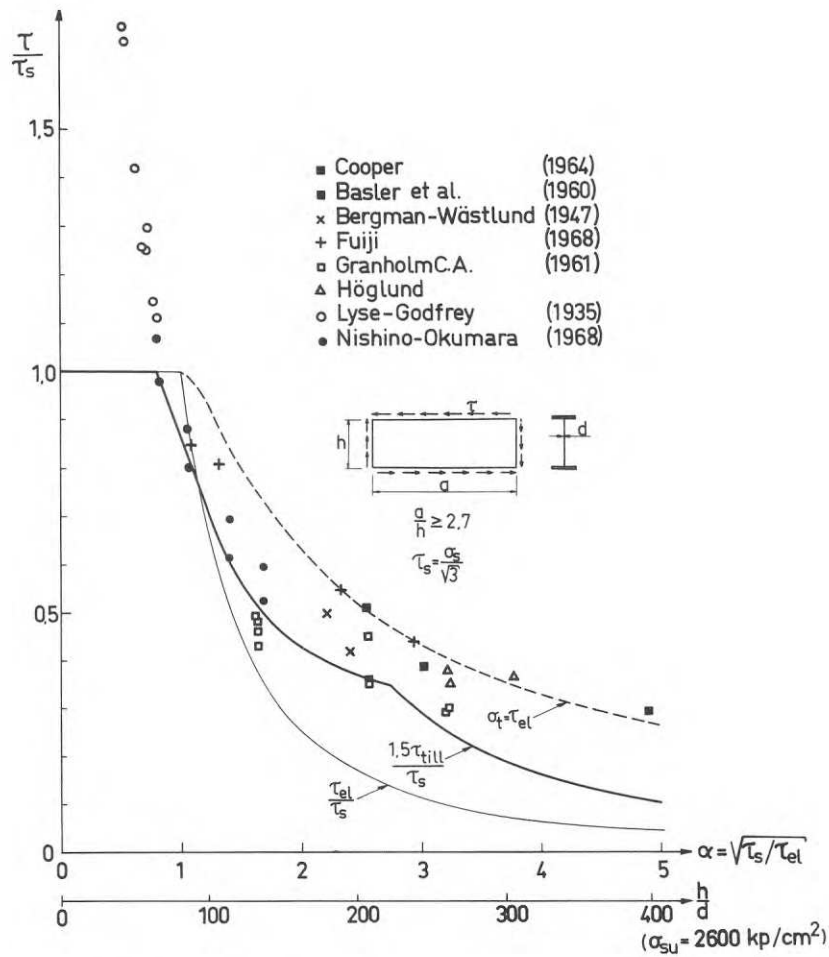


Fig. 8 Resultat av försök med balkar med stort avstånd mellan livavstävningarna belastade med tvärkraft och i vissa fall även böjande moment. Streckad kurva är beräknad tvärkraft vid brott för beräkningsmodell där livet ersatts av ett stångsystem enligt fig. 3. Heldragen grov kurva är 1,5 ggr tillåten skjuvspänning enligt Provisoriska normer för svetsade stålbalkar, typ HSI.

## BÄRFÖRMÅGA HOS TUNNVÄGGIG I-BALK MED CIRKULÄRT ELLER REKTANGULÄRT HÅL I LIVET

Tekn lic Torsten Höglund  
Inst för Byggnadsstatik, Kungl Tekniska Högskolan, Stockholm

### Resumé

Försök med I-balkar med stora cirkulära och rektangulära hål i livet presenteras. Livhöjdsförhållandet för försöksbalkarna är så stort (livhöjd/livtjocklek = 200–300) att livbuckling avgör bärförmågan. Med utgångspunkt från försöken uppställs enkla beräkningsmodeller för bestämning av brottlast och belysning av verkningsätt i överkritiskt område. Slutligen ges förenklade dimensioneringsregler.

### Inst. för Byggnadsstatik, Kungl. Tekniska Högskolan, Stockholm

Moderna byggnader kräver en mängd installationer och rördragningar. Krav på stora spännvidder i förening med begränsad tillgänglig konstruktionshöjd leder ofta till att rör och trummor dras genom den bärande konstruktionen, varvid avsevärd håltagning måste ske i balkarnas liv. Bl. a. genom rationella tillverkningsmetoder har den svetsade tunnväggiga I-balken blivit allt vanligare som bärande element i takkonstruktioner. Betydande minskning av tillverkningskostnaden har uppnåtts genom att i största möjliga utsträckning undvika livavstyvningar. För att uppnå ekonomi bör avstyvningar om möjligt undvikas även kring försvagningar genom hål i livet.

På initiativ av AB Gränges Hedlund har på Inst för Byggnadsstatik, Tekniska Högskolan, Stockholm utförts en experimentell och teoretisk undersökning med syfte att belysa verkningsätt och ge regler för bedömning av bärförmågan hos tunnväggiga I-balkar med stora hål i livet. I första hand gällde undersökningen balkar utan livavstyvningar kring hålen.

I samråd med AB Gränges Hedlund har, med de experimentella undersökningarna som underlag, utarbetats dimensioneringsregler för håltagning i livplåt. Reglerna finns med bland de typritningar som utgör komplement till en av AB Gränges Hedlund utgiven katalog för HSI-balken.

Livtjockleken hos valsade balkar är i allmänhet så stor att det är tillräckligt att kontrollera att spänningarna inom områden med spänningskoncentrationer intill hålen är begränsade. Vid tunnväggiga I-balkar är buckling av livplåten i närheten av hålet den för bärförmågan avgörande faktorn.

Liksom vid plattbuckling i allmänhet existerar vid buckling av livplåtar med hål ett överkritiskt område, vilket måste utnyttjas för att det skall vara möjligt att slopa avstyvningar kring hålen

Cirkulärt hål

## Tvärkraft

Fig. 1a visar fördelningen av de tangentiella medelspänningarna i livet kring ett hål i ett balksnitt påverkad av tvärkraft.

Kurvor för två lastnivåer (last nr 3 och last nr 8, där lastnivåerna framgår av fig. 1b) är uppritade. Vid låg last är den tangentiella tryckspänningen i punkt e4 av samma storleksordning som motsvarande dragspänning i punkt e8. Vid ökande last förblir tryckspänningen vid en viss kritisk nivå medan dragspänningen ökar starkt. Spänningarnas riktning förändras även vid ökande last. Brottet uppkommer när sträckgränsen uppnås inom de områden som är utsatta för stora dragspänningar.

Med utgångspunkt från försöken uppställs en beräkningsmodul enligt fig. 2. Livplåten antas bestå av dragna fält med dragspänning lika med sträckgränsspänningen och tryckta fält med tryckspänningen lika med Eulerknäckspänningen för ur försök och jämförande teorier bedömd knäcklängd  $\ell$ . Lutningen hos de dragna och tryckta fälten bestäms så att bärförmågan blir maximal. Teorin visar att tvärkraften vid brott hos balk med cirkulärt hål med diametern  $D$  blir approximativt lika med  $(1 - D/h)$  gånger bucklingshållfastheten hos balkliv utan hål.  $h$  är livhöjden.

Böjande moment.

Reduktionen av momentupptagande förmågan blir avsevärt mindre än reduktionen i förmågan att uppta tvärkraft då momentet i första hand upptas av flänsarna. Verknings sättet belyses i fig. 3. I ett snitt på ett avstånd från hålet är spänningsfördelningen ungefär enligt diagrammet till höger i figuren. De delar av spänningsblocket på dragna sidan som bortfaller i snittet genom hålet skall föras ned till I-tvårsnittet som bildas av dragna flänsen och återstående del av livet under hålet. Därvid uppkommer tryckspänningar vid punkt C, som vid tunn livplåt kan resultera i utbuckling av plåten. På tryckta sidan fås på motsvarande sätt dragspänningar vid C'. Spänningarna på tryckta sidan vid E' resulterar i utbuckling av livplåten. Såväl tryckspänningsresultanten  $T_2$  som dragspänningsresultanten  $D_2$  förskjuts uppåt.

Momentupptagande förmågan  $M_{tillH}$  i snitt med centriskt placerat cirkulärt hål i livet kan approximativt sättas

$$M_{tillH} = M_{till} \left( 1 - \frac{dD^3}{12I_x} \right)$$

där  $M_{till}$  är tillåtet moment under beaktande av att livet inte deltar i full utsträckning på tryckta sidan,  $d$  är livtjockleken,  $D$  är hålets diameter och  $I_x$  balkens tröghetsmoment utan hänsyn till hålet.

### Tvärkraft och böjande moment

Bärförmågan hos balk med hål i snitt samtidigt belastad med tvärkraft och böjande moment kan bestämmas med sambandsförfarande (interaction design method) enligt fig. 4.

### Rektangulärt hål

Verkningssättet är jämförbart med verkningssättet vid cirkulärt hål.

Bärförmågan för rektangulärt hål kan approximativt bestämmas som för cirkulärt hål om en fiktiv diameter  $D = 0,6 (D_1 + D_2)$  införs där  $D_1$  och  $D_2$  är det rektangulära hålets höjd resp. bredd.

Risk för knäckning av T-tvärsnittet, som bildas av tryckta flänsen och del av livplåten ovanför hålet, föreligger vid böjande momentet. Knäckning kan ske i olika riktningar, se fig. 5.

### Avstyvning

Försöken med håltagning i livplåt utan avstyvning ger även möjlighet att bedöma hur avstyvning av livplåten runt hålet bör utformas. Med hänsyn till försöken och även av utseende- och utförandetekniska skäl föreslås avstyvning av plattstål svetsat i hålet i form av sluten ring eller sluten ram, se fig. 6. För att minska egenspanningarna av svetsning tillverkas ringen resp. ramen i delar, vilka hopfogas efter fastsvetsningen i livet.

### Litteratur

Höglund, T, 1970, Bärförmåga hos tunnväggig I-balk med cirkulärt eller rektangulärt hål i livet. Meddelande nr 87, Inst. för Byggnadsstatik, Kgl. Tekniska Högskolan. Stockholm 1970.



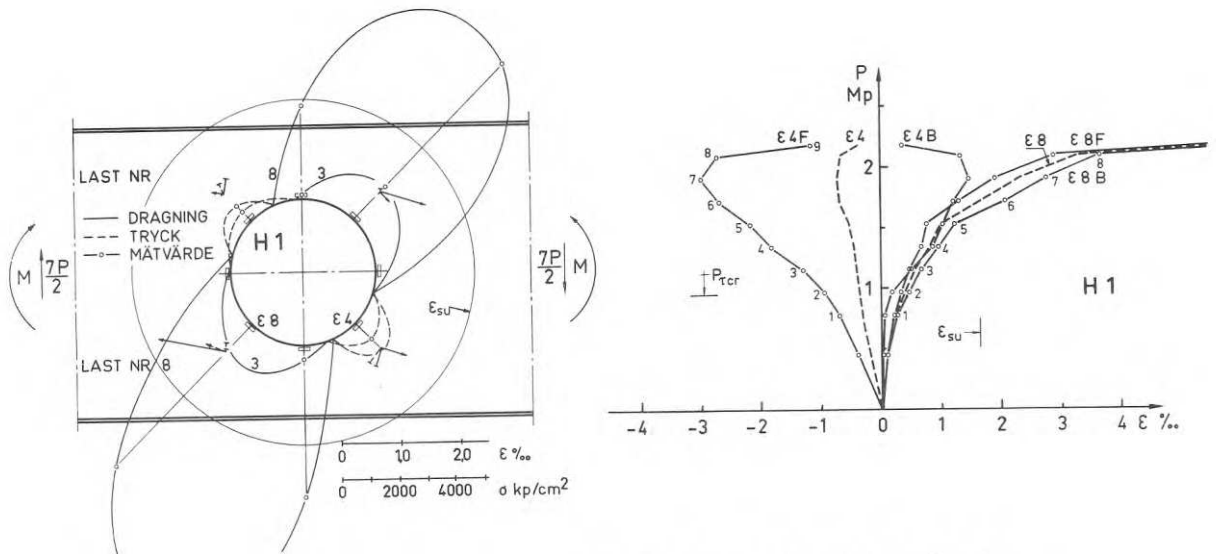


Fig. 1a och b. Tangentiella spänningar kring cirkulärt hål i balksnitt belastat med tvärkraft.

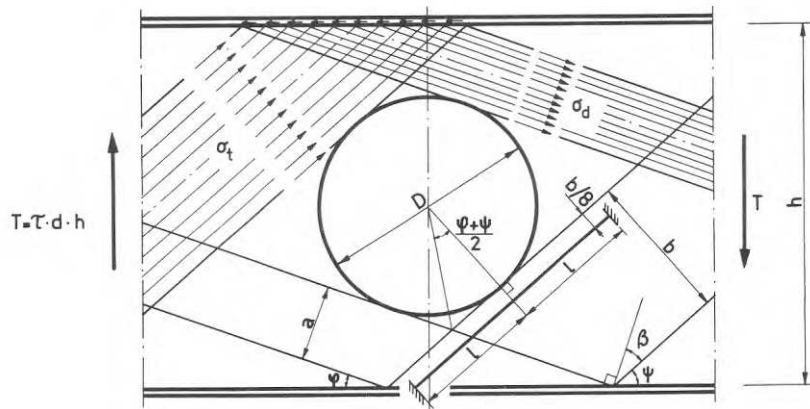


Fig. 2 Beräkningsmodell för tvärkraftsbelastad balk med cirkulärt hål.

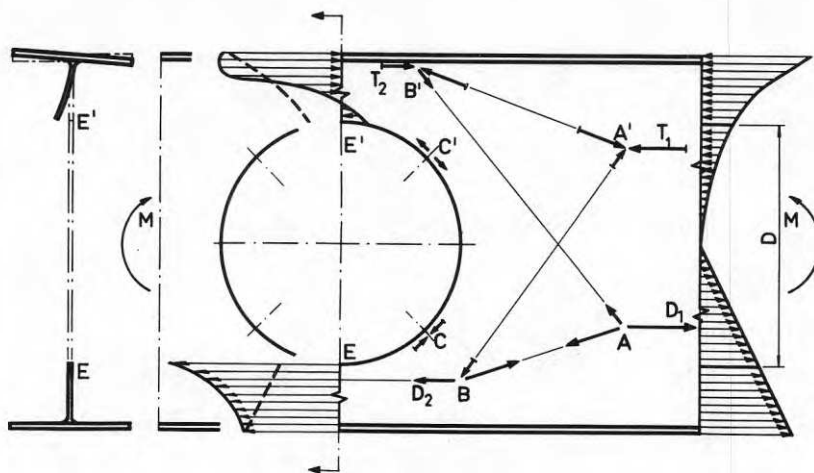


Fig. 3 Schematiskt verkningssätt vid böjd balk med cirkulärt hål.

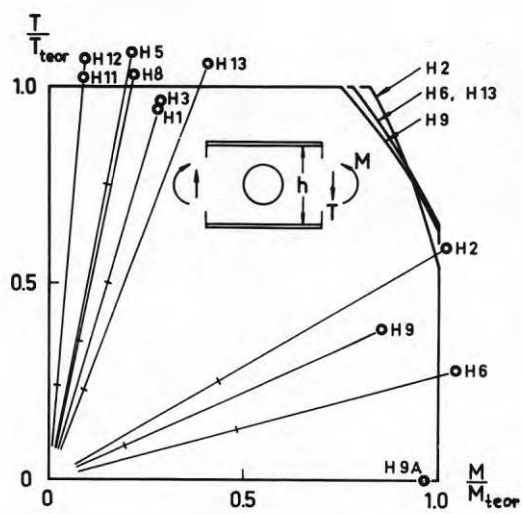


Fig. 4 Sambandsdiagram för balk med cirkulärt hål.

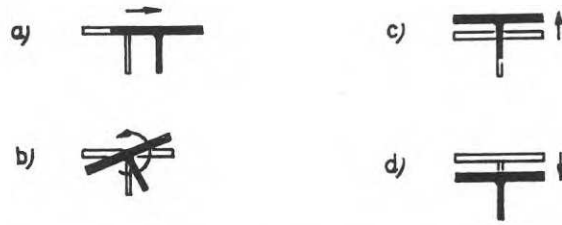


Fig. 5 Alternativa knäckningstyper för tryckta flänsen.  
Kombination av a) och b) kan även förekomma.

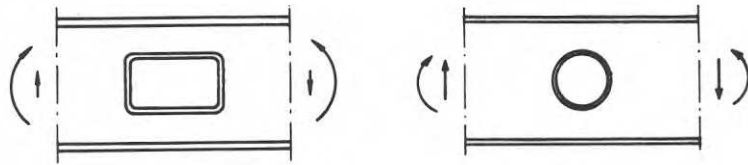


Fig. 6 Avstyvning kring hål.

## I-BALKARS STABILITET VID LYFTNING

Civ ing Bernt Johansson  
 Inst för Byggnadsstatik, Kungl Tekniska Högskolan, Stockholm

Resumé

Undersökningen behandlar stabiliteten av en horisontell I-balk vid lyftning i två punkter. Problemet behandlas med vippningsteori varvid balken antas upphängd i två leder placerade över balkens tyngdpunkt. Bland resultaten märks att den kritiska lasten för en balk varierar kraftigt med lyftpunkternas läge längs balken. Vid ändamålsenlig placering av lyftpunkterna kan mycket slanka balkar lyftas med bibehållen stabilitet.

Undersökningen påbörjades som ett uppdrag från Gränges Hedlund AB till Institutionen för Byggnadsstatik, KTH. Uppdragen avsåg att ge anvisningar för lyftning av HSI-balkar, vilket handlagts av undertecknad i samråd med professor Henrik Nylander. Uppgiften har under hand utvidgats till att omfatta behandling av några grundläggande stabilitetsfall, vilka inte har behandlats i litteraturen. För denna del av undersökningen har bidrag utgått från Statens Råd för Byggnadsforskning. För en utförligare redogörelse hänvisas till Meddelande nr 84 från Inst. för Byggnadsstatik, KTH med samma titel som denna rapport.

Undersökningen behandlar stabiliteten av en horisontell I-balk vid lyftning i en eller två punkter. Den behandlade instabilitetsformen är vippning, kännetecknad av att balken vid viss last böjer ut i sidled och vrids. Under lyftning saknar balken vridningsförhindrande upplag, varför balken som helhet kan vridas. Detta medför i allmänhet en väsentlig reduktion av den kritiska lasten i förhållande till motsvarande fall med vridningsförhindrande upplag.

Undersökningen utgår från vippningsteori för balk av elastiskt material med dubbelsymmetriskt tvärsnitt, vilket förutsätts bibehålla sin form då balken deformeras. Uppläggningssättet vid lyftning behandlas genom att balken antas upphängd i två leder som är förbundna med balken genom stela stänger enligt fig. 1. Balken belastas av jämnt fördelad last och reaktionskrafter i lederna vilka kan vara vertikala eller lutande. I detta sammanhang berörs endast fallet med vertikala ledreaktioner, svarande mot lyftning med vertikala linor.

För några placeringar av upphängningspunkterna har noggranna lösningar härletts. Av dessa framgår att en symmetrisk deformationsfigur vanligen är farligare än en antisymmetrisk och att den förstnämnda ofta uppvisar en vriddeformation som är nära konstant längs balken. En approximativ lösning för varierande placering av upphängningspunkterna har uppställts med stöd av ovan refererade resultat, vilken visas i fig. 2. Representationen i fig. 2 har valts med ledning av en lösning för extremfallet vridstet balk, vilken svarar mot kurvan  $kL = \infty$  i fig. 2. Inverkan av vridstorheterna är måttlig så länge

$kL > 2$ . Då  $kL < 2$  kan en antimetrisk deformationsfigur bli dimensionerande inom den vänstra delen av diagrammet, varvid den kritiska lasten avtar snabbt med avtagande  $kL$ .

Av fig. 2 framgår att den kritiska lasten för en balk varierar kraftigt med lyftpunkternas läge längs balken. Lägst kritisk last erhålls vid lyftning i ändpunkterna och högst vid lyftning något utanför fjärdedelspunkterna. Förhållandet mellan högsta och lägsta kritiska last är 60 å 70.

För den ovan nämnda modellen vridstel balk har inverkan av initialdeformation studerats. Balken har antagits ha en initiell vridning  $\varphi_0$  orsakad av felplacering av lyftpunkterna, se fig. 3. Vridningsvinkeln har inte förutsatts liten vid denna behandling. I diagrammet i fig. 3 visas sammanlagd vriddeformation som funktion av lasten dividerad med kritisk last. Vid en liten initialdeformation märks en kraftig ökning av deformationen omkring den kritiska lasten medan deformationen utvecklas ganska jämnt vid en stor initialdeformation oavsett om lasten är större eller mindre än den kritiska. Inom överkritiskt område blir deformationen mycket stor. Även om balken på grund av låg last kan klara deformationen utan materialbrott så försvåras eller omöjliggörs monteringen av balken av deformationer av denna storlek.

Av några genomräknade exempel framgår att med hänsyn till stabiliteten kan mycket slanka balkar lyftas om lyftpunkterna placeras något utanför fjärdedelspunkterna. För vanligen förekommande valsade balkar torde stabiliteten vid lyftning inte förorsaka några problem oavsett hur lyftningen utförs.

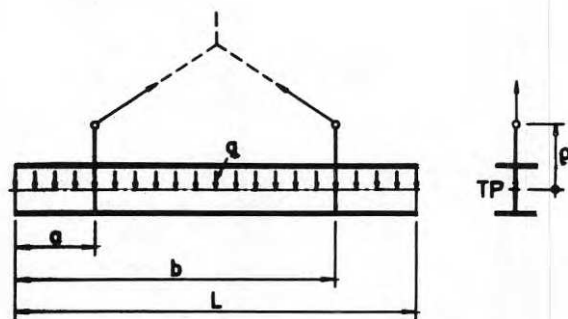


Fig. 1 Balk upphängd i lutande lyftlinor belastad av egenvikt.

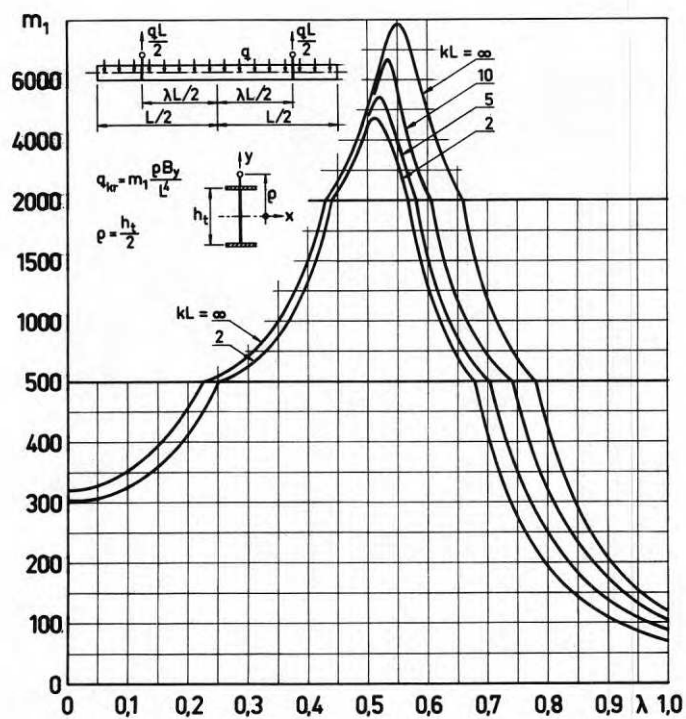


Fig. 2 Kritisk last för balk upphängd i överflänsen i två punkter på lika avstånd från balkmitt och belastad med jämnt fördelad last angräpande i TP vid varierande avstånd mellan upphängningspunkterna. Kurvan för  $kL = \infty$  svarar mot vridstet balk.  $k = \sqrt{C/C_w}$ ,  $C =$  vridstyvhet,  $C_w =$  välvstyvhet och  $B_y =$  sidoböjstyvhet.

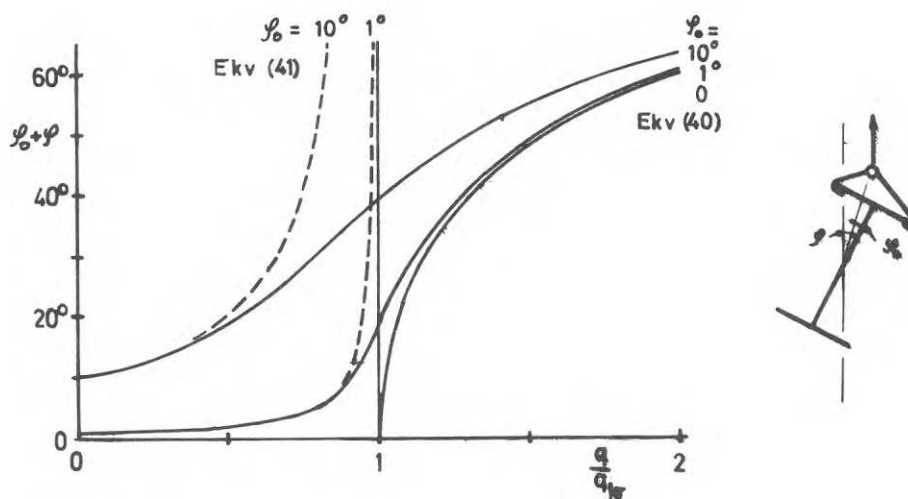


Fig. 3 Samband mellan last och deformation för vridstel balk upphängd i vertikala linor enligt fig. 2. Balken har en initialdeformation  $\varphi_0$  orsakad av felplacering av lyftpunkterna.

## LÅDBALK MED TUNNA LIV PÅVERKAD AV TVÄRKRAFT OCH VRIDANDE MOMENT

Civ ing Bernt Johansson  
Inst för Byggnadsstatik, Kungl Tekniska Högskolan, Stockholm

Resumé

Undersökningen behandlar verkningssätt för en lådbalk med tunna liv och kraftiga, olika breda flänsar vid belastning på underflänsen och omfattar provning och teoretisk behandling. Balkens verkningssätt vid vridning påverkas väsentligt av tvärsnittsdeformation och av att flänsarna verkar som massiva tvärsnitt, vilket beaktas i en förenklad modell vid den teoretiska behandlingen av balkens bärförmåga.

Undersökningen har aktualiserats genom ett uppdrag från Gränges Hedlund AB till Inst. för Byggnadsstatik, KTH att ge dimensioneringsunderlag för en ny typ av lådbalk. Som en del i detta har undertecknad i samråd med professor Henrik Nylander genomfört en undersökning, vilken består i provning av ett antal balkar och teoretisk behandling.

Balken har typbeteckning HSQ med tvärsnitt enligt fig. 1. Balken är i första hand avsedd att användas i stålstommar i husbyggnader varvid de utskjutande delarna av underflänsen tjänstgör som upplag för bjälklagselement. Balkens höjd är i allmänhet pressad, varför materialet är starkt koncentrerat till flänsarna. Dessa utgör 80 - 90 % av hela tvärsnittet. Liven utförs relativt tunna och har förhållandet höjd/tjocklek inom området 50 - 100.

Det normala belastningsfallet är linjelaster längs underflänsens utskjutande delar. Vid ojämn eller ensidig belastning utsätts balken för kombinerad böjning och vridning. Belastningsfallet ensidig last har undersökts genom provning av fritt upplagda balkar med data enligt fig. 2. Belastningen påfördes med hjälp av hävarmar och vikter. Balkarna belastades till brott efter en inledande belastningscykel till en uppskattad brukslast. Bland provningsresultaten märks dels att de elastiska vriddeformationerna blev betydligt större än beräknat med teori för stelt tvärsnitt dels att brottlasterna blev oväntat höga.

Diagrammet i fig. 3 visar underflänsens vriddeformation i mittsnittet som funktion av lasten. Inom elastiskt område är de uppmätta värdena dubbelt så stora som beräknat enligt teori för stelt tvärsnitt. Olika beräkningsmetoder har prövats för att beakta tvärsnittsdeformation i form av böjning av liven. I fig. 3 visas resultat av en enkel beräkning vars huvuddrag framgår av fig. 4. Inverkan av tvärsnittsdeformationen har uppskattats med ett gränsvärde gällande för en mycket lång balk. Beräknade värden överstiger de uppmätta med omkring 15 %. Med en noggrannare beräkning kan felet reduceras, vilket dock sker till priset av krångliga uttryck med många parametrar.

För de ensidigt belastade balkarna inträffade brott vid upplagen efter att båda livplåtarna bucklat av skjvning. Trots ett ansevärt vridande moment uppgick tvärkraften vid brott i det närmaste till brottvärdet vid centrisk last. Detta innebär en väsentlig omlagring i förhållande till det elastiska verkningssättet, vilken möjliggörs av att flänsarna kan uppta vridande moment verkande som massiva tvärsnitt.



Infällt i diagrammet i fig. 5 visas en modell för beräkning av bärförmågan vid upplag. Tvärkraften  $T$  upptas av liven och det vridande momentet  $M_v$  upptas dels av flänsarna verkande som massiva tvärsnitt dels av skillnaden mellan tvärkrafterna i liven. Detta verkningssätt erhålls om balken tänkes försedd med gångjärn i hörnen.

För de fall då livens slankhet är så begränsad att buckling inte inverkar kan beräkningen baseras på att liven bibehåller sträckgränslasten för tillräckligt stor skjuvdeformation. Balken kan härvid deformeras så mycket att flänsarnas plastiska vridande moment uppnås samtidigt som det ena eller båda liven har en tvärkraft lika med sträckgränslasten. Härvid erhålls ett samband mellan tvärkraft och vridande moment vid brott i princip enligt den yttre kurvan i fig. 5.

För något slankare livplåtar inverkar buckling av liven därigenom att tvärkraften i det mest belastade livet uppnår ett maxvärde för att sedan avta med ökande deformation. Vid försök med centrisk last på balk med tvärsnitt enligt fig. 2 har sambandet tvärkraft-skjuvdeformation uppmätts. Livens slankhet var sådan att maxlasten låg nära sträckgränslasten för liven, vilken uppnåddes vid en relativt liten skjuvdeformation. Vid ökande skjuvdeformation avtog lasten långsamt. Med utgång från en förenkling av det uppmätta sambandet mellan tvärkraft och skjuvdeformation för liven och teoretiska samband mellan vridande moment och vriddeformation för flänsarna har den inre kurvan i fig. 5 beräknats. Beräkningen har utförts för tvärsnitt och hållfasthet som för de provade balkarna.

Den beräknade brottlasten understiger försöksvärdena med omkring 10 %. Avvikelsens riktning är rimlig med hänsyn till de förenklade förutsättningarna för beräkningen.

Såväl försök som teoretisk beräkning visar att relativt stora vridande moment kan upptas utan nämnvärd reduktion av tvärkraften. Detta förutsätter en väsentlig omlagring av spänningar i förhållande till det elastiska verkningssättet, vilken är möjlig trots inverkan av skjuvbuckling av liven.

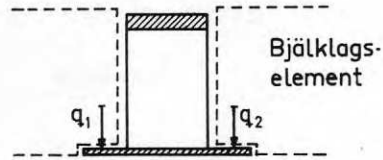


Fig. 1 Tvärsnitt av HSQ-balk.

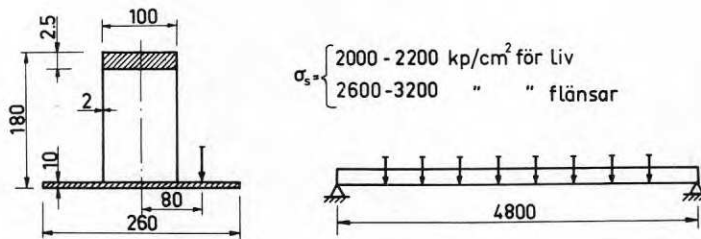


Fig. 2 Nominellt tvärsnitt och belastning vid försök med ensidig last.

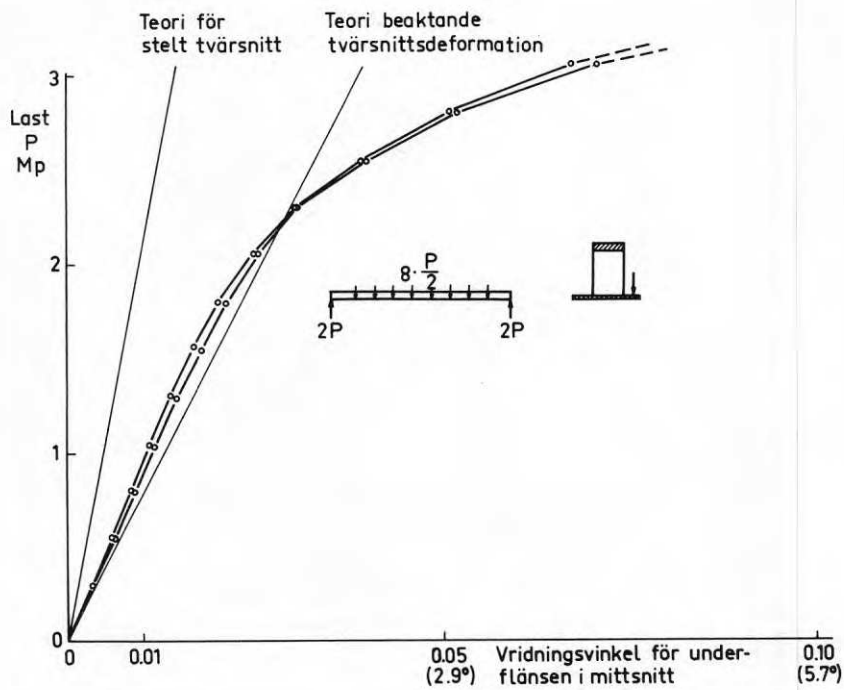


Fig. 3 Underflänsens vridningsvinkel i mittsnittet som funktion av lasten enligt försök och teori för balk enligt fig. 2.

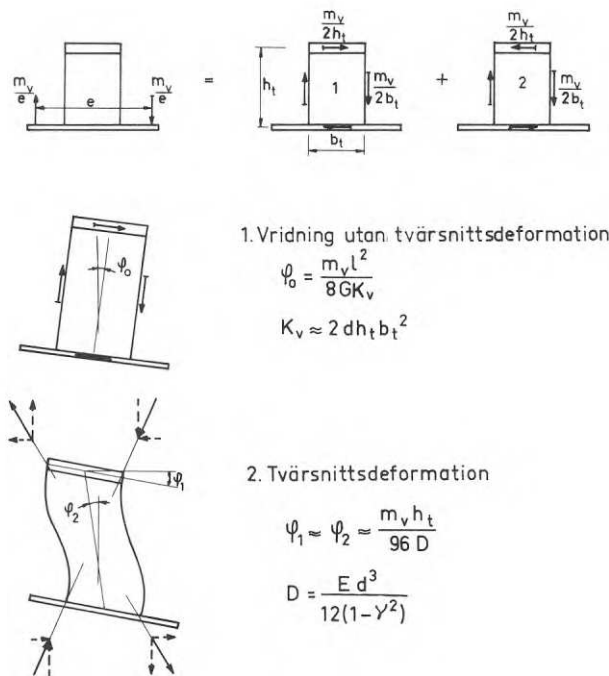
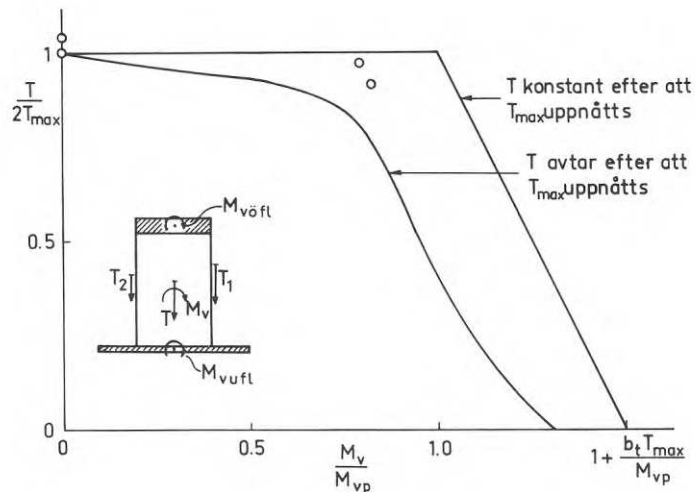


Fig. 4 Beräkning av vriddeformation vid lastfallet vridande moment infört på underflänsen.



$T_{max} = 1.5 \times$  tillåten tvärkraft enl. normförslag för en livplåt

$M_{vp}$  = vridande moment enl. plasticitetsteori för flänsarna

o = försöksresultat

Fig. 5 Samband mellan tvärkraft och vridande moment vid brott enligt försök och teori.

## BELASTNINGSFÖRSÖK PÅ KALLFORMADE PROFILER AV TUNNPLÅT

Övering Paul Wikström, Domnarvets Jernverk, Borlänge

### Resumé

Belastningsprovningar har utförts på balkar av kallformad tunnplåt med  $\square$ - och  $\sqsubset$ -profil. I samband med provningarna har en beräkningsmodell upprättats.

Avsikten med försöken har varit att erhålla upplysning om balkarnas beteende vid belastning, och då särskilt hur med balkarna hopfäst trapetsprofilerade plåt påverkar brottlast och deformationer.

### Inledning

Under efterkrigstiden har utvecklingen gått snabbt när det gäller att utföra allt lättare stålkonstruktioner. Kännetecknande har varit utnyttjande av högre stålqualiteter, en allt mer förfinad konstruktions- och dimensioneringsteknik, förbättrad verkstadsteknik och bättre metoder för rostskyddsbehandling.

Som följd av detta har det uppstått ett behov av lätta balkprofiler med stor konstruktionshöjd i förhållande till godstjockleken. Eftersom sådana profiler är svåra att tillverka i ett konventionellt varmvalsverk har det i stället visat sig ändamålsenligt att tillverka dem medelst kallformning av tunnplåt. Tvärsnitt med  $\square$ - och  $\sqsubset$ -profil har visat sig särskilt intressanta.

### Genomförda belastningsprovningar

För att erhålla upplysning om balkarnas beteende vid belastning och då särskilt hur, med balkarna hopfäst trapetsprofilerad plåt påverkar brottlast och deformationer, har 8 st belastningsprovningar genomförts på  $\square$ - och  $\sqsubset$ -formade profiler. Vid varje försök användes 2 balkar, varför mätningar på sammanlagt 16 balkar redovisats.

Balkarnas höjd har varit 150 och 250 mm och tillhörande godstjocklek 1,26 resp. 1,9 mm. Plåtens sträckgräns har varierat mellan 3400 och 4400 kp/cm<sup>2</sup>.

Försöken har utförts dels på fritt upplagda balkar och dels på tvåfältsbalkar.

### Funktionssätt

Balkar av profilerad tunnplåt kännetecknas av att de har ingen eller endast en symmetriaxel. Detta medför att vissa tvärsnitt får en tendens att vrida sig eller parallellförflytta sig i annan riktning än en angripande yttre kraft. När profilerna används som

balkar i kombination med tak- eller vägglått blir de fasthållna i åtminstone en punkt.  
 L- och C-profiler strävar då efter att vrida sig på sätt som framgår av fig 1 a och 1 b.

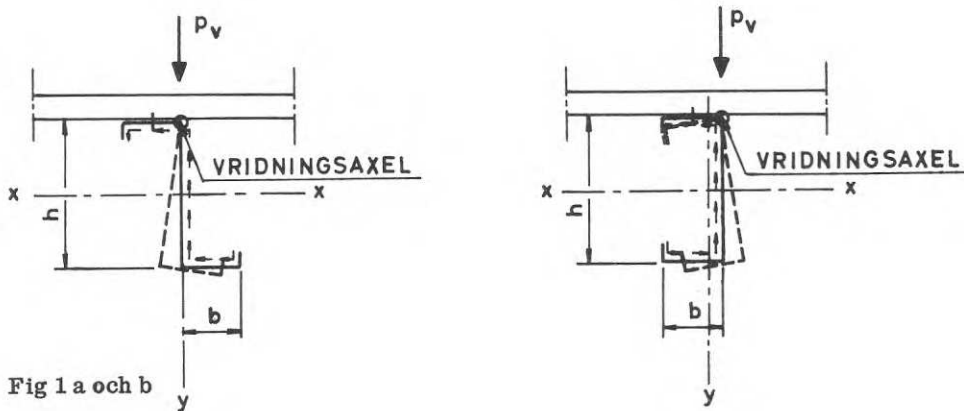


Fig 1 a och b

L-profilens överfläns blir tydligen inspänd i plåten så länge som  $p_v \cdot b >$  vridningsmomentet. Vridningsmomentet åstadkommes av att skärspänningarna i underflänsen ej är riktade genom vridningsaxeln. För C-profilen uppstår viss inspänning i överkanten p.g.a. fasthållningskraften i de skruvar som håller takplåten.

Vid lyftande kraft på takplåten fås belastningsfall enligt fig. 2a och 2b.

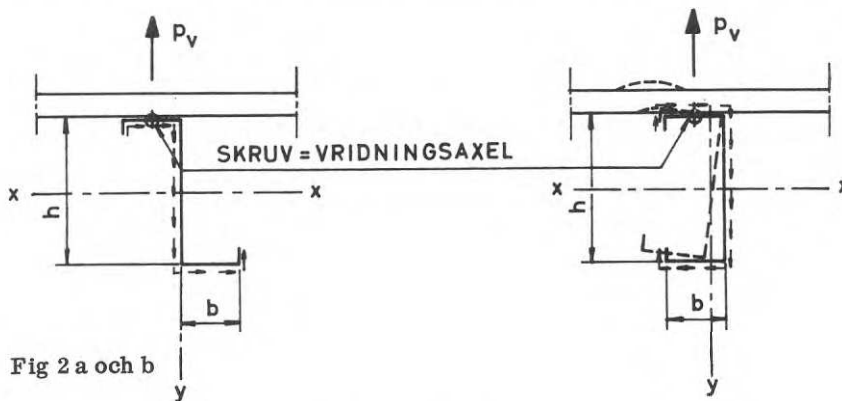


Fig 2 a och b

För L-profilen ger skjuvspänningsflödet i liv- resp. underfläns motriktade moment med avseende på vridningsaxeln, medan de adderas i faller med C-profilen. Viss inspänning i takplåten erhålles p.g.a. skruvarna.

#### Beräkningsmodell

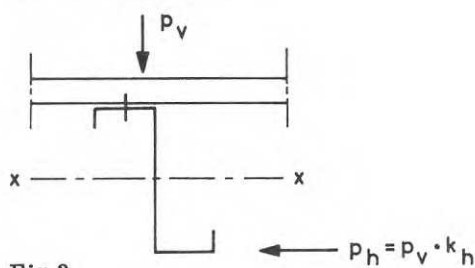


Fig 3

Varje "vertikal" last ger upphov till en "horisontell" kraft i underflänsens riktning (fig. 3), vars storlek = summan skjuvkrafterna i underflänsen, så att

$$p_h = k_h \cdot p_v \quad (1)$$

där  $k_h$  är en konstant som endast beror av tvärsnittets utseende.

Lasten  $p_v$  ger upphov till momentet  $M_x$ , som beräknas på vanligt sätt.

Lasten  $p_h$  upptages dels genom underflänsens böjning i horisontalled, dels genom liv-plåtens inspänning i takplåten. I fallen enligt fig. 2 kan samma betraktelsesätt användas för livets skjuvspänningar genom att minska resp. öka  $p_h$  i motsvarande grad.

Genom flänsens horisontalböjning upptages lastandelen

$$p_{h \text{ dim}} = p_h \cdot \frac{1 - b_x \cdot \frac{N}{N_{kr}}}{1 + \frac{N}{N_{kr}}} \cdot \frac{1}{1 + \frac{\delta_1}{\delta_2}} = p_h \cdot \epsilon_1 \cdot \epsilon_2 \quad (2)$$

där  $\delta_1$  = underflänsens utböjning för en enhetslast (utan livets medverkan)

$\delta_2$  = livets utböjning i underkanten för en enhetslast i underkanten (utan u-flänsens medverkan)

+N = dragkraft i underflänsen

-N = tryckkraft i underflänsen

$N_{kr}$  = underflänsens knäcklast

$b_x$  = jfr Bygg I: 155:4

$p_{h \text{ dim}}$  ger upphov till momentet  $M_y$  i underflänsen och beräknas på vanligt sätt.

### Spänningsberäkning

Spänningarna i underflänsen kan nu beräknas. De blir alltid störst i punkt "A" (fig. 4) och får storleken

$$\sigma_{uk} = \frac{M_x \cdot e_u}{I_x} + \frac{M_y \cdot e_y^*}{I_y^*} = \sigma_x + \sigma_y \quad (3)$$

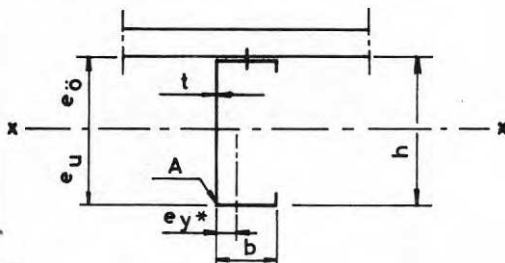


Fig 4

där  $I_x$  = tröghetsmoment kring x-axeln, reducerat enligt AISI:s handbok "Light Gage Cold - Formed Steel Design Manual"

$I_y^*$  = underflänsens tröghetsmoment, varvid 0,26 h av livet medräknas

$e_y^*$  = underflänsens T.P.-avstånd enligt fig. 4

$$\sigma_{ök} = -\sigma_x \cdot \frac{e_{\ddot{o}}}{e_u} - \sigma_y \cdot \Delta \quad (4)$$

där  $\Delta$  beror av tvärsnittets utseende. För Domnarvets profiler är  $\Delta = 0,40-0,45$  och har alltid värdet  $< 0,5$ .

$$\text{Tillåten böjspänning} = \frac{\sigma_s}{1,65}$$

### Nedböjningar

För nedböjningsberäkningar införes det ideella tröghetsmomentet  $I_x^*$ , vilket definieras av att

$$\frac{M_x \cdot h/2}{I_x^*} = \frac{\sigma_{uk} - \sigma_{ök}}{2} = \frac{M_x \cdot h/2}{I_x} + \frac{M_y \cdot e_y^* (1 + \Delta)}{I_y^* \cdot 2}$$

Detta ger

$$I_x^* = \frac{I_x}{1 + \frac{e_y^* (1 + \Delta) \cdot I_x \cdot \frac{M_y}{M_x}}{h \cdot I_y^*}} \quad (5)$$

eller om (1) och (2) insättes och  $\Delta = 0,5$

$$I_x^* = \frac{I_x}{1 + \frac{e_y^* \cdot 1,5 \cdot I_x \cdot k_h \cdot \epsilon_1 \cdot \epsilon_2}{h \cdot I_y^*}} \quad (6)$$

I (6) är  $\epsilon_1$  och  $\epsilon_2$  beroende av balkens spännvidd och överflänsens inspänningsförhållande. Övriga enheter är tvärsnittskonstanter.

### Provningsresultat

På bifogade diagram 1 och 2 visas exempel på sambandet last - deformation för två provningar.

I diagrammen har också inlagts de värden som erhålls med beräkningsmodellen.

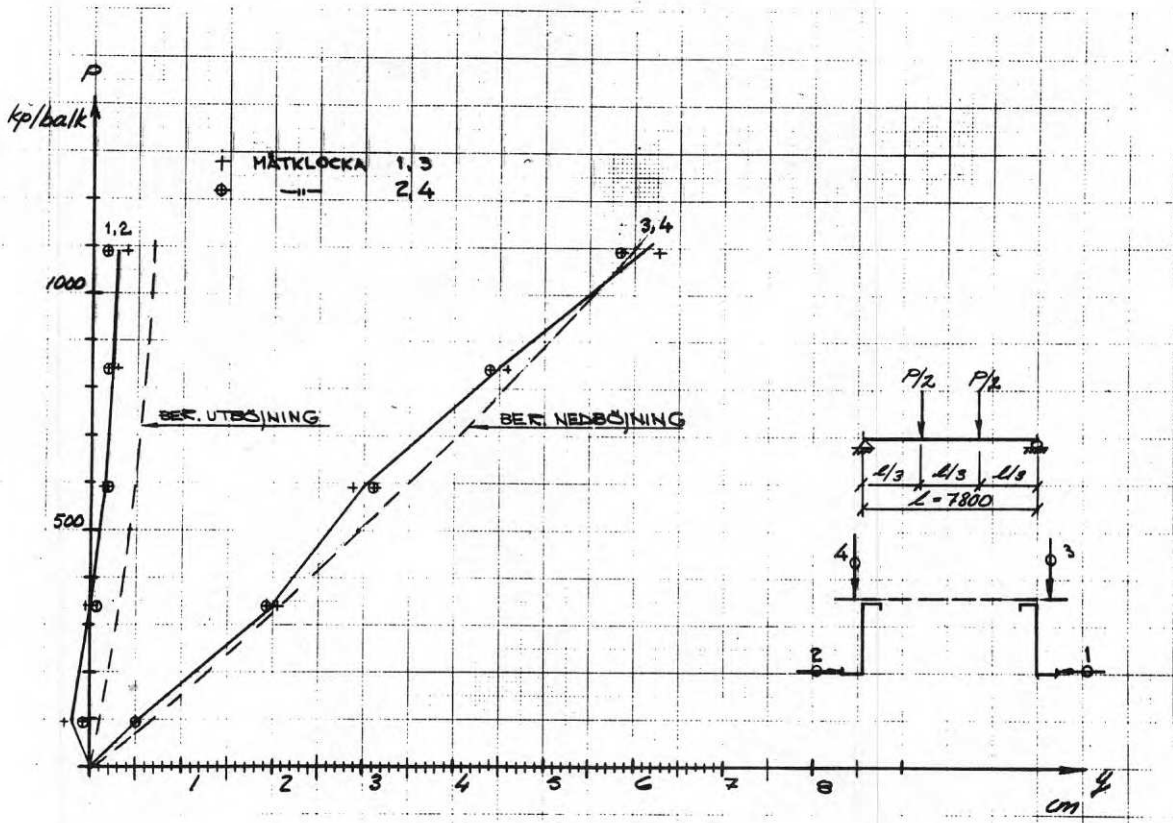


Diagram 1 1 - Z Nedböjning och utböjning i mittsnitt

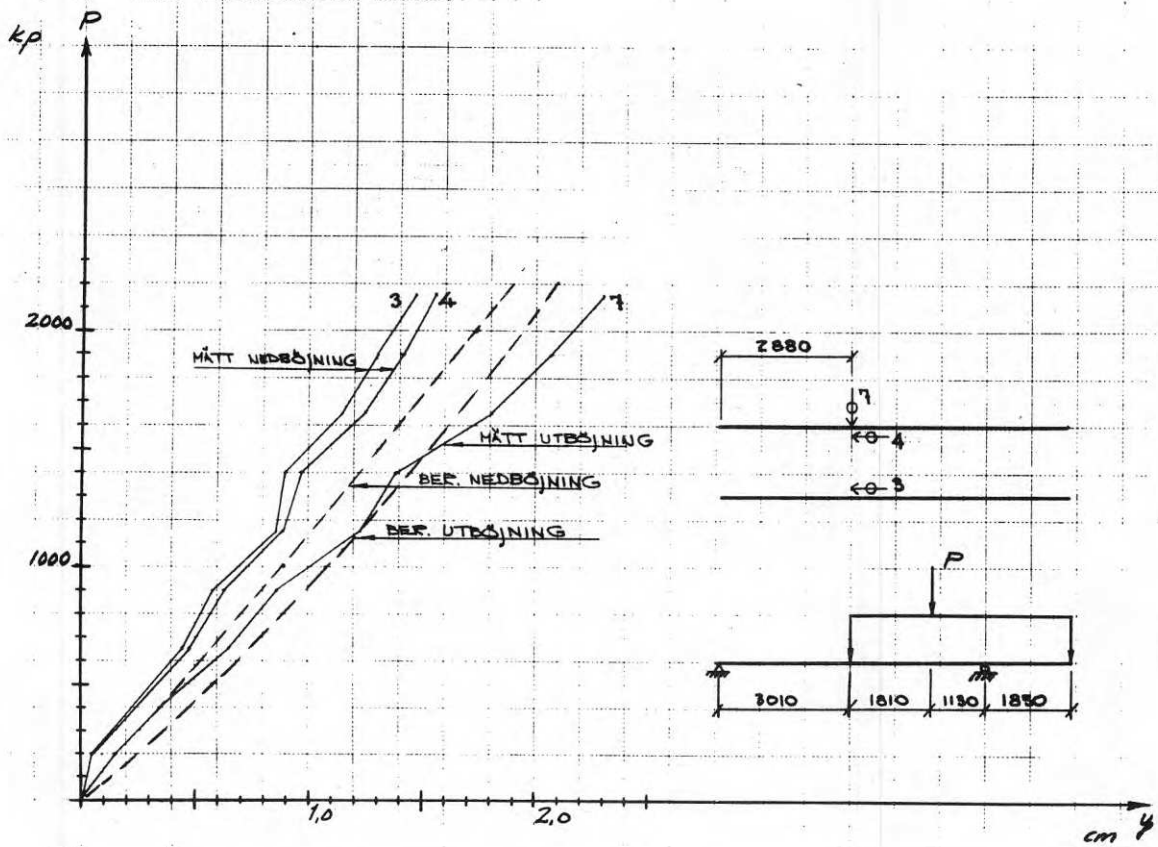


Diagram 2 2 - Z Nedböjningar och utböjningar





## UNDERSÖKNING AV LÅDBALKAR I TUNNPLÅT UTSATTA FÖR BÖJNING

Civilingenjör Bo Källsner

Institutionen för Byggnadsteknik II, Tekniska Högskolan, Lund

Resumé

Vid institutionen för Byggnadsteknik II, LTH, pågår för närvarande en undersökning av lådbalkar utsatta för böjning. Materialet utgörs av kallvalsad tunnplåt.

Balkarna ligger fritt upplagda på två stöd och belastas med två lika stora symmetriskt placerade punktlaster, varvid konstant moment erhålles i området mellan punktlasterna.

Balkarnas dimensioner har valts så att bucklor kommer att uppstå i den tryckta flänsen vid relativt låg last. Studierna avser i första hand en undersökning av funktionssättet, efter det att den elastiska knäckningslasten för överflänsen uppnåtts, dvs i det överkritiska området.

En intressant fråga i detta sammanhang är möjligheten till momentutjämning vid kontinuerliga balkar med lådtvärsnitt.

Olika faktorer som varierar är:

1. Förhållandet mellan balkens bredd och höjd
2. Förhållandet mellan balkens bredd och plättjocklek
3. Förhållandet mellan balkens höjd och avståndet från balkupplag till punktlast
4. Plåt kvalitet

Provning av balkarna pågår vid institutionen. Resultatet eller delar därav hoppas kunna föreligga till forskningsdagarna.



## EGENSPÄNNINGAR OCH BÄRFÖRMÅGA HOS STÅLPELARE – METODER ATT FÖRBÄTTRA KNÄCKHÅLLFASTHETEN

Tekn dr Göran Alpsten, Stålbyggnadsinstitutet, Stockholm

### Resumé

Resultat från några senare undersökningar avseende egenspanningar och knäckhållfasthet hos stålpelare presenteras. Bidraget är en sammanfattning av vissa forskningsrapporter, de flesta baserade på forskning vid Lehigh University, som nyligen publicerats eller är under publicering.

Olika parametrar som påverkar egenspanningarnas storlek och fördelning och därmed bärförmågan hos tryckta stålpelare diskuteras översiktligt. Speciell uppmärksamhet ägnas inverkan av tvärsnittets geometri, inverkan av materialhållfastheten samt tillverkningsättets betydelse med avseende på egenspanningarna. Slutligen diskuteras olika metoder att utnyttja dagens kunskaper om egenspanningar och att på så sätt förbättra knäckhållfastheten hos centriskt tryckta stålpelare.

Egenspanningar, tillsammans med andra imperfektioner som initialkrokighet, oavsiktlig lastexcentricitet, oavsiktligt osymmetriskt tvärsnitt och osymmetriskt varierande materialhållfasthet, inverkar ogynnsamt på bärförmågan hos tryckta pelare. Alla dessa imperfektioner leder till avvikelser från den teoretiska bärförmågan hos en centriskt tryckt pelare, bestämd av Eulerkurvan samt avskärningen vid flytgränslasten.

Undersökningar av egenspanningar i konstruktionsprofiler och inverkan av sådana spänningar har genomförts vid Lehigh University i USA sedan mitten på fyrtioalet. De tidigaste undersökningarna avsåg valsprofiler med termiska egenspanningar. Senare har också vissa typer av svetsade profiler studerats. Nyligen avslutade och delvis även pågående undersökningar har bl. a. avsett svetsade profiler med gasskurna kanter, profiler i höghållfast stål (mikrotillsatta finkornsstål och seghärdade stål), svetsade element med varierande svetsparametrar samt mycket grova konstruktionsprofiler (svetsade och valsade). Föreliggande bidrag är en sammanfattande rapport avseende dessa undersökningar [1 - 9] samt vissa undersökningar utförda i Sverige [10 - 12].

Den potentiella inverkan av egenspanningar på den kritiska lasten (tangentmodullasten) för en ideellt rak, centriskt tryckt stång av elastoplastiskt material och ett idealiserat I-tvärsnitt framgår av fig. 1. Som synes är variationen mycket stor. Egenspanningarnas inverkan är speciellt märkbar vid medellånga pelare. En beräkning med Dutheils ansats visar att en fiktiv utböjning av storleksordningen 20 å 30 gånger normalt tillåtna krokigheter erfordras för att ge en hållfasthet som motsvarar den undre gränskurvan i fig. 1 vid korta och medellånga pelare. Vid mycket slanka pelare kan däremot de geometriska imperfektionerna vara av större betydelse än egenspanningarna.

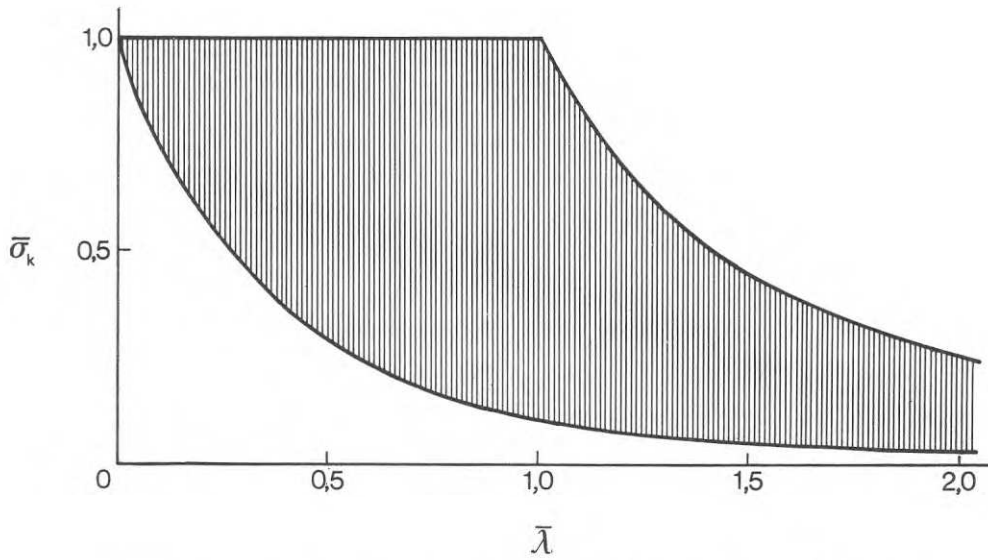


Fig. 1 Potentiell inverkan av egenspanningar på kritiska knäcklasten för en tryckt stång av idealiserat tvärsnitt med utböjning kring veka axeln.

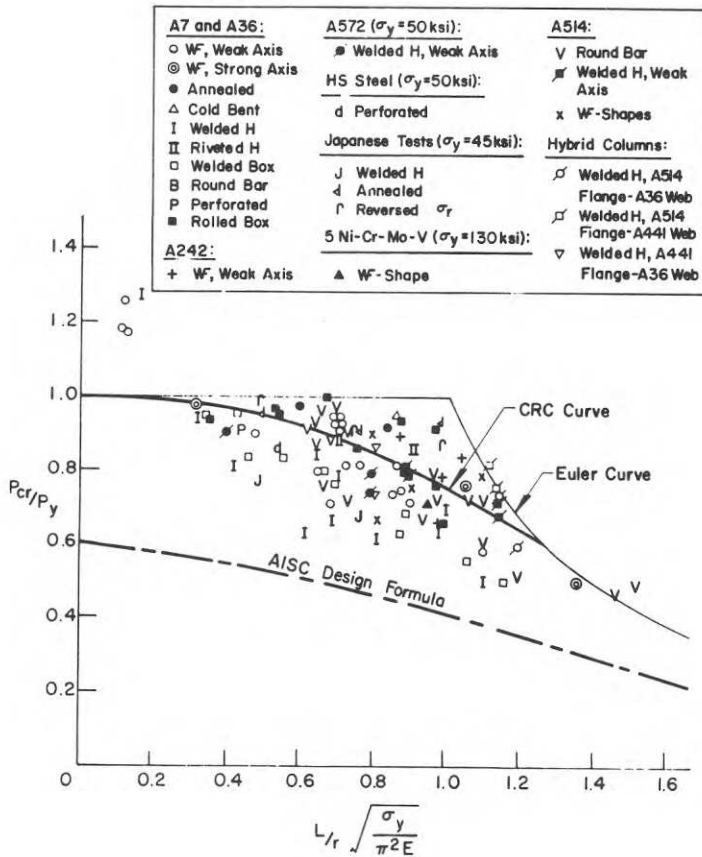


Fig. 2 Resultat av experimentella knäckförsök med stålpelare [2].

Fig. 1 kan jämföras med fig. 2 som visar en sammanställning av knäckförsök utförda vid Lehigh University [2]. Försöken har utförts med speciell centrering under belastning, varför spridningen i fig. 2 till största delen kan härledas till skillnader i egenspanningarnas storlek och fördelning. Spridningen är inte fullt lika stor som är teoretiskt möjligt enligt fig. 1, men trots detta betydande. Av fig. 2 framgår som ovan nämnts att inverkan av egenspanningarna är störst vid medellånga pelare,  $d \text{ v s } \text{pelare}$  med dimensionslös slankhet i det ungefärliga området  $0,4 \lesssim \bar{\lambda} \lesssim 1,2$ .

Arbete pågår för närvarande på flera håll (inom European Convention of Constructional Steelworks samt inom Column Research Council, USA) på att utveckla en rekommendation till bestämmelser som är baserade på fler än en dimensionslös knäckkurva. Stabilitetsdelen utarbetad av professor Nylander i förslaget till de nya svenska Stålbyggnadsnormerna är ett steg i denna riktning. Normen anger två dimensionerande knäckkurvor: en "normal" kurva och en något lägre kurva för svetsade profiler med tryckeegenspanningar som utgör över 40 % av flytgränsen [13]. Den svenska normen kommer således att bli en föregångare i dessa avseende.

I och med att normer beaktar egenspanningarnas inverkan på stabiliteten krävs kunskap om dessa frågor hos den praktiskt verkande konstruktören. Föreliggande bidrag är en sammanställning av ett antal rapporter [1-12, 15, 16] som behandlar egenspanningar i praktiska konstruktionselement, vilka parametrar som påverkar egenspanningarnas storlek och fördelning samt hur egenspanningarna påverkar bärförmågan vid stångknäckning. Speciellt behandlas här följande tre punkter:

- inverkan av tvärsnittets geometri på egenspanningarnas storlek och fördelning
- inverkan av materialhållfastheten på egenspanningarnas storlek och fördelning
- tillverkningsättets betydelse för egenspanningarnas storlek och fördelning.

De första två punkterna har enligt författarens syn inte tillräckligt uppmärksamats i de föreliggande förslagen till europeisk rekommendation för knäckningsnormer [14]. Flera undersökningar har visat att geometrin är en av de viktigaste variablerna vid bestämningen av egenspanningar i såväl valsade som svetsade stålprofiler [2, 4, 6, 8, 11]. Materialhållfastheten har däremot en begränsad inverkan på egenspanningarna [2, 3, 6, 7, 8]. Det är därför i princip felaktigt att anta att relationen mellan egenspanningar och flytgränsen är konstant för olika materialhållfastheter. Undersökningarna vid Lehigh har bl.a. avsett svetsade profiler i ASTM A572 (50), ett Ni-V-stål med  $35 \text{ kp/mm}^2$  flytgräns av samma typ som de svenska mikrotillsatta finkornsstålen, t. ex. DOMEX 360 eller OX 522 [3, 7]. För pelare i det normala slankhetsområdet är materialhållfastheten ( $d \text{ v s } \text{materiallets flytgräns}$ ) av stor betydelse för bärförmågan.

Tillverkningsättets betydelse framgår t. ex. av jämförelser mellan egenspänningar och knäckhållfasthet för valsade resp. svetsade profiler [2, 8, 12] eller för svetsade profiler tillverkade av universalstång resp. av gasskuren plåt [2, 6, 8]. Om tillverkningshistoriken hos ett aktuellt konstruktionselement är känd kan egenspänningarna och därmed knäckhållfastheten uppskattas med rimlig noggrannhet ur resultat från redovisad undersökningar [1 - 12] eller genom teoretisk simulering av tillverkningshistoriken med numeriska metoder [9, 10, 11].

Vilka möjligheter finns att vid tillverkningen förbättra en stålpeles hållfasthet? Några parametrar som kan kontrolleras vid tillverkningen har berörts ovan. Bland möjliga åtgärder (utöver ändring av profil, dimensioner etc) märks

- att minska egenspänningarna eller att åstadkomma en gynnsammare fördelning
- att höja materialhållfastheten
- att minska de geometriska imperfektionerna

Olika tekniska metoder för sådana åtgärder är bl. a. avspänningsglödning, lokal termisk påverkan eller mekanisk påverkan av olika slag. En tekniskt användbar metod att påverka alla tre punkterna ovan i en och samma operation är en kontrollerad rullriktning. Detta behandlas i två separata bidrag vid forskningsdagarna [15, 16].

#### Referenser

1. L Tall och G Alpsten: "On the scatter in yield strength and residual stresses in steel members", Symposium on Concepts of Safety of Structures and Methods of Design, London 1969.
2. L Tall och G Alpsten: "Prediction of behavior of steel columns under load", Symposium on Concepts of Safety of Structures and Methods of Design, London 1969.
3. Y Kishima, G Alpsten och L Tall: "Residual stresses in welded shapes of flame-cut plates in ASTM A572 (50) steel", Fritz Engineering Laboratory Report No. 321.3, Lehigh University 1970.
4. J Brozzetti, G Alpsten och L Tall: "Residual stresses in a heavy rolled shape 14WF730", Fritz Engineering Laboratory Report No. 337.10, Lehigh University, februari 1970.

5. J Brozzetti, G Alpsten och L Tall: "Welding parameters, thick plates, and column strength", Fritz Engineering Laboratory Report No. 337.21, Lehigh University, februari 1970.
6. G Alpsten och L Tall: "Residual stresses in heavy welded shapes", Welding Journal, mars 1970, sid 93-s - 105-s.
7. Y Kishima, G Alpsten och L Tall: "The strength of ASTM A572 (50) steel welded flame-cut columns", Fritz Engineering Laboratory Report No. 321.4, Lehigh University (under tryckning).
8. G Alpsten och L Tall: "Column strength of heavy welded shapes - a progress report", Fritz Engineering Laboratory Report No. 337.16, Lehigh University (under arbete).
9. G Alpsten: "Numerical simulation of behavior and maximum strength of steel columns", Fritz Engineering Laboratory Report No. 337.25, Lehigh University (under arbete).
10. G Alpsten: "Thermal residual stresses in hot-rolled steel members", Fritz Engineering Laboratory Report No. 337.3, Lehigh University, december 1968 (kommer att publiceras i Welding Journal).
11. G Alpsten: "Egenspänningar i varmvalsade stålprofiler", Institutionen för Brobyggnad, KTH, juni 1967.
12. G Alpsten: "Egenspänningar i ramstångprofil till järnvägsbromateriel 3", Försvarets Materielverk, rapport A:FA 6130:15 (under utskrift).
13. H Nylander: "Dimensionering av stålbärverk med hänsyn till stabilitet - en bakgrund till Stålbyggnadsnormens stabilitetsdel", Stålbyggnadsdagen 1968, - Föredrag och diskussionsinlägg, Stålbyggnadsinstitutet, augusti 1969.
14. H Beer och G Schultz: "Die Traglast des planmässig mittig gedruckten Stabs mit Imperfektionen", Teil 1-3, VDI-Zeitschrift 111, Nr 21, 23 och 24, 1969.
15. G Alpsten: "Egenspänningar och töjhärdningseffekter i kallriktade bredflänsprofiler", bidrag till "Stålbyggnad - Nordiska Forskningsdagar 1970" arrangerade av Stålbyggnadsinstitutet, Stockholm augusti 1970.
16. O Ersvik och G Alpsten: "Experimentell undersökning av knäckhållfastheten hos bredflänsprofiler HE 200 A riktade på olika sätt", bidrag till "Stålbyggnad - Nordiska Forskningsdagar 1970" arrangerade av Stålbyggnadsinstitutet, Stockholm augusti 1970.





## EGENSPÄNNINGAR OCH TÖJHÄRDNINGSEFFEKTER I KALLRIKTADE BREDFLÄNSPROFILER

Tekn dr Göran Alpsten, Stålbyggnadsinstitutet, Stockholm

### Resumé

Egenspänningar och materialhållfasthet hos kallriktade bredflänsprofiler har studerats experimentellt för några olika profiltvårsnitt. Provmaterialet har utgjorts dels av balkar uttagna ur grossistlager, dels av balkar som rullriktats vid valsverk under kontrollerade förhållanden.

De experimentella mätresultaten har jämförts kvantitativt med teoretiska beräkningar baserade på plasticitetsteori. Den använda beräkningsmodellen tar hänsyn till töjhärdningseffekter (deformationshärdnande) men försummar Bauschingereffekten.

Undersökningarna har visat att samtliga studerade kallriktade profiler uppvisar en gynnsam egenspanningsfördelning med avseende på stångknäckning. Resultaten överensstämmer kvalitativt med teoretiska beräkningar. Flytgränsen i en profil som rullriktats på visst sätt ligger genomsnittligt nära 10% över flytgränsen i motsvarande oriktat material. Flytgränsförhöjningen är speciellt märkbar i flänskanterna på ena sidan av profilen. Detta kunde också förutses från de teoretiska beräkningarna. Några ogynnsamma biverkningar, t.ex. till följd av Bauschingereffektens inverkan, har inte kunnat noteras från de experimentella undersökningarna.

Den gynnsamma effekten av rullriktning av valsprofiler kan utnyttjas praktiskt genom att provningen för klassning av materialhållfasthet utförs på riktade profiler i stället för som nu sker på oriktat material. Reduktionen i egenspanningarna och dess inverkan på bärförmågan hos tryckta stänger skulle kunna beaktas genom att tillåta högre spänningar för korta och medelslanka pelare av rullriktade valsprofiler ( $30 \leq \lambda \leq 100$ ). Den erforderliga extrakontrollen skulle kunna inskränka sig till en besiktning av att jämna flytlinjer uppstått i profilens glödska under rullriktningen. Denna kontroll kan enkelt utföras vid synarbädden i valsverket, där bl.a. raket och tvärsnittsdimensioner kontrolleras.

### Inledning

Egenspänningarnas inverkan på stabiliteten hos tryckta stålstänger har varit föremål för omfattande forskning de sista tjugo åren. För varmvalsade profiler har intresset främst riktats mot de termiska egenspanningarna ("valsspänningarna") som uppstår under svalningen efter valsningen. De flesta experimentella och teoretiska undersökningar som redovisats i litteraturen beträffande egenspanningar och knäckning av valsade stålpelare har sålunda avsett profiler med termiska valsspänningar.

Alla valsade bredflänsprofiler som numera tillverkas inom landet (HE 100 t. o. m. HE 300 i serierna A, B och M) utsätts för en rullriktning efter svalningen i valsverket. Rullriktning av sådana profiler förekommer sannolikt som praxis även vid utländska valsverk.

Rullriktning sker i form av upprepad böjning kring balkens veka axel. Ändamålet är att balken ska bibringas en föreskriven raket och planhet. En rullriktning påverkar emellertid inte bara raket och planhet hos valsprofilen utan också egenspanningar och, under vissa betingelser, materialhållfastheten. Eftersom rullriktningen är en kontinuerlig process kan det förväntas att denna påverkan är likformig längs den riktade balken.

För riktning av större profiler och i vissa andra speciella fall användes stötriktmaskiner. En lokal punktlast appliceras på balken upplagd över två stöd. Balklängden förskjuts fram och tillbaka i maskinen tills föreskriven raket uppnåtts. Även vid denna riktmetod påverkas egenspanningarna och eventuellt materialhållfastheten, men påverkan är inte kontinuerlig längs balklängden. Plasticeringen är koncentrerad till de högst ansträngda

balkdelarna vid de succesiva lastinföringspunkterna. Förhållandena blir beroende av bl. a. avståndet mellan dessa punkter.

Även vid varmvalsad universalstång används normalt kallriktning som ett led i tillverkningsprocessen. Sådant material förekommer bl. a. som flänsar och liv i svetsade profiler. Riktningen sker i en s. k. planrikt. Vissa indikationer tyder på att även en planriktning av universalplåt kan påverka egenspänningarna i gynnsam riktning. En undersökning för att bl. a. utröna om så är fallet pågår för närvarande vid Norrbottens Järnverk i samarbete med författaren.

Principen för egenspänningars uppkomst efter böjning med ett moment som är tillräckligt stort för att flytspänningen ska uppnås behandlades av A Wöhler redan 1860 [1]. Wöhlers betraktelse kan studeras i två originalfigurer som återgetts i fig. 1 och 2. Kurva gmh i fig. 1 är spänningsfördelningen i stången under belastning. Flytgränsvån har uppnåtts vid g och vid h. Vid avlastning uppför sig materialet helt elastiskt enligt diagrammet i fig. 2. Skillnaden mellan gmh i fig. 1 och gh i fig. 2 kvarstår efter avlastning. Detta resulterar i kurva emf som alltså är egenspänningarnas fördelning. Wöhler beskrev detta på följande sätt:

"Bei dem dauernd gebogenen Stabe bleiben nach seiner Entlastung in den mittleren Faserschichten Spannungen bestehen, welche ihn in seine ursprüngliche Form zurückzubringen streben; sie rufen entgegengesetzte Spannungen in den äusseren Fasern hervor, und so tritt ein Zustand des Gleichgewichts ein, bei welchen Spannungen stattfinden wie beistehende Fig. 1 sie darstellt".

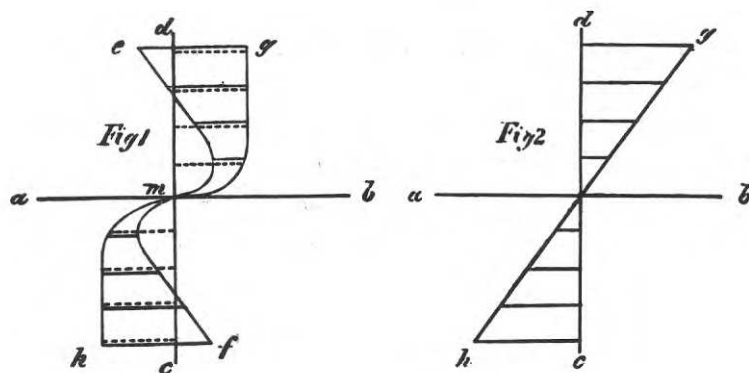


Fig. 1 och 2 Beräkning av egenspänningar efter böjning till kvarstående deformationer. Originalfigur av A Wöhler 1860 [1].

Wöhlers resonemang kan i princip tillämpas på en riktprocess. Förhållandena blir då givetvis mer komplicerade, bl.a. till följd av de initiella egenspänningarna som medför osymmetriska plastiska deformationer och därmed en förskjutning av neutrala lagret. Det dröjde över 100 år innan problemet med egenspänningar i riktade profiler blev föremål för mera omfattande teoretiska och experimentella undersökningar.

Idag föreligger i litteraturen mätresultat avseende egenspänningar i minst 14 kallriktade valsprofiler, varav sju härrör från svenska undersökningar. Föreliggande rapport utgör en sammanställning av resultat från dessa senare undersökningar.

Rapporten är uppdelad i fyra avsnitt: en teoretisk överläggning för kvalitativa betraktelser och för bedömning av försöksresultaten, en sammanställning av försöksresultat avseende egenspänningar, en sammanställning av materialdata uppmätta på riktade profiler samt slutligen en sammanfattning. Utförligare delresultat med en detaljerad diskussion kan återfinnas i tre separata rapporter [2, 3, 4]. För resultat avseende inverkan av egenspänningar och töjhårdningseffekter vid knäckning av rullriktade pelare HE 200 A hänvisas till [3, 5].

#### Teoretisk undersökning av rullriktprocessen

Det mekaniska förloppet vid rullriktning av bredflänsprofiler kan schematiskt beräknas genom att betrakta profillängden som en balk utsatt för laster från fjädrande stöd vid riktrullarna. Balken förskjuts kontinuerligt från rulle till rulle. Beräkningarna blir mycket komplicerade, dels på grund av att systemet är flergradigt statiskt obestämt, dels på grund av att det icke linjära sambandet mellan moment och krökning blir beroende av hela den föregående belastningshistoriken vid redan passerade riktrullar. Beräkningsresultaten är endast av kvalitativ natur, bl.a. av följande skäl:

- Profillängden betraktas som en balk åverkad av moment endast kring den veka axeln. Inverkan av böjning kring den starka axeln försummas. Denna inverkan kan bli märkbar även vid mycket små moment i denna riktning eftersom tvärsnittet till stor del är genomplasticerat redan av momentet kring veka axeln.
- Balkteori antas tillämpbar i balkens fält liksom i snitt under lasterna. Enligt Saint-Venants princip är balkteori ej strikt giltig i lokala snitt omedelbart under lastpunkterna.
- Endast längsspänningar i balken beaktas. Transversella spänningar som kan uppstå lokalt under lastzonerna och inverkan av sådana spänningar på flytbetingelserna försummas.
- Inverkan av skjuvdeformationerna försummas.

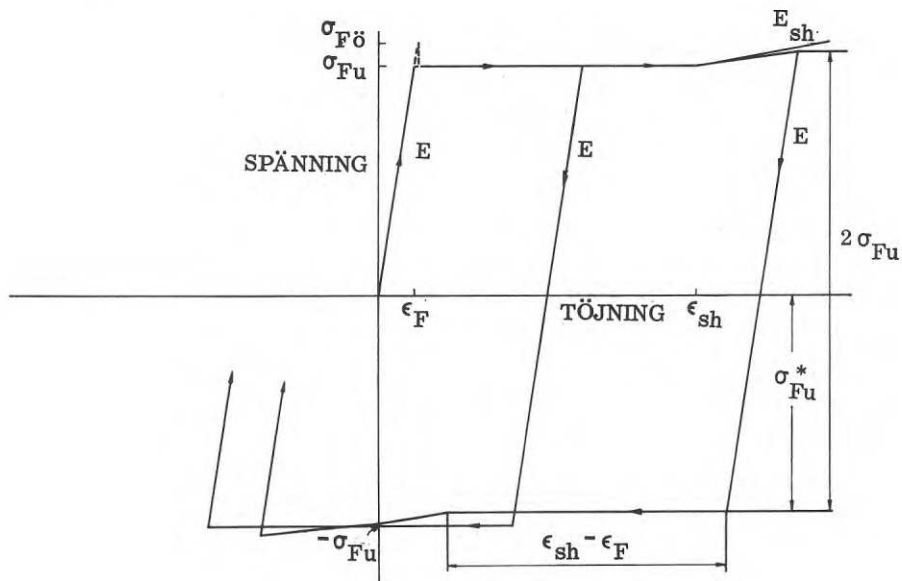


Fig. 3 Beräkningsmodell för sambandet mellan spänning och töjning.

Beräkningarna baseras vidare på att töjningsfördelningen är plan över tvärsnittet samt på ett spänningstöjningssamband enligt fig. 3. Sambandet mellan spänning och töjning i töjhärtningsområdet har uttryckts med Ramberg-Osgoods ekvation [6]:

$$\epsilon - \epsilon_{sh} = \frac{\sigma - \sigma_{Fu}}{E_{sh}} + K \left( \frac{\sigma - \sigma_{Fu}}{E_{sh}} \right)^m$$

I de här redovisade beräkningsresultaten har följande konstanter använts:

$$E = 21\,000 \text{ kp/mm}^2$$

$$\sigma_{Fö} = \sigma_{Fu} = \sigma_{Fu}^* = 32,7 \text{ kp/mm}^2$$

$$E_{sh} = 600 \text{ kp/mm}^2$$

$$\epsilon_{sh} = 1,4 \%$$

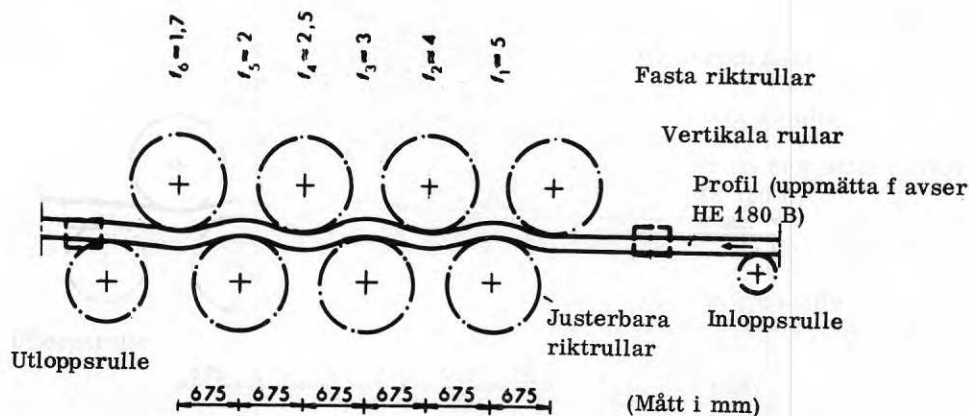
$$K = 21$$

$$m = 2$$

De sista fyra konstanterna har tagits från en sammanställning av försök utförda vid Lehigh University [7].

Som framgår av fig. 3 och ovanstående konstanter har flytgränsen antagits konstant över tvärsnittet samt Bauschingereffekten försumrats i de utförda beräkningarna.

Resultat av tre olika preliminära beräkningar har redovisats här. Beräkningarna representerar tre grader av riktning: ett fall då momenten något överstiger det nominella moment som medför flytning i maxbelastad kant, ett fall som kvalitativt motsvarar en normal rullriktning enligt utförda mätningar och slutligen ett beräkningsfall som avser en hård riktning med större pilhöjder än som normalt användes. Fig. 4 sammanfattar resultat från några mätningar av pilhöjderna vid praktisk rullriktning.



Profil	Pilhöjden i mm (approx)					
	$f_2$	$f_3$	$f_4$	$f_5$	$f_6$	$f_7$
HE 180 B	5	4	3	2,5	2	1,7
HE 200 A						
normal riktning	3,5	3	3,5	1,8	1,8	-
hårdare riktning	8,5	8	8,5	4,3	1,0	-

Fig. 4 Exempel på pilhöjder vid riktning i en rullriktmaskin [2, 5].

Beräkningsgången framgår av fig. 5. Beräkningen sker på iterativ väg. Ett preliminärt momentdiagram uppritas först med beaktande av villkoret för kraftjämvikt. Ur det antagna momentdiagrammet kan krökningen i varje snitt av balken beräknas på sätt som anges i [2]. Exempel på sambandet mellan moment och krökning visas i fig. 6. De icke-linjära delarna av kurvan är till sin form beroende av plasticeringar vid alla tidigare kurvgränar. Om det första momentet ändras kommer sålunda moment-krökningssambandet för balkens samtliga fack att påverkas.

Det vid första anblicken besynnerliga utseendet i krökningssdiagrammet på avlastnings-sidan av varje rulle, fig. 5, beror på moment-krökningsskurvas utseende vid avlastning, (jfr fig. 6). Förhållandena sammanhänger med materialets egenskaper vid avlastning, fig. 3.

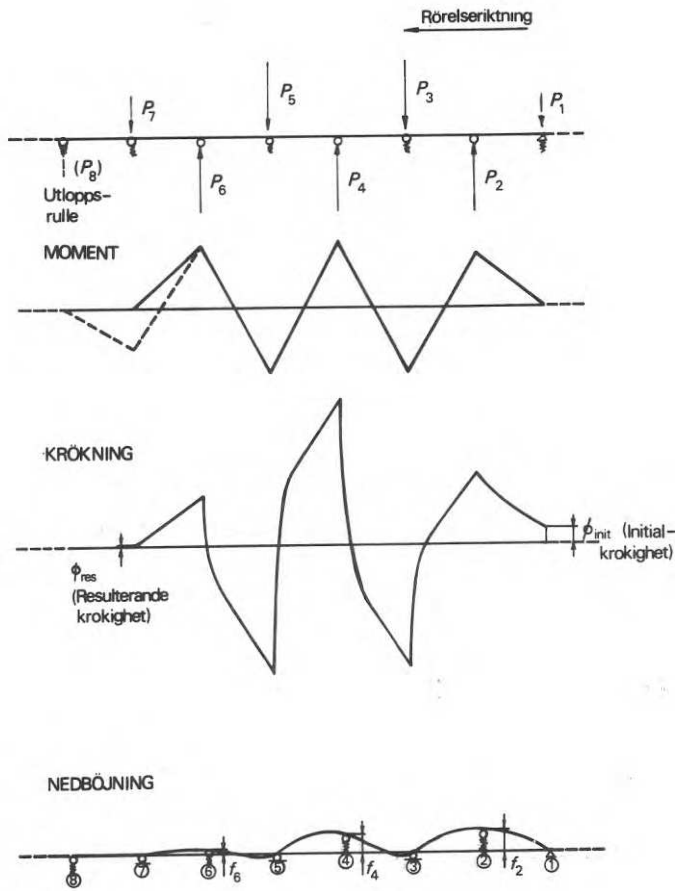


Fig. 5 Princip för beräkning av moment och nedböjningar

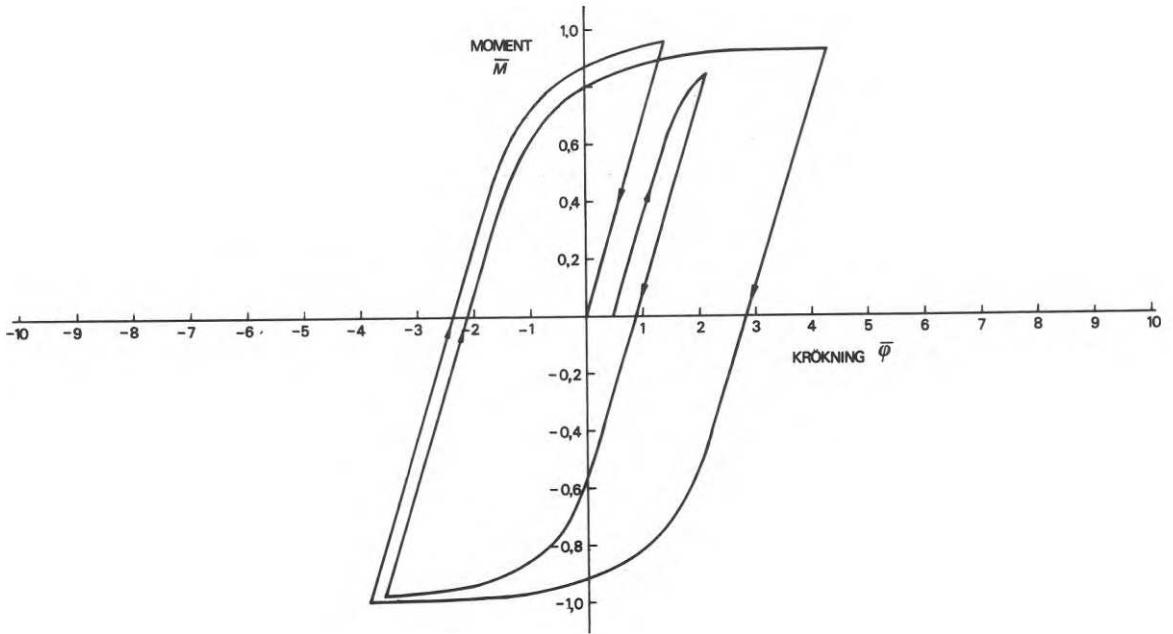


Fig. 6 Beräknat samband mellan moment och krökning för en HE 200 A. Initialegenspänningar enligt mätningar, fig. 10 a.

Om riktningen lyckats ska krökningen nedgå till noll vid den sjunde riktrullen. Om så ej skett kan justering till helt rak balk eventuellt ske med hjälp av utloppsrollen. Om krokheter hos den färdigriktade balken överstiger den tillåtna måste balken riktas om på nytt.

Ur krökningen kan balkens utböjning integreras. Den först erhållna utböjningskurvan uppfyller normalt inte de villkor på  $f$  som uppställts, i detta fall utböjning = 0 vid rullarna 1, 3, 5 och 7 samt förutbestämda värden på pilhöjderna  $f_2$ ,  $f_4$ , och  $f_6$ . Den beräknade utböjningskurvan i relation till den önskade får nu användas för att justera momentkurvan på lämpligt sätt. Nya moment-krökningssamband måste därefter beräknas. Det korrigerade krökningsdiagrammet integreras och en ny "förbättrad" utböjningskurva erhålles. Iterationen fortsättes till önskad noggrannhet erhållits.

Fig. 7 visar beräkningsresultat för de tre studerade fallen. De maximala krökningarna har angetts i förhållande till krökningen då flytgränsen nominellt uppnås i maxbelastad fiber,  $\phi_F$ . Förhållandena till vänster om varje riktrulle visar att utböjningen fortsätter att öka en viss längd trots att momentet avtar. Detta hänger samman med avlastningskurvans utseende i moment-krökningsdiagrammet (fig. 6).

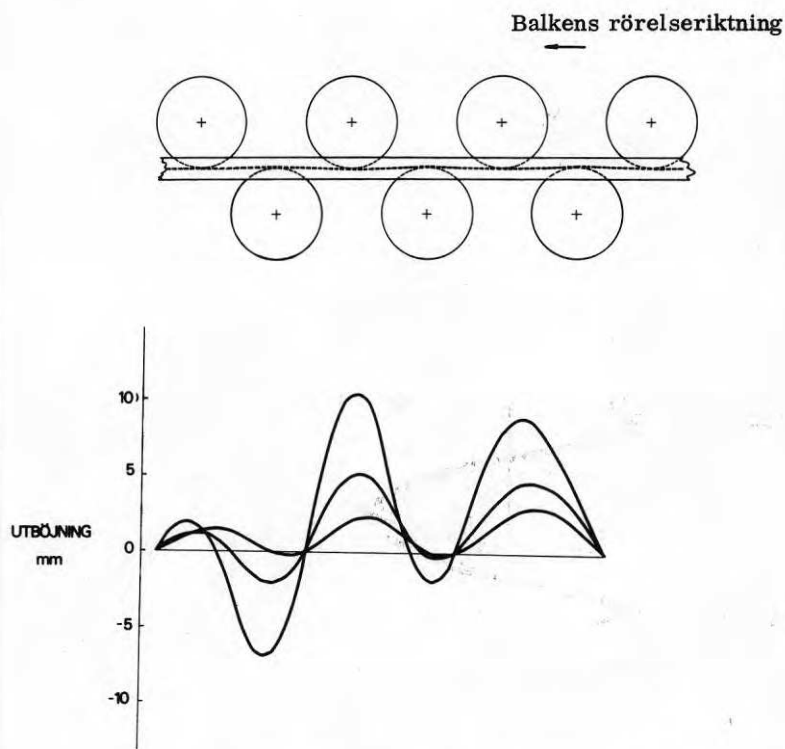


Fig. 7 Beräknade deformationsfigurer för mjuk, normal och hård riktning (preliminära resultat). Profil HE 200 A med initialegenspänningar enligt fig. 10a.



Fig. 8 visar beräknade restegenspänningar från rullriktning (preliminära resultat). Som initiella egenspänningar har antagits en termisk egenspanningsfördelning enligt de hel-dragna linjerna i fig. 8. Denna fördelning överensstämmer med den som uppmätts i försöksserien (se fig. 10a). Det framgår av fig. 8 att egenspänningarna i flänsarna märkbart påverkats i alla tre fallen. Givetvis är förändringen störst i den hårdast riktade profilen. I livet är däremot påverkan av riktningen mindre för de beräknade fallen. Resultaten betyder att en böjning till begränsade plastiska deformationer är tillräcklig för att bryta ned de ogynnsamma tryckeegenspänningarna vid flänskanterna.

I praktiken kan en kvalitativ kontroll av de plastiska deformationerna vid riktningen utläsas ur flytlinjemönstret på flänsytorna. En jämn utbredning av flytlinjer vid flänskanterna innebär en garanti för att materialet har deformerats plastiskt, med en reduktion av egenspänningarna som följd.

I den mjukt riktade och den "normalt" riktade profilen är de beräknade maximala kanttöjningarna relativt små. I den senare profilen är den maximala töjningen ca 1,1 %. Någon töjhårdning är inte aktuell med de antagna materialkonstanter som angetts ovan. I den hårdare riktade profilen uppgår maximala töjningen i ena profilkanten under riktprocessen till ett beräknat värde av 2,3 %.

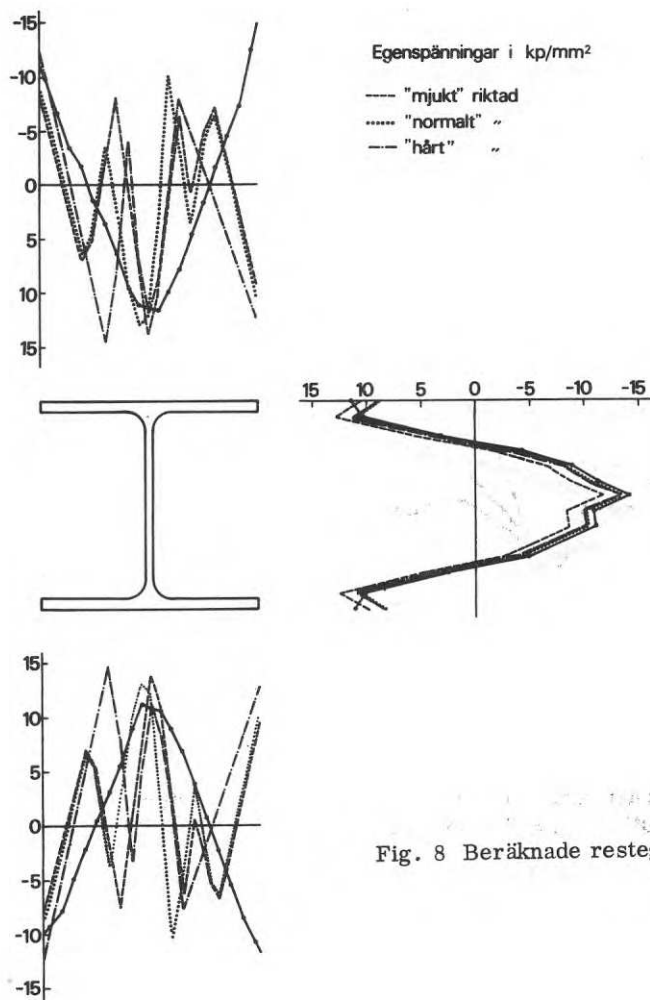


Fig. 8 Beräknade restegenspänningar efter riktning enligt fig. 7.

Omräknat med de ovan angivna materialkonstanterna innebär detta en lokal flytgränsförhöjning på ca  $4 \text{ kp/mm}^2$ . Resultatet av beräkningarna är således att en relativt hård riktning erfordras för ge en beräkningsmässig förhöjning av flytgränsen.

Liknande beräkningar kan genomföras för en stötriktprocess. Problemet med att systemet är flergradigt statistiskt obestämt försvinner men samtidigt tillkommer en mängd parametrar som är beroende av det praktiska utförandet vid riktningen.

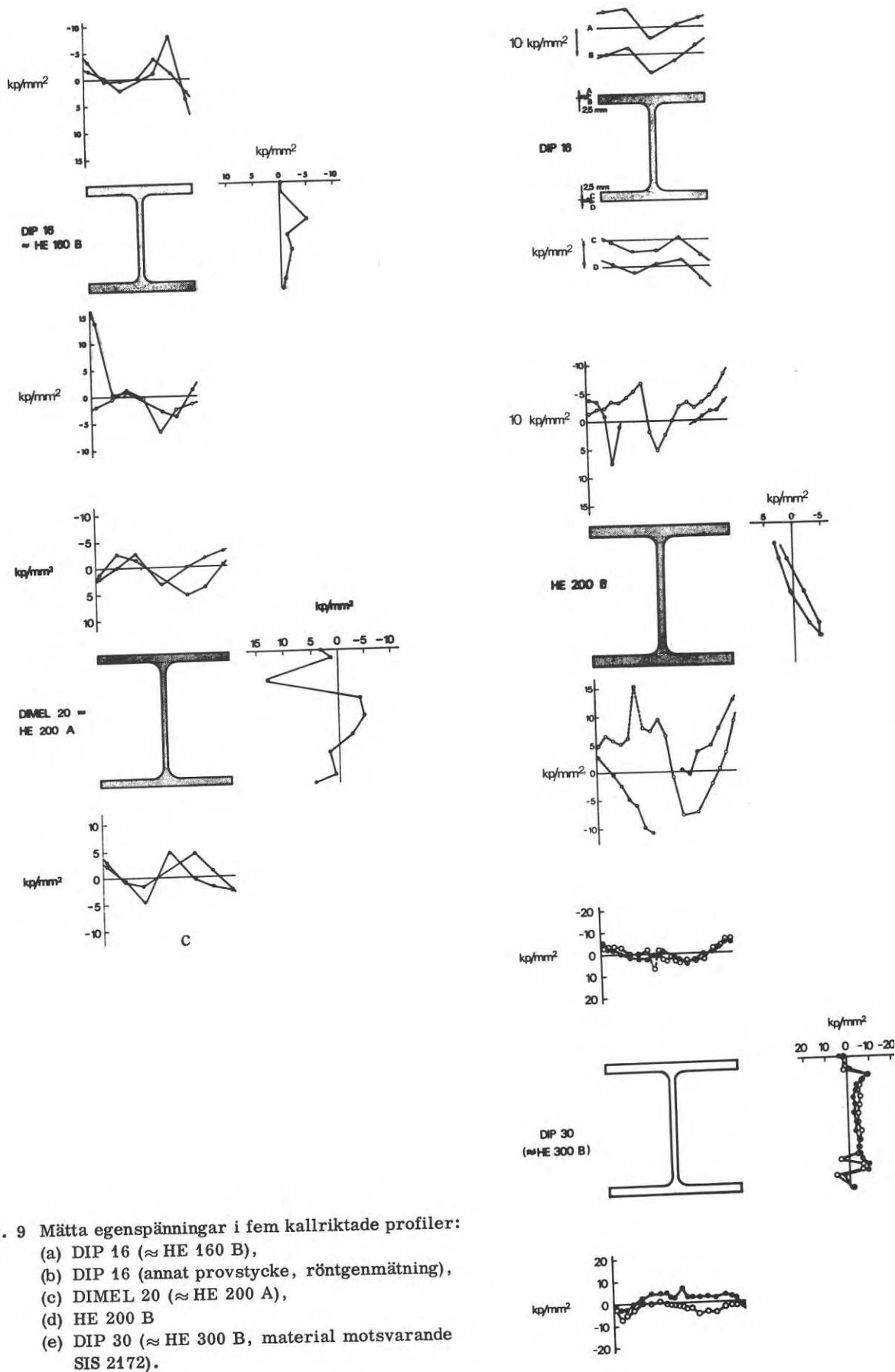
#### Sammanställning av försöksresultat avseende egenspänningar i riktade profiler

Mätning av egenspänningar har utförts på sammanlagt fjorton snitt i åtta olika riktade balkprov. Egenspänningsmätningar från ett liknande antal prov som uppges vara riktade har redovisats i litteraturen. Resultat från dessa försök som utförts på annat håll har sammanställts i [3] och återges inte här.

Fig. 9 a-e sammanfattar resultat avseende egenspänningar i fem kallriktade profiler. I samtliga fall är tillverkningshistoriken okänd. Kompletterande mätningar i ytterligare snitt längs balklängden för profilerna i fig. 9 a-d har visat en avsevärd variation i egenspänningarnas fördelning utefter balklängden [3]. Dessa profiler var därför sannolikt stötriktade. Materialet i fig. 9 a-d var SIS 1311 och i DIP 30-profilen St52 motsvarande ungefär SIS 2172.

Fig. 10a - d visar resultat från egenspänningsmätningar i profil HE 200 A av material SIS 1412 som rullriktats på olika sätt. De fyra proven var uttagna ur samma göt. Alla parametrar utom riktprocessen, bl. a. materialsammansättning, tvärsnittgeometri, valsningsteknik och svalningsförhållanden, har därför varit oförändrade. Av de fyra proven var ett riktat på normalt sätt i produktionen, ett riktades med större deformationer, ett riktades två gånger med "normal" inställning av riktrullarna och ett prov lämnades helt oriktat som jämförelseobjekt.

En jämförelse mellan mätresultaten enligt fig. 9 och fig. 10b - d visar kvalitativ överensstämmelse. De lokala spänningstopparna i livet av de tre riktade HE 200 A-profilerna är sannolikt ett resultat av stora lokala belastningar under riktrullarna [3]. En speciell jämförelse mellan de fyra HE 200 A-proven har upprättats i fig. 11. Det framgår tydligt att egenspänningarna i livet inte påverkats i högre grad (utöver de lokala effekterna som nämnts ovan) av riktningen. Egenspänningarna vid flänskanterna har däremot brutits ned till mycket små spänningar som är likartat fördelade i de tre på olika sätt riktade profilerna. Detta är i kvalitativ överensstämmelse med resultaten av de teoretiska överläggningarna som redovisats ovan. Däremot är spänningsnivån i de riktade flänssarna lägre än vad beräkningarna visade (jfr fig. 8). Detta sammanhänger troligen med antagandena beträffande materialets plasticeringsegenskaper.



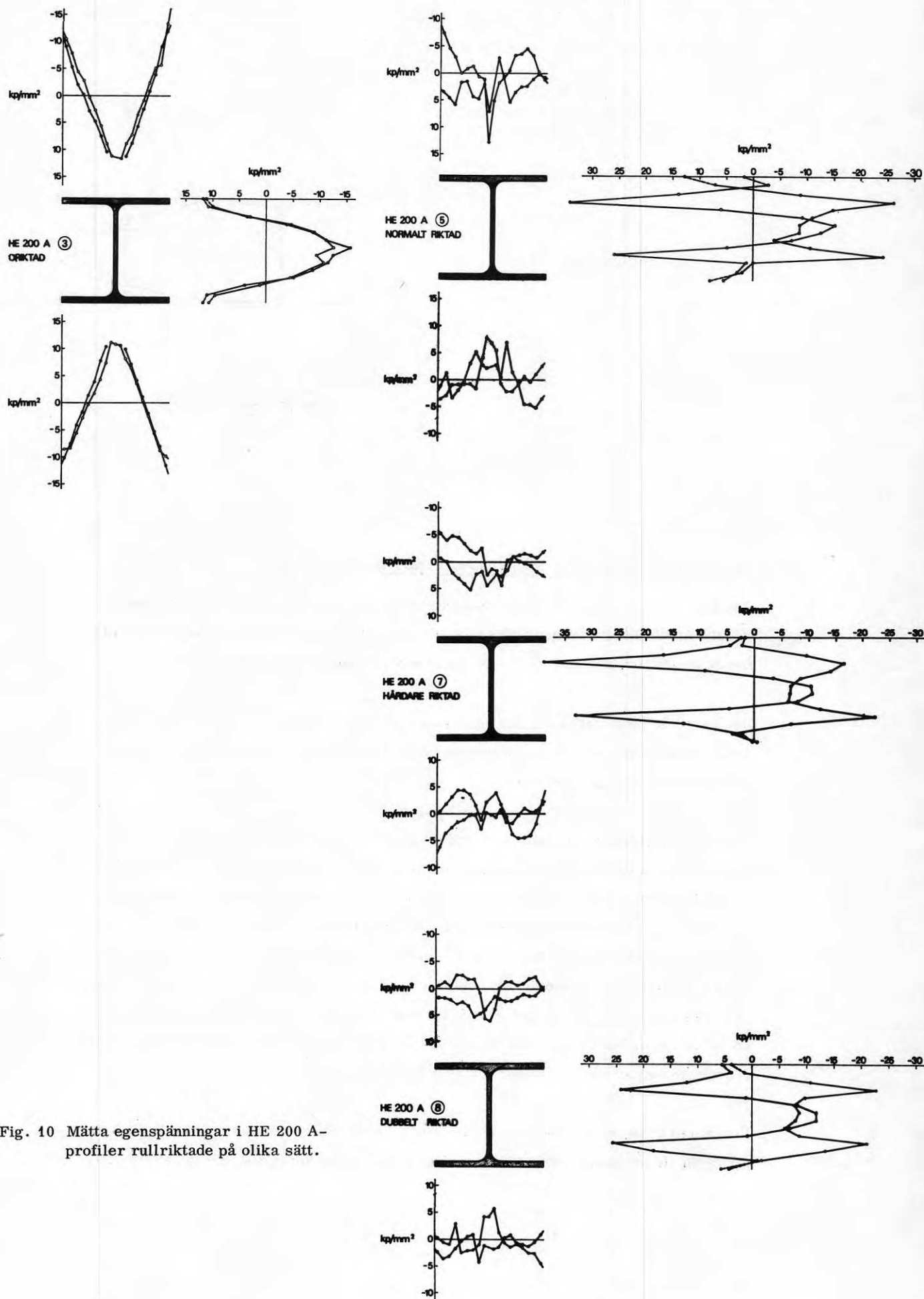
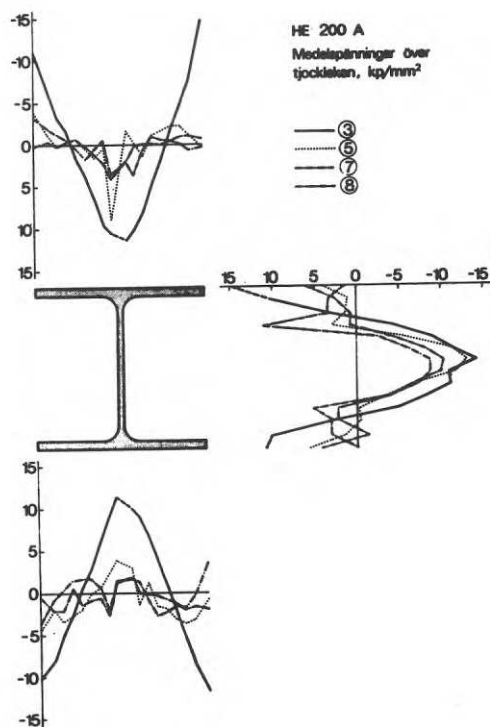


Fig. 10 Mätta egenspanningar i HE 200 A-profiler rullriktade på olika sätt.

Fig 11 Jämförelse mellan mätta egen-  
spänningar i HE 200 A-profiler  
rullriktade på olika sätt.  
Medelspänningar över tjockleken.



#### Sammanställning av materialdata uppmätta på riktade profiler

Resultat av sammanlagt 93 dragprovstavar uttagna ur några kallriktade balktvärsnitt HE 200 A och B har sammanställts i tabell I. En detaljerad redovisning av de enskilda försöksresultaten och en utförligare diskussion av resultaten återfinns i [3].

Det kan först konstateras att (den undre) flytgränsens medelvärde i alla de sex undersökta balksnitten ligger med god marginal över det normerade minimivärdet. "Överhållfastheten" är i genomsnitt ca 24 %.

Den övre flytgränsen som uppmättes vid mätningarna låg mellan 0 och 10,7  $\text{kp/mm}^2$  över den undre flytgränsen i motsvarande prov, med ett medelvärde av 2,2  $\text{kp/mm}^2$  för de 41 proven på HE 200 B. Medelvärdet överensstämmer väl med den differens på 2  $\text{kp/mm}^2$  som är skillnaden mellan materialnormernas krav för övre resp. undre flytgränsen för allmänna konstruktionsstål [8]. De enskilda resultaten visar också att en hög övre flytgräns  $\sigma_{F0}$  ofta är förknippad med en stor differens ( $\sigma_{F0} - \sigma_{Fu}$ ) och tvärtom [9]. Resultaten beträffande den övre flytgränsen har föga betydelse med avseende på konstruktionens bärförmåga. De är emellertid av intresse vid jämförelser med utländska provningsresultat som ofta avser den övre flytgränsen.

Resultaten avseende det riktade materialets tøjhärdningsegenskaper  $\epsilon_{sh}$  och  $E_{sh}$ , d.v.s. tøjningen vid början av tøjhärdningsområdet resp. tøjhärdningsmodulen, är av betydelse

Tabell I Sammanfattning av resultat från totalt 93 dragprovstavar uttagna ur kallriktade balksnitt HE 200 A och HE 200 B (ett oriktat snitt HE 200 A inlagt för jämförelse). Varje värde i tabellen är aritmetiska medelvärdet från det antal provstavar i varje snitt som anges i första kolumnen

Profil	Material	Normerad flytgräns, $\sigma_{F, \text{nom}}$	$\sigma_{F0}$ kp/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{Fu}$ kp/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{Fu}/\sigma_{F, \text{nom}}$	E kp/mm <sup>2</sup>	$\epsilon_{sh}$ %	$E_{sh}^a$ kp/mm <sup>2</sup>	$\sigma_B$ kp/mm <sup>2</sup>	$\epsilon_B$ %	$\delta_5$ %
HE 200 B dragprovsserie nr 1 (9 provstavar)	SIS 1311 otätat	22	25,3	24,7	1,12	21 400	2,0	286	41,0	—	29,1
HE 200 B dragprovsserie nr 2 (32 provstavar)	SIS 1311 otätat	22	28,4	25,8	1,17	21 000	2,3	294(589)	40,7	23	—
HE 200 A oriktad (13 provstavar)	SIS 1412 halvtätat	26	—	32,7	1,26	—	—	—	48,2	—	35,8
HE 200 A normalt rullriktad (13 provstavar)	SIS 1412 halvtätat	26	—	32,2	1,24	—	—	—	47,4	—	34,8
HE 200 A dubbelt rullriktad (13 provstavar)	SIS 1412 halvtätat	26	—	33,7	1,30	—	—	—	49,8	—	31,7
HE 200 A hårt rullriktad (13 provstavar)	SIS 1412 halvtätat	26	—	35,0	1,35	—	—	—	49,4	—	29,7

a Mätt över töjningsområdet  $\epsilon_{sh}$  till 4%. Värde inom parentes från mätningar över töjningsområdet  $\epsilon_{sh}$  till ( $\epsilon_{sh} + 0,002$ ).

för konstruktioners hållfasthet, bl. a. vid vissa stabilitetsfenomen samt för bärförmågan hos kontinuerliga balkar [10, 11]. Sammanfattningsvis kan konstateras att den initiella töjhärtningsmodulen för proven ur den riktade HE 200 B-profilen inte avviker märkbart från tidigare mätningar avseende oriktat material [3]. Någon systematisk variation över flänsbredden av det slag som framräknats ur teoretiska betraktelser [11] har inte noterats. Mätresultaten är på denna punkt i överrensstämmelse med vad som kan förväntas vid normal riktning enligt de beräkningar som utförts ovan. De deformationer vid riktningen som antagits i [11], nämligen  $20 \phi_F$ , är helt orealistiska att döma av mätningarna i fig. 4 och beräkningarna, fig. 7.

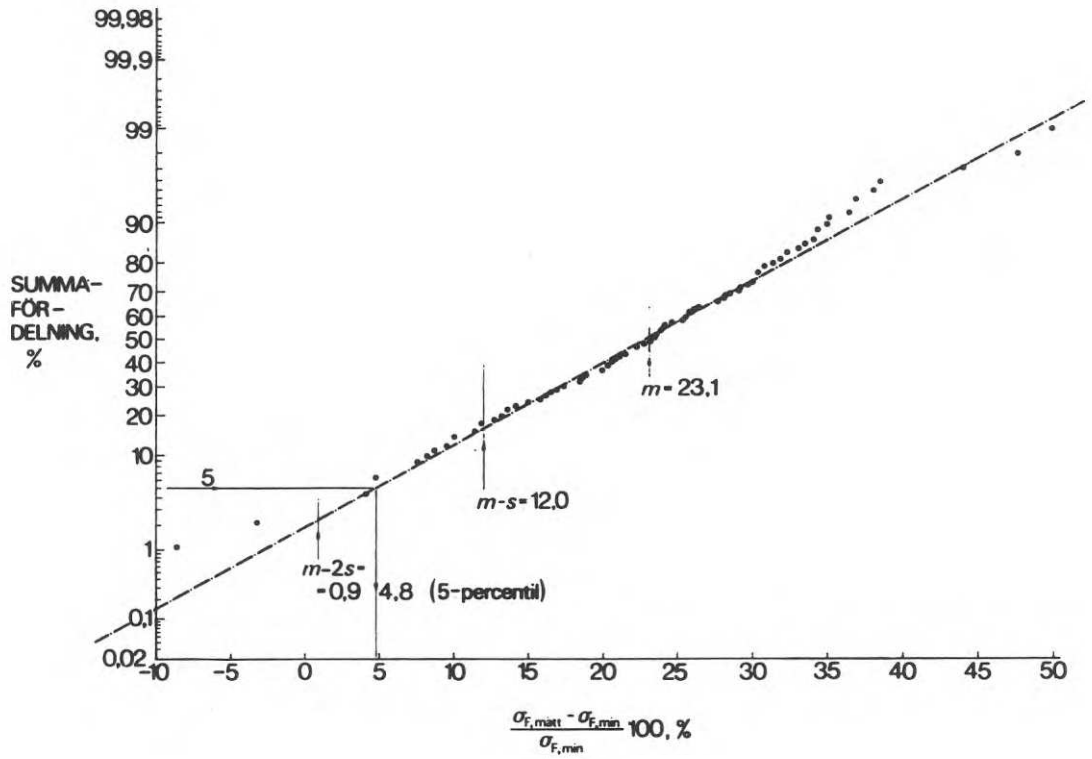
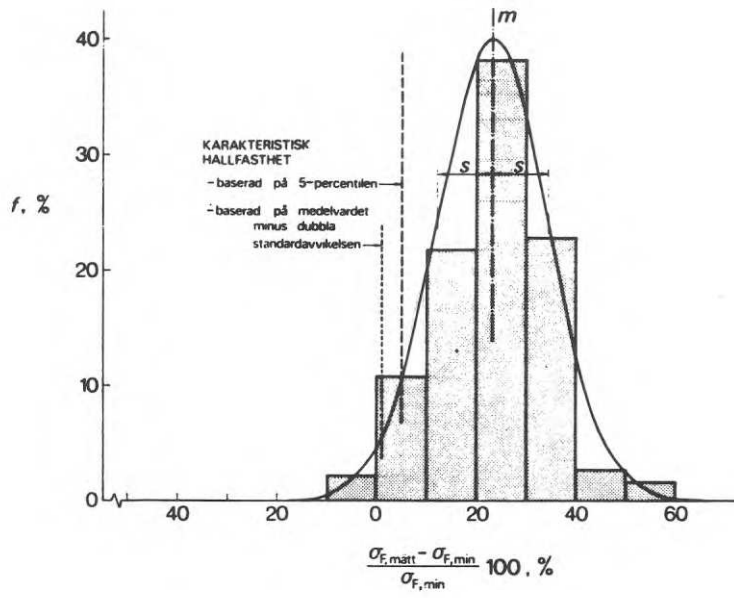


Fig. 12 Skillnad mellan verklig och normerad flytgräns från de dragprov som sammanfattas i tabell I (3).

Däremot föreligger vissa indikationer att tøjhärdningsmodulen avtar snabbare vid större tøjningar i de aktuella mätningarna jämfört med publicerade resultat, troligen erhållna på oriktat material [7]. Det bör observeras att HE 200 B-profilen sannolikt var stöt-riktad. Förhållandena kan tänkas vara annorlunda vid rullriktade profiler.

Den undre flytgränsen är den materialegenskap som normalt har störst inverkan på konstruktioners hållfasthet [9]. Resultatet från samtliga utförda dragprov har uppritats i frekvens- och fördelningsdiagram i fig. 12. Abskissan anger den procentuella överhållfastheten hos materialet. Medelvärdet av alla proven ligger 23,1 % över den nominella flytgränsen. Två mätvärden ligger under det nominella. Båda proven kom från den otätade HE 200 B-profilen. Den karakteristiska hållfastheten för hela serien ligger 4,8 % resp 0,9 % över det nominella värdet, med "karakteristiskt värde" baserat på 5-percentilen resp. medelvärdet minus dubbla standardavvikelsen. Vid bedömning av diagrammen bör observeras att dessa avser enskilda provstavar ur sex olika snitt. Bärförmågan hos ett konstruktionselement bestäms inte av det lägsta värdet utan av ett slags medelvärde för fibrerna i tvärsnittet. En närmare diskussion av dessa förhållanden återfinns i [12]. Spridningen i materialhållfasthet hos ett konstruktionselement är således mindre än vad som framgår av fördelningen för samtliga enskilda provstavar uttagna ur elementet. Trots de två undertrampen i fig. 12 är medelvärdet för provstavarna ur det aktuella HE 200 B-tvärsnittet 17 % större än det nominella värdet.

Inverkan av rullriktning i olika utföranden med avseende på materialhållfastheten kan studeras i tabell I samt i fig. 13 som anger de enskilda mätvärdena. Det framgår av resultaten att den hårt riktade profilen erhållit en signifikant flytgränshöjning till 35,0 kp/mm<sup>2</sup> från 32,7 och 32,2 kp/mm<sup>2</sup> för den oriktade resp. normalt riktade profilen. Flytgränshöjningen är speciellt märkbar i flänskanterna vid den vänstra sidan av det hårt riktade tvärsnittet. Förhöjningen är där ca 4 kp/mm<sup>2</sup>. Detta har sannolikt berott på tøjhärkningseffekterna vid rullriktningen. Resultatet är i kvalitativ överensstämmelse med de teoretiska beräkningarna.

Någon negativ inverkan av Bauschinger-effekten kan inte utläsas ur resultaten. Förlängningsvärdena visar att  $\delta_5$  minskar med ökande riktarbete, dock aldrig under minimivärdet enligt SIS-normerna, 23 %. Vid en mycket hård riktning kan dock förlängningskravet bli ett problem. Ökad risk för ogynnsamma effekter, t.ex. deformationsåldring, kan då också bli aktuell.



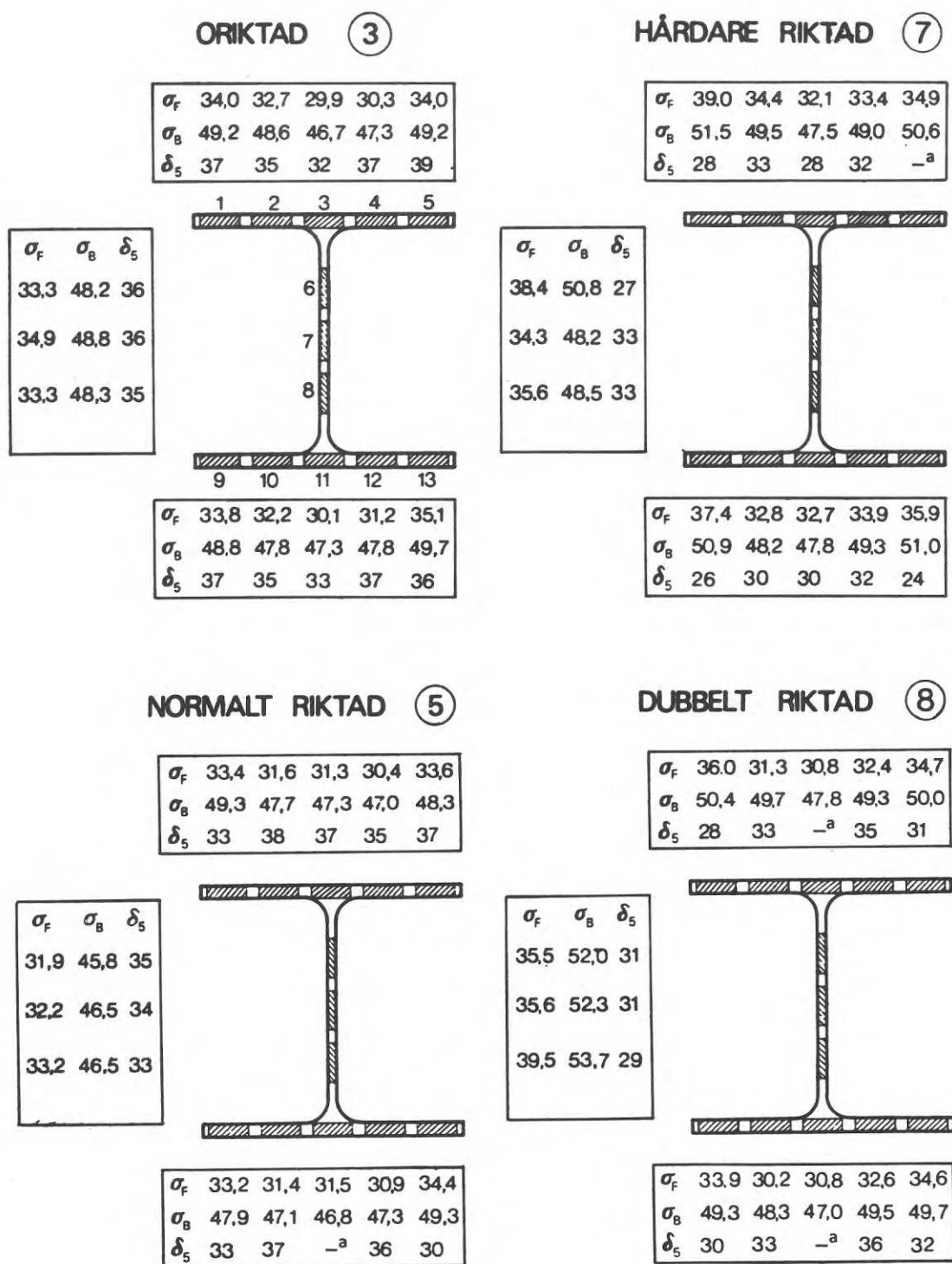


Fig. 13 Materialhållfasthet hos HE 200 A som rullriktats på olika sätt (3).

a Brott utanför mätområdet

### Sammanfattning

Rapporten har redogjort för några teoretiska och experimentella undersökningar avseende egenspanningar och tøjhårdningseffekter i kallriktade valsprofiler. Följande slutsatser kan dras ur resultaten:

1. Samtliga undersökta riktade tvärsnitt uppvisar en egenspanningsfördelning som är gynnsammare än som kan förväntas i oriktade profiler. Teoretiska beräkningar visar att små plastiska deformationer är tillräckliga för att ge en omfördelning av egenspanningarna som är gynnsam med avseende på bl. a. stångknäckning.
2. Den gynnsamma effekten härav skulle kunna beaktas vid dimensionering av tryckta pelare av rullriktade valsprofiler. Den erforderliga extra kontrollen som skulle bli nödvändig vid tillverkningen kunde inskränkas till en besiktning av att jämna flytlinjer uppstått i profilens glödska under rullriktningen. Sådana flytlinjer är en indikation på att materialet undergått plastiska deformationer. Enligt ovan är detta ett tillräckligt villkor för att egenspanningarna ska ha påverkats. Kontrollen kan enkelt utföras vid synarbädden i valsverket, där bl. a. balkarnas raket och tvärsnittsdimensioner kontrolleras.
3. Rullriktningen kan leda till en förhöjning av flytgränsen i materialet. Enligt de teoretiska beräkningarna erfordras emellertid deformationer vid rullriktningen som är större än dem som uppmättes i produktionen för att en utbredd flytgränsförhöjning ska erhållas. Experimenten har i viss mån bekräftat detta. Först i den hårt riktade profilen har en praktiskt signifikant flytgränsförhöjning uppmätts. Genomsnittligt är denna förhöjning 7 % och lokalt på ena sidan av profilen ca 12 %.
4. Den möjliga gynnsamma effekten av rullriktningen med avseende på materialhållfastheten kan utnyttjas genom att utföra materialprovningen på balkar i leveranstillståndet, i stället för som nu sker på oriktat material.

### Referenser

1. A Wöhler: "Versuche zur Ermittlung der auf die Eisenbahnwagen-Achsen einwirkenden Kräfte und der Widerstandsfähigkeit der Wagen-Achsen". Zeitschrift für das Bauwesen 10, 1860 sid 583.
2. G Alpsten: "Egenspanningar i varmvalsade stålprofiler", Institutionen för Brobyggnad, Kungl Tekniska Högskolan, Stockholm, juni 1967.

3. G Alpsten: "Egenspänningar och materialhållfasthet i kallriktade bredfläns - profiler", Jernkontorets Annaler 154, aug 1970 sid 255-283.
4. G Alpsten: "Egenspänningar i ramstångprofil till järnvägsbromateriel 3", Försvarets Materielverk, Stockholm, rapport A:FA 6130:15 (under utskrift).
5. O Ersvik & G Alpsten: "Experimentell undersökning av knäckhållfastheten hos bredflänsprofiler HE 200 A riktade på olika sätt", rapport nr 19:4, Stålbyggnadsinstitutet, Stockholm (under arbete).
6. W Ramberg & R Osgood: "Description of stress-strain curves by three parameters", NACA TN 902, 1943.
7. G Haaijer: "Plate buckling in the strain-hardening range", Proc. ASCE Paper 1212, EM2, april 1957.
8. Se SIS normblad; sammanställda t.ex. i "Stål för byggnadskonstruktioner och tryckkärl", MNC handbok nr 1/1970, utgiven av SIS.
9. G Alpsten: "Discussion on the significance of upper and lower yield point of structural steels", Jernkontorets Annaler 154, dec 1970 sid 479-484.
10. M G Lay & P D Smith: "Role of strain hardening in plastic design", Proc. ASCE 91, ST3, 1965 sid 25 - 43.
11. P F Adams & T V Galambos: "Material considerations in plastic design", IABSE Publ. 29 - II, Zürich 1969 sid 1 - 18.
12. G Alpsten: "Variationer i materialhållfasthet och tvärsnittsdimensioner hos konstruktionsprofiler", bidrag till "Stålbyggnad - Nordiska Forskningsdagar 1970", arrangerade av Stålbyggnadsinstitutet, Stockholm, aug 1970.

## EXPERIMENTELL UNDERSÖKNING AV KNÄCKHÅLLFASTHETEN HOS BREDFLÄNSPROFILER HE 200 A RIKTADE PÅ OLIKA SÄTT

Civilingenjör Olle Ersvik och tekn. dr Göran Alpsten, Stålbyggnadsinstitutet, Stockholm

### Resumé

Undersökningen omfattar huvudsakligen provtryckning av valsade profiler HE 200 A som riktats i rullriktverk på varierande sätt. Knäckförsök med elva långa pelare och stukförsök med sju korta pelare (»stub columns») har utförts. För de långa pelarna har en förhöjning i knäckhållfasthet på i genomsnitt ca 13 % erhållits för rullriktade profiler. En ytterligare förbättring av knäckhållfastheten synes möjlig genom att modifiera riktförfarandet.

### Förhandsrapport

Undersökningen, som utförts i Stålbyggnadsinstitutets regi och i samarbete med NJA i Luleå och Institutionen för Brobyggnad, KTH, har till huvudsyfte att klarlägga bärförmågan hos helvalsade I-profiler som rullriktats på olika sätt. Normalt kallriktas alla helvalsade I-profiler som tillverkas vid NJA i ett kontinuerligt rullriktverk för att raka profiler ska erhållas. Tidigare undersökningar har antytt att riktade profiler i jämförelse med ej riktade profiler är gynnsammare ur knäckningssynpunkt. Detta kan bero på kallbearbetningseffekter (töjhärdning) och förändringar i egenspänningstillståndet som orsakas av riktningen [1].

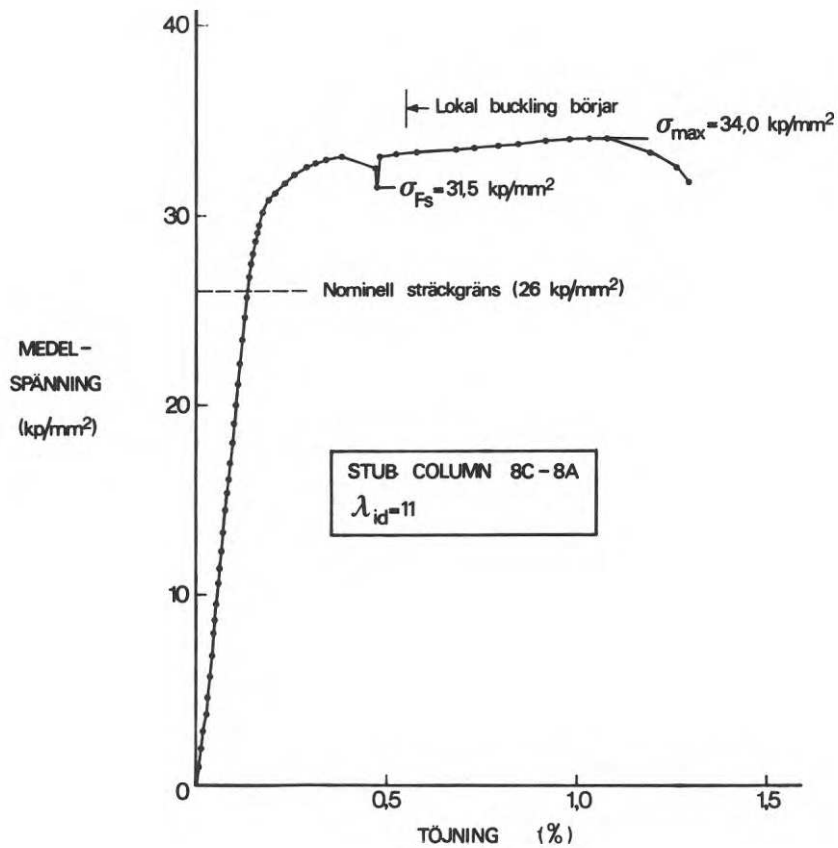
Samtliga i undersökningen ingående provkroppar har valsats ur ett och samma göt till profil HE 200 A. Dessa prov har sedan behandlats på varierande sätt. Ett antal prov har lämnats "oriktade" medan andra riktats på ett sätt som är normalt vid tillverkning av balk på NJA. Dessa senare pelare har betecknats "normalt riktade". Vissa pelare har riktats två gånger, båda gångerna med samma inställning på rullriktmaskinen som vid normal riktning. Denna "dubbla riktning" representerar ett fall som ibland inträffar vid normal tillverkning. Balkar som inte är raka efter första genomkörningen i rullrikten brukar riktas en gång till. En fjärde och sista grupp av pelare har utsatts för "hårdare riktning". Vid den hårdare riktningen var riktmaskinen inställd så att balken böjdes till en betydligt större krökning än vid den normala riktningen.

Provtryckning av sammanlagt 18 pelare har utförts, sju korta pelare ("stub columns") med ideella slankhetstalet 11, tio långa pelare med slankhetstalet 90 samt en pelare med slankhetstalet 60. I fig. 1 har en sammanställning av de i undersökningen ingående pelarna gjorts.

Initialkrokigheten är av stor betydelse för den slanka pelarens knäckhållfasthet. I undersökningen ingick därför uppmätning av krokigheten liksom bestämning av tvärsnittsdata. Härvid framkom att i stort sett alla uppmätta tvärsnitt låg inom tillåtna toleranser enligt Euronormen.

Riktmetod	Antal pelare		
	$\lambda = 11$	$\lambda = 60$	$\lambda = 90$
Oriktad	2		4
Normalt riktad	2	1	4
Dubbelt riktad	2		1
Hårdare riktad	1		1

Fig. 1 Provningsprogram, HE 200 A

Fig. 2 Typisk last-utböjningskurva för kort pelare av HE 200 A (stub column med  $\lambda = 11$ )

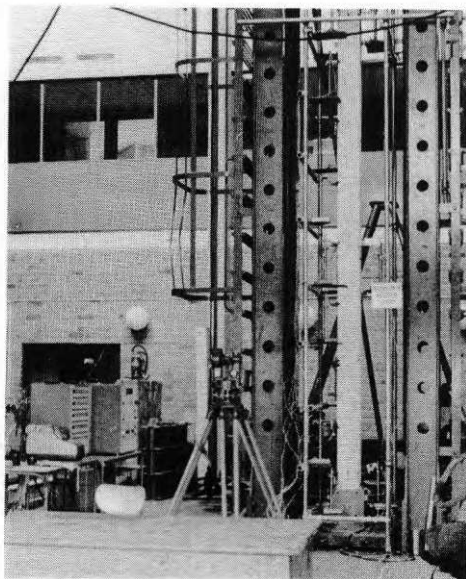


Fig. 3 Försöksupställning vid provning av pelare.

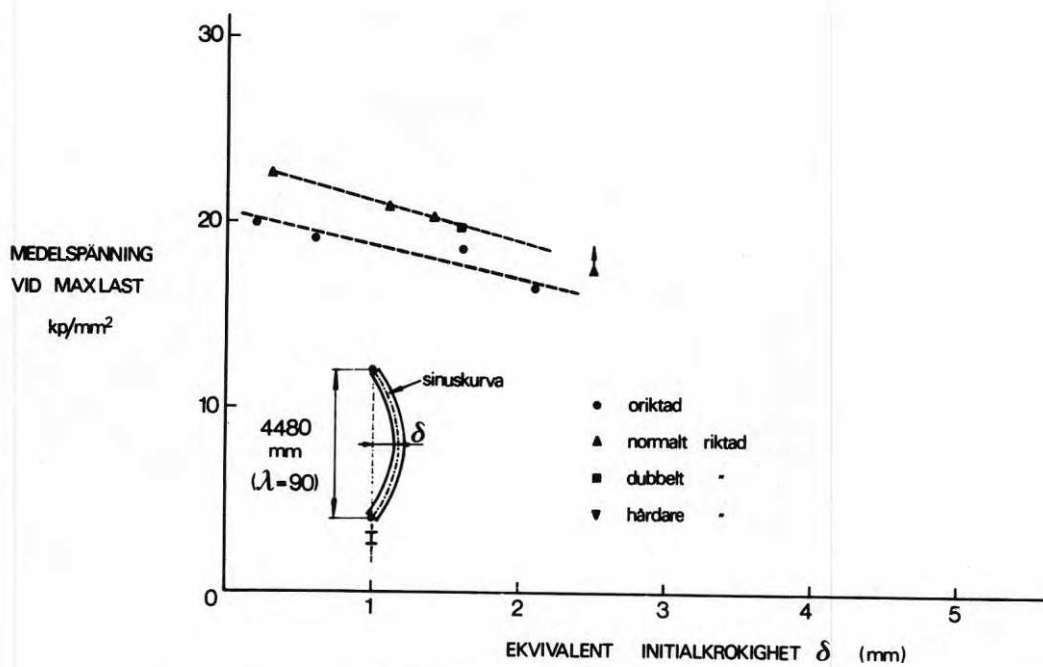


Fig. 4 Resultat av knäckförsök, pelare av HE 200 A

Resultat från de korta pelarförsöken ("stub columns") visar att de hårdare, dubbelt resp. normalt riktade pelarna erhållit en förhöjning i maximal bärförmåga på 13 %, 8 % resp. 2 % i förhållande till den oriktade pelaren (jfr fig. 2). Samma procentuella förhöjningar kan iaktas för de olika pelarnas "statiska" flytgräns. Den förhöjda bärförmågan i de riktade profilerna återspeglar inverkan av töjhårdningen vid riktningen.

För de långa pelarna, slankhetstal 90, har betydligt större variationer i knäckhållfasthet erhållits. Med hjälp av specialtillverkade leder kunde pelarnas båda ändar hållas ledat infästade kring veka axeln under provningen. Fig. 3 visar pelare med leder samt övrig provningsutrustning. Vid en jämförelse mellan pelare riktade på olika sätt måste inverkan av variationer i initialkrokighet och initialexcentricitet elimineras. I fig. 4 har på ordnatan avsatts medelspänningen vid pelarens "statiska" knäcklast och på abskissan en ekvivalent sinusformad initialkrokighet som uppskattats ur uppmätta initialkrokigheter och initialexcentriciteter. Figuren visar att förhöjningar i knäcklasten på ca 13 % erhålles för normalt riktade pelare i jämförelse med oriktade. Någon ytterligare förhöjning för den dubbelt riktade profilen kan inte märkas. Den hårt riktade profilen har så stor initialkrokighet att någon direkt jämförelse inte kan utföras. Förhöjningen i förhållande till de oriktade pelarna är dock avsevärd, uppskattningsvis drygt 30 %. Teoretiska beräkningar visar att ännu större förhöjningar kan erhållas för korta och medelslanka pelare, jämfört med vad som erhållits vid slankhetstalet 90 [1]. En fullständig redogörelse för undersökningen kommer att redovisas i två forskningsrapporter [2, 3].

#### Referenser

1. Göran Alpsten: "Egenspänningar och materialhållfasthet i kallriktade bredflänsprofiler", Jernkontoret Annaler, aug 1970.
2. Olle Ersvik och Göran Alpsten: "Experimentell undersökning av knäckhållfastheten hos bredflänsprofiler HE 200 A riktade på olika sätt", Rapport nr 19:3, Stålbyggnadsinstitutet, Stockholm (under arbete).
3. Göran Alpsten och Olle Ersvik: "Egenspänningar och knäckhållfasthet hos kallriktade bredflänsprofiler", Rapport nr 19:4, Stålbyggnadsinstitutet, Stockholm (under arbete).

## NÅGRA KARAKTERISTISKA PUNKTER VID DIMENSIONERING MED HÄNSYN TILL VIPPNING OCH RYMDKNÄCKNING

Professor Henrik Nylander  
Inst för Byggnadsstatik, Kungl Tekniska Högskolan, Stockholm

### Resumé

Följande fenomen behandlas:

1. Inverkan av tvärsnittsdeformation på vippning och rymdknäckning. Specialfall: torsionsbuckling av tryckt fläns och rymdknäckning.
2. Stabilitet av kontinuerlig balk.
  - a) Fri ej sidostöttad balk.
  - b) Balk stagad i sidled med och utan inverkan av tvärsnittsdeformation. Vindsug.
  - c) Momentomlagring. Överkritiskt område.
3. Inverkan av initiell krokighet. Jämförelse med utböjning i ett plan. Synpunkter på nivå av säkerhetstal.
4. Inverkan av initialspänningar.
5. Sammanfattande synpunkter på nivån av tillåtna spänningar.

I framställningen nedan behandlas några fenomen som är karakteristiska för vippning och rymdknäckning och som i huvudsak ej har motsvarighet vid knäckning med utböjning utan vridning i ett plan.

### 1. Inverkan av tvärsnittsdeformation på vippning och rymdknäckning. Specialfall: torsionsbuckling och rymdknäckning.

Den klassiska behandlingen av vippning förutsätter oförändrad tvärsnittsform. Vid mycket tunnväggiga balkar inverkar tvärsnittsdeformationen. Med den utformning som våra dagars tunnväggiga svetsade balkar har finns det anledning att beakta den. Det väsentliga resultatet i behandling i [1] var att för ett system enligt fig. 1 med konstant moment över de olika facken inträffar för mindre än ett visst gränsvärde torsionsbuckling av den tryckta flänsen – sålunda kraftig tvärsnittsförändring – och för större än det nämnda gränsvärdet vippning med obetydlig inverkan av tvärsnittsförändringen (se fig. 2). Av fig. 3 framgår att torsionsbucklingsmomentet är beroende av livtjockleken. Vid valsade profiler är livtjockleken förhållandevis stor. Den gynnsamma effekten härav har utnyttjats i förslag till regel för gränslastmetodens tillämpning i statliga normer [2]. Utredning som ligger till grund för normens regel är publicerad i Inst. för Byggnadsstatiks meddelanden [3].



## 2. Stabilitet av kontinuerlig balk

a) Fri ej sidostöttad balk. I förslag till kommentarer till stålbyggnadsnormer [4] har principer och dimensioneringsförfarande diskuterats. Emedan något speciellt nytt utöver vad som lagts fram tidigare ej redovisats behandlas ej detta område närmare.

b) Balk stagad i sidled med och utan inverkan av tvärsnittsdeformation. Vindsug. Upplysningar av principiell natur kan erhållas ur diskussion av verknings sättet av en ideell balk med  $B_y = C_w = 0$ . Endast styvheten  $B_x$  och  $C$  är skilda från noll. Balken kan uppfattas som en rak cykelkedja, belastad i plan  $\perp$  kedjans böjlighetsplan. Vid lastangrepp på samma nivå som den stagade axeln ger energibetraktelser direkt upplysningar om villkor för att vippning skall kunna inträffa (fig. 4). Dessa villkor gäller med = utbytt mot > vid balkar med  $B_y$  och  $C_w \neq 0$ . Lösningar för olika aktuella fall vid stagad balk har utarbetats i kommentarerna. Exempelvis ger det i fig. 5 visade diagrammet möjlighet att bestämma kritisk last vid last bestående av jämnt fördelad last, böjande moment vid balkändarna, normalkraft och med stagen böjstyvt förbundna med balken och belägna på varierande nivå. Exempelvis kan kritisk last vid vindsug för kontinuerlig balk behandlas med hjälp av detta diagram.

Vid kontinuerlig balk med överflänsen stagad uppträder speciella fenomen, beroende av att vippningsdeformationen äger rum i huvudsak intill stöden. Behandling har genomförts i [5] och förbigås till större delen här. Ett intressant fenomen skall dock beröras: Emedan överflänsen är stagad mot utböjning i sidled är det de negativa stödmomenten som orsakar instabiliteten, som kännetecknas av att underflänsen böjer ut med krökning framförallt i närheten av stöden. Vid denna utböjning av underflänsen minskar stödmomentet som framgår av fig. 6. Det sker en med hänsyn till instabilitetsföreteelsen gynnsam omlagring av inre spänningar och härmed möjliggjord ökning av den kritiska lasten. Det existerar ett överkritiskt område, som varit den främsta anledningen till att just för detta belastningsfall kurvan över kritisk spänning givits det i fig. 7 visade gynnsamma förloppet.

## 3. Inverkan av initialkrokighet och initialspänningar. Synpunkter på tillåtna spänningar.

Det är naturligt att bestämma nivån av tillåtna spänningar för vippning genom jämförelse med plan knäckning. Nedan jämförs därför vippningen och den plana knäckningen med hänsyn till inverkan av de två viktigaste faktorerna, nämligen initialkrokighet och initialspänningar.

Inverkan av initialkrokigheten belyses av fig. 8, hämtad från [6]. För olika kombinationer av initiell vridning och initiell sidoböjning återges i fig. 8 beräknade kurvor över

$\frac{\sigma_o}{\sigma_{su}}$  som funktion av  $\alpha = \sqrt{\frac{\sigma_{su}}{\sigma_{e\ell}}} \cdot \sigma_o$  är böjspänning av  $M_o$ .  $M_o$  är det moment som vid

antagen initialkrokighet ( $= \frac{1}{1000} \ell$ ) ger  $\sigma_{kant} = \sigma_{su}$ . Den inlagda kurvan E motsvarar plan knäckning. Förhållandena är som synes tydligt gynnsammare vid vippning.

I fig. 9, hämtad från [7] visas inverkan av initialspänningen på kritisk spänning vid rak balk. Även här är vippningen gynnsammare än den plana knäckningen som svarar mot kurva 8.

De olika övervägandena har givit stålbyggnadsnormens kurvor över  $\frac{\sigma_{krit}}{\sigma_{su}}$  resp.  $\frac{\sigma_{till}}{\sigma_{su}}$  som funktion av  $\alpha = \sqrt{\frac{\sigma_{su}}{\sigma_{el}}}$  vid plan knäckning och vippning (fig. 10).

I fig. 10 visas hur tillåten spänning kan bestämmas vid rymdknäckning.

### Referenser

- [1] Nylander, H: "Stabilitet av tryckfläns vid tunnväggig I-balk", Väg- och Vattenbyggaren Nr 4, Stockholm 1963.
- [2] Stabilitetsavsnitt i förslag till statliga stålbyggnadsnormer.
- [3] Höglund, T & Nylander, H: "Maximiförhållande B/t för tryckt fläns hos val-sad I-balk vid dimensionering med gränslastmetod", Meddelande nr 83 från Inst. för Byggnadsstatik, KTH, Stockholm 1970.
- [4] Förslag till kommentarer till stålbyggnadsnormer.
- [5] Nylander, H: "Stabilitet av kontinuerlig I-balk med sidostagad överfläns", Väg- och Vattenbyggaren Nr. 1, Stockholm 1964.
- [6] Nylander, H: "Inverkan av initialkrokighet vid dimensionering med hänsyn till vippning", Meddelande nr 75 från Inst. för Byggnadsstatik, KTH, Stockholm 1968.
- [7] Johansson, Bernt: "Initialspänningarnas inverkan på den kritiska lasten vid vippning", Meddelande nr 76 från Inst. för Byggnadsstatik, KTH, Stockholm 1968.

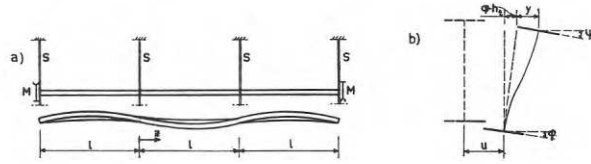


Fig. 1

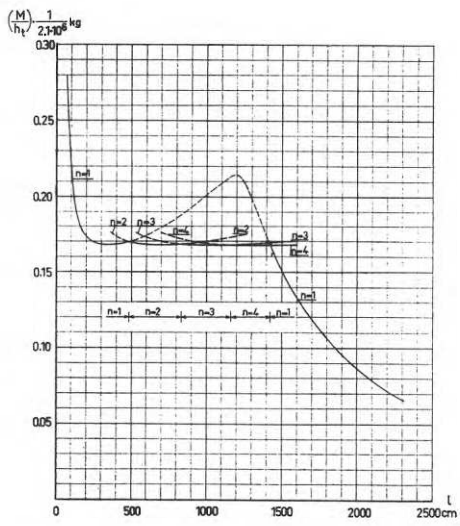


Fig. 2

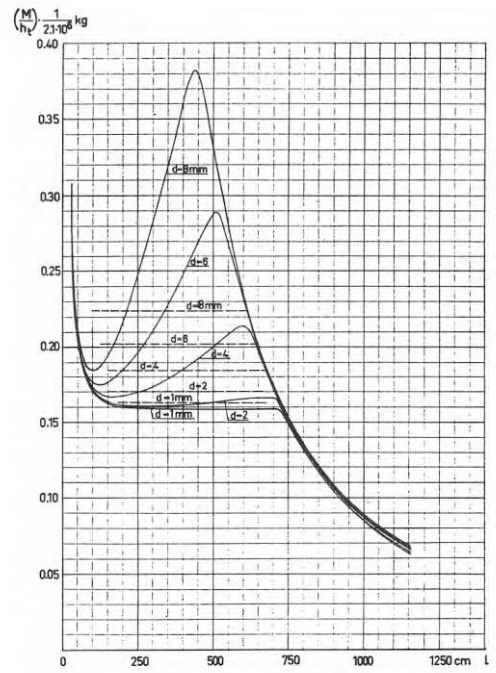
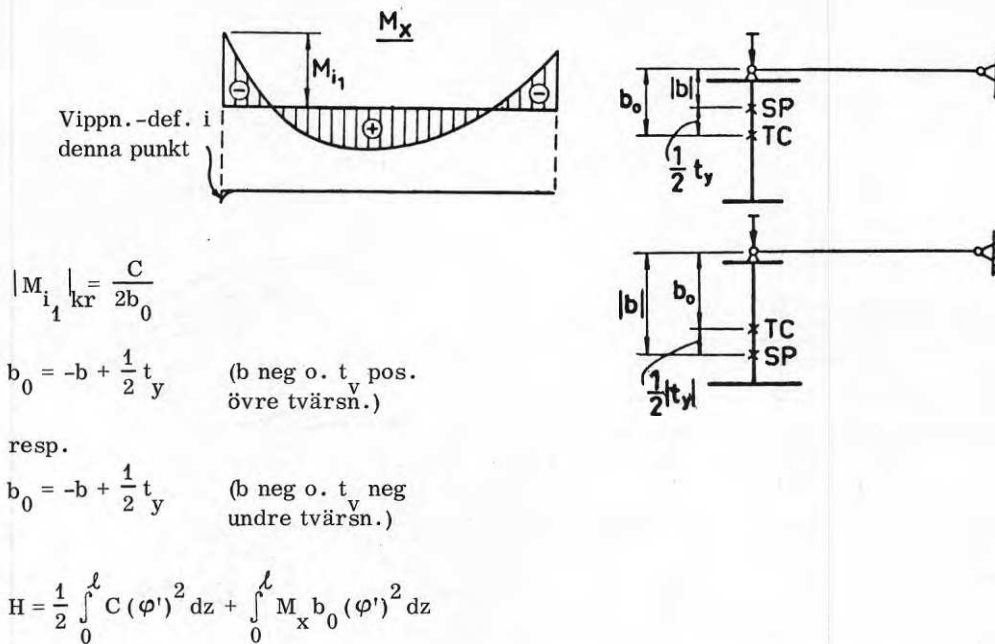
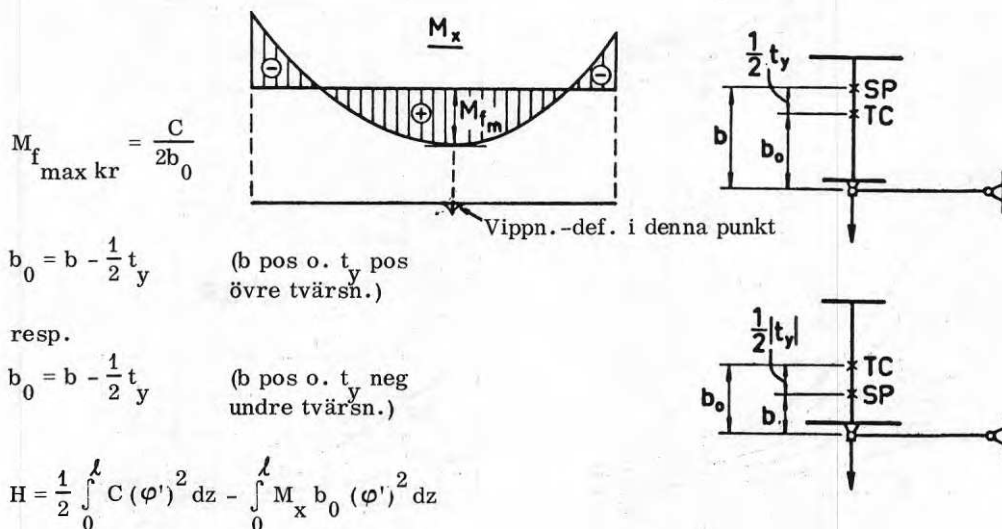


Fig. 3



H kan vara = 0 endast om  $M_x$  är negativt. Instabilitet inleds vid upplag med numeriskt största stödmoment. Vid fritt upplagd balk råder fullständig stabilitet. När  $b_0 \rightarrow 0$  närmar sig  $|M_{i1}|_{kr} \infty$ .

Fig. 4a Bestämning av kritisk belastning, när den stagade axeln är belägen över TC och lastangreppet sker i nivå med den stagade axeln. Formeln för det kritiska momentet gäller för ideell balk med  $B_y = C_w = 0$ .  $b_0$  betecknar avståndet från TC till stagad axel och är en positiv storhet.



H kan vara = 0 endast om  $M_x$  är positivt. Instabilitet inleds i fält i punkt där  $M_f$  har max. Vid konsolbalk med negativt moment längs hela balkaxeln råder fullständig stabilitet.

När  $b_0 \rightarrow 0$  närmar sig  $M_{f \max kr} \infty$ .

Fig. 4b Bestämning av kritisk belastning, när den stagade axeln är belägen under TC och lastangreppet sker i nivå med den stagade axeln. Formeln för det kritiska momentet gäller för ideell balk med  $B_y = C_w = 0$ .  $b_0$  betecknar avståndet från TC till stagad axel och är en positiv storhet.

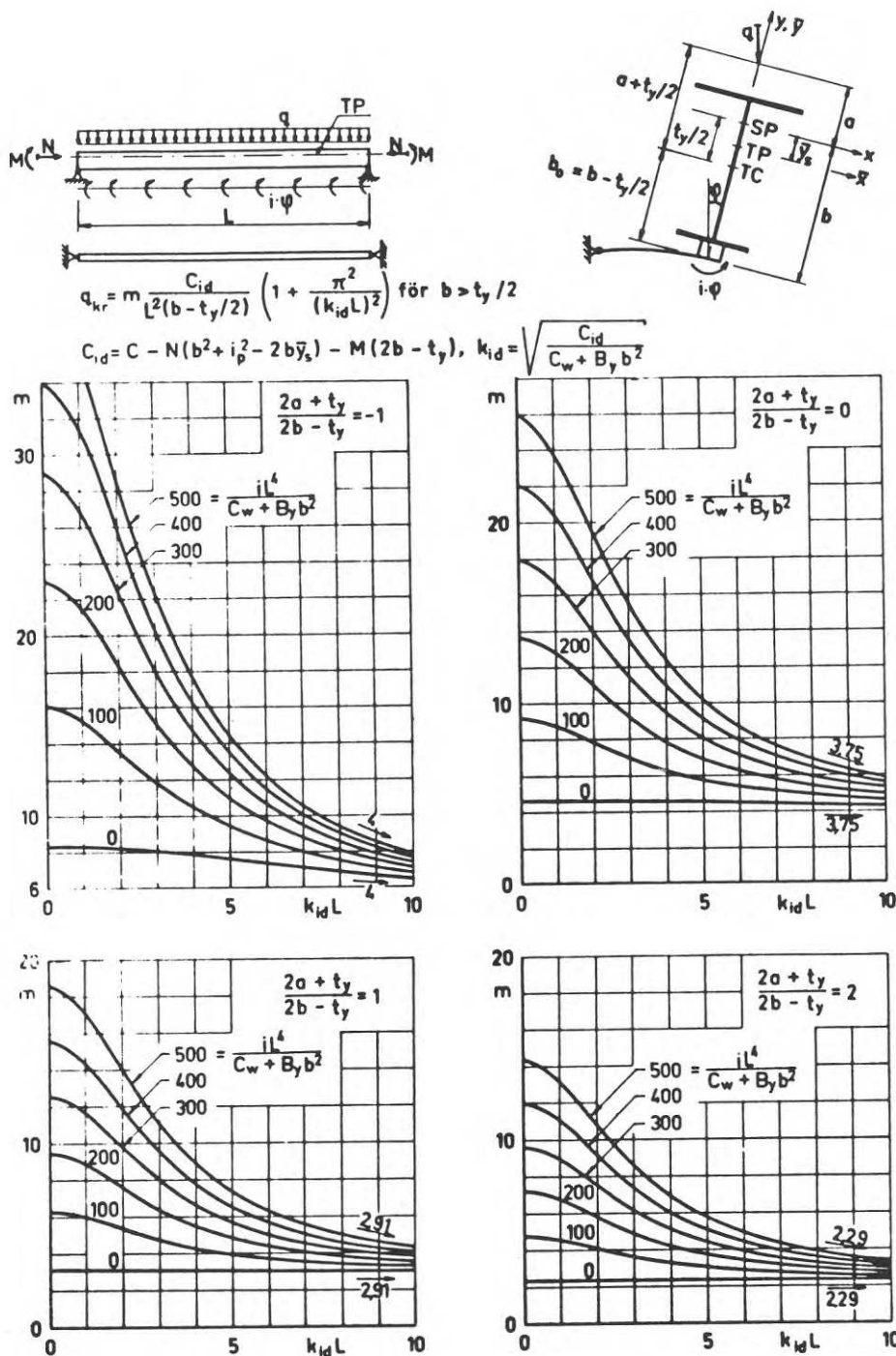


Fig. 5 Kritisk last för balk med enkelsymmetriskt tvärsnitt belastad med jämnt fördelad last, ändmoment och normalkraft. Vertikal gångjärnslagring (fall 1 i tabell 421a) och styrningsaxel på avståndet  $b$  under SP.

Koefficienten  $m$  i uttrycket för kritisk last framställs i diagrammen som funktion av parametrarna  $(2a+t_y)/(2b-t_y)$ ,  $iL^4/(C_w+B_y b^2)$  och  $k_{id}L$ .  $C_{id}$  och  $k_{id}$  är beroende av lasterna  $M$  och  $N$ . Då  $M \neq 0$  bestäms kritisk last genom upprepade beräkningar av ekv. (424a) och (b).

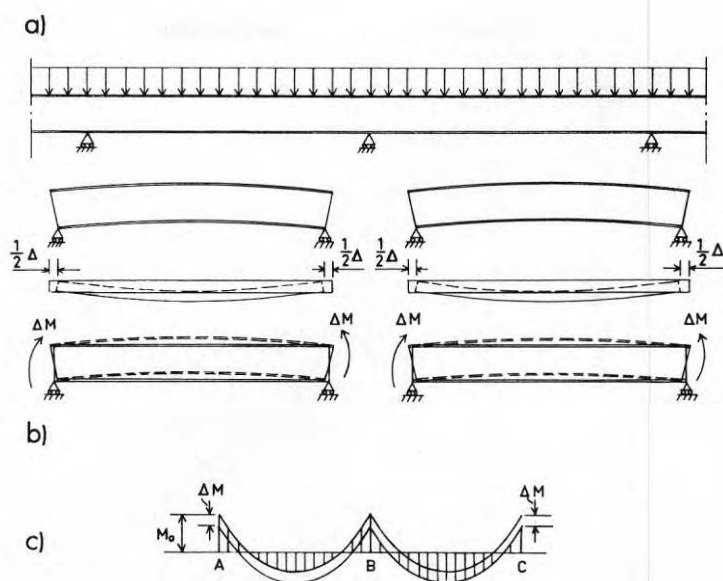


Fig. 6

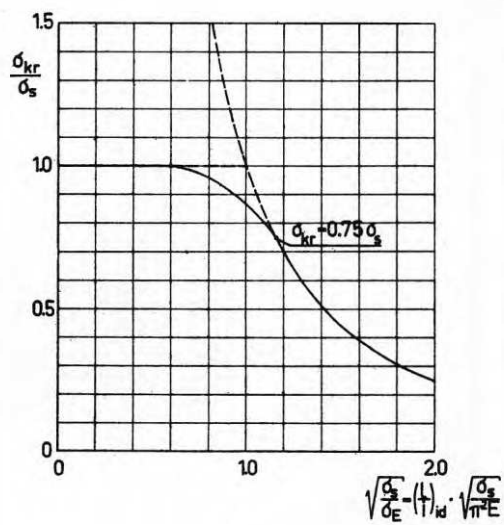


Fig. 7

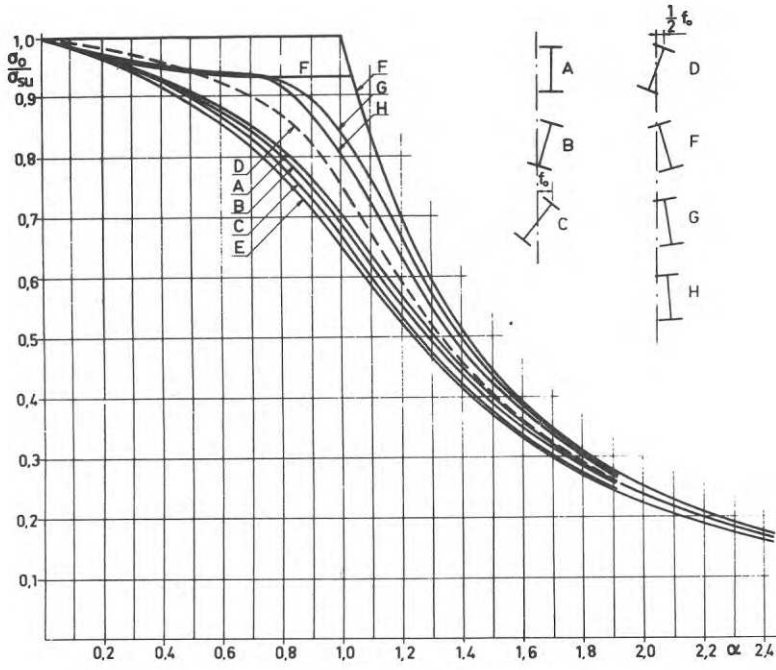


Fig. 8

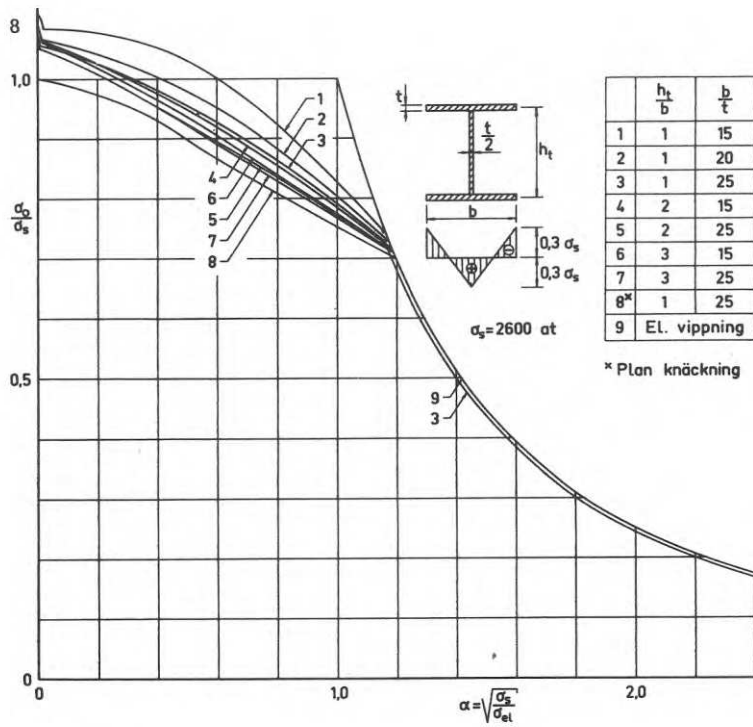


Fig. 9

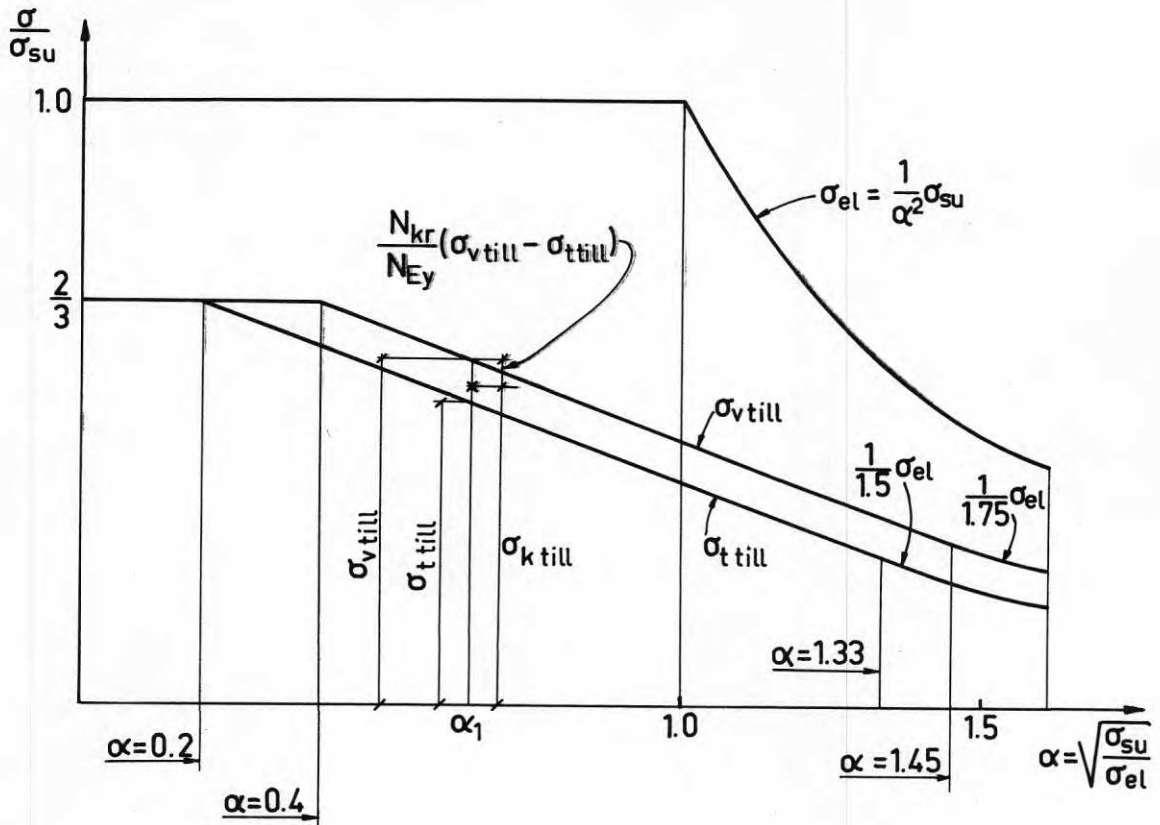


Fig. 10 Vid oförhindrad rymdknäckning och vid rymdknäckning av stagad balk med  $N_{kr} < N_{Ey}$  erhålls tillåten kantspänning  $\sigma_k$  till ur

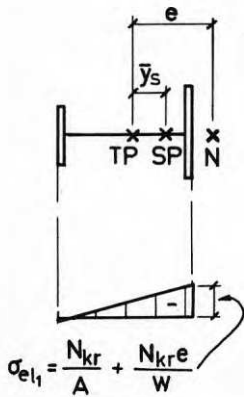
$$\sigma_{k \text{ till}} = \sigma_{v \text{ till}} - \frac{N_{kr}}{N_{Ey}} (\sigma_{v \text{ till}} - \sigma_{t \text{ till}}) \text{ för}$$

$$\alpha_1 = \sqrt{\frac{\sigma_{su}}{\sigma_{el} l_1}}$$

Vid rymdknäckning av stagad balk med  $N_{kr} > N_{Ey}$  sätts tillåten kantspänning

$$\sigma_{k \text{ till}} = \sigma_{t \text{ till}} \text{ för } \alpha_1 = \sqrt{\frac{\sigma_{su}}{\sigma_{el} l_1}}$$

Vid små värden på  $\alpha$  kan den noggranna bestämningen av  $\sigma_{k \text{ till}}$  många gånger vara överflödig. Med fel på "säkra sidan"  $\sigma_{k \text{ till}}$  som ej är alltför stort kan  $\sigma_{k \text{ till}}$  sättas lika med  $\sigma_{t \text{ till}}$ .







Civ ing Olaf Mohr  
Danmarks Ingeniørakademi, København

### Resumé

Ved Danmarks Ingeniørakademi's Bygningsafdeling i København gennemføres der for tiden et forsøgsprogram med tilknytning til ståltårne og stålmaster. Blandt forsøgene omtales nærmere en enkelt delrække, der gennemføres med en separat masteside af en tårn- eller mastesektion med firkantet tværsnit, udført af vinkelstål. Forsøgene, der udføres som modelforsøg med en hjørnestålsdimension på 15 x 15 x 3 mm, skal afklare forskellen mellem den afstivende virkning ved nogle alternative udformninger af gitteret.

### 1. Indledning

Stålkonstruktioner opfattes af mange projekterende ingeniører i nogen grad som teoretisk mere afklarede end konstruktioner af andre materialer. Dette synspunkt er vel rigtigt med hensyn til konstruktionernes principielle virkemåde. Når det derimod drejer sig om den reelle bæreevne, er der imidlertid mange uafklarede spørgsmål, der ved projekteringen må løses ud fra erfaringsregler, skønsmæssige betragtninger eller ved gennemførelse af laboratorieforsøg eller prototypeprøvning. Problemerne grupperer sig særlig om instabilitetsfænomener d.v.s. udknækning af trykkede dele, bæreevne af samlinger ved statisk last og udmatningslast og anvendelse af plasticitetsteorier.

Ved Danmarks Ingeniørakademis Bygningsafdeling i København er der i foråret 1970 gennemført den anden serie af en forsøgsrække med tilknytning til ståltårne og stålmaster. Sådanne konstruktioner anvendes bl.a. i forbindelse med vejbelysning, projektoranlæg, højspændingsledninger, radio og TV – udsendelse, radiokaedeforbindelser til overførsel af radio-, TV-, telefon- og dataforbindelser, intern radiokommunikation og navigations-systemer.

Specielt ved etableringen af større højspændingslinier er det almindeligt, at der gennemføres en prototypeprøvning af masterne. For disse master kan dette i særlig grad begrundes med anvendelse af produktionsvenlige, men ikke altid helt rene samlingsdetaljer, samt med at bæreevnereserven for højspændingsmaster normalt er mindre end for de fleste andre stålkonstruktioner.

Forsøgsrækken, som vi agter at fortsætte, har foreløbig udelukkende været gennemført som studenterøvelser. Udover forsøgenes primære sigte er formålet dels at forbedre forsøgsteknikken ved modelforsøg og prototypeforsøg med samlinger og elementer, dels at søge at justere og afklare visse af de beregningsproblemer, der optræder i forbindelse med projekteringen af sådanne konstruktioner. At det netop drejer sig om den principielle løsning af aktuelle projekteringsproblemer forøger den pædagogiske værdi væsentligt i forbindelse med, at de studerende i studiekredse med tilknytning til forsøgene har lejlighed til at arbejde teoretisk med problemerne.

Forsøgsrækken har indtil nu omfattet snitkraftfordeling i og stivhed af rundstålssektion med trekantformet tvaersnit, bæreevne af rundståls-gitter svejst til hjørneprofilerne uden knudeplader, trækstyrken af samling af hjørnerprofiler af rundstål udført som tvaerpladestød med bolteforbindelse, sammenligning af den afstivende virkning af forskellige udformninger af gitteret i en vinkelstålssektion med firkantet tvaersnit og endelig bæreevnereduktionen ved overlappingsstød af hjørneprofiler udført af vinkelstål i afhængighed af stødplaceringen.

Af det nævnte forsøgsprogram skal en enkelt delrække nærmere omtales nedenfor.

## 2. Modelforsøg med vinkelstålssektion.

Denne delrække er påbegyndt i dette forår og er endnu hverken afsluttet med hensyn til laboratorieforsøg eller teoretisk behandling.

Formålet med rækken er at afklare forskellen mellem forskellige gitterudformningers lokalt afstivende virkning på et hjørneprofil bestående af et enkelt ligefliget vinkelstål i et vinkelstålstårn eller en vinkelstålsmast med firkantet tvaersnit. Den betragtede tårn- eller mastesektion tænkes så bred i forhold til længden, at der kan ses bort fra eventuelle tillægsmomenter i sektionstvaersnittet fra udbøjning af sektionen som helhed. Herved kan sektionens samlede bæreevne direkte udtrykkes ved hjørneprofilets bæreevne, idet det yderligere forudsættes, at gitterets styrke er tillstrækkelig til at dette ikke bliver afgørende.

Endvidere er det meningen generelt at høste erfaringer med teknikken ved og værdien af modelforsøg med gitterkonstruktioner af vinkelstål. Sådanne forsøg vil muligvis kunne vise sig fordelagtige ved mere teoretiske undersøgelser og måske også som erstatning for eller supplement til den kostbare prototypeprøvning.

## 3. Teoretiske overvejelser.

Ved forsøgene er undersøgt fire principielt forskellige gitterudformninger, som vist i figur 1. Såvel hjørneprofiler som gitter er tænkt udført af enkelte, ligesidede vinkelstål.

Den principielle forskel mellem afgittringerne beror på, at hjørneprofilets største hovedinertmoment er henved fire gange så stort som det mindste hovedinertmoment. Dette betyder, at udbøjningsfiguren og dermed bæreevnen bliver afhængig af hvordan hjørneprofilet er fastholdt i de to på hinanden vinkelrette gitterplaner i forhold til hinanden.

I figuren er de forskellige afstivningstyper ordnet efter stigende bæreevne. For type I, III og IV kan knudepunkterne normalt regnes fuldstændig fastholdte i de respektive gitterplaner, hvorfor gitterets udformning udover knudepunktspaceringen skulle være

uden betydning. På grund af de særlige forhold ved gittertype II, som omtalt nedenfor, kan knudepunkterne i dette tilfælde ikke umiddelbart opfattes som fuldstændig fastholdte, således at også gitterets dimensioner får indflydelse på hjørneprofilernes bæreevne. De enkelte afstivningstyper skal nærmere omtales.

Ved type I, hvor knudepunkterne i de to gitterplaner er sammenfaldende, vil hjørneprofilet bøje ud om den svage akse, og bæreevnen vil være bestemt af inertimomentet  $I_{\eta}$ , se figur 2, og eulerlaengden (knaeklaengden)  $s_E = s$ . Denne udformning, der giver den laveste bæreevne, benyttes i praksis kun i særlige tilfælde.

Ved type IV er afgitringen i sideplanen på figuren dobbelt så tæt som i frontplanen. Dette medfører, at hjørneprofilet vil bøje ud i frontplanen, hvorfor bæreevnen vil være bestemt af inertimoment  $I_x$  og eulerlaengden  $s_E = s$ . Da for vinkelstål  $I_{\eta}/I_x \approx 0,41$  kan bæreevnen i dette tilfælde også udtrykkes ved  $I_{\eta}$  og en regningsmæssig eulerlaengde  $s_E = \sqrt{0,41} s = 0,64 s$ . Denne gitterudformning vil sjældent blive anvendt i praksis og er specielt taget med for sammenligningens skyld.

Ved type III er anvendt en afgitring med forskudte knudepunkter i de to gitterplaner. Dette princip, der er det mest anvendte, kan ligesom type I og IV gennemføres med mange forskellige konfigurationer af gitterstaengerne f.eks. V-gitter, V-gitter med indskudte vertikaler, N-gitter eller K-gitter. Det må her indskydes, at betegnelsen vertikaler er overtaget direkte fra den traditionsmæssige anvendelse ved brokonstruktioner og derfor ved master og tårne kommer til at betegne vandrette staenger.

De omtalte gitre kan alle betegnes som stive gitre, hvorved forstås et gitter, der såfremt det belastes i gitterplanen med lokale kraefter i ligevaegt, vil kunne optage disse kraefter som lokale kraefter i staengerne, se figur 3 a, b og c.

Ved forsøgene er af hensyn til sammenligningen med type II benyttet et stift krydsgitter med vertikaler i hvert andet fag. Det er almindeligt kendt, at det i et tilfælde som her, hvor der kan optraede tryk i begge hjørneprofiler samtidigt, vil være uheldigt at anbringe vertikaler i alle knudepunkterne, da man herved vil få store trykspaendinger også i krydsgitteret på grund af hjørneprofilets forkortelse. Mindre påagt er det måske, at disse trykspaendinger i gitteret kan undgås, såfremt vertikalerne anordnes med et lige antal fag imellem, som det fremgår af figur 4.

Løsningen til problemet med forskudte knudepunkter ved afstivningen af hjørneprofilet er velkendt, se [1] -[4]. For uforandret trykkraft i hele hjørneprofilets laengde og mange fag mellem fælles knudepunkter for de to gitterplaner finder man bæreevne ud fra inertimomentet  $I_{\eta}$  og eulerlaengden  $s_E = 0,75 s$ .

Ved type II er afstivningen ligeledes udført med krydsgitter med forskudte knudepunkter, men i dette tilfælde er der kun ved sektionsenderne anbragt vertikaler, hvorfor der er mange fag mellem disse. Ved en lokal påvirkning, se figur 3 d, vil der optræde kraefter i samtlige staenger med nogle få undtagelser på hele strækningen mellem vertikalerne. Disse kraefter vil medføre længdedeformationer af staengerne, der opsummeres ved bestemmelsen af den endelige eftergivelighed af kraftangrebspunkterne. I forhold til de øvrige gittertyper kan dette gitter derfor betegnes som slapt.

Såfremt gitterstaengerne er spinkle i forhold til hjørneprofilerne kan knudepunkternes fastholdelsesstivhed blive så ringe, at udbøjningsformen ved en samtidig belastning af begge hjørneprofilerne ændres i forhold til type III, se figur 5.

Det fremgår af figuren, at virkningen af knudepunkternes eftergivelighed kan blive en flytning af udbøjningsliniens vendepunkter ind på strækningen mellem knudepunkterne. Konsekvensen heraf vil være, at udbøjningslinien snarere nærmer sig den for gittertype I angivne, svarende til sammenfaldende knudepunkter i de to gitterplaner.

Uden nærmere beregning kan bæreevnen af hjørneprofilet ved gittertype II derfor angives som liggende mellem bæreevnen for gittertype I og gittertype III, afhængig af antallet af fag mellem vertikalerne, gitterets tværsnitsareal, hjørneprofilets inertimoment og geometrien i øvrigt.

Sammenfattende kan man angive bæreevnen af hjørneprofilet ved de fire former for afgitring som bestemt ved det mindste inertimoment  $I_{\eta}$  og følgende eulerlaengde  $s_E$ :

$$\text{Type I} \quad s_E = s \quad (1)$$

$$\text{Type II} \quad 0,75 s < s_E < s \quad (2)$$

$$\text{Type III} \quad s_E = 0,75 s \quad (3)$$

$$\text{Type IV} \quad s_E = 0,64 s \quad (4)$$

#### 4. Forsøgsteknik og resultater

Af praktiske grunde er forsøgene hidtil gennemført med enkelte gittersider og ikke med komplette sektioner. Gittersiderne har i de relevante punkter været afstivet vinkelret på gitterplanen med vandrette pendulstaenger, fastholdt til svære valsede stålprofiler, som det fremgår skematisk af figur 6. Herved opnås en væsentlig reduktion i arbejdet med fremstilling af prøveemnerne. Hjørneprofilerne blev belastet ved hjælp af en hydraulisk presse via en kraftig tværbjælke.

Hjørneprofilerne var for alle typerne vinkelstål  $\perp$  13 x 13 x 3 mm. Gitteret var for typerne I og IV vinkelstål  $\perp$  10 x 10 x 2 mm og for typerne II og III vinkelmessing  $\perp$  7 x 7 x 0,8 mm. Grunden til, at der anvendtes vinkelmessing for disse typer, var vanskeligheden med at fremskaffe tilstrækkelig spinkelt vinkelstål samt ønsket om at opnå større sammentrykkelighed af gitteret ved samme bæreevne.

Der har indtil nu kun vaeret prøvet et enkelt eksemplar af hver gittertype, og rækken må derfor naermest betegnes som en pilotforsøgsrække. For at give et fingerpeg om metodens anvendelighed, er de opnåede resultater, der svarer til baereevnen af et enkelt hjørneprofil, dog alligevel angivet i tabel 1 med de forbehold, der følger af det forholdsvis spinkle grundlag. I tabellen er endvidere angivet de teoretiske vaerdier, der opnås ved anvendelse af Ostenfelds baereevneformel for den kritiske spaending  $\sigma_{kr}$  ved påvirkning over proportionalitetsgraensen:

$$\sigma_{kr} = (1 - \kappa \lambda^2) \sigma_F \quad (5)$$

$$\sigma_F = \text{flydespaending}$$

$$\kappa = \frac{\sigma_F}{4 \pi^2 E} \quad (6)$$

$$\lambda = \frac{s}{i} = \text{slankhedsforholdet} \quad (7)$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{F}} = \text{inertiradius} \quad (8)$$

Ved bestemmelsen er benyttet en målt flydegraense  $\sigma_F = 3930 \text{ kp/cm}^2$  og en målt elasticitetskoefficient  $E = 1,9 \cdot 10^6 \text{ kp/cm}^2$ . Endvidere er fligtykkelsen ud fra foreløbige opmålinger overslagsmaessigt ansat til 3,1 mm for alle typerne.

## 5. Konklusion

Som det er velkendt, giver en gitterudformning med forskudte knudepunkter i de to på hinanden vinkelrette gitterplaner en vaesentlig bedre afstivning af et hjørneprofil bestående af et enkelt ligesidet vinkelstål, end en udformning med sammenfaldende knudepunkter i de to planer.

Såfremt der ved en sådan udformning benyttes krydsgitter mellem hjørneprofiler, der samtidigt udnyttes fuldt ud til tryk, skal krydsgitteret, for at opnå den størst mulige virkning af denne afstivningsform, forsynes med vertikaler med ikke for stor indbyrdes afstand.

For at begrænse de sekundaere trykspaendinger i gitteret, skal disse vertikaler placeres med et lige antal fag imellem.

De indtil nu udførte forsøg har vist god overensstemmelse med den alment accepterede teori; og anvendelse af modelteknik ved forsøgsmaessig behandling af gitterkonstruktioner synes derfor at rumme gode muligheder, hvor fuldskalaforsøg af praktiske eller økonomiske grunde ikke er gennemførlig.

Litteratur

- [1] K. Girkmann: Die Knickfestigkeit der Eckstäbe von Raumtragwerken mit ebenen Knoten. S. VDI 72 (1928), side 588.
- [2] H. Bleich: Das Ausknicken der Eckstiele von Gittermasten. Bauingenieur 1936, side 557.
- [3] K. Girkmann und E. Königshofer: Die Hochspannungsfreileitungen. Wien, Springer – Verlag 1952, side 199.
- [4] C.F. Kollbrunner und M. Meister: Knicken, Biegedrillknicken, Knippen. Wien, Springer – Verlag 1961, side 228.

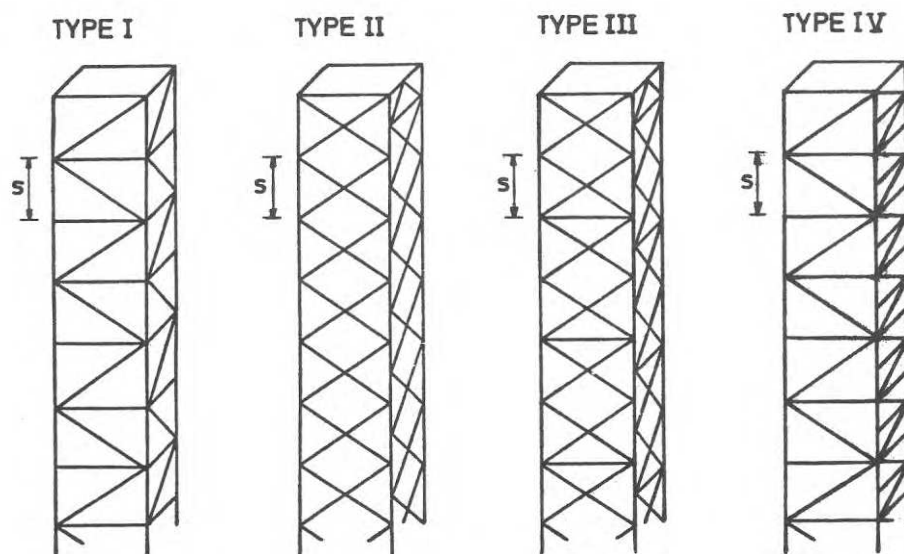


Fig. 1 Gitterudformninger.

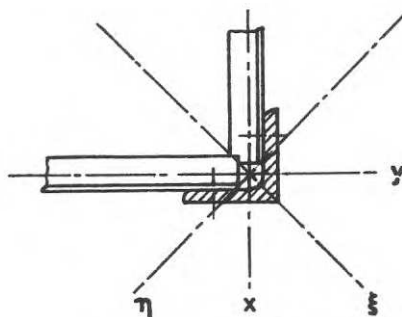


Fig. 2 Snit i hjørneprofil.

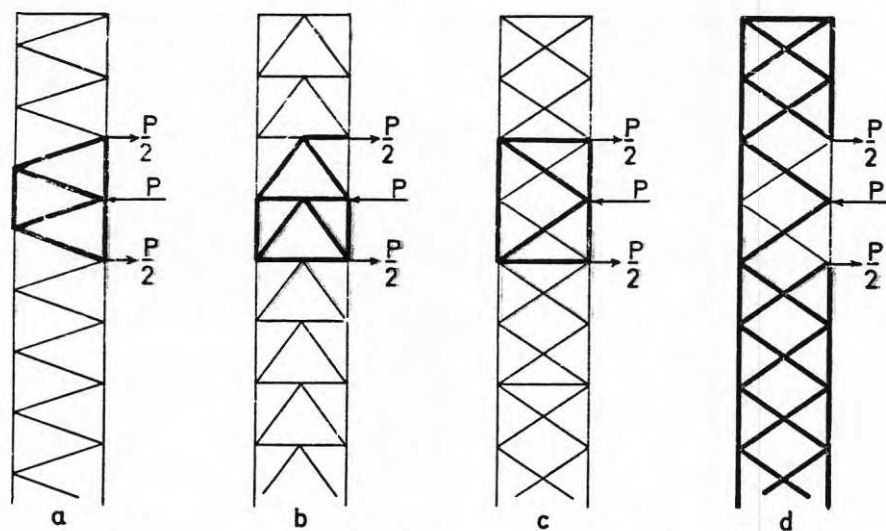


Fig. 3 Undersøgelse af gitterstivhed.

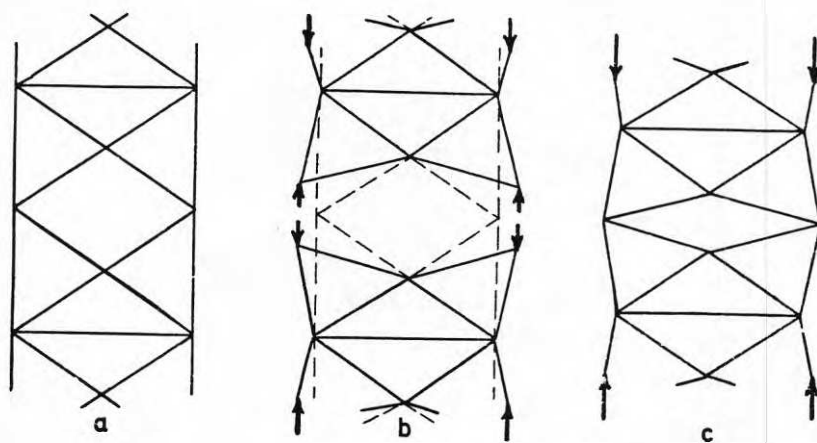


Fig. 4 Virkning af vertikaler med et lige antal fag imellem.



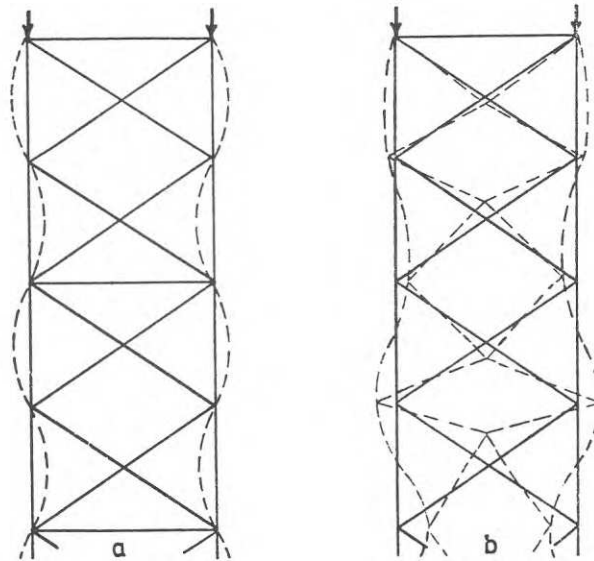


Fig. 5 Vertikalafstandens betydning.

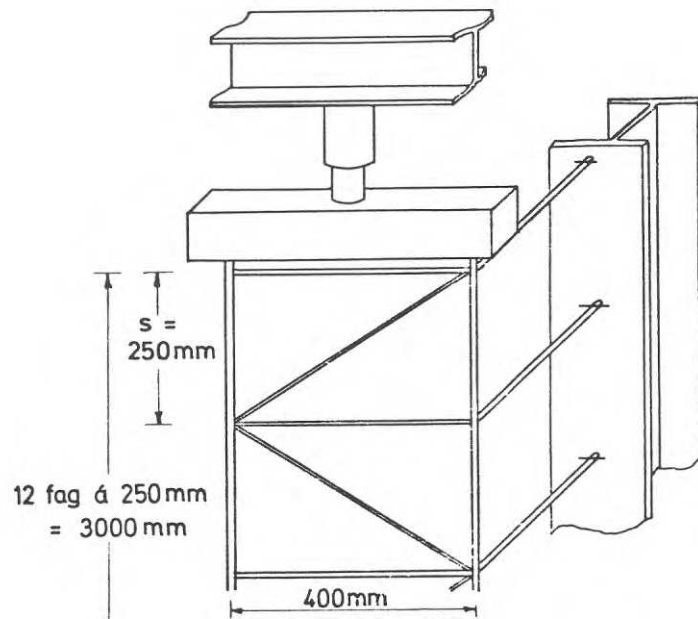


Fig. 6 Skematisk forsøgsopstilling.

Tabell 1 Bæreevne i kp af hjørneprofil.

	Type I	Type II	Type III	Type IV
Teori	1330	< <	1650	1770
Forsøg	1260	1490	1610	1700

## RISK FÖR TOTALKOLLAPS AV STÅLBÄRVERK

Laborator Sigge Eggwertz  
Flygtekniska Försöksanstalten, FFA, Bromma

Resumé

Säkerheten för moderna stålbärverk av komplicerad uppbyggnad kan baseras på fail-safe-principen, där konstruktionen görs skadetålig och sedan inspekteras så att förekommande skador kan repareras. En undersökning av inverkan av inspektionsintervallens längd på brottsäkerheten för trafikflygplan refereras. Vidare sammanfattas den statistiska säkerhetsanalysen för fail-safe-system under sex punkter.

Traditionellt stålbyggnad har hittills inneburit att statikern dimensionerat den bärande konstruktionen på basis av gällande normer med hjälp av kataloger över balkar och andra enkla element samt en inte alltför betungande kunskap om dessa elements hållfasthets-egenskaper. I gamla tider var egenvikt av stål och andra förekommande icke bärande material den dominerande belastningen. Säkerheten mot brott tillfredsställdes med en faktor på den totala lasten eller genom att räkna med motsvarande tillåtna påkänningar. Resultatet blev att brott praktiskt taget aldrig inträffade, utom då ett allvarligt fel begåtts av konstruktören eller byggmästaren eller då konstruktionen av vårdslöshet eller olyckshändelse utsatts för helt oförutsedda laster.

I stor utsträckning tillgår konstruktionsarbetet fortfarande på nämnda sätt, men det blir alltmer uppenbart att traditionella stålbärverk i framtiden inte kommer att kunna hävda sig i konkurrensen. Trenden, i varje fall på lång sikt, går emot industriellt producerade, lätta och komplicerade konstruktioner av relativt höghållfasta stål, sannolikt i kombination med andra material. Utvecklingen av ett stålbärverk kommer inte att förbli ett enmansarbete. Statikern behöver hjälp av metallurger, metallfysiker, hållfasthetsprovare, databehandlare, konstruktörer, tillförlitlighetsingenjörer, produktions- och montage-tekniker samt inspektions- och underhållsspecialister.

Sedan några årtionden tillbaka har statistiska metoder använts vid säkerhetsbetraktelser inom byggnadsbranschen. Man har en god kännedom om olika stålqualiteters hållfasthets-spridning. Man vet att egenvikten varierar inom rätt snäva gränser och man känner i viss utsträckning den normala variationen av snö-, vind- och trafiklast och möjligen en del andra vanliga belastningar. Extremvärdefördelningar liksom extrema åverkningar, också kallade katastrofer, vet man ganska litet om, även om det kan konstateras att brandinverkan under senare år varit föremål för intensiva studier. Med nuvarande kunskaper kan man hjälpligt räkna ut att brottrisken för enkla stålbärverk är tillfredsställande låg, om den definieras som sannolikheten för att förhållandet mellan hållfasthet och last blir mindre än ett.

För en komplicerad och avancerad konstruktion där lastens storlek och läge varierar med tiden, är det mycket svårare att göra en säkerhetsanalys. Utöver de gamla vanliga brottorsakerna flytning och knäckning som byggnadsstatikern känner till, har det kommit flera nya som utmattning, sprödbrott, spänningskorrosion etc. Om man studerar en konstruktion uppbyggd av ett stort antal, kanske identiska, fabriksstillverkade element kommer man snart till slutsatsen att risken för att något slag av skada eller driftsstörning skall inträffa under en lång livslängd inte kan nedbringas till en låg nivå utan mycket extrema krav på precision vid elementtillverkning och montering. Man får lov att acceptera en viss måttlig risk för skada. Däremot kan man inte tillåta att risken för totalkollaps, med katastrofala följder, överstiger en utomordentligt låg siffra. Lösningen på problemet är den s.k. fail-safe-konstruktionen också kallad den skadetåliga konstruktionen, som utformas så att en skada lätt kan upptäckas och repareras och så att den inte leder till ett omedelbart totalbrott. Detta kan nås genom att använda parallella element, som man gjort länge inom elektroniken. När skadan utgörs av en spricka i ett element kan man genom lämplig avvägning av utformning och spänningsnivå åstadkomma en långsam, kontrollerad sprickutveckling som ger en betydande resthållfasthet under en lång period.

#### Utmattningsbrott i skadetålig lådbalkskonstruktion

Utmattning är en allvarlig skadeorsak vid metallkonstruktioner både inom byggnadsbranschen och andra fack. Efter en viss tjänstetid uppstår en spricka som växer med antalet lastcykler konstruktionen utsätts för. Om den får växa ostört blir den förr eller senare så lång att försvagningen av konstruktionen medför att även en relativt obetydlig last som förekommer ofta ger totalbrott. Man kan förhindra totalkollaps genom att vid bestämda tider göra en noggrann inspektion, där alla sprickor som överskrider en viss längd, blir upptäckta. Sprickorna repareras eller också byts hela den skadade komponenten. Om man gör inspektionerna tillräckligt ofta, så att spricktillväxten mellan två inspektioner är obetydlig, blir risken för utmattningsbrott mycket liten. Den ursprungliga idén bakom fail-safe-begreppet var att om man utformade konstruktionen så att resthållfastheten vid en rejäl utmattningsskada fortfarande var ganska stor, så borde risken för brott vid ett fåtal inspektioner under livslängden, som man kanske ändå måste utföra av andra orsaker, reduceras så avsevärt att man inte skulle behöva bekymra sig om den. Men noggranna inspektioner är dyrbara och utförs inte utan tvingande skäl. Det är uppenbart att det existerar ett samband mellan brottrisk och inspektionsintervall och att en rationell dimensionering av en konstruktion förutsätter kännedom om detta samband.

Vid FFA har sedan ungefär 10 år tillbaka pågått ett forskningsarbete med målsättningen att bestämma lämpliga inspektionsintervall för ett flygplansskrov, i första hand vingbalken som i moderna trafikflygplan i regel är utformad som en lådbalk med ett par celler (Fig. 1) av en höghållfast aluminiumlegering. En sådan konstruktionskomponent innehåller ett stort antal utmattning känsliga punkter. Vill man göra en noggrann bestämning av brottsannolikheten, så bör man utföra utmattningsprov på små element som vardera

helst bara skall innehålla en kritisk punkt. Det experimentella underlaget från elementen kan sedan användas i en statistisk analys för hela konstruktionskomponenten. Konstruktioner med ett fåtal parallella element har studerats [1]. Tyvärr växer beräkningsvolymen mycket hastigt med antalet element.

En mera ingående behandling har gjorts för en kritisk sektion av en lådbalk som behandlats som en enhet [2]. Experimentellt underlag från utmattningsprov på hela vingbalkar eller vingpaneler finns i viss utsträckning. Vid FFA pågår f.n. en undersökning där 20 likadana paneler provas under rätt realistiska betingelser [3]. För brottriskberäkningen krävs kännedom om tjänstetiden till sprickinitiering, resthållfasthetens variation efter sprickinitieringen och frekvensen av extremt höga laster på konstruktionen.

Medelvärde och spridning för sprickinitieringstiden vid vanliga konstruktionsutformningar är relativt väl kända. En lognormal fördelningsfunktion har valts, vilket är den bästa approximation man på aktuell kunskapsnivå kan göra [4, 5]. För resthållfastheten har på basis av försöksresultat antagits en rätlinjig minskning med tiden och den stokastiska variationen har försumrats. Fördelningen av stora laster – i det behandlade fallet vindbyar – har ansatts som en enkel exponentialfunktion med två parametrar bestämda från statistiskt underlag från civila jettransportplan på medellånga distanser.

Brott inträffar när konstruktionen utsätts för en last som överskrider dess bärförmåga i det aktuella ögonblicket. Fig. 2 visar hur brottrisken i en skadad konstruktion tilltar mycket hastigt med tiden. Som jämförelse har inlagts sannolikheten för brott i en oskadad konstruktion, risken för statiskt brott, som växer linjärt med tiden, eftersom brottfrekvensen där är konstant. Redan efter 2 000 flygtimmar, som avverkas på mindre än ett år, är brottrisken för den skadade konstruktionen tio gånger större. Man kan alltså inte ha alltför långa inspektionsintervall.

Risken för totalkollaps av konstruktionen under ett intervall mellan två inspektionstillfällen erhåller man genom att kombinera risken för att en spricka skall initieras och risken för att den skadade konstruktionen sedan under återstående delen av intervallet skall bli utsatt för en last som överskrider resthållfastheten. I fig. 3 har kurvor upptritats över brottsannolikheten under ett inspektionsintervall nr  $\nu$  som funktion av intervallets längd. Kurvorna gäller för olika åldrar  $T_{\nu-1}$  vid intervallets början. Ju äldre konstruktionen är desto större blir brottrisken. Framförallt ökar risken hastigt med inspektionsintervallens längd.

Eftersom brottrisken under varje intervall normalt är liten, får man den totala sannolikheten för brott i balksektionen under hela livslängden genom att addera riskerna för de olika intervallen. Fig. 4 ger den totala brottrisken som funktion av flygtiden i timmar under förutsättning att alla inspektionsintervall är lika långa. Olika kurvor avser olika längder på de konstanta intervallen från 1 000 till 10 000 h. Som jämförelse har inlagts den antagna risken för sprickinitiering, kurvan  $P_c$ , och risken för totalkollaps utan

inspektioner, kurvan  $n = 1$ . Om man eftersträvar livslängden  $T = 30\ 000$  h och kräver att brottrisken  $P < 10^{-5}$  måste inspektioner företas med intervallen 4 000 h. Det är inte nödvändigtvis mest ekonomiskt att inspektera med konstanta intervall [6], men praktiska hänsyn kan göra att man finner det fördelaktigast.

#### Program för säkerhetsanalys vid stålbärverk

Medveten användning av fail-safe-principen i kombination med föreskrivna inspektioner har knappast hittills förekommit inom byggnadsbranschen. Däremot har givetvis inspektioner utförts i syfte att upptäcka skador och förebygga totalkollaps. I ett specialnummer om utmattning av ASCE Journal of the Structural Division, Dec. 1968, omtalas att W. M. Wilson efter ingående undersökningar år 1944 kunde förutsäga utmattningskritiska partier i nitade järnvägsbroar i USA. Under de följande åren inspekterades dessa partier i ett stort antal broar och man fann därvid flera hundra sprickor, där fortsatt tillväxt efter någon tid skulle ha fått allvarliga konsekvenser [7]. Ofta initieras en våg av inspektioner av en inträffad olycka. Dessa inspektioner är motiverade när olyckan avslöjat brottorsaker som ej kunnat förutses. De flesta totalbrott torde emellertid vara av sådan karaktär att de kan behandlas med statistiska metoder. Det är då lämpligt att fastlägga inspektionssystem och inspektionsintervall redan på konstruktionsstadiet, varvid konstruktionen bör utformas så att totalekonomin med hänsyn till inspektionskostnaderna blir den optimala.

Säkerhetsanalysen för ett konstruktionssystem under utveckling kan sammanfattas under följande punkter:

1. Fastläggande av förutsättningar, såsom önskad livslängd, utnyttjande samt säkerhets- och tillförlitlighetskrav.
2. Lokalisering av kritiska element och partier samt bestämning av brottyp genom analys eller totalprov.
3. Framtagning av underlag i form av belastningsstatistik och hållfasthetsdata.
4. Beräkning av brottsannolikhet med hänsyn tagen till förändrad funktion eller skada.
5. Bestämning av intervall mellan reguljära inspektioner.
6. Uppföljning av driftserfarenhet, rapportering.

Det är givetvis inte möjligt att för varje mindre utvecklingsprojekt göra en genomarbetning av alla dessa punkter. Därför är det angeläget att man i officiella normer lämnar vissa föreskrifter, exempelvis i form av säkerhetsfaktorer, som måste innehålla större

marginaler ju allmännare de formuleras. Helst bör föreskrifterna ge konstruktören möjlighet att reducera marginalerna genom att göra en noggrannare undersökning av brottrisen. Det förefaller angeläget att starta en diskussion avsedd att i konkreta siffror ge förutsättningarna för en säkerhetsanalys. De matematiska redskapen finns i stort sett tillgängliga även om det krävs utvecklingsarbete för att klargöra vilka approximationer som kan införas för att beräkningsarbetet inte skall bli formidabelt. Tillgången på statistiskt underlag är mindre god. Det är en svår ekonomisk fråga, hur mycket man bör satsa på tillförlitliga belastnings- och hållfasthetsdata.

Som exempel på vad statistisk systemanalys, baserad på fail-safe-princip, kan åstadkomma kan nämnas det amerikanska rymdprogrammets projekt, där den accepterade risken för katastrof har angetts till  $10^{-4}$  [8]. Det torde vara väsentligt lättare att uppnå acceptabel säkerhet för jordbundna stålbärverk även om man i motsats till rymdteknikerna tvingas ta normala ekonomiska hänsyn.

### Referenser

1. S Eggwertz och G Lindsjö: Analysis of the probability of collapse of a fail-safe aircraft structure consisting of parallel elements. Aeronautical Research Institute of Sweden. FFA Report 102, 1965.
2. B K O Lundberg och S Eggwertz: A statistical method for fail-safe design with respect to aircraft fatigue. Aeronautical Research Institute of Sweden, FFA Report 99, 1964.
3. S Eggwertz: Experimentell undersökning av sprickinitiering, spricktillväxt och resthållfasthet vid utmattning av vingpaneler. Flygtekniska Försöksanstalten, FFA Rapport HF-1274, 1969.
4. A M Stagg: Scatter in fatigue. Elements and sections from aircraft structures. Royal Aircraft Establishment, Technical Report 69155, 1969.
5. A M Stagg: An investigation of the scatter in constant amplitude fatigue test results of aluminium alloys 2024 and 7075. Ministry of Technology, Aeronautical Research Council, ARC CP No. 1093, 1970.
6. S Eggwertz och G Lindsjö: Study of inspection intervals for fail-safe structures. Aeronautical Research Institute of Sweden, FFA Report 120, 1970.
7. R S Fountain, W H Munse och R D Sunbury: Specifications and design relations. Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 94, No. ST12, Proc. Paper 6291, December 1968, p. 2751-2767.

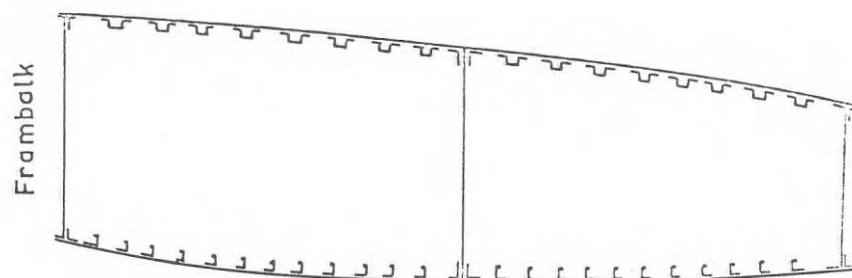
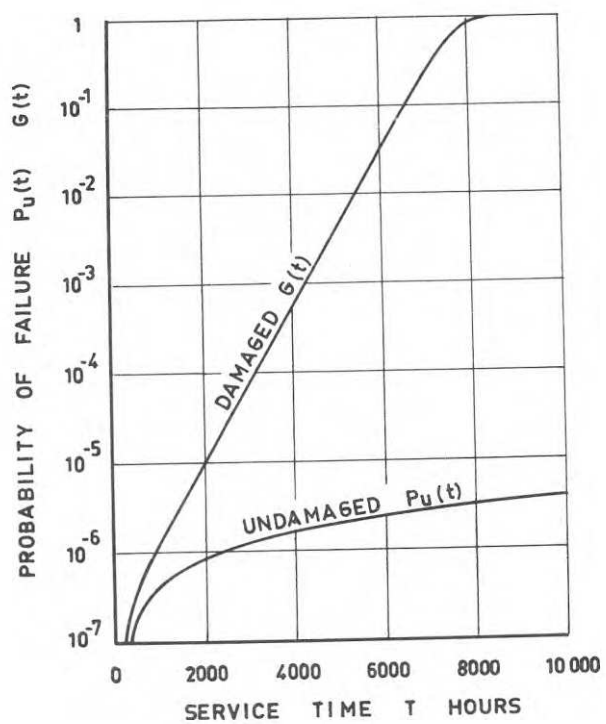


Fig. 1 Schematisk sektion genom vingkonstruktion med diffus utformning.

Fig. 2 Sannolikhet för brott av vindby i sprucken och osprucken konstruktion under tjänstetiden  $T$ .



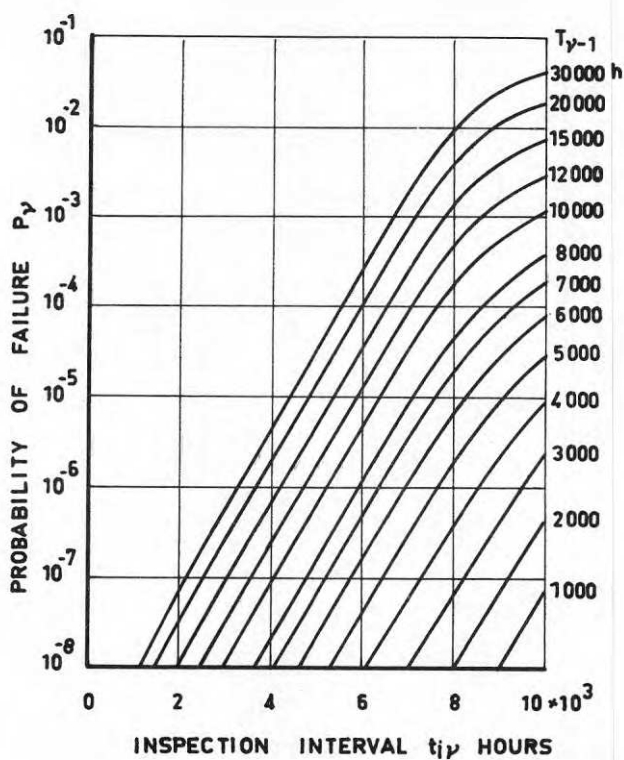


Fig. 3 Risk för utmattningsbrott under ett inspektionsintervall  $t_{i\gamma}$  vid olika åldrar  $T_{\gamma-1}$  före intervallet.

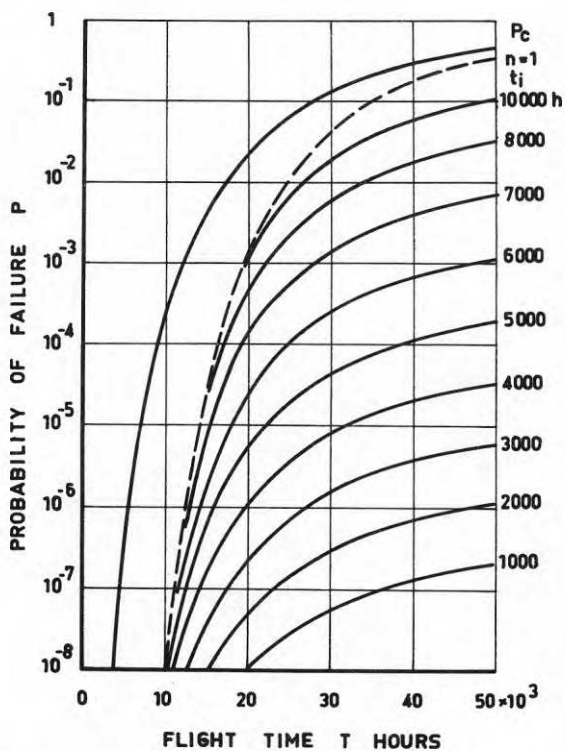


Fig. 4 Risk för utmattningsbrott under tjänstetiden  $T$  vid periodisk inspektion med intervallet  $t_i$ . Kurvan  $n = 1$  anger brottrisker när ingen inspektion utförs, och  $P_c$  risken för sprickinitiering.





Professor Dr Techn Arne Selberg  
Institutt for stålkonstruksjoner, Norges Tekniske Høgskole, Trondheim

### Resumé

Nåværende Norsk Standard NS 424A baserer seg på brukslaster og elastisitetsteori. Den nye norske standard for belastninger, NS 3052, forutsetter at lastantakelsene for en konstruksjon kan være brukslaster såvel som bruddlaster.

Beregningsreglene må bygges opp tilsvarende. En beregning er antatt å deles opp således at i bruddgrensetilstanden skal lastkapasitet ved flytebrudd for statisk last, gjentatt flytning ved belastningsvariasjon og stabilitet undersøkes. I bruksgrensetilstanden skal om nødvendig deformasjoner og levealder (utmatting) undersøkes.

Regelkomiteen har ennå ikke helt oversikt over hvordan stabilitetskapitlet mest hensiktsmessig kan settes opp. Det er delvis et definisjonsspørsmål hvorvidt levealder og eventuelt sprøbrudd er å betrakte som en bruddtilstand med tilsvarende dimensjoneringslogikk.

Av hensyn til de ingeniører som ikke er bevandret i bruddgrenseberegninger vil reglene inneholde fullstendige bestemmelser også for elastisitetsteori.

Beregningsreglene er ikke ment som en standard, men som deler av et teknisk regelverk.

Norge er for tiden i den situasjon at samtlige beregningsforskrifter for konstruksjoner av stål – betong – tre og lettmetall (aluminium) er under revisjon. På grunn av at nye belastningsforskrifter (NS 3052) trådte i kraft fra mars 1970, vil revisjonsarbeidet for alle beregningsforskrifter eller regler bli meget omfattende.

Jeg skal i dette foredrag forsøke å gi noe av bakgrunnen for revisjonsarbeidet og å vise en del av de naturlige konsekvenser som belastningsforskriftene får for revisjonen av våre regler for beregning og utførelse av stålkonstruksjoner.

Belastningsforskriftene definerer som ventet forskjellige typer av laster som egenlast, nyttelast etc. Ordinaer last defineres som last som opptrer permanent, ofte eller over lengere perioder. Egenlast, nyttelast, snølast, jord- og vanntrykk er ordinaere laster. Støt, rystelser, sentrifugalkrefter etc. er også ordinaere laster når konstruksjonen ofte er utsatt for slike laster.

Ekstraordinaer last defineres som last som opptrer med større mellomrom eller som sjelden når den i beregningen forutsatte verdi. Eksempel på ekstraordinaer last er vindtrykk, temperatur- og krympningskrefter.

I belastningsforskriftene forutsettes kontrollert en bruddgrensetilstand og en bruksgrensetilstand. Kontrollens omfang avgjøres av de enkelte konstruksjonsforskrifter.

Jeg vil her referere definisjonene på bruddgrensetilstand og bruksgrensetilstand.

Bruddgrensetilstand – en tilstand som svarer til en definert kapasitet hos en konstruksjon eller et konstruksjonselement. Denne kapasitet er fastlagt i relasjon til faren for brudd eller store uelastiske forskyvninger eller tøyninger som kan sammenlignes med brudd.

Bruksgrensetilstand – en tilstand som svarer til en definert grense som ikke skal overskrides ved normalt bruk av en konstruksjon eller et konstruksjonselement. Denne grense er fastlagt i relasjon til faren for ikke akseptable forskyvninger, tøyninger, rissdannelser, spenninger eller lignende.

Som det vil forstås har innføring av kontroll av en bruddgrensetilstand automatisk den effekt at de nye stålforskrifter må baseres på plastisitetsteori – kontroll av bruddfare etter plastiske deformasjoner og engangsbelastning samt kontroll av gjentatte lastvekslinger med økende deformasjoner (shake down).

Kontroll av bruksgrensetilstand vil omfatte all kontroll av utmatningsvirkende belastning og, når dette er nødvendig, kontroll av deformasjoner. I prinsippet kan man si at den hittil vanlige kontroll av tillatte spenninger er en bruksgrensekontroll med den ekstra begrensning at maksimal påkjenning ikke skal overskride en viss gitt verdi  $\sigma_{till}$ .

Arbeidet med de nye norske stålkonstruksjonsregler har tatt sitt utgangspunkt i innføringen av de to begrep bruddgrensetilstand og bruksgrensetilstand. For at man lettere skal se den effekt dette må få for det videre arbeide, skal jeg også gi en oversikt over de lastkoeffisienter som de respektive belastninger skal multipliseres med ved kontroll av de to tilstander.

Tabell 1 Lastkoeffisienter for bruddgrensetilstanden

Belastning	Lastkoeffisient for				
	G	N	V	J	E
O	1,2	1,6	1,1	1,4	-
G + E	1,2	-	-	-	1,5
O + E	0,96	1,28	0,88	1,12	1,2

Tabell 2 Lastkoeffisienter for bruksgrensetilstanden

Belastning	Lastkoeffisient for				
	G	N	V	J	E
O	1,0	1,0	1,0	1,0	-
G + E	1,0	-	-	-	1,0
O + E	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8

I tabellene betyr:

G - Egenlast

N - Nyttelast, snølast og annen ordinær last

V - Væsketrykk

J - Jordtrykk

O - Ordinær last

E - Ekstraordinær last (vindtrykk, temperaturkrefter etc.)

Ved kontroll av bruddgrensetilstand skal lastkoeffisienten for egenvekt og andra ordinære laster settes til 1,0 dersom dette gir et ugunstigere resultat enn verdiene oppgitt i tabellen.

Jeg skal så gå over til kort å skissere en del av de refleksjoner som har influert på arbeidet med de nye stålkonstruksjonsforskrifter. Selv om dette arbeide enda er i sin begynnelse og ingen definitive vedtak er fattet, så kan komiteens standpunkt til en del av de avgjørende punkter for en beregningsforeskrift sies å være følgende:

Bruksgrensetilstand skal kontrolleres for alle utmatningspåkjennte konstruksjoner. Slike konstruksjoner vil bli delt i 4 grupper: Antall lastvekslinger  $10^3 \leq N \leq 10^5$ ;  $10^5 \leq N \leq 6 \cdot 10^5$ ;  $6 \cdot 10^5 \leq N \leq 2 \cdot 10^6$  og  $2 \cdot 10^6 \leq N \leq 10^8$ .

Når antall lastvekslinger N antas å bli mindre enn  $10^3$  i konstruksjonens forventede levetid, skal konstruksjonen betraktes som statisk belastet.

Ved utmatningspåkjennte konstruksjoner kontrolleres de opptredende grenseverdier for spenningene mot " $\sigma_{\text{till}}$ " på utmatning. Utmatningspåkjenning vil bli angitt i diagrammer som tilsvarer dem man har i de nye norske sveiseforskrifter NS 470. Påkjenningen blir en funksjon av N, vekslingsforhold  $\mu = \sigma_{\text{min}} / \sigma_{\text{max}}$  og kjervtall K. Ved statisk påkjennte konstruksjoner ( $N < 10^3$ ) kontrolleres videre at det ikke kan opptre susessive flytninger ved de lastvekslinger som kan oppstå. Denne kontroll vil for nesten alle normale konstruksjoner, som f.eks. kontinuerlige bjelker og enkle rammer, vise seg å være automatisk oppfylt i og med oppfyllelse av kravene ved bruddgrenseberegningen, som omtalt senere.

Ved konstruksjoner hvor der er krav om maksimalt tillatte deformasjoner under bruk, skal deformasjoner kontrolleres. Denne kontroll vil kunne gjennomføres etter elastisitetsteori eller ved sterkt forenklete beregninger basert på elastisitetsteori.

Som det vil sees er begrepet "tillatt spenning" bortfalt. Det kan til nød sies å leve videre i den kontroll av utmatningspåkjenning som skal gjennomføres for en del konstruksjoner.

Ser man på tabellen over lastkoeffisienter ved bruksgrensetilstand, vil man se at for lasttilfellet ordinaer og ekstraordinaer last er alle koeffisienter redusert fra 1,0 til 0,8. Dette er en skjønnsmessig konsesjon til det forhold at denne lastkombinasjon må antas å upptre uhyre sjelden. Vindlast kontrolleres f.eks. for en vind som opptrer med en årlig årlig frekvens på 0,02 (populaert en gang på 50 år). At en samtidig skal ha full nyttelast i ugunstigste stilling, ugunstigste temperaturtilstand etc. er såvidt usannsynlig at reduksjonen av lastkoeffisientene med 0,8 synes berettiget. En tilsvarende reduksjon i form av forhøyede tillatte spenninger er ellers fra gammelt av vanlig for denne lasttilstand i de fleste land.

Bruddgrensetilstanden for en konstruksjon forutsettes alltid kontrollert, og det er da vår mening at kontrollen helt ut baseres på beregning etter plastisitetsteorien og såvidt mulig ut fra forutsetningen om et idealt elasto-plastisk materiale. De reserver som ligger i materialfastningen ved lokale forlengelser ut over 1,5 - 2 %, blir ikke trukket inn i disse beregninger, men virkningen av materialfastning vil vaere der som en skjult reserve som bl. a. gir dekning for andre forenklinger og tilnaermelser som man vil gjøre.

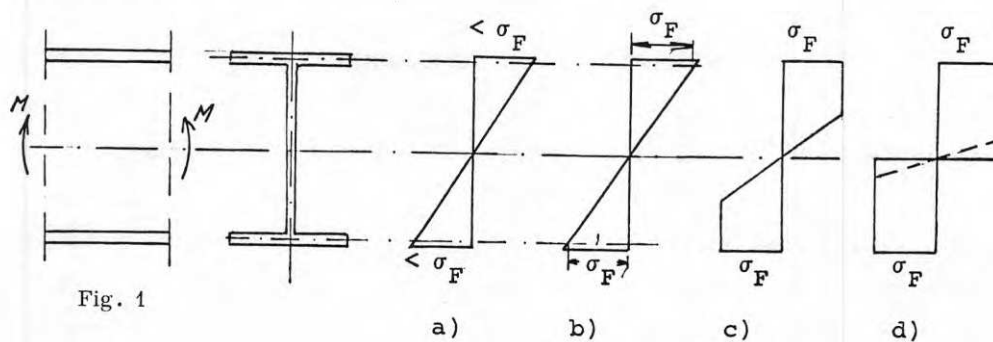
Å gi en generell fremstilling av plastisitetsteoriens anvendelse innen stålkonstruksjonsteknikken har liten interesse her, jeg vil bare henvise til Germund Johansson's utmerkede rapport nr. 14/69 [1]. En del problemer skal allikevel taes med her. Jeg begynner med spenningsantakelsene.

1. Kombinasjoner av spenninger forutsettes å gi flytning i henhold til deviasjonshypotesen, det vil for en plan spenningstilstand si:

$$\sigma_j = \sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_y^2 - \sigma_x \cdot \sigma_y + 3\tau^2} \leq \sigma_F = \sigma_{0,2} \quad (1)$$

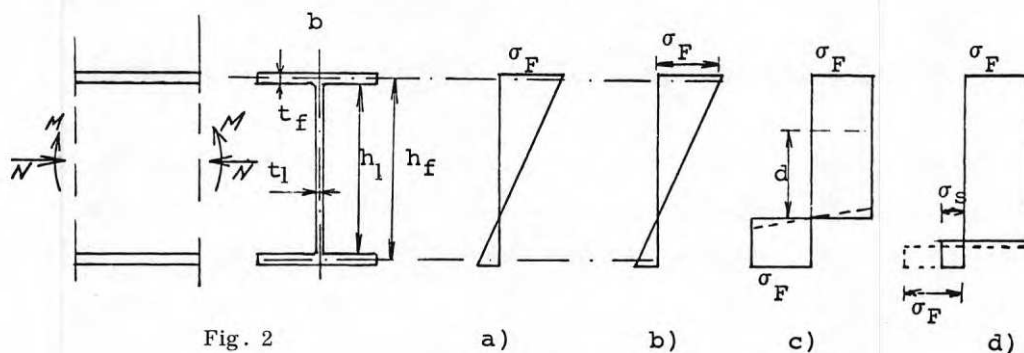
idet vi konsekvent setter flytespenning  $\sigma_F$  lik den spenning som gir en varig forlengelse på 0,2 %.

## 2. Spenningsforløp i bjelke påkjent på rent bøyemoment.



I fig. 1 er vist en del av de mulige spenningsantakelser. Fig. 1 a) svarer til den vanlige spenningsfordeling etter elastisitetsteorien. Fig. 1 c) svarer til forholdene ved flytning når bjelken ikke er fullt utnyttet. Spenningsfordelingen som er vist i fig. 1 d) er den vanlig antatte spenningsfordeling ved bruk av plastisitetsteori. Denne spenningsantakelse blir også lagt til grunn i de norske beregningsregler. Vi overveier også sterkt å tillate en spenningsantakelse som vist i fig. 1 b). D.v.s. en lineær spenningsfordeling basert på at gjennomsnittsspenningen i en strekk- resp. trykkgurt eller flens skal kunne nå flytespenning  $\sigma_F$ . En spenningsfordeling som i fig. 1 b) har en del væsentlige fordeler, bl.a. at den svarer meget nær til forholdene i begynnelsesstadiet ved flytning, og for de fleste konstruksjoner vil største bøyemoment bli omtrent det samme som ved full flytning som vist i fig. 1 d). Selv ved helvalsede bjelker (H-profiler) blir forskjellen ved de større profiler under 10 %, for de mest brukte profiler blir forskjellen ca. 5 - 6 %. Feilen vil ligge til den sikre side. Fordelen ved å tillate et spenningsforløp som vist i fig. 1 b) er ellers at bruddet med de tilvante begreper blir mindre og de problemer man har i forbindelse med kombinasjonen moment-skjærkraft blir løst på en oversiktlig måte.

## 3. Spenningsforløp ved samtidig moment og normalkraft.



I fig. 2 er vist en del mulige spenningsantakelser ved en beregning. Fig. 2 a) er den vanlige for elastiske materialer. Fig. 2 c) er den fordeling som er vanlig akseptert

innen plastisitetsteorien. Antakelsen er overensstemmende med forsøk så lenge aksialkraften tilfredsstiller betingelsen:

$$N \leq \sigma_F \cdot h_1 \cdot t_1 \quad (2)$$

For større verdier av aksialkraft er det mest hensiktsmessig å regne med et spenningsforløp som vist i fig. 2 d), d.v.s. at strekkflensen i dette tilfelle ikke oppnår flytespenninger. Antakelsen om full flytning også på strekksiden og at O-linjen beveger seg ned i flensen som punktert inn i fig. 2 d) er et alternativ som overveies. Likeledes vil antakelig en beregning som svarer til spenningsfordeling i fig. 2 b) bli akseptert idet feilen oftest blir meget liten og alltid til den sikre side. For spenningstilstand som fig. 2 c) har vi følgende formler:

$$d = \frac{N}{\sigma_F \cdot t_1} \leq h_1$$

$$M = \sigma_F \cdot W_p - \frac{1}{4} \sigma_F \cdot t_1 d^2 = \sigma_F \cdot W_p - \frac{N^2}{4\sigma_F \cdot t_1} \quad (3 a)$$

For spenningstilstand som i fig. 2 d) har vi følgende når underflens får strekk:

$$N = \sigma_F \cdot h_1 \cdot t_1 + (\sigma_F - \sigma_s) F_f$$

$$M = (\sigma_F + \sigma_s) F_f \frac{h_f}{2} \quad (3 b)$$

Her er  $0 \leq \sigma_s \leq \sigma_F$  og  $F_f = b \cdot t_f$

Når hele tverrsnittet får trykk, får vi tilsvarende formlene:

$$N = \sigma_F \cdot h_1 \cdot t_1 + (\sigma_F + \sigma_s) F_f$$

$$M = (\sigma_F - \sigma_s) F_f \cdot \frac{1}{2} \cdot h_f ; 0 \leq \sigma_s \leq \sigma_F \quad (3 c)$$

Formlene er tilstrekkelig enkle å regne med og såvidt oversiktlige at effekten av N resp. M er lett å overskue.

#### 4. Effekt av skjaerkraft. Virkning av moment, aksialkraft og skjaerkraft samtidig.

Dette er som kjent et av de problemer som er forholdsvis inngående behandlet i litteraturen uten at eksakte løsninger er funnet. Mellom aksialspenningene og tilhørende skjaerspenninger må det som kjent eksistere følgende relasjon:

$$\frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau}{\partial y} = 0 ; \frac{\partial \sigma_y}{\partial y} + \frac{\partial \tau}{\partial x} = 0 \quad (4)$$

Ved spenningsantakelse som i fig. 1 a), b) og 2 a), b) vil skjaerspenningsberegningen skje på tradisjonell måte. Ved aksialspenningsfordeling som i fig. 1 d) og fig. 2 c), d), d.v.s. ved fullt utviklet flytning, viser forsøk at antakelse av en konstant skjaerspenning vil ligge litt til den sikre side [2]. Skjaerspenning regnes fordelt over høyden  $h_f$ , fig. 3.

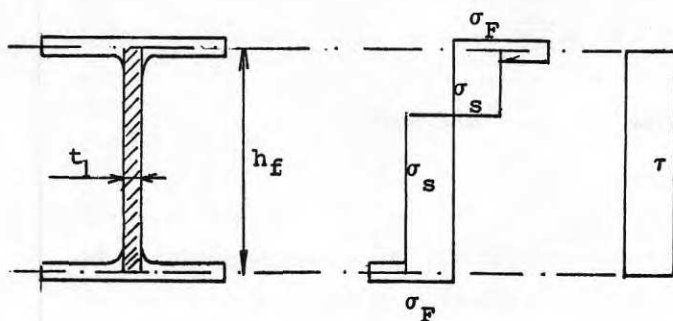


Fig. 3

$$V = \tau \cdot t_f \cdot h_f$$

og

$$\sigma_s = \sqrt{\sigma_F^2 - 3\tau^2} \quad (5)$$

Det er meget vesentlig at man tillater regnemetoder i spenningskontrollen som er såvidt enkle at plastisitetsteoriens fordel m.h.t. enkelhet kan bli opprettholdt.

De ovenfor skisserte metoder for behandling av spenningsproblemet forutsetter en definert  $\sigma_F$ -verdi. De forskjellige stålqualiteter leveres med garantert flytegrense  $\sigma_F \approx \sigma_{0,2}$ . Denne garanterte verdi ligger ca 15 % lavere enn gjennomsnittlig målt flytespenning, og verdier lavere enn 5 % over garantert flytegrense er i **realiteten** sjelden. Allikevel er man blitt stående ved at garantert flytegrense skal legges til grunn for beregningene. Lastfaktor K skal multipliseres med koeffisienter som dekker graden av beregningskontroll, utførelseskontroll, framtidig korrosjonseffekt etc., koeffisienter som vil bety mindre justeringer i beregningsarbeidet.

Konstruksjoner som består av få deler vil ha tilsvarende få flyteledd. F.eks. en fritt opplagt bjelke vil ha ett ledd. Garantert flytegrense for materialet kan da synes rimelig å utnytte som grenseverdi. Ved større kompliserte konstruksjoner med mange flyteledd, bør man kunne overskride garantert flytegrense noe. Ved brudd p.g.a. flergangsflytning (shake down), vil man alltid ha flere flyteledd. Videre inneholder de lastfaktorer K som skal brukes, f.eks. 1,6 for nyttelast, visse garantier mot at flere gangers flytning overhode kan opptre.

Ut fra betraktninger som skissert her, vil antakelig "shake down" få en sterkt redusert aktualitet i de nye norske forskrifter, men visse begrensninger må angis.



Knekningsproblemet har hittil ikke vaert inngående diskutert. Stemningen er at man for vanlige knekkstaver bør følge et felles europeisk opplegg om det skulle fremkomme, enten man baserer seg på definerte forhåndseksentrisiteter eller på definert proporsjonalitetsgrense. Sluttresultatet kan bli det samme.

Ved beregning etter plastisitetsteorien kommer knekningsproblemet likeledes inn som begrensning av baereevne. Det har her vaert diskutert om ikke en modifisert Rankin formel vil vaere en brukbar løsning [3]. Formelen:

$$\frac{P_k}{P_{pl}} + \frac{P_k}{P_E} \leq 1 \quad (6)$$

hvor  $P_k$  er konstruksjonens "knekklast",  $P_{pl}$  er baereevne i henhold til plastisitetsteori uten hensyn til knekning og  $P_E$  er knekklast for et ideelt elastisk materiale, kan vaere en god illustrasjon av de ideer man har i dag.

### Litteratur

- [1] Johansson, Germund: Tillämpning av plasticitetsteorien inom stålbyggnadstekniken. Rapport från Byggeforskningen, Stockholm 14/69.
- [2] Horne, M.R.: The full plastic moment . . . , British Welding Journal, H.4, 1958.
- [3] Horne, M.R.: Instability and the Plastic Theory of Structures. Trans. Eng. Inst. of Canada, Vol. 4, No. 2, 1960.
- [4] Horne, : Recent Development in Plastic Design Practice. P.A.S.C.E., St 9, Sept. 1969.

Professor Janne Carlsson, Institutet för Hållfasthetslära, Kungl. Tekniska Högskolan, Stockholm

### Resumé

Brottmekniken ger en metod att ta hänsyn till defekter vid dimensioneringen. Med utgångspunkt från olika kombinationer på spänningstillstånd och sprickorientering beskrivs spänningsfältet som funktion av sprickans eller anvisningens geometri och en spänningsfaktor. Ett villkor för att en spricka skall tillväxa okontrollerbart är att spänningsfaktorn når ett kritiskt värde. En förutsättning för dimensionering med brottmekanik är att brottsegheten är känd och finns tabellerad eller kan beräknas för det aktuella fallet. En beskrivning av den experimentella bestämningen av brottsegheten redovisas. Inverkan av utmattning diskuteras. Beräkningsmetodiken vid brottmekanisk dimensionering tillämpas på ett beräkningsexempel på en plåt som innehåller en ytspricka.

### Definition av ämnesområdet

Brottmekniken ger en metod att ta hänsyn till defekter vid dimensionering. En defekts "styrka" beror på flera faktorer: dess storlek, dess form (speciellt krökningsradien hos dess skarpaste spets) och dess orientering i förhållande till nominella spänningstillståndet, d.v.s. det spänningstillstånd som skulle råda i det aktuella området om defekten ej finnes. I det följande kommer att skiljas på defekter, anvisningar och sprickor. Anvisningar har medvetet förts in i en konstruktion eller provstav och har väldefinierad geometri. Defekter uppstår utan konstruktörens eller materialframställarens medvetna medverkan. Defekterna har en godtycklig geometri. Med spricka avses en skarp anvisning eller defekt. Ett mått, dock ej det bästa, på en anvisnings styrka är den spänningskoncentration den orsakar.

Approximativt gäller att

$$\frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\text{nom}}} = 1 + (0,5 \text{ till } 2) \sqrt{\frac{c}{\rho}} \quad (1)$$

där  $c$  är det minsta av anvisningens halva maximimått och halva "restmåttet" hos det anvisade elementet medan  $\rho$  är anvisningens minsta krökningsradie. Exempel på geometrier för vilka ekv. (1) gäller ges i figur 1.

Av ekv. (1) framgår att styrkan hos en anvisning ökar med minskande radie och att

$\sigma_{\max}$  blir oändlig då  $\rho = 0$  ( $\lim_{\rho \rightarrow 0} \sigma_{\max} = \infty$ ).

De allvarligaste anvisningarna är alltså de rena klyvsprickorna vilka ur kontinuummekanisk synpunkt har oändligt skarp spets. I brottmekaniken arbetar man just med denna typ av anvisningar. Det är nämligen realistiskt att anta att dessa förekommer i konstruktioner. Även om alla anvisningar i en virgin konstruktion är trubbiga, finns risken att de genom utmattningskorrosion o.s.v. transformeras till skarpa.

Brottmekaniken avser dimensionering mot instabil (d.v.s. okontrollerbar) tillväxt hos sådana skarpa anvisningar.

För att garantera säkerheten hos en konstruktion under hela dess användningstid måste vid den brottmekaniska dimensioneringen tillväxten hos anvisningar genom t.ex. utmattningsbeaktas. Ett nödvändigt komplement till brottmekaniken vid utmattningsbelastade konstruktioner är därför kännedom om lagarna för sprickors stabila tillväxt.

I den s.k. linjära brottmekaniken förutsätts att den icke linjära (plastiska eller viskösa) deformation som följer brottet är liten. En brottypp som klart uppfyller denna förutsättning är klyvbrottet. Karakteristiskt för detta är att sprickan propagerar transkristallint.

En annan brottypp som lokalt i brottytan visar stor plastisk deformation men ändå i vissa fall kan behandlas med linjär brottmekanik är avslitningsbrottet (eng. tearing fracture).

Brott av ovanstående typer sker genom snabb spricktillväxt. De benämnes ofta sprödbrott.

Kriteriet på sprödbrott bör vara att den plastiska deformationen är starkt begränsad i rummet.

Det är fel att ta snabb, instabil sprickpropagering som kriterium för att ett brott är sprött. Även mycket sega brott, för vilka makroskopiskt mätbar plastisk deformation förekommer, kan nämligen ske genom snabb spricktillväxt. Denna typ av brott som ej täcks av den linjära brottmekaniken förekommer i tunnväggiga konstruktioner, framförallt i sådana med stor lagrad deformationsenergi t.ex. gasfyllda tryckkärl och gasledning. För att behandla denna senare typ av brott finns ingen välgrundad teori. Försök har dock gjorts att genom modifieringar av den linjära teorin formulera en praktiskt användbar icke linjär brottmekanik.

### Linjär brottmekanik

#### Allmänt

Som framhållits ovan betraktas i den linjära brottmekaniken blott skarpa anvisningar och defekter det vill säga sprickor. Även om blott en del av anvisningen är en sann spricka t.ex. själva spetsen, så hänför sig begreppen spricka, spricklängd o.s.v. till hela anvisningen.

Ovan framhölls att "styrkan" hos en anvisning beror av dennas orientering i spänningsfältet. Avgörande för en sprickas propageringsmöjligheter är storleken på normalspänningen vinkelrät sprickant plan,  $\sigma_{yy}$  i figur 2a. Den kombination av spänningstillstånd-sprickorientering som visas i figur 2a, kallas modus I (eng. Mode I). Den resulterar i en förskjutning av sprickyterna från varandra, en öppning av sprickan. Normalspänningar verkande i sprickans plan ( $\sigma_{xx}$  och  $\sigma_{zz}$  i figur 2a) påverkar ej spricktillväxten. Med andra ord: en spricka i xz-planet har ingen anvisningsverkan m.a.p. spänningskomponenterna  $\sigma_{xx}$  och  $\sigma_{zz}$ .

Däremot ger skjuvspänningarna i sprickans plan  $\tau_{xy}$  och  $\tau_{yz}$  upphov till spänningskoncentration och påverkar därför spricktillväxten. Detta gäller dock framförallt den stabila tillväxten t. ex. genom utmattning och ej så mycket om ens något den instabila. Fallet (xz)-spricka,  $\tau_{xy}$ -belastning benämnes modus II och fallet (xz)-spricka,  $\tau_{yz}$ -belastning modus III. Motsvarande relativa förskjutning av sprickyterna visas i figur 2b resp. c.

### Spänningsfältet kring spricka

Införandet av en spricka i ett spänningsfält åstadkommer en störning i detta fält. Storleken och utsträckningen av störningen kan bestämmas under antagande av linjärt elastiskt beteende hos sprickan omgivande material. Lyckligtvis är störningsområdet litet. Detta förenklar beräkningar av störningen och överföringen av sådana beräkningar från idealiserade kroppar till komplicerade konstruktionselement. Beräkningarna är komplicerade och omfattande och detta är ej platsen att gå in på detaljerna i dem. Det visar sig att man ur brottmekanisk synpunkt blott har intresse av att känna spänningarna omedelbart framför och förskjutningarna hos brottyterna omedelbart bakom sprickspetsen. Man finner därvid att för spänningarna som verkar på ett element med koordinaterna (r,  $\theta$ ) enligt figur 3 gäller:

#### Modus I

$$\begin{aligned}\sigma_{xx} &= \frac{K_I}{\sqrt{2\pi r}} \cos \frac{\theta}{2} \left(1 - \sin \frac{\theta}{2} \sin \frac{3\theta}{2}\right) \\ \sigma_{yy} &= \frac{K_I}{\sqrt{2\pi r}} \cos \frac{\theta}{2} \left(1 + \sin \frac{\theta}{2} \sin \frac{3\theta}{2}\right) \\ \tau_{xy} &= \frac{K_I}{\sqrt{2\pi r}} \sin \frac{\theta}{2} \cos \frac{\theta}{2} \cos \frac{3\theta}{2} \\ \sigma_{zz} &= \begin{cases} \nu (\sigma_{xx} + \sigma_{yy}) & \text{plan deformation} \\ 0 & \text{plan spänning} \end{cases} \\ \tau_{xz} = \tau_{yz} &= 0\end{aligned}\tag{2}$$

Här är  $K_I$  en storhet som ej beror av koordinaterna (r,  $\theta$ ) men väl av nominella spänningen samt sprickans och kroppens geometri.  $K_I$  som kallas spänningsintensitetsfaktor ges för några viktiga fall i tabell I.

Den maximala spänningen framför sprickan verkar i planet  $\theta = 0$  och är

$$\sigma_{yy} (\theta = 0) = \frac{K_I}{\sqrt{2\pi r}} \quad (3)$$

Spänningen  $\sigma_{yy} (\theta = 0)$  avtar snabbt med avståndet från sprickspetsen, figur 4. Detsamma gäller  $\sigma_{xx} (\theta = 0)$ . Detta konstaterande skall få utgöra basen för en diskussion av skillnaden mellan plan deformation och plan spänning. För att förenkla diskussionen antas den till fallet med en spricka i en vid plåt, fall 2, tabell I, för vilket gäller  $K_I = \sigma_{\infty} \sqrt{\pi a}$ . Tvärkontraktionen hos plåten, långt från sprickan blir  $\epsilon_{zz} = -\frac{\nu}{E} \sigma_{yy} = -\frac{\nu}{E} \sigma_{\infty}$ , medan den i zonen  $f$  framför sprickspetsen skulle bli

$$\epsilon_{zz} = -\frac{\nu}{E} (\sigma_{yy} + \sigma_{xx}) = -\frac{\nu}{E} \frac{\sigma_{\infty}^2 \sqrt{\pi a}}{\sqrt{2\pi r}} \cos \frac{\theta}{2}$$

d. v. s.  $f = \sqrt{\frac{2a}{r}} \cos \frac{\theta}{2}$  ggr större, om den fick fritt utbildas. Det är uppenbart att om plåt-tjockleken är mycket större än utsträckningen av störningszonen framför sprickan kan tvärkontraktionen där ej ske p.g.a. att materialet utanför zonen verkar hindrande. Man får plan deformation med  $\epsilon_{zz} = -\frac{\nu}{E} \sigma_{\infty}$  över hela plåten. Detta innebär att dragspänningar i z-riktningen  $\sigma_{zz} = \nu (\sigma_{xx} + \sigma_{yy}) = f\nu \sigma_{\infty}$  uppstår i störszonen (figur 5b). 1)

Är plåttjockleken däremot mindre än eller av samma storleksordning som utsträckningen av störszonen, kan tvärkontraktion utbildas. Plant spänningstillstånd med  $\sigma_{zz} = 0$  och  $\epsilon_{zz} = -f\nu \sigma_{\infty}/E$  kommer att råda i detta fall, figur 5c.

I ett visst tjockleksintervall råder naturligtvis en blandning av plan deformation och plan spänning med den förra förhärskande i plåtens mitt och den senare närmare ytorna.

### Modus II och III

För modus II och modus III (se figur 2b och c) gäller formler analoga med dem för modus I. Speciellt gäller för maximala spänningen framför sprickfronten i (xz)-planet.

$$\tau_{xy} = \frac{K_{II}}{\sqrt{2\pi r}} \quad (4)$$

resp.

$$\tau_{yz} = \frac{K_{III}}{\sqrt{2\pi r}} \quad (5)$$

där  $K_{II}$  och  $K_{III}$  ges av formler liknande dem för  $K_I$  i tabell 1, med  $\sigma_{\infty}$  ersatt med respektive nominella skjuvspänning. För fallen 1 och 2 i tabell 1 är uttrycken för  $K_{II}$  helt analoga med dem för  $K_I$ .

För fallen 1, 2, 3 och 6 är uttrycken för  $K_{III}$  analoga med dem för  $K_I$ .

1) Termer i  $\sigma_{zz}$  av storleksordn.  $\sigma_{\infty}$  har försumrats.

### Kriterium för instabil spricktillväxt

Som framhållits tidigare är spänningen vid sprickspetsen ingen lämplig storhet att bygga ett kriterium för spricktillväxt på.

En närmare teoretisk studie av energiförhållandena vid spricktillväxt visar att däremot spännings-intensitetsfaktorn  $K_N$  ( $N = I, II, III$ ) är ett relevant mått på en sprickas "stabilitet". Som skall visas nedan är ett nödvändigt villkor för att en spricka skall kunna tillväxa instabilt att  $K_N$  når ett kritiskt värde  $K_{Nc}$  som kallas brottseghet och är en material-egenskap. Beroende på om  $K_{Nc}$  bestäms i modus I, II eller III indiceras den  $K_{Ic}$ ,  $K_{IIc}$  eller  $K_{IIIc}$  respektive. Helt dominerande är modus I-bestämningar eftersom de representerar det ur teknisk synpunkt allvarligaste fallet. Behandlingen i fortsättningen skall koncentreras till modus I. Man skiljer i modus I på plan deformation och plan spänning och betecknar motsvarande värden på brottsegheten  $K_{Ic}$  (plan deformation) resp.  $K_c$  (plan spänning).

Den linjära brottmekanikens villkor för instabil spricktillväxt är alltså

$$K_I = \begin{cases} K_{Ic} & \text{plan deformation} \\ K_c & \text{plan spänning} \end{cases} \quad (6)$$

Förutsättningen för att kunna dimensionera enligt ekv. (6) är att materialkonstanten  $K_{Ic}$  eller  $K_c$  är känd samt att spänningsintensitetsfaktorn  $K_I$  finns tabellerad eller kan beräknas för den aktuella geometrin.

Innan frågan om bestämning av brottsegheten tas upp, skall här motivation ges för ovan formulerade brotvillkor. Härvid följs en härledning som angetts av Irwin. Denna härledning är ej väsentlig för fortsättningen och kan därför lämnas oläst av dem som finner den svår att penetrera.

För propagering av en spricka i ett material åtgår energi, dels för bildande av de fria sprickytorna (ytenergi) dels för den plastiska deformation av materialet vid sprickspetsen som föregår propageringen. I elastiskt-spröda material (t.ex. keramer, glas) är det plastiska deformationsarbetet noll, medan i elastiskt-plastiska material (t.ex. stål och aluminium) det är helt dominerande. Beteckna summan av dessa energier:  $G_{Ic}$  (energi/ytenhet spricktillväxt) och anta att den är en materialkonstant, oberoende av t.ex. spricklängd.

En annan i brottsammanhang viktig energiform är den elastiska energi som är lagrad i kroppen. Beteckna denna med  $U$ . En förlängning,  $da$ , av en spricka i kroppen innebär, vid konstant nominell spänning en minskning av  $U$ , med beloppet  $\left| \frac{dU}{da} \right| da$ . (I engelskspråkig litteratur betecknas  $-\frac{dU}{da}$  med  $G_I$  och kallas sprickutbredningskraft).

Villkoret för spontan tillväxt av en spricka är att den totala energin i kroppen därvis minskar. (Fördrar sprickpropageringen tillförsel av energi till kroppen kan den ej ske snabbare än denna energi tillföres t.ex. genom deplacering av inspänningshuvuden i en provmaskin). Villkoret för spontan eller instabil spricktillväxt blir alltså

$$\begin{aligned} \frac{dU}{da} da + G_{Ic} da &\leq 0 && \text{d.v.s.} \\ \frac{dU}{da} + G_{Ic} &\leq 0 \end{aligned} \quad (7)$$

U och följaktligen  $dU/da$  beror på kroppsgeometri och belastning och kan beräknas. Speciellt visar sig  $dU/da$  kunna beräknas så snart spännings- och deformationstillstånd vid spetsen av en spricka är kända via t.ex.  $K_I$ -värden givna i tabell 4. Denna beräkning skall här genomföras för modus I (den är helt analog för modus II och III).

En sprickspets enligt figur 6a betraktas. För spänningen i (xz)-planet framför sprickan gäller enligt ekv. (3)

$$\sigma_{yy} = \frac{K_I}{\sqrt{2\pi\xi}}, \text{ där } \xi \text{ räknas från sprickspetsen.}$$

För förskjutningen,  $v$ , av sprickytan i y-riktningen ger den elasticitetsteoretiska beräkningen

$$v = \frac{(1+\nu)(\kappa+1)K_I}{E} \sqrt{\frac{-\xi}{2\pi}} \text{ giltig för } \xi < 0. \quad (8)$$

Här är  $\kappa = \begin{cases} \frac{3-\nu}{1+\nu} & \text{plan spänning} \\ 3-4\nu & \text{plan deformation.} \end{cases}$

För att beräkna den ändring av elastiska energien  $\Delta U$  som är förknippad med spricktillväxt från  $x = a - \Delta a$  till  $x = a$  görs följande överläggning, som är direkt anknuten till figur 6. Sprickan i figur 6a kan erhållas genom att göra ett snitt från  $x = a - \Delta a$  till  $x = a$  i figur 6b. Därvid tänkes vid snittningen krafter  $s_{yy} = \sigma_{yy}$  införda på båda snittade ytorna så att ingen vidgning av sprickan kan ske. I figur 6c är krafterna  $s_{yy}$  på den övre snittytan visade. I nästa moment tillåts dessa snittkrafter relaxera så att sprickan öppnar sig till längden  $a$ . Över sträckan  $-\Delta a < \xi < 0$  minskar därvid  $s_{yy}$  från  $K_I/\sqrt{2\pi(\Delta a + \xi)}$  till 0 medan  $v$  ökar från 0 till

$$\frac{(1+\nu)(\kappa+1)K_I}{E} \sqrt{\frac{-\xi}{2\pi}}.$$

Inför en belastningsparameter  $\alpha$  för  $s_{yy}$ , som styr denna relaxation, så att

$$s_{yy}(\alpha) = (1-\alpha) \frac{K_I}{\sqrt{2\pi(\Delta a + \xi)}} \quad (9)$$

$$v(\alpha) = \alpha \frac{(1+\nu)(\kappa+1)K_I}{E} \sqrt{\frac{-\xi}{2\pi}} \quad (10)$$

där  $0 \leq \alpha \leq 1$  och  $\alpha = /$  svarar mot slutna sprickspets  $v = 0$  och full snittlast  $s_{yy}(\alpha=0)$ , medan  $\alpha = 1$  svarar mot helt öppen sprickspets  $v(\alpha=1)$  och snittlasten  $s_{yy}(\alpha=1) = 0$ . Se figur 6d.

I området  $0 < \alpha < 1$  gäller ett linjärt samband mellan  $v$  och  $s_{yy}$  via parametern  $\alpha$ .

Vid relaxationen utträttar snittytorna ett arbete mot snittkrafterna  $s_{yy}$ . Den elastiska energin i kroppen minskar alltså. För ändringen av  $U$  gäller

$$\begin{aligned} \Delta U &= 2 \int_{\xi=0}^{-\Delta a} \int_{\alpha=0}^1 s_{yy}(\alpha) \frac{\partial v}{\partial \alpha} d\alpha d\xi = \\ &= \frac{(1+\nu)(\kappa+1)K_I^2}{\pi \cdot E} \int_0^{-\Delta a} \sqrt{\frac{-\xi}{\Delta a + \xi}} d\xi \int_0^1 (1-\alpha) d\alpha = \\ &= - \frac{(1+\nu)(\kappa+1)}{4E} K_I^2 \Delta a \end{aligned} \quad (11)$$

Enligt ekv. (7) skall således gälla som villkor för spontan spricktillväxt.

$$\frac{(1+\nu)(\kappa+1)}{4E} K_I^2 \geq G_{Ic} \quad (12)$$

Införes i ekv. (12)  $\kappa$  från ekv. (8) och utelämnas i  $G_{Ic}$  index I för plant spänningstillstånd erhålles

$$\frac{1-\nu^2}{E} K_I^2 \geq G_{Ic} \quad \text{plan deformation} \quad (13)$$

$$\frac{1}{E} K_I^2 \geq G_c \quad \text{plan spänning} \quad (14)$$

För modus II erhålls analogt

$$\frac{1-\nu^2}{E} K_{II}^2 \geq G_{IIc} \quad \text{plan deformation} \quad (15)$$

$$\frac{1}{E} K_{II}^2 \geq G_{IIc} \quad \text{plan spänning}$$

För modus III erhålls också analogt

$$\frac{1+\nu}{E} K_{III}^2 \geq G_{IIIc} \quad (16)$$

Ur ekv. (13) och (14) följer brottvillkoret ekv. (6) genom att sätta

$$K_{Ic} = \sqrt{\frac{G_{Ic} E}{1-\nu^2}} \quad (17)$$

respektive

$$K_c = \sqrt{G_c E} \quad (18)$$



Genom ekvationerna (17) och (18) relateras alltså  $K_{Ic}$  och  $K_c$  till summan av plastiska deformationsarbetet vid sprickpropagering och ytenergin.

Den skillnad i brottsegheterna  $K_{Ic}$  och  $K_c$  som framhållits i anknötning till ekv. (6) beror på olikheter i plasticeringen vid sprickspetsen i de två fallen d.v.s. skillnaden mellan  $G_{Ic}$  och  $G_c$ .

Sättes  $K_I = \sigma_\infty \sqrt{\pi a}$  (Fall 2, tabell 1) och  $G_c = 2\gamma$  ( $\gamma$  = ytenergi/enhet sprickyta) och kombineras ekv. (6) och (13) resp. (6) och (14) erhålls Griffiths brottvillkor på välkänd form:

$$\sigma_\infty = \sqrt{\frac{2\gamma E}{\pi (1-\nu^2)a}} \quad \text{plan deformation} \quad (19)$$

$$\sigma_\infty = \sqrt{\frac{2\gamma E}{\pi a}} \quad \text{plan spänning} \quad (20)$$

Nomenklaturen på brottmekanikområdet är ej särskilt väl genomtänkt. I tabell 2 har de vanligaste begreppen sammanställts. De föreslagna svenska beteckningarna för de olika storheterna är rena översättningar. Dessa torde vara på väg att bli inarbetade, vilket är olyckligt, eftersom de är otympliga och ger felaktiga associationer. Inom parentes har alternativa nya beteckningar angivits.

#### Bestämning av "brottseghet"

Experimentell bestämning av ett materials brottseghet sker genom tillämpning av brottvillkoret, ekv. (6), för modus I vanligen med provstav enligt fall 1, 3, 5, 7 eller 12 i tabell 1. Därvid är det väsentligt att särskilja fallen plan deformation och plan spänning.

För att plan deformation skall råda och ett sant  $K_{Ic}$ -värde bestämmas, måste provstavar som används för brottseghetsbestämningar uppfylla vissa minimikrav vad gäller storlek. Dessa krav finns noggrant behandlade i Ref. 1. Här skall endast huvuddragen i dem tas upp. Viktigt är att störningszonen vid sprickspetsen är liten i förhållande till spricklängd, tjocklek och minsta tvärsnittsmått hos provstaven.

I det aktuella avseendet kan störningszonen anses sträcka sig ut till den punkt där  $\sigma_{yy}$  uppgår till materialets sträckgräns, d.v.s., med  $K_{Ic}$  insatt som största värde på  $K_I$  i ekv. (3), till  $r = r_s$  där

$$r_s = \frac{1}{2\pi} \left( \frac{K_{Ic}}{\sigma_s} \right)^2 \quad (21)$$

För det fall att  $\sigma_{zz}$  är noll skulle plasticering ske ungefär ut till två gånger detta värde på  $r$ , vilket alltså för fallet plan spänning är en uppskattning av plastiska zonen storlek. Likaså är  $r_s$  en uppskattning av hur långt in i plåten från ytan räknat man behöver gå för att plan deformation skall råda. (Figur 5b).

Man anser därför att plan deformation är dominerande d för provstavstjockleken B gäller

$$B \geq 15r_s \approx 2,5 \left( \frac{K_{Ic}}{\sigma_s} \right)^2 \quad (22)$$

För att inverkan av den plastiska deformationen skall kunna behandlas med den linjära brottmekanikens metoder fordras att den plastiska zonen är liten i förhållande till spricklängden a. Man kräver att

$$a \geq 2,5 \left( \frac{K_{Ic}}{\sigma_s} \right)^2 \quad (23)$$

Vidare skall provstavens resttvärsnittsarea vid sprickan vara minst lika stor som sprick- eller anvisningsarean.

För stål innebär ovanstående krav på provstavsdimensioner att valet av provstavar är begränsat, såvida ej dragprovmaskiner med mycket stora lastkapaciteter finns tillgängliga.

För ett material med  $K_{Ic} = 3\,600 \text{ N mm}^{-3/2}$  och  $\sigma_s = 600 \text{ N mm}^{-2}$  t.ex. krävs enligt ekv. (22) och (23)  $B = a = 90 \text{ mm}$  d.v.s. för provstavstyp 1 och 3 i tabell 1  $W = 360 \text{ mm}$ . För provstavstyp 3 finner man att kritiskt värde på  $\sigma_\infty$  svarande mot ovanstående  $K_{Ic}$  är  $180 \text{ N mm}^{-2}$ , d.v.s. brottlasten är  $5,8 \cdot 10^6 \text{ N}$ .

Används istället provstavstyp 7 arrangerad som trepunktsböjprovstav enligt figur 8 med  $a = 90 \text{ mm}$  och  $l = 900 \text{ mm}$  fordras en last av  $32 \cdot 10^4 \text{ N}$  för att nå kritisk spänning. Ur lastsynpunkt är även provstavstyp 12 fördelaktig. Den har även fördelen att vara liten till volymen. Den benämnes i visst utförande CT-provstav (Compact Tension).

Motsvarande analys för Al-legeringar leder till avsevärt moderat krav på provstavstjocklek och följaktligen också lastkapacitet.

Den anvisning som används vid  $K_{Ic}$ -provet bör åstadkommas genom utmattning av en mekaniskt notchad provstav så att sprickan får en skarp spets, se figur 8. Därvid får  $K_{Ic}$  enligt tabell 1, under utmattningsbelastningens slutskede ej överskrida  $0,5 K_{Ic}$  och ej heller får  $K_{Ic}/E$  överskrida  $2 \cdot 10^{-4} \text{ m}^{1/2}$ . Därjämte skall totala amplituden hos  $K_I$  (som är relaterad till amplituden i spänningen) under utmattningsskedet vara större än  $0,9 K_{Ic}$ . Detta föreskrivs för att materialet vid sprickspetsen ej skall signifikant påverkas av utmattningsbelastningen och ge lägre  $K_{Ic}$  än grundmaterialets.

Formlerna i tabell 1 gäller, med undantag av fall 9 och 10, för en rak sprickfront. Det är därför viktigt att den vid utmattningen erhållna sprickfronten ej avviker för mycket från denna form. För att uppnå detta, är det fördelaktigt att starta utmattningssprickan från en maskinbearbetad anvisning enligt figur 8, s.k. chevron-anvisning.

Det visar sig ofta vid brottmekanisk provning att ovan ställda krav ej uppfylles vid brott. Det är trots detta möjligt att ur provet erhålla en uppskattning i form av t.ex. en undre gräns för materialets brottseghet, om provet instrumenteras för mätning av det så kallade COD-värdet (eng. crack opening displacement) d.v.s. sprickytornas relativa förskjutning. Mätningen utföres lämpligen med en förskjutningsmätare enligt figur 9.

För en spricka i en vid plåt enligt fall 1, tabell 1, gäller för förskjutningen mellan de två sprickytorna,  $\delta$ , mätt i sprickans

$$\delta = \frac{(1+\nu)(\kappa+1)}{E} a \sigma_{\infty} = \frac{(1+\nu)(\kappa+1)}{E} a \frac{P}{W \cdot B} \quad (24)$$

Här är  $P$  lasten och  $W \cdot B$  plåtens vidd ggr tjocklek.

Som synes är sambandet mellan  $\delta$  och  $P$  linjärt. Detta gäller så länge de plastiska effekterna vid sprickspetsarna är små.

Registrering av  $\delta = \delta(P)$  under ett brottmekaniskt prov kan ge kurvor av typerna a), b) och c) i figur 10.

a) visar en kurva där linjaritet råder till brottlasten  $P_c$ . Ett sant  $K_{Ic}$ -värde har här bestämts.

b) visar s.k. pop-in. Sprickan har tillväxt i provets inre, där plan deformation råder. "Pop-in"-lasten väljes lämpligen som kritisk last i detta fall.

c) slutligen visar  $\delta = \delta(P)$ -kurvan för ett fall där avsevärd plastisk deformation sker före brott. ASTM rekommenderar att i sådana fall  $P_c$  bestäms som antytts i figuren. Detta är en underskattning av materialets brottseghet.

Då omfattande plastisk deformation skett vid sprickspetsen bör korrektion ske för denna genom att till spricklängden i ekv. för  $K_I$  (alt.  $K_{II}$ ,  $K_{III}$ ) adderas halva längden på den plastiska zonen. Denna är  $r_s$ , där:

$$r_s = \begin{cases} \frac{1}{2\pi} \left( \frac{K_{Ic}}{\sigma_s} \right)^2 \text{ plan spänning} \\ \frac{1}{6\pi} \left( \frac{K_{Ic}}{\sigma_s} \right)^2 \text{ plan deformation} \end{cases} \quad (25)$$

Denna korrektion av spricklängden bör ske både vid utvärdering av prover och vid annan tillämpning av brottmekaniken.

Brottsegheten är en funktion av temperaturen, varför den bör bestämmas i hela det temperaturintervall som är aktuellt ur tillämpningssynpunkt. Figur 11 visar  $K_{Ic}$  som funktion av temperaturen för ett speciellt stål.

I vissa fall är det naturligt att göra brottseghetsbestämningar vid plan spänning.

För material som ej används i de grova dimensioner som erfordras för  $K_{Ic}$ -mätningar är det meningslöst att göra  $K_{Ic}$ -bestämningar. I dessa fall göres i stället brottseghetsmätningar på den aktuella dimensionen d.v.s. ett  $K_c$ -värde bestäms som är relaterat till provets tjocklek.

Metodiken för  $K_c$ -mätningar är densamma som för  $K_{Ic}$ -mätningar. Kraven på spricklängd och på restarea hos den anvisade provstaven är samma som skisserats ovan.

#### Tillämpning av den linjära brottmekaniken

Ett material som används i statiskt belastade konstruktioner har en brottseghet  $K_{Ic} = 1\ 000\ \text{N mm}^{-3/2}$ . Dess sträckgräns är  $250\ \text{N mm}^{-2}$ . Vilka är de minsta sprickliknande defekter som är motiverat att eliminera i material och konstruktion? Aktuella defekter antas vara lins-formade ( $a=c$ ) och avsevärt mindre än godstjockleken, varför fall 10 i tabell 1 är tillämpligt. Alltså gäller för kritisk spänning  $\sigma_c$  som funktion av  $a$

$$\sigma_c = \frac{K_{Ic} \sqrt{Q}}{\sqrt{a\pi}} \quad \text{där } Q \text{ ges i figur 12 och är lika med } 2,2 \text{ för } \frac{a}{c} = 1$$

$$\text{och } \frac{\sigma_c}{\sigma_s} = 1.$$

Den största spänning  $\sigma_c$  som är motiverat att dimensionera för brottmekaniskt är  $\sigma_s$ . Om denna "dimensionering" sker genom att eliminera överkritiska defekter finner man att största defekt som kan tillåtas får ha utsträckningen

$$a = \frac{Q K_{Ic}^2}{\pi \sigma_s^2} = 11,2\ \text{mm}.$$

En utveckling av ovanstående material mot högre sträckgräns och därmed högre arbetsspänning, t.ex.  $\sigma_s = 400\ \text{N/mm}^2$ , utan samtidig förbättring av seghetsegenskaperna, innebär att de största defekter som kan tillåtas är de som har  $a = 4,4\ \text{mm}$ , allt under förutsättning att materialet utnyttjas upp till sträckgränsen.

Detta visar den i inledningen omtalade effekten av materialutveckling mot högre sträck- och brottgränser utan samtidig seghetsförbättring eller förbättrad defektkontroll.

Icke-linjär brottmekanik

Inom den linjära brottmekanikens ram kan hänsyn tas till smärre icke-linjära effekter. Detta sker då genom att införa en korrektion för effekten av plasticering vid sprickspetsen. Eftersom  $G_c$  är direkt beroende av det plastiska arbetets storlek behöver korrektion ske blott för det senares inverkan på provets geometri. Härvid visar sig en korrektion i form av en ökning av spricklängden med den plastiska zonens halva längsmått användbar. En god uppskattning av detta mått ger ekv. (25).

Vid så stora plastiska effekter att  $r_s \ll a$  ej längre gäller, visar sig ovanstående förfaringssätt emellertid ej tillförlitligt.

På senare år har man sökt bygga en dimensioneringsfilosofi för dessa fall på teoretiska beräkningar och experimentella bestämningar av COD-värden. Man har därvid arbetat med s.k. Dugdalemodell av den plastiska zonen.

Tyvär visar sig COD-värdet starkt bero på geometrin hos provkropp och detta på ett sätt som den teoretiska modellen ej förutsäger.

Metoden får därför hittills anses mindre vederhäftig än  $K_{IC}$ -metoden. För att dimensionera i det icke-linjära området måste man därför ofta använda sig av opraktiska fullskaleförsök.

Utmattningsaspekter vid brottmekanisk dimensionering

Som tidigare påpekats kan en spricka som är underkritisk tillväxa stabilt på grund av utmattningsbelastning vid spänningsnivåer långt under den kritiska. Brottmekanisk dimensionering måste därför följas upp med förutsägelser eller kontroll av hur en spricka tillväxer under en konstruktions användning.

Tillväxten p.g.a. utmattning sker i flera material enligt

$$\frac{da}{dN} = k \left( \frac{\Delta K}{\sigma_s} \right)^\alpha \quad (26)$$

där

$a$  = spricklängd

$N$  = antal cykler

$\Delta K$  är relaterad till  $\Delta\sigma$ , spänningsomfånget, som  $K$  till  $\sigma$ .

$k$  och  $\alpha$  är materialkonstanter.

För flera material, framförallt stål, gäller att  $\alpha = 4$ , medan  $k$  varierar från material till material. Både  $k$  och  $\alpha$  bör bestämmas experimentellt för varje material liksom giltigheten av ansatsen, ekv. (26), bör verifieras i varje enskilt fall.

Vid konstant  $\Delta\sigma$  kan ekv. (26) enkelt integreras för spricktillväxt från  $a_0$  till  $a$  under  $N$  cykler. Om t.ex.  $\Delta K = \Delta\sigma\sqrt{\pi a}$  och  $\alpha > 2$  erhålles

$$\frac{1 - \frac{\alpha}{2}}{a} = \frac{1 - \frac{\alpha}{2}}{a_0} + k \left(1 - \frac{\alpha}{2}\right) \left(\frac{\Delta\sigma\sqrt{\pi}}{\sigma_s}\right)^\alpha N \quad (27)$$

Ekv. (27) ger alltså spricklängden  $a$  under utmattningsförloppet. Med de brottmekaniska dimensioneringsprinciperna kan sedan kritisk spricklängd,  $a_c$ , för aktuell maximispänning,  $\sigma_{\max}$ , bestämmas och följaktligen kan via ekv. (27) livslängden  $N$  beräknas.

Ekv. (27) är en av de enklare propageringslagar som föreslagits. Den visar sig emellertid ge god korrelation med experiment.

#### Tillämpningsexempel: 1

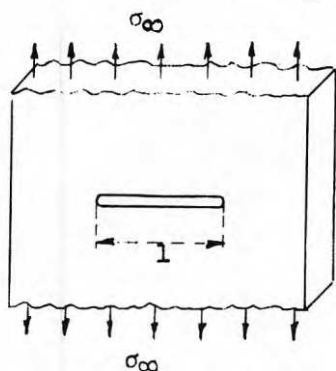
En vid plåt innehåller en ytspricka enligt fig. ( $1 \gg a_0$ ). Bestäm sambandet mellan  $\Delta\sigma_\infty$  och  $N$  för propagering till sprickdjupet  $a = 5, 10, 15$  respektive  $20$  mm. Materialet antages följa propageringslagen.

$$\frac{da}{dN} = k \left(\frac{\Delta K}{\sigma_s}\right)^\alpha,$$

där  $N$  = antal cykler

$a$  = spricklängd

$$\Delta K = K_{\max} - K_{\min}$$



$$\sigma_s = 900 \text{ MNm}^{-2}$$

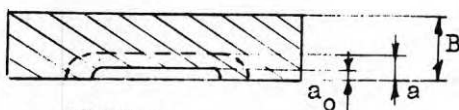
$$K_{IC} = 70 \text{ MNm}^{-3/2}$$

$$\alpha = 3,75$$

$$k = 0,00626$$

$$a_0 = 0,002 \text{ m}$$

$$B = 0,020 \text{ m}$$



#### Lösning:

Vid konstant  $\Delta\sigma_\infty$  kan

$$\frac{da}{dN} = k \left(\frac{\Delta K}{\sigma_s}\right)^\alpha$$

enkel integreras för spricktillväxt från  $a_0$  till  $a$  under  $N$  cykler. Enligt fall 4 gäller:

$$K_I \approx 1,1 \sigma_\infty \sqrt{\pi a}$$

$$\text{d.v.s.} \quad \Delta K_I \approx 1,1 \Delta\sigma_\infty \sqrt{\pi a}$$

vilket insatt i ekv. (5) ger

$$\frac{da}{dN} = k \left(\frac{1,1 \Delta\sigma_\infty \sqrt{\pi a}}{\sigma_s}\right)^\alpha$$

Efter integration erhålles

$$a^{1-\frac{\alpha}{2}} = a_0^{1-\frac{\alpha}{2}} + k(1-\frac{\alpha}{2}) \left( \frac{1,1 \sqrt{\pi} \Delta\sigma_{\infty}}{\sigma_s} \right)^{\alpha} \cdot N$$

För propagering från  $a_0 = 0,002$  m till  $a = 0,005$  m gäller

$$0,005^{-0,875} = 0,002^{-0,875} - 0,00626 \cdot 0,875 \left( \frac{1,1 \sqrt{\pi} \Delta\sigma_{\infty}}{900} \right)^{3,75} N.$$

eller förenklat

$$3,75 \log \Delta\sigma_{\infty} + \log N = 12,3562$$

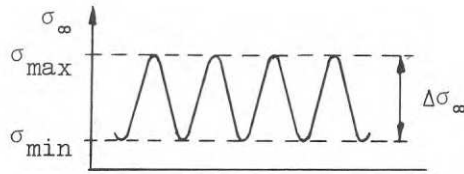
För propagering från  $a_0 = 0,002$  till  $a = 0,010$ ,  $0,015$  och  $0,020$  m gäller på samma sätt

$$3,75 \log \Delta\sigma_{\infty} + \log N = 12,4928,$$

$$3,75 \log \Delta\sigma_{\infty} + \log N = 12,5329,$$

respektive  $3,75 \log \Delta\sigma_{\infty} + \log N = 12,5523$

Dessa samband mellan  $\Delta\sigma_{\infty}$  och  $N$  har grafiskt åskådliggjorts i fig. 14. Observera att sprickpropageringen, till skillnad från den instabila spricktillväxten, är oberoende av maximispänningens absoluta värde.



Med hänsyn till den instabila spricktillväxten begränsas kurvorna i fig. 14 uppåt. För att kunna bestämma denna begränsning måste utmattningsbelastningens toppvärde vara känt.

Här förutsättes

$$\begin{cases} \sigma_{\max} = \Delta\sigma_{\infty} \\ \sigma_{\min} = 0 \end{cases}$$

$$\text{Då} \quad B > 2,5 \left( \frac{K_{IC}}{\sigma_s} \right)^2 = 0,015$$

lyder villkoret för spontan spricktillväxt

$$K_I = K_{IC}$$

Kritiska värdet på  $\sigma_{\max} = \Delta\sigma_{\infty}$  blir då

$$\sigma_{\max_c} = \Delta\sigma_{\infty_c} = \frac{K_{IC}}{1,1 \sqrt{\pi a}}$$

För  $a = 0,005$ ,  $0,010$ ,  $0,015$  och  $0,020$  m fås  $\Delta\sigma_{\infty_c} = 508$ ,  $359$ ,  $293$  respektive  $254$   $\text{MNm}^{-2}$ . Detta ger den streckade linjen i fig. 14.

Referenser

- [1] ASTM, Plane Strain Crack Toughness Testing of High-Strength Metallic Materials. STP 410. 1967.
  
- [2] ASTM, Fracture Toughness Testing and its Applications. STP 381, 1964.
  
- [3] Mc CLINTOCK a. ARGON, Mechanical Behaviour of Materials. Addison-Wesley. Reading, Mass. 1966.
  
- [4] TETELMAN a. Mc EVILY, Fracture of Structural Materials, John Wiley a. Sons, Inc. New York 1967.



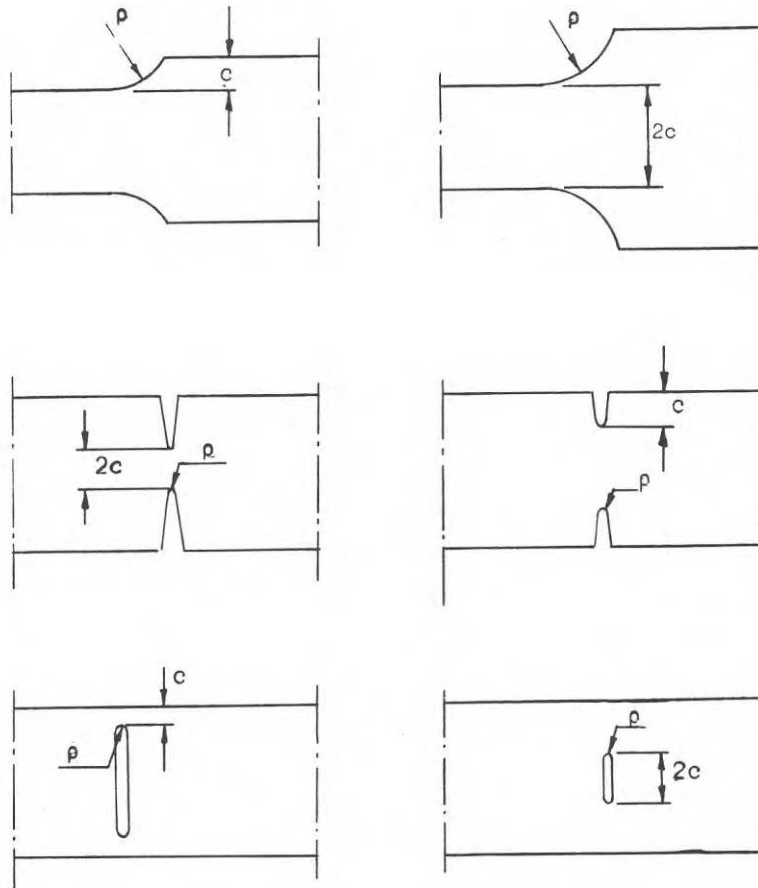


Fig. 1 Olika typer av anvisningar för vilka ekv. (1) kan tillämpas.  
(Enligt McClintock a. Argon, Ref. 3).

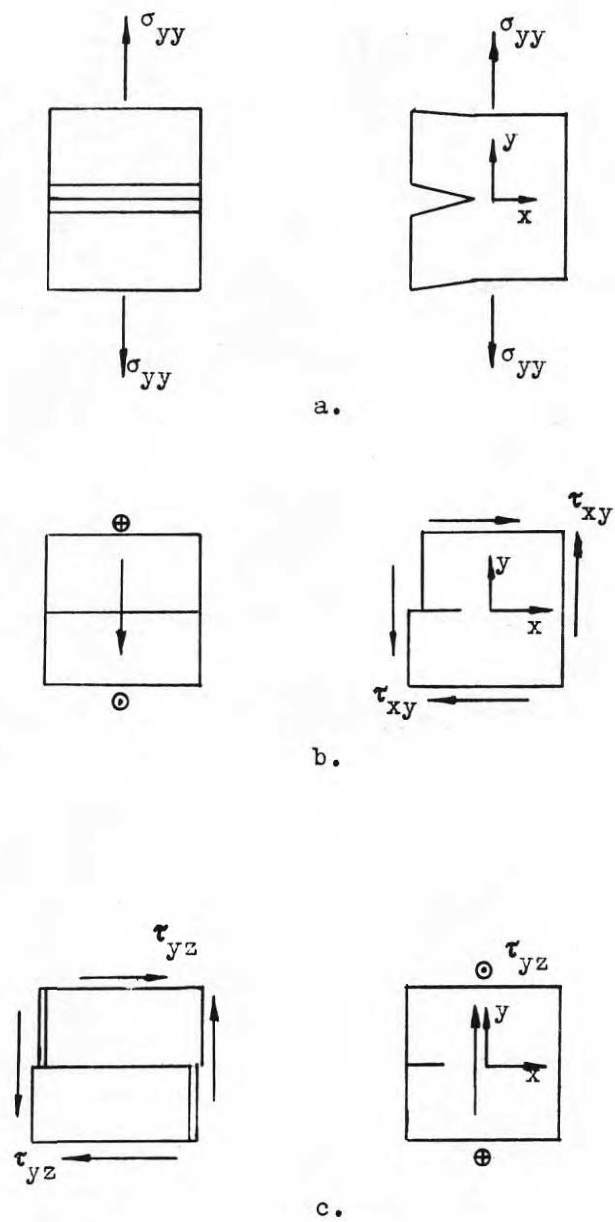


Fig. 2 Olika kombinationer sprickgeometri-spänningstillstånd:  
 a) modus I b) modus II c) modus III.

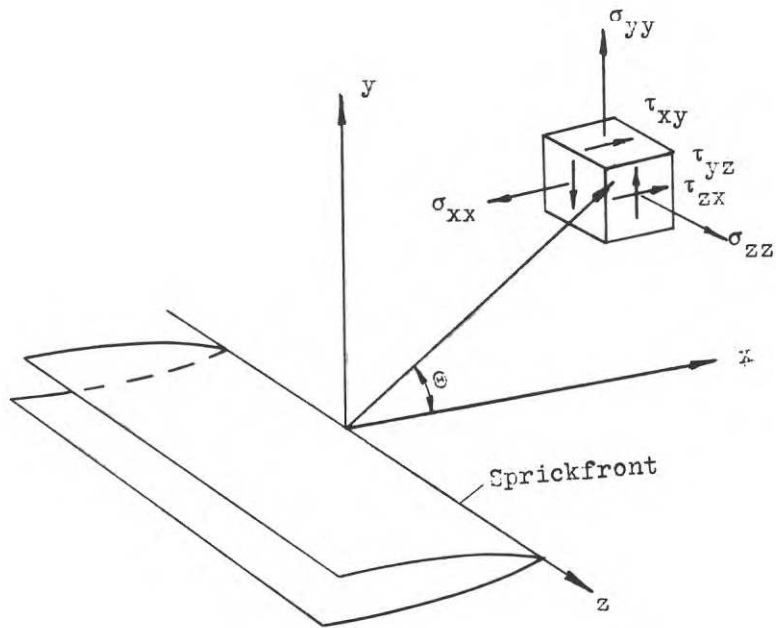


Fig. 3 Definition av koordinater i anslutning till ekv. (2).

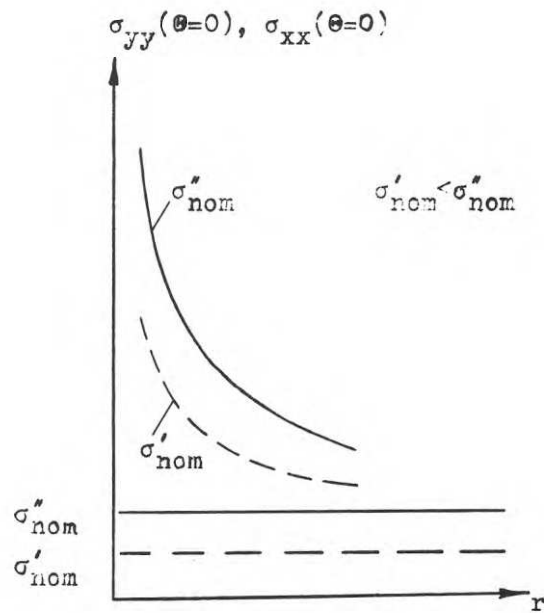


Fig. 4 Maximala spänningen framför spricka vid modus I.

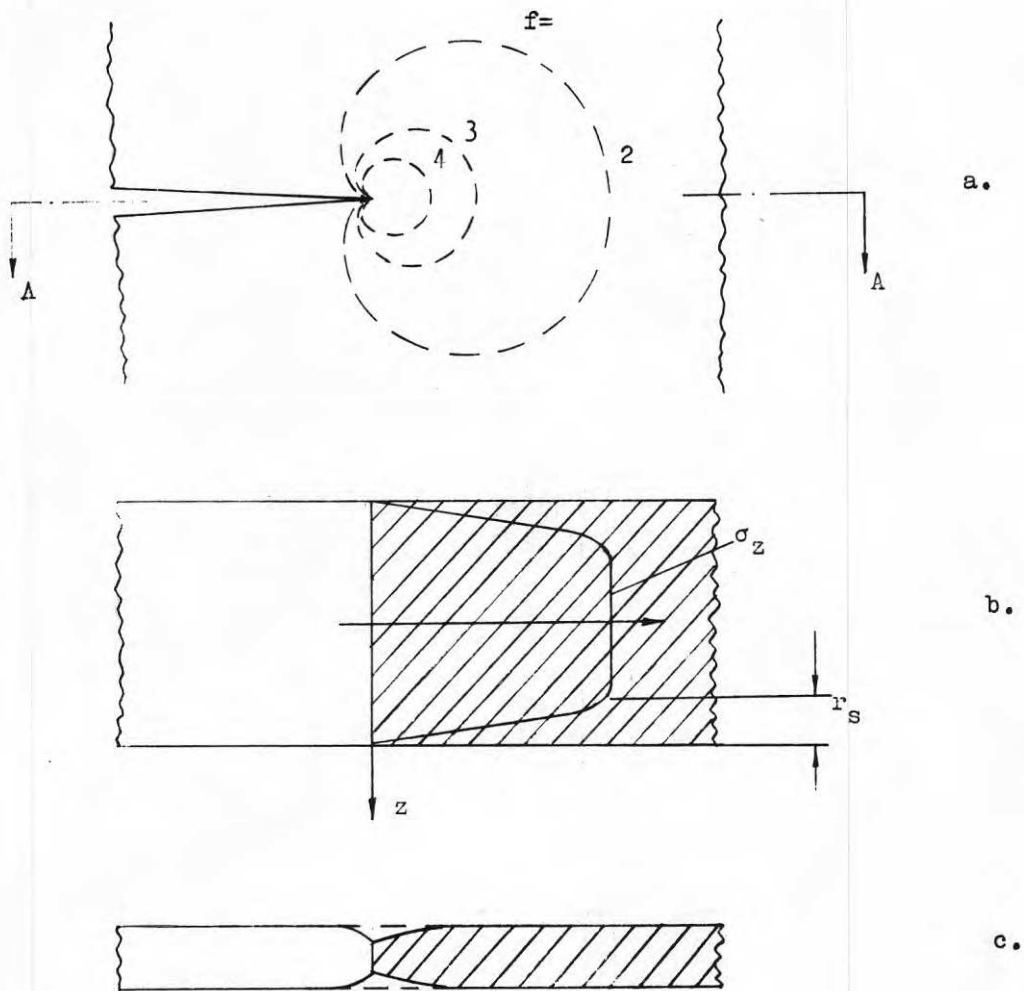


Fig. 5 a)  $f = \text{konst.}$  nivåer för spänning  $\sigma_{zz}$  i tjockleksriktningen och tvärkontraktion.

b)  $B \gg r_s$ , plan deformation  $\sigma_{zz} = f \nu \sigma_{\infty}$ ,  $\epsilon_{zz} \approx 0$ , ytson  $r_s$  (ekv. 21) är övergångszon.

c)  $B \approx r_s$ , plan spänning  $\sigma_{zz} \approx 0$ ,  $\epsilon_{zz} = -f \nu \sigma_{\infty} / E$ .

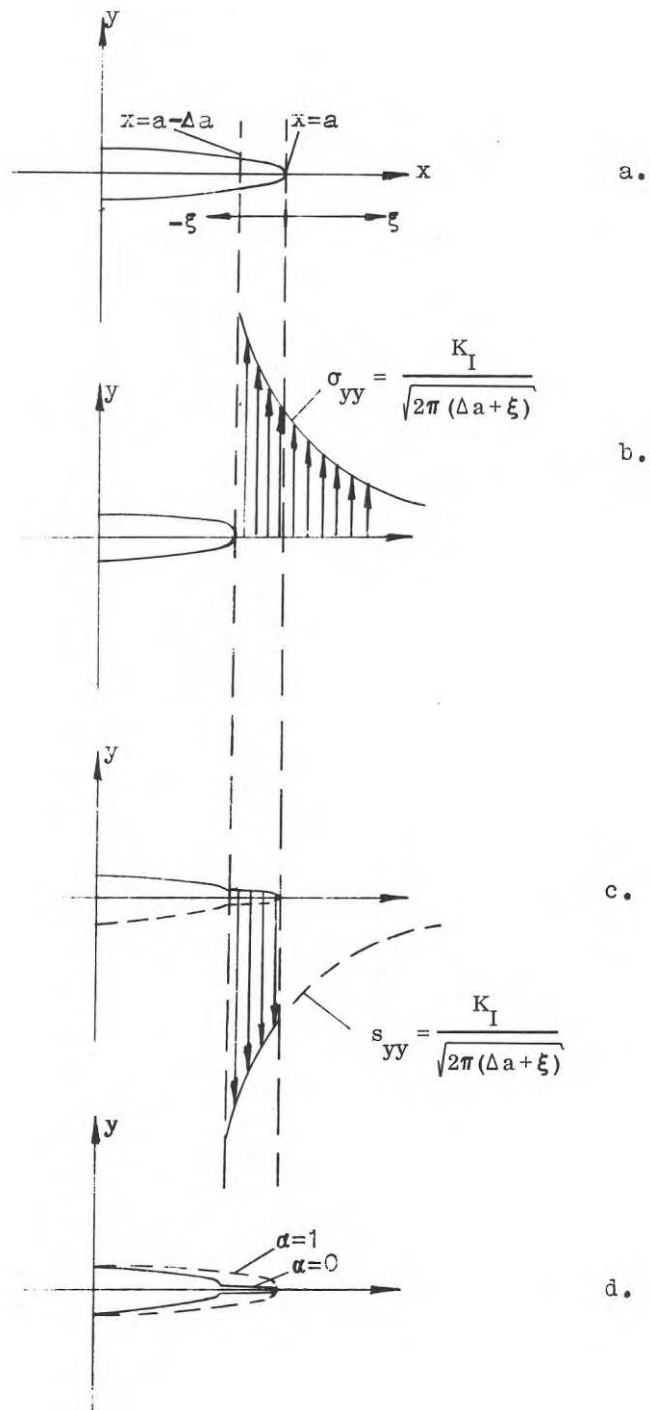


Fig. 6

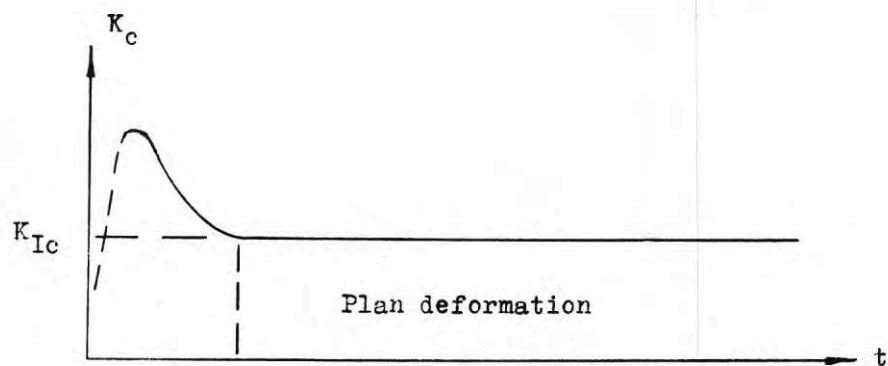
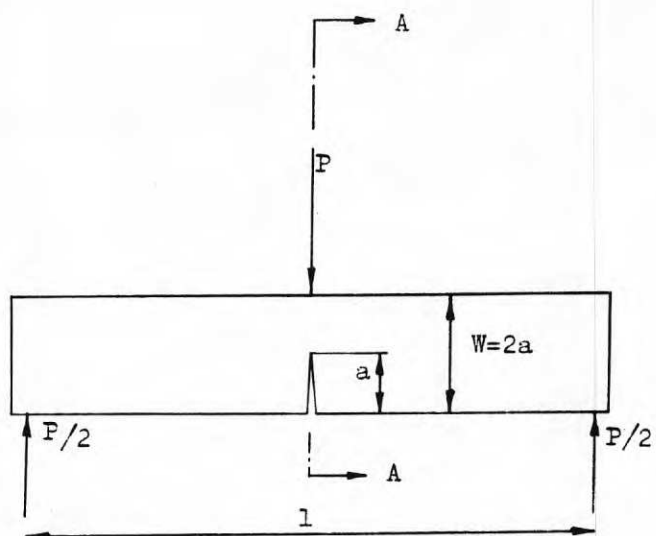


Fig. 7 Inverkan av plåttjocklek på brottseghetsvärdet.



Snitt A-A

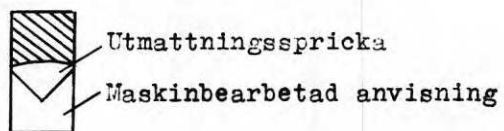


Fig. 8 Böjprovstav med Chevron-anvisning och utmattningspricka.

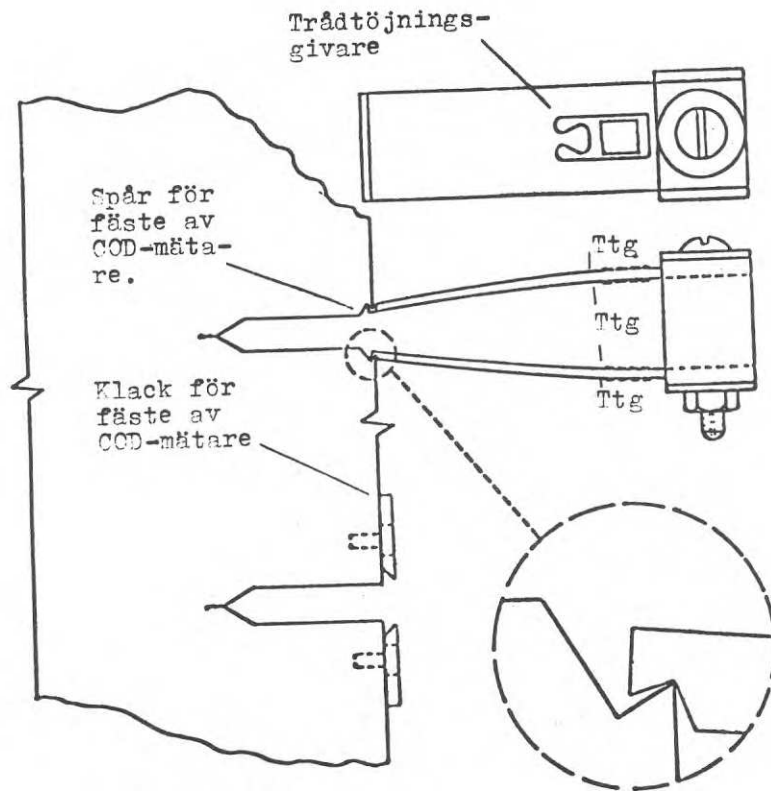


Fig. 9 "Clip-gage" för mätning av "spricköppnande", COD.  
(Enligt ASTM.)

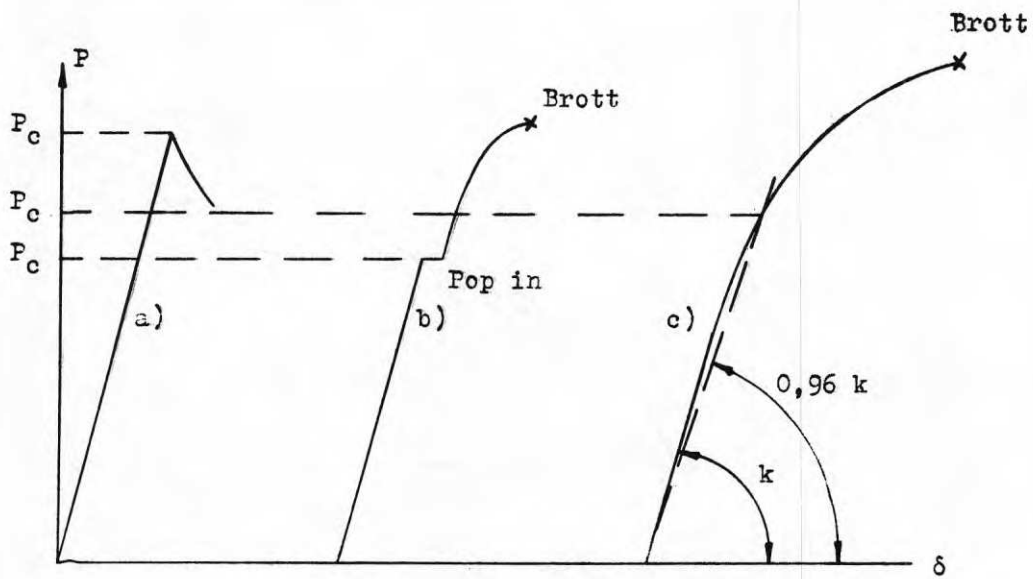
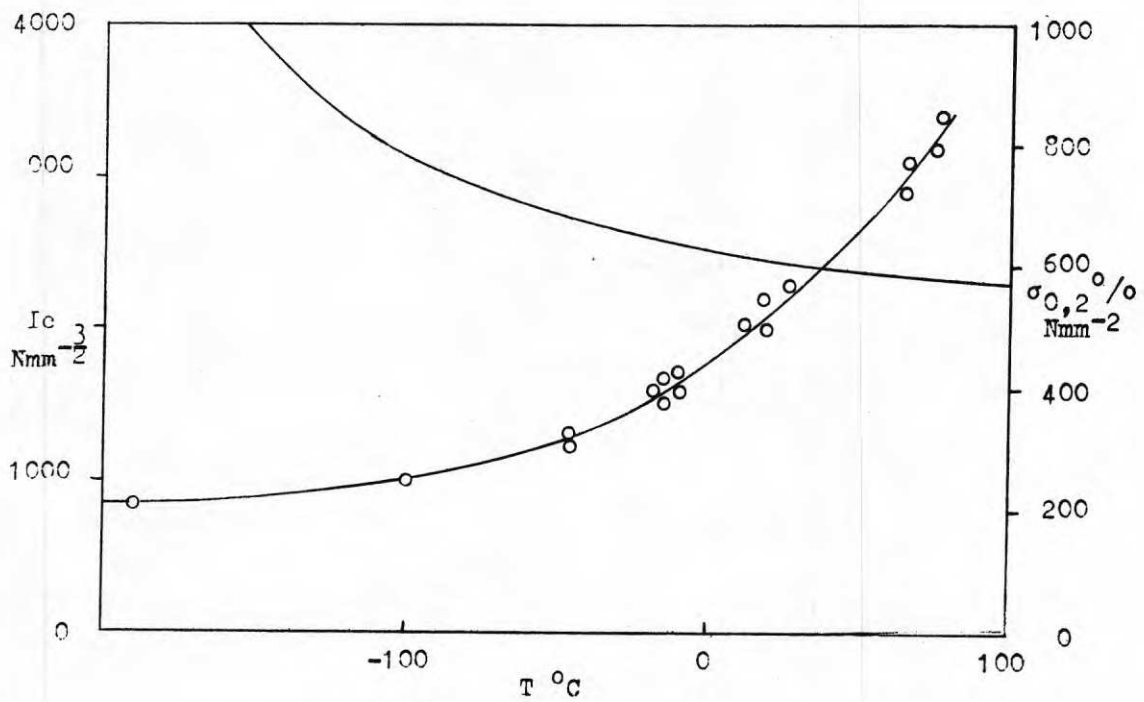


Fig. 10 Resultat av COD-mätningar.

Fig. 11  $K_{Ic}$ -värden för Cr-Mo-V-smidesstål, bestämda med CT-provstav.  
(Efter Wessel.)



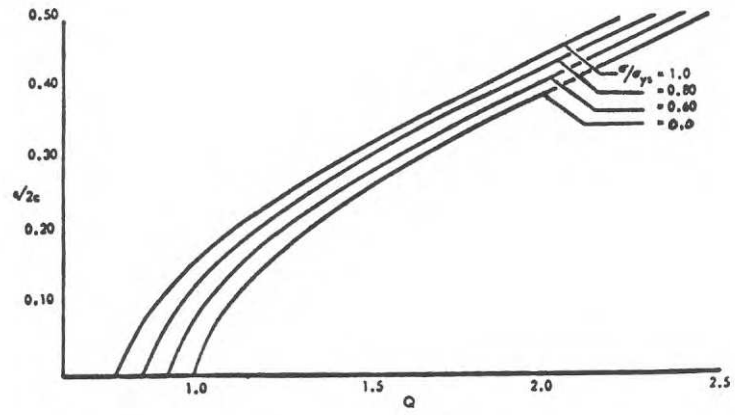


Fig. 12 Funktioner  $Q$  i Tabell 1, fall 9 och 10. (ASTM Ref. 2)

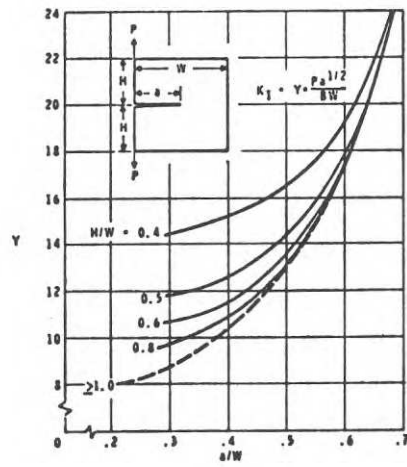


Fig. 13  $K$  för CT-provstav, Tabell 1, fall 12. (ASTM Ref. 1)

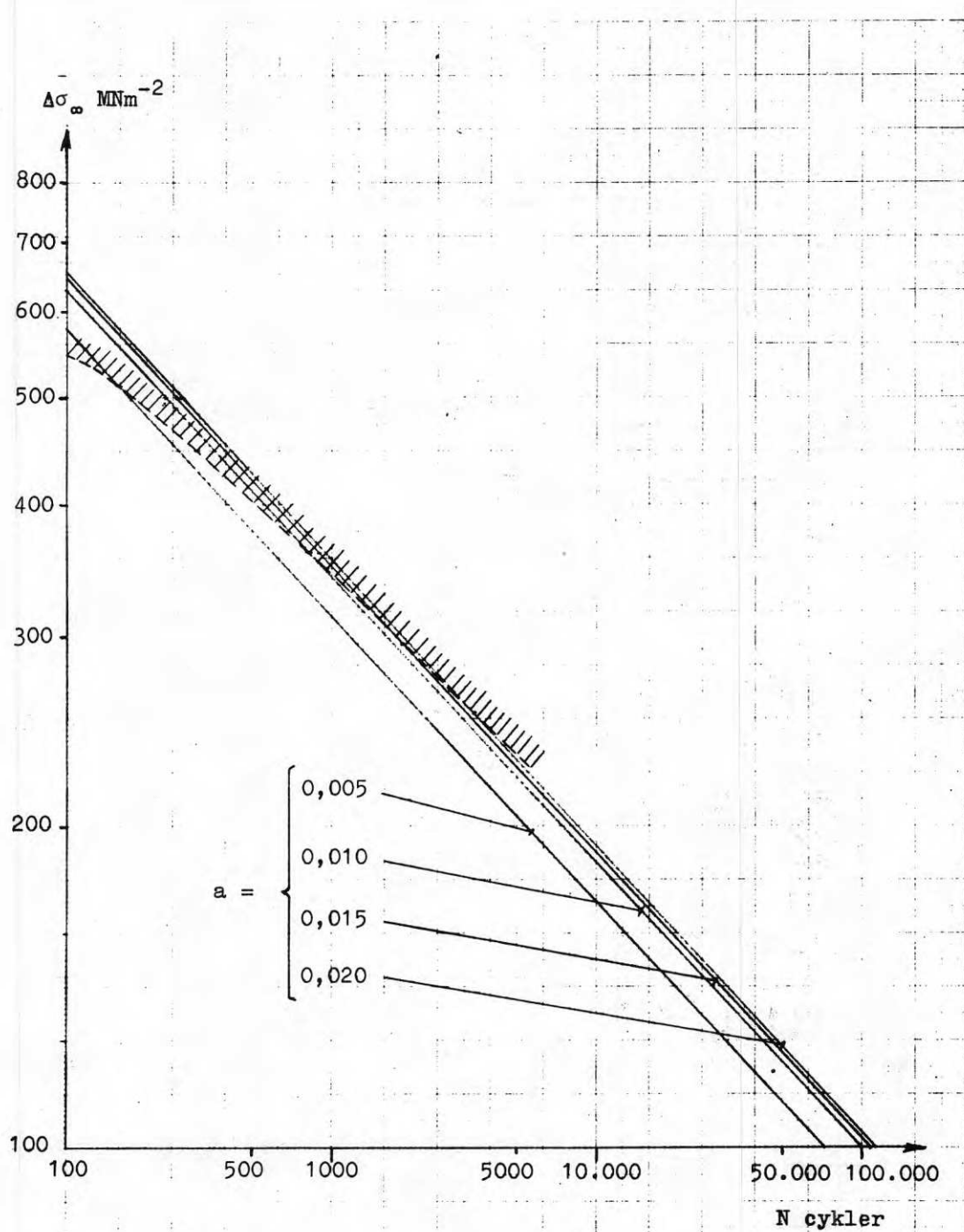
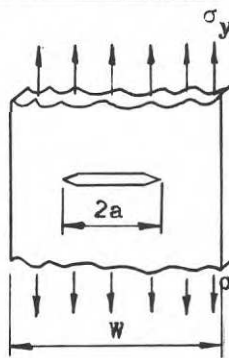
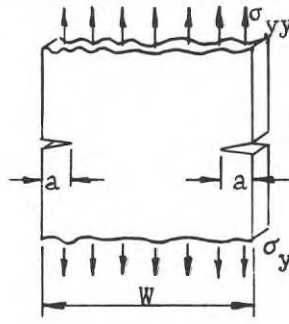
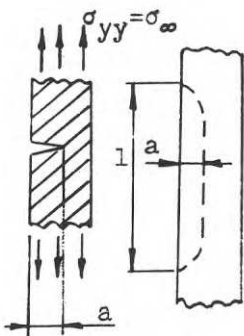
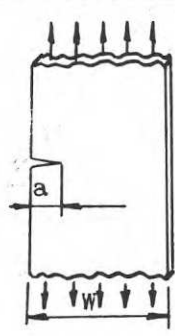


Fig. 14

Tabell 1 Spänningsintensitetsfaktorn  $K_I$ 

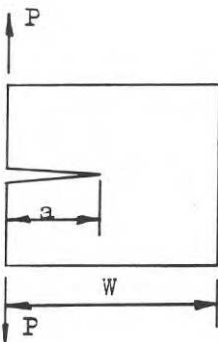
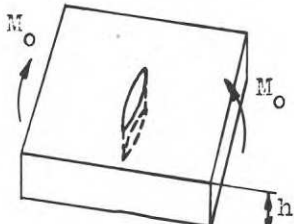
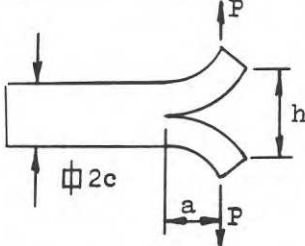
Geometri	$K_I$	Referens
 <p>1) <math>\sigma_{yy} = \sigma_{\infty}</math></p>	<p>W ändlig:</p> $K_I = \sigma_{\infty} \sqrt{a} \left( 1,77 \left( 1 - 0,1 \frac{2a}{W} + \left( \frac{2a}{W} \right)^2 \right) \right)$ <p><math>\frac{2a}{W} &lt; 0,7</math></p> <p>2) <math>W = \infty</math></p> $K_I = \sigma_{\infty} \sqrt{\pi a}$	ISIDA IRWI
 <p>3) <math>\sigma_{yy} = \sigma_{\infty}</math></p>	<p>W ändlig:</p> $K_I = \sigma_{\infty} \sqrt{a} \left( 1,98 + 0,36 \frac{2a}{W} - 2,12 \left( \frac{2a}{W} \right)^2 + 3,42 \left( \frac{2a}{W} \right)^3 \right)$ <p><math>\frac{2a}{W} &lt; 0,7</math></p>	BOWIE
 <p>4) <math>l \gg a</math></p>	$K_I \approx 1,1 \sigma_{\infty} \sqrt{\pi a}$	IRWIN
 <p>5) <math>\sigma_{yy} = \sigma_{\infty}</math></p>	<p>W ändlig:</p> <p><math>\frac{a}{W} &lt; 0,7</math></p> $K_I = \sigma_{\infty} \sqrt{a} \left( 1,99 - 0,41 \frac{a}{W} + 18,7 \left( \frac{a}{W} \right)^2 - 38,48 \left( \frac{a}{W} \right)^3 \right)$ <p>6) <math>W = \infty</math></p> $K_I = 1,1 \sigma_{\infty} \sqrt{\pi a}$	GROSS WIGGLESWORTH

Tabell 1 forts

Geometri	$K_I$	Referens
	<p>7) <math display="block">K_I = \frac{6M}{BW^2} \sqrt{a} \left( 1,99 - 2,47 \frac{a}{W} + 12,97 \left( \frac{a}{W} \right)^2 - 23,17 \left( \frac{a}{W} \right)^3 + 24,80 \left( \frac{a}{W} \right)^4 \right)</math></p> <p><math>B = \text{tjocklek}</math> <math>\frac{a}{W} &lt; 0,7</math></p>	<p>GROSS SRRAWLEY</p>
	<p>8) <math display="block">K_I = \frac{P}{D^2} \sqrt{D} \left( 1,72 \frac{D}{d} - 1,27 \right)</math></p> <p><math>0,4 &lt; \frac{d}{D} &lt; 0,9</math></p>	BUECKNER
	<p>9) <math>W \gg 2c</math> Ytspricka <math display="block">K_I = 1,1 \sigma_\infty \sqrt{\frac{\pi a}{Q}}</math> där <math display="block">Q = \frac{\pi}{2} - 0,212 \left( \frac{\sigma_\infty}{\sigma_S} \right)^2</math> <math display="block">\frac{\pi}{2} = \int_0^{\pi/2} \sqrt{1 - \frac{c^2 - a^2}{c^2} \sin^2 \theta} d\theta</math> Q finns tabellerad. Se Fig.12.</p> <p>10) <math>W \gg 2c</math> Inre spricka <math display="block">K_I = \sigma_\infty \sqrt{\frac{\pi a}{Q}}</math></p>	ASTM

För 9) och 10) bör B vara avsevärt större än 2a, annars gäller 1).

Tabell 1 forts

Geometri	$K_I$	Referens
11) Cylinder under inre övertryck $p$ , ra- die $R$ , tjocklek $t$ , longitudinell spric- ka längd $2a$	$K_I = \frac{pR}{t} \sqrt{\pi a} \sqrt{1 + 1,60 \frac{a^2}{Rt}}$	FOLIAS
	12) Se Fig.13	RIPLING GROSS
	13) $K_I = \frac{6M_o}{h^2} \sqrt{\pi a}$	
	14) P kontrolleras $K_I = \frac{2\sqrt{3} Pa}{c^{3/2}}$	
	15) h kontrolleras $K_I = \frac{\sqrt{3} Ehc^{3/2}}{4a^2}$	
	$a \gg 2c$	

Diskussionsinlägg

## Bidrag nr 8

R Baehre (KTH): framhöll att vid den tidpunkt då förslaget om maximal töjning som dimensionerande kriterium först framfördes, så använde man en formell säkerhetsfaktor mot uppnående av sträckgränsen på 1,7, medan man i dag talar om motsvarande säkerhetsfaktor = 1,5. Enligt Baehre skulle detta innebära att den reella säkerhetsfaktorn mot uppnående av kvarstående deformationer skulle bli av storleksordningen 1,3 å 1,35 och han ansåg det diskutabelt om detta skulle vara tillräckligt.

Baehre framhöll vidare att metoden slår olika hårt vid olika lastfall beroende på momentkurvans utseende. Vid laster upp till 0,2-gränsen får t.ex. en fritt upplagd balk med punktlast på mitten mindre kvarstående nedböjning än motsvarande balk belastad med en punktlast i vardera tredjedels- eller fjärdedelspunkterna på grund av att maximalmomentet i de senare fallen nås efter hela balklängden mellan lasterna.

B Å Bengtsson (BFR): ansåg att även om man går ned med säkerhetsfaktorn till 1,5 så kommer inte några sektioner att få ett tillåtet moment som ger plasticering. Kvarstående deformationer på grund av egenspanningar blir givetvis större vid ökad tillåten last, men Bengtsson framhöll att man inte heller med dagens dimensionerande kriterier har någon garanti för att sådana deformationer inte uppstår.

H Nylander (KTH): omtalade att man vid arbetet med de nya stålbyggnadsnormerna hade diskuterat en differentiering av tillåtna spänningar, men att man för enkelhets skull valt att ha samma värde för olika lastfall.

B Å Bengtsson: ansåg att enkla metoder är bra, men att man inte får driva kravet på enkelhet för långt.

R Baehre: framhöll att de synpunkter som framförts i Bengtssons bidrag i realiteten redan utnyttjas vid gränslasteorin.

## Bidrag nr 9

R Baehre (KTH): frågade om svetsteknikernas aversion mot påläggsplåtar kunde väntas bli mindre till följd av de resultat som här framlagts.

C T Ingwall (KTH): svarade att man i de nya stålbyggnadsnormerna tagit hänsyn till detta såtillvida att det inte finns något förbud mot att använda transversella svetsar i denna typ av konstruktionselement.

B Edlund (CTH): frågade om man inte haft några problem med isolering och tätning vid de försök som utförts vid  $-40^{\circ}\text{C}$ .

C T Ingwall: svarade att man genom effektiv tätning kunnat hålla temperaturen inom ett intervall av  $\pm 1^{\circ}\text{C}$ .

Bidrag nr 11

R Hedbäcker (Skånska cementgjuteriet): frågade om man kunde använda optimeringsmetoden för att få fram ett ekonomiskt optimalt sätt att konstruera vissa standardkonstruktioner.

B Edlund: svarade att detta var fullt möjligt.

Bidrag nr 12

H Nylander: ifrågasatte om man skulle tillmäta den noggrannare beräkningen av det plastiska vridmotståndet så stor betydelse, eftersom sandhögsanalogin förutsätter att flytning inträffar när maximala skjuvspänningen i tvärsnittsytan uppnår ett visst värde. Han ansåg att man vid övergången mellan liv och fläns får störningar i spänningstillståndet som gör att denna förutsättning inte behöver vara uppfylld.

B Åkesson (CTH): svarade att sandhögsanalogin bara gäller vid likformig vridning och att man här hade underförstått att samtliga förutsättningar var uppfyllda. Han höll dock med om att avvikelser från dessa förutsättningar kan förekomma i faktiska problem.

Bidrag nr 13 och 14

H Nylander: undrade om det är riktigt att använda beteckningen 'Vlasovsk vridning' då man vet att Vlasov inte var den förste som studerade dessa fenomen. Han påpekade också att det behandlade problemet skulle ha större praktisk betydelse om man studerat samtidig böjning och vridning.

B Åkesson: svarade att 'Vlasovsk vridning' hade använts därför att det är en kort och allmänt känd beteckning. Även om Vlasov inte var den förste som studerade fenomenet så har han gjort en massiv insats, vilket kan rättfärdiga den använda beteckningen.

Han medgav att resultaten skulle ha större betydelse om man studerat samtidig böjning och vridning, men att man i dag inte har underlag för ett sådant studium, och att man därför, för att komma en bit på väg, hade valt detta enklare problem.

## Bidrag nr 17

J C Falkenberg (Norges Byggeforskningsinstitut): frågade om ingen utböjning av livet skedde för laster längre än den tillåtna lasten, och att när denna överskreds utböjningen kom mycket snabbt, eller om man hade en konstant tilltagande utböjning av livet vid ökande last.

A Bergfelt (CTH): svarade att man alltid har initialutböjningar i livet vilket gör att man får små långsamt tilltagande utböjningar vid ökande last. När lasten ökats till en viss nivå kan man få ett snabbt genomslag.

Utböjningarna ökar därefter åter långsamt med ökande last tills ett nytt genomslag inträffar.

## Bidrag nr 19

R Baehre (KTH): påpekade att det i rapporten angående håltagning i livet hos tunnväggiga I-balkar föreslagits att man kunde svetsa en ring kring hålet när detta var nödvändigt. Detta borde dock kunna medföra komplicerade svetsegenspänningar.

T Höglund (KTH): svarade att man bör göra ringar i två delar, vilka sammanfogas efter påsvetsningar till livet.

## Bidrag nr 20

B Johansson (KTH): svarade på en fråga att vissa avvikelser i resultat mellan sin undersökning av I-balkars stabilitet vid lyftning och en liknande undersökning var betingade av att han använt en förenklad beräkningsmodell. Avvikelserna var maximalt 10 % och på säkra sidan.

## Bidrag nr 22

P Wikström (Domnarvets Jernverk): svarade på en fråga att de kallformade profilerna är utformade så att de ska bli så ekonomiska som möjligt. Tillverkningskostnaden plus monteringskostnaden är ungefär lika stora som för konventionella balkar. De kallformade profilerna är dock förzinkade, vilket gör att man intjänar kostnaderna för målningsbehandling. De kallformade profilerna är högre än motsvarande konventionella balktyper vilket gör att de blir styvare.



## Bidrag nr 26

H Nylander (KTH): frågade hur stora kostnaderna var för att utföra en hårdare riktning, samt om riktningen som medför en kallbearbetning av materialet, inte kan påverka materialet så att man förlorar vissa gynnsamma effekter.

G Alpsten (SBI): svarade att en modifierad riktning inte behöver bli dyrare, men att det kanske finns en risk för att man kan minska tøjbarheten vid en alltför hård kallbearbetning.

## Bidrag nr 27

H Nylander (KTH): svarade på en fråga, om det fanns experimentella resultat som verifierade de uppställda beräkningsmodellerna, att fenomenet vippning och torsionsbuckling skiljer sig från varandra. På torsionsbuckling har vi gjort några försök i övrigt är det ganska sparsamt med försök.

C A Granholm (Hjalmar Granholm AB): påpekade att han håller på med en bearbetning av försöksresultat beträffande stabilitetsfenomen hos kontinuerliga balkar.

## Bidrag nr 31

H Hoffstedt (Jernkontoret): frågade om dimensionering med brottmekanik var tillämpbar vid vanliga stålkonstruktioner. De material och de materialtjocklekar som i allmänhet användes i byggnadskonstruktioner medför sega brott vid vanliga temperaturer och den primära brottmekaniken borde väl då inte ge annat svar än att vi inte kan vänta oss ett sprödbrott.

J Carlsson (KTH): svarade att vid s.k. linjär brottmekanik förutsätts att de plastiska deformationer man får är små. Blir de stora gäller inte teorin. Nu har man börjat tillämpa en annan metod för att studera snabba brott som sker med en relativt stor plastisk deformation i brottspetsen. Detta är den s.k. C- och D-metoden. Framgångarna har dock ännu inte varit fullständiga.

Sammanfattning, Session II – Statiskt verkningssätt och bärförmåga

L Östlund (LTH): Granskar man helheten får man en imponerande bild av den forskning, som försigår i Norden för närvarande. Man kan hoppas att den forskningen tillsammans skall bidra kraftigt till utvecklingen av konstruerandet i stål. Man kan av det, som har förekommit i session II peka på några ämnesområden, som visats stort intresse vid forskningen.

Ett sådant är plasticitetsteorins användning vid dimensioneringen av konstruktionen. Genom att tillämpa den kan man göra vissa vinster och på det viset spara material, kanske spara arbete. Ett annat område som naturligt visats stort intresse från forskningssidan är stabilitetsfrågorna. En stor del av bidragen har handlat om utnyttjandet av det överkritiska området vid buckling. Vi har kännedom om att där finns en stor reserv i bärförmågan i det överkritiska området och det gäller, att lära känna bakgrunden till detta, så att man med tillräcklig säkerhet kan utnyttja detta område vid dimensioneringen.

Stort intresse har också visats egenspänningarna och möjligheter till eliminering av dessa. Den bristande kännedomen om dessa kan naturligtvis medföra att man ibland onödigtvis har större säkerheter än vad som skulle erfordras, om man kände problemens art bättre.

Vi har också hört här om dimensioneringsprinciper och tankegångar, som är något okonventionella, i varje fall för byggnadssidan, och som bland annat baserar sig på en statistisk behandling av de olika faktorer som påverkar brottsäkerheten.

I de olika föredragen har framskymtat den stora betydelsen av normer. Dessa har klart ett stort intresse i detta sammanhang. Det är delvis för normernas skull som man forskar, för att kunna göra normer som är anpassade till behovet och som medger ett ekonomiskt utnyttjande av materialet.

Därmed vill jag sluta och tacka föredragshållarna för deras inlägg och även tacka dem som har bidragit till diskussionerna, och därmed förklarar jag session II avslutad.



Tekniker Göran Alpsten, Stålbyggnadsinstitutet, Stockholm

### Resumé

Ett pågående forskningsprogram avseende detaljutformning av stålkonstruktioner presenteras. Ändamålet med programmet är att skapa underlag för råd och anvisningar beträffande detaljutformningen av stålstommar, speciellt anslutningar. Materialet kommer att sammanställas i en handbok bestående av en samlingspärm och lösa häften som behandlar olika typer av detaljer, t ex pelarfötter, pelarskarvar, balkpelaranslutningar, balkskarvar, ramhörn, traversbanor, travershyllor, skruvförband med stålbyggnadsskruv samt påläggsplåtar.

En stålstommes ekonomi är i stor utsträckning beroende av en lämplig detaljutformning. Detta kommer sannolikt bli än mer accentuerat i framtiden, eftersom relationen mellan arbetskostnader och materialkostnader sannolikt kommer att fortsätta att öka.

Diskussioner med praktiskt verkande konstruktörer har visat att det finns ett stort behov av råd och anvisningar beträffande detaljutformningen av stålkonstruktioner. För de konstruktörer som inte dagligen sysslar med stålkonstruktioner innebär bristen ett svårt hinder. Detaljutformningen är ett komplicerat problem. Det krävs bl a ingående kunskaper i materialfrågor, praktisk erfarenhet, kännedom om tillverknings-, verkstads- och utförandefrågor, monteringsätt samt lämpliga beräkningsmetoder.

En forsknings- och utvecklingsuppgift har påbörjats vid Stålbyggnadsinstitutet i syfte att söka minska bristen på informationsunderlag för detaljutformningen av stålkonstruktioner. Arbetet som är uppdelat i ett antal delprojekt baseras på studier av konstruktionshandlingar från utförda stålbyggnader, litteraturstudier samt egna experimentella och teoretiska undersökningar. Uppgiften genomförs i nära samarbete med konsulter och representanter för industrin. Som rådgivande och granskande organ för arbetet inom programmet fungerar en stödkommitté bestående av följande prominenta experter:

Professor Rolf Baehre, Institutionen för Stålbyggnad, KTH  
Civilingenjör Gunnar Holmer, Ingenjörfirman Jacobson & Widmark  
Överingenjör Åke Risfors, Gränges Hedlund  
Överingenjör Sture Sabelström, Stockholms Hamn  
Avdelningsdirektör S O Björk, Planverket  
Överingenjör Wilhelm von Essen, Fortifikationsförvaltningen och  
Stålbyggnadskommittén

Resultaten av undersökningarna kommer att läggas fram i forskningsrapporter och artiklar samt presenteras i en handbok, "Stålbyggnad-Detaljutformning", se bilden. Hand-

boken får formen av en samlingspärm med lösa häften som behandlar olika typer av detaljer, t. ex. pelarfötter, pelarskarvar, balk-pelaranslutningar, balkskarvar, ramhörn, travershyllor, traversbanor, skruvförband med stålbyggnadsskruv samt svetsade påläggspåtar. Sammanlagt planeras 14 separata häften.

Arbetet med de första häftena pågår, nämligen pelarfot, pelarskarv, traversbana, skruvförband med stålbyggnadsskruv samt takåsar och väggreglar. För vissa av häftena föreligger preliminära förslag som håller på att bearbetas. Samlingspärmen inklusive en första omgång häften planeras vara klara för distribution under 1971.

Övriga häften kommer att bli klara och distribueras senare i en eller flera omgångar. En komplett handbok planeras föreligga inom ungefär två år. Häftena avses därför bli föremål för successiv komplettering och revidering i den omfattning som senare blir erforderligt.



Handbok "Stålbyggnad - Detaljutformning" som är under arbete

## KONSTRUKTIONSELEMENT MED KRAFTÖVERFÖRING I TJOCKLEKSRIKTNINGEN

Civ ing Anders Granström, Stålbyggnadsinstitutet, Stockholm

### Resumé

Vid Stålbyggnadsinstitutet pågår ett projekt (nr 15) som syftar till att få fram säkerhetsmässigt och ekonomiskt fördelaktiga lösningar för svetsade förband i stålkonstruktioner med kraftöverföringen i plåtens tjockleksriktning.

Det är känt att ett utförande med kraftöverföringen i tjockleksriktningen ibland kan leda till sprickbildningar och kollaps av konstruktioner. För vissa anslutningsdetaljer kan det vara svårt att undvika kraftöverföring i plåtens tjockleksriktning, t ex vid pelarfötter, travershyllor och inspända balk-pelaranslutningar. Sådana utförandeformer förekommer också ganska ofta utan synbara olägenheter. Därför är det viktigt att utvärdera när och under vilka förutsättningar dessa och liknande utförandeformer kan användas utan påtaglig brottrisk.

Undersökningen har inletts med en litteraturstudie.

### Litteraturstudie

Litteraturstudien som nyligen avslutats och redovisats i rapport har omfattat ett hundratals olika tidskriftsartiklar, forskningsrapporter och liknande. De flesta artiklarna behandlar materialtekniska aspekter, provningsmetoder etc. Även andra aspekter såsom svetstekniska och konstruktionstekniska berörs, dock i begränsad omfattning.

Den samlade bild man får av hållfasthetsegenskaperna är något förenklad att sträckgräns och brottgräns i allmänhet är praktiskt taget identiska i de tre olika huvudriktningarna. I de fall brott inträffar utan att den förväntade sträckgränsen uppnås vid påkänning i tjockleksriktningen kan detta återföras på någon större slaggsiktning, klyvning eller dylikt. Sådana fel kan som regel upptäckas vid konventionell ultraljudprovning genom de extraekon och den ökande dämpning av ljudenergin som siktningarna ger upphov till. Är felen lokaliserade enbart till ett område omedelbart intill plåtytan, kan det vara svårare att upptäcka dessa genom att felekona sammanfaller med exempelvis bottenekona.

Töjbarhet och areakontraktion är alltid sämst i tjockleksriktningen. Ibland är töjbarheten så dålig att sprickor parallella med plåtytan kan uppkomma redan i samband med svetsning. Denna typ av latent defekter kan inte upptäckas i form av ultraljudekon. I vissa fall kan ökad ultraljuddämpning iakttagas men metoden är osäker och omstridd. Utveckling av annorlunda ultraljudmetoder pågår i England och också i Sverige (ASEA). Ett stort antal mer eller mindre sofistikerade metoder för förstörande provning har föreslagits på olika håll. Dessa metoder är dock i allmänhet bara orienterande för bedömning av uppsprickningsrisken i en konstruktion;

Energiabsorptionen vid slagseghetsprovning uppvisar vanligen den största anisotropin.

Det förefaller emellertid inte föreligga någon större skillnad i sprödbrottsrisk vid påkänning i olika riktningar;

känsligheten för utmattningsbrott verkar vara något större vid påkänning i tjockleksriktningen.

Beträffande risken för uppkomst av ytparallella sprickor i olika konstruktioner har konstaterats att en stark fasthållning (inspänning) av de anslutande delementen kan framtvunga temperaturrelaterade vilka ger upphov till brott på grund av dålig plasticitetsförmåga. En svetsad T-anslutning kan t. ex. nära kanten på en tjock fotplåt ge upphov till uppsprickning i plåtkanten genom att plåten på grund av sin stora styvhet inte kan böja sig tillräckligt vid svetsens avsväljande. På samma sätt kan vid ensidigt färdigställande av en kälsvets med många strängar rotationen hos den anslutande plåten bli så stor att basplåten spricker upp vid roten. Risken är särskilt stor om varje sträng hinner svalna innan nästa läggs.

En metod att undvika uppsprickning, som anges av ett flertal författare, är att använda elektroder som ger svetsgods med låg sträckgräns.

Tanken är att de plastiska deformationerna då skall komma i svetsen i stället för i den deformationskänsliga plåten. Verkningsättet kompliceras dock av treaxlighet i spänningstillståndet, deformationshårdnande hos svetsen etc. Vidare uppges det vara svårt att framställa sådana elektroder lämpliga för mjukt konstruktionsstål.

En annan metod att förhindra skadliga deformationer i plåtar som är påkända i tjockleksriktningen synes vara att använda stål med högre sträckgräns för dessa, exempelvis finkornstål. Genom att de anslutande plåtarna då har den lägsta sträckgränsen bör eventuell plasticering uppkomma i dessa. Den i tjockleksriktningen påkända plåten arbetar därför i det elastiska området. Därigenom får endast grövre fel betydelse vilka kan upptäckas med konventionell ultraljudteknik. Metoden tycks ej finnas beskriven i litteraturen men tillämpas, måhända av andra skäl, för tyska monteringsfärdiga ramar med skruvförbindningar i ramhörnen.

Samma princip att flytta plasticeringssnittet från den känsliga plåten tillämpas vid ett engelskt förslag till tänkbar inspänd balk-pelarslutning. I förslaget rekommenderas en lokal sektionsminskning hos en förbandsplåt mellan balkens överfläns och pelaren.

#### Planerade försök

De försök som finns redovisade i litteraturen är i allmänhet utförda på grova plåtar, några också på starkt fasthållna plåtar samt på små svetsade jämntjocka provstavar. För att utröna verkningsätt och då framför allt bärförmågan hos svetsade anslutningar

med för byggnadsändamål vanliga dimensioner (10-20 mm plåt) planeras en serie fullskaleförsök på förband med några få sinsemellan olika geometriska och svetstekniska utformningar. Bl.a. skall inverkan av svetsens läge i förhållande till plåtkanten undersökas, betydelsen av extra stort a-mått, inverkan av drag- respektive momentbelastning osv. Undersökningarna planeras till en början för dels tydligt slaggsiktigt dels normalt material av kvalitet 1412.

Resultatet av provbelastningarna skall jämföras med olika provningsmetoder såsom ultraljudprovning i olika former och dragprovning.

En tysk undersökning på svetsade dragprovstavar varav ett fåtal med större sektionensarea hos den provade plåten antyder en påtagligt högre bärförmåga hos dessa än hos provstavar med konstant sektionensarea. Om detta är riktigt bör åtminstone vissa typer av anslutningar få en högre bärförmåga än man annars kunde vänta. Ett extra stort a-mått är vid stora flersträngssvetsar ogynnsamt för bärförmågan. Undersökningen väntas visa om detta är fallet även vid små kälsvetsar. Stålets töjbarhet är ofta lägst vid ca 200-300° C. Det faktum att en svets kunnat svalna utan sprickbildning skulle därför kunna vara ett kriterium för att förbandet ej brister före fullständig plasticering.

En mer omfattande beskrivning av litteraturstudien och det planerade forskningsprogrammet finns i Stålbyggnadsinstitutets rapporter 15:1 respektive 15:2. Vi tror att dessa undersökningar tillsammans med de omfattande undersökningar som pågår inom och utom landet, framför allt i England, skall leda fram till bättre kännedom om de faktorer som bestämmer en stålkonstruktions verkningssätt vid påkänning i tjockleksriktningen och därmed på ett verksamt sätt bidra till utvecklingen av säkra och ändamålsenliga byggnadskonstruktioner.

#### Referenser

- [1] Granström A och Alpsten, G: Egenskaper hos stålprodukter belastade vinkelrätt mot valsningsplanet - En litteraturstudie. Stålbyggnadsinstitutets rapport 15:1, 1970
- [2] Granström, A och Alpsten, G: Lamellar Tearing - A Literature Survey. Särtryck ur Jernkontorets Annaler 1971 s 133-139





Professor Lars Östlund  
Inst för Byggnadsteknik II, Lunds Tekniska Högskola, Lund

### Resumé

På initiativ och uppdrag av Stålbyggnadsinstitutet har provningar utförts med höghållfast stålbyggnadsskruv SB 8.8 i avsikt att få fram underlag för fastställande av tillåtna påkänningar. I rapporten redogörs för resultaten av dessa provningar.

På initiativ och uppdrag av Stålbyggnadsinstitutet utfördes 1969 provningar med den s. k. stålbyggnadsskruven SB 8.8. Avsikten med dessa provningar var att få fram underlag för en bedömning av vilka krafter som kunde tillåtas på skruven, i första hand när den användes i toleransklass 1 d. v. s. då en skillnad på 1 mm mellan håldiameter och skruvdiameter tillåts. Provingarna utfördes vid institutionen för Svetsteknologi vid KTH av **civilingenjör** Olle Ekwall. De experimentella undersökningarna har planlagts och letts av **ingenjör** Bengt Jacobsson, Ellner & Jacobsson Ingenjörbyrå. Utvärdering av provningsresultaten har skett av **professor** Lars Östlund, LTH.

Undersökningen omfattade:

- 1) Skjuvdeformationer och brotthållfasthet vid skjuvning och statisk last.
- 2) Brotthållfasthet vid skjuvning och utmattning.
- 3) Brotthållfasthet vid kombinerad skjuvning och dragning vid statisk last.
- 4) Deformationer på grund av hållkantryck vid statisk last.

I det följande lämnas en redogörelse för bearbetningen av provningsresultaten och därvid inskränks redogörelsens omfattning till att gälla punkt 1 ovan. Skjuvförsöken utfördes med provkroppar innehållande 2 eller 3 skruvar i en- eller tväskärigt förband. Skruvdimensioner från 1/2" till 1" provades och även olika kombinationer skruv kvalitet - plåtkvalitet så att SB 8.8 provades med plåt SIS 1411 och OX 542 (sträckgräns  $\approx 40 \text{ kp/mm}^2$ ). Som jämförelse provades även skruv D 40 i kombination med plåt OX 542.

Ett visst antal av provkropparna utfördes med samborrade hål för de i förbandet ingående plåtarna, För dessa prov visade provningsresultaten ett samband mellan  $\tau/\tau_B$  och  $\delta/d$  som i princip framgår av fig. 1.  $\tau$  är här aktuell medelskjuvspänning i skruvarna och  $\tau_B$  är motsvarande spänning vid brott.  $\delta$  är förskjutningen i förbandet och  $d$  är skruvdiametern.

Detta samband var i stort sett oberoende av skruvdiameter och förbandstyp. Förskjut-

ningen vid brott var för SB 8.8 ungefär 0,2 d. Skjuvspänningarna vid brott var i medeltal 0,67 ggr materialets brottgräns med en förhållandevis låg variationskoefficient, ca 3 %. Toleransklass 1 medger ofta att hålen i de delar som skall sammanfogas kan borras i varje del för sig. Härvid kan naturligtvis avvikelser i hålens inbördes läge i de olika delarna uppkomma. I avsikt att få klarhet i hur dessa avvikelser påverkade bärförmågan utfördes även prov där hålen förskjutits inbördes. En sådan provkropp visas i fig. 2. Vid belastning fungerar till en början enbart skruven 1 och först då deformationen hos denna uppgår till avvikelser mellan hålcentrum börjar skruven 2 fungera. Det principiella utseendet av de erhållna deformationskurvorna visas i fig. 3. Av flertalet deformationskurvor framgick tämligen klart när skruven 2 började fungera. Om den initiella förskjutningen mellan hålen är så stor att skruven 2 icke kan erhålla den deformation som motsvaras av en kraft i närheten av brottgränsen förrän brott inträffar i skruven 1 erhålles en icke oväsentlig nedsättning av förbandets bärförmåga. Förhållandena kan beräknas genom överlagring med förskjutning i riktningen  $\delta/d$  av två kurvor enligt fig. 1. På så sätt beräknade brottvärden för förbanden med förskjutna hål stämmer tämligen väl överens med de uppmätta värdena. Det visade sig att en avvikelse på 2 mm i avståndet mellan hålcentrum för två delar kunde accepteras utan att nedsättningen av förbandets bärförmåga blev större än ca 10 %.

De utförda provningarna ger sålunda viss möjlighet till bedömning av storleken av de skjuvspänningar som kan tillåtas i toleransklass 1 i förhållande till de värden som tillåts i toleransklass 2.

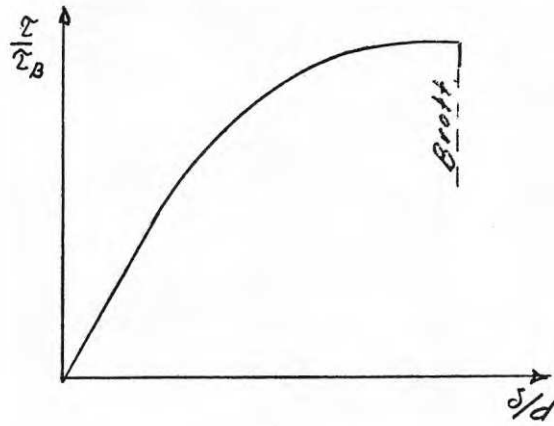


Fig. 1

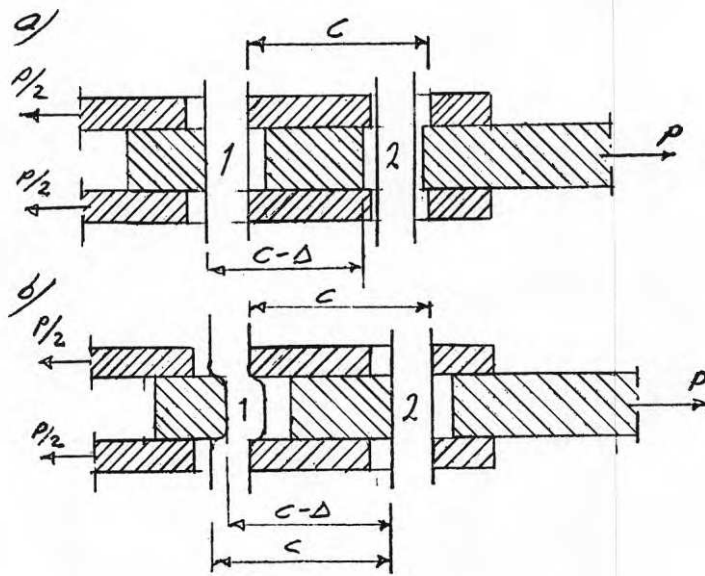


Fig. 2

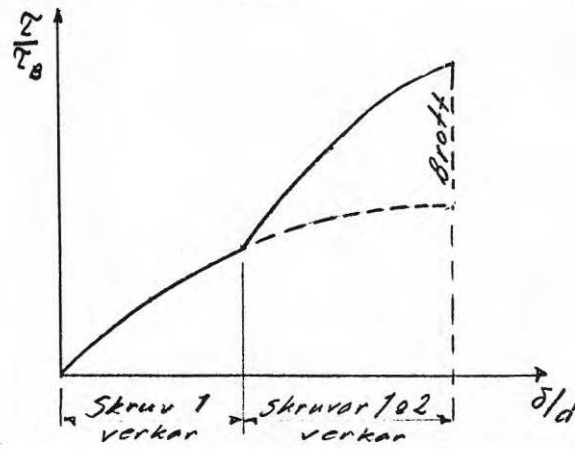


Fig. 3



SKRUVFÖRBAND MED HEL-, HALV- OCH OGÄNGADE SKRUVAR  
INVERKAN AV STORT SPELRUM MELLAN SKRUV OCH SKRUVHÅL UTAN  
OCH MED FYLLMEDEL

Tekn lic Jardar Hövik, Inst för Stål- och Träbyggnad, Chalmers Tekniska Högskola, Göteborg

Resumé

Det anses vara ett allmänt önskemål att få använda skruvar med helgängad stam och samtidigt stora spelrum mellan skruv och skruvhål. Stora toleranser underlättar monteringsarbetet och helgängade skruvar förenklar lagerhållningen.

Det är därför naturligt att studera hållfasthets- och deformationsegenskaper hos skruvförband där helgängad stam och stora spelrum förekommer. Följande försök avser därför att belysa möjligheterna att använda skruvförband med stora spelrum och långa gänglängder. De utförda undersökningarna har närmast ett orienterande syfte och behandlar enbart vissa frågor vad gäller den praktiska användbarheten. Dessa frågor beskrivs närmare i det följande.

Dessa undersökningar initierades och utfördes delvis före införandet av "Svensk Byggnorm 1967" och "Stålbyggnadsskruven". Stålbyggnadsskruven har därför ej använts i försöken. Även äldre föreskrifter rörande stålkonstruktioner har använts. Dessa förhållanden har dock ej bedömts ha något avgörande inflytande på utvärderingen av försöksresultaten.

Undersökningarna har utförts som examensarbete vid Institutionen för Konstruktionsteknik, Stål- och Träbyggnad, Chalmers Tekniska Högskola, Göteborg.

Undersökningarna omfattar två stycken arbeten. I det första arbetet [1] jämförs beteende hos skruvförband med hel-, halv- och inom klämlängden ogängade skruvar samt stort och litet spelrum mellan skruv och skruvhål. I det andra arbetet studeras hur fyllmedel i skruvhålen inverkar på beteende hos skruvförband med stora spelrum mellan skruv och skruvhål. Detta senare arbete baseras på det tidigare utförda och en jämförelse mellan dessa har utförts.

Undersökningarna har begränsats till att omfatta tvåskäriga skruvförband utformade som **dragprov**. Dessa prov har belastats till brott under en stegvis ökande och statistiskt verkande last. Sålunda har ej inverkan av upprepade statiska och dynamiska laster studerats. Detta gäller också inverkan av långtidslast, vilken kan vara av betydelse i de fall där fyllmedel använts.

I undersökningen över inverkan av fyllmedel är vissa produktionstekniska frågor av särskilt intresse. Dessa omfattar närmast blandning och proportionering av fyllmedel samt införande av detta i skruvhålen. Dessa frågor har ej närmare behandlats i dessa arbeten, men de bedöms synnerligen betydelsefulla för ett praktiskt utnyttjande av förbandstypen.

Av utrymmesskäl har ej primärmaterialet redovisats. Jämförelsen mellan de två undersökningarna har utförts så att varje försök i den senare med fyllmedel har jämförts med motsvarande ur den tidigare utförda utan fyllmedel.

Då parameterantalet var stort och antalet sinsemellan lika prov litet, har en ingående statistisk bearbetning ej varit möjlig. Undersökningarna var såsom tidigare påpekats orienterande varför många intressanta detaljproblem ej har studerats noggrant. Som exempel på sådana problem kan nämnas olikformig deformation och kraftfördelning i förband med halvgängad skruv och lokala flytfenomen samt kontaktryck i olika förbandstyper.

Målsättningen för undersökningarna var att ge en indikation om de tekniska möjligheterna att utnyttja skruvar med gängad stam och med stort spelrum mellan skruv och skruvhål. Mätresultaten visade följande:

Brottlasten i förhållande till förbanden med skruvar med ogängad stam minskade till 0,95 vid halvgängad stam och till  $\approx 0,80$  vid helgängad stam. För samtliga typer var förbandets brottlast endast 5 å 10 % lägre vid utförandet med 3 mm för stora skruvhål.

Deformationerna vid normal last och även något däröver ökade i förhållande till förbanden med skruvar med ogängad stam till  $\approx 1,6$  vid halvgängad stam och till 2,2 vid helgängad stam. Vid 3 mm för stora hål ökade deformationerna avsevärt jämfört med förband med skruvhål med god passning. Initialrörelse orsakad av bristande passning inräknades ej i ovanstående slutsatser.

Vid 3 mm för stora hål ökade naturligtvis initialdeformationerna kraftigt. Om man vid dessa förbandstyper fyllde hålen med något fyllmedel (epoxiplast, Plastic Padding eller cementbruk) ökade brottlasten till att ungefär motsvara vad som erhöles vid hål med god passning. Deformationerna minskade så att de i allmänhet blev till och med mindre än vid passande hål. Av fyllmedlen gav sandblandad epoxiplast de bästa resultaten vad gällde hållfasthet och deformation.

## 7. REFERENSER

- [1] Augustsson, L och Högberg, O: Jämförelse mellan bultförband med helgängade, halvgängade och ogängade bultar och inverkan av stort spelrum mellan bult och bulthål
- [2] Bertil Persson och Claes-Göran Persson: Skruvförband med helgängade, halvgängade och ogängade skruvar. Inverkan av stort spelrum mellan skruv och skruvhål med fyllmedel. Institutionen för Stål- och Träbyggnad, CTH. 1967 - 68

## EXPERIMENTELL UNDERSÖKNING AV SAMVERKAN MELLAN FRIKTIONS- OCH SVETSFÖRBAND

Tekn lic Germund Johansson

Institutionen för Stål- och Träbyggnad, Chalmers Tekniska Högskola, Göteborg

### Resumé

Redogörelse lämnas för provning av 4 st balkar med svetsad flänsskarv och friktionsskruvad livskarv samt 5 st dragprov med samverkande friktionsskruv och kälsvets. Utförda mätningar visar att för de provade förbanden samverkan mellan friktions- och svetsförband är tillfredsställande.

### Allmänt

Vid montering av brobalkar sammanfogas ofta balkarna först provisoriskt med skruvförband i balklivet, varefter flänssarna svetsas. När detta är klart avlägsnas skruvförbandet och även livskarven svetsas. För att söka utröna hur svets och friktionsskruv samverkar i det s.k. elastiska stadiet har på uppdrag av Statens Vägverk provats 4 st balkar med svetsad flänsskarv och friktionsskruvad livskarv samt 5 st dragprov med samverkande friktionsskruv och kälsvets. Samtliga anliggningsytor sandblästrades före monteringen. Svetsningen gjordes av försökstekniska skäl före skruvåtdragningen.

Provningarna genomfördes på så sätt att skruvarna förspändes, provet belastades och avlastades varefter ytterligare en belastning och avlastning gjordes. Härfter lossades skruvarna. Denna belastningsprocedur upprepades ett antal gånger för en och samma provkropp. Storleken på applicerade förspänningskrafter varierade mellan 0 och  $19,5 \cdot 10^3$  kp per skruv.

Nedan lämnas en mycket översiktlig redovisning av utförda provningar.

### Balkprov

Principutseende på provade balkar (IPE 400) och på skarvens utseende visas i fig. 1 och fig. 2. Skarvens och lastens läge valdes så att  $M^{\text{skarv}} / T^{\text{skarv}}$  blev  $\infty$ , 0,8 resp. 0,4 m. Skarvplåtarnas tjocklek var 5 mm hos balk 1, 2 och 4 samt 10 mm hos balk 3.

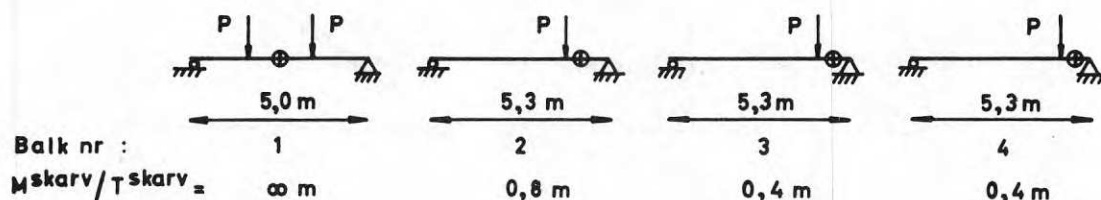


Fig. 1 Principutseende hos provade balkar. Skarvens läge betecknas



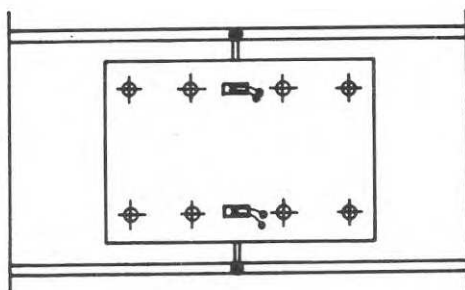


Fig. 2 Balkskarv

Skruvförspänningen erhöles genom åtdragning med momentnyckel, varvid åtdragningsmomentet mättes. Livskarven utfördes underdimensionerad både vad beträffar skarvplåtens tjocklek (dock ej balk 3) och storlek på applicerade förspänningskrafter. Trots detta visar utförda mätningar med all tydlighet att en skarvutformning enligt fig. 2 fungerar tillfredsställande. Vid belastningen uppmättes töjningarna i skarvplåtarna och i flänsskarvarna med trådtöjningsgivare. Dessutom uppmättes skarvdeformationerna både i horisontal- och vertikalled.

I fig. 3 visas samband mellan yttre last och uppmätt skarvplåttöjning för balk 1 och 4. Tillåten last för balk 1 med hänsyn till skarvplåten är  $8,4 \cdot 10^3$  kp. Den mot denna last svarande erforderliga skruvförspänningen är  $6,1 \cdot 10^3$  kp per skruv. De i fig. 3 för balk 1 angivna förspänningskrafterna har beräknats ur sambandet  $M = 0,19 \cdot P^{\text{för}} \cdot d$ , där  $M$  = åtdragsmomentet,  $P^{\text{för}}$  = skruvens förspänningskraft och  $d$  = skruvdiametern.

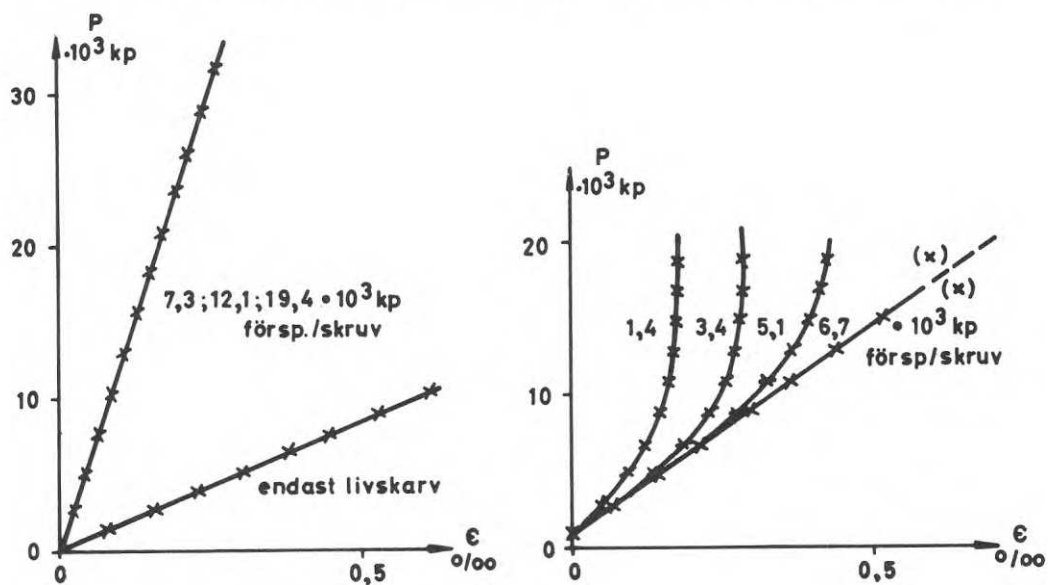


Fig. 3 Balk 1 och balk 4. Samband mellan yttre last och uppmätt skarvplåttöjning vid olika förspänningskraft. Töjningarna har uppmätts i höjd med skruvhålen (jfr fig. 2).

### Dragprov

Dragprovets principutseende framgår av fig. 4. Två provtyper har testats, friktionsskruv + sidokälsvetsar (prov 1, 4, 5) och friktionsskruv + ändkälsvetsar (prov 2, 3).

Mätningar av förskjutningarna mellan plåtarna och av skarvens deformationer har gjorts. Dessutom har mätningar av plåttöjningarna gjorts med trådtöjningsgivare.

I tab. 1 visas tillåtna laster och uppmätta brottlaster för dragproven 1 - 4.

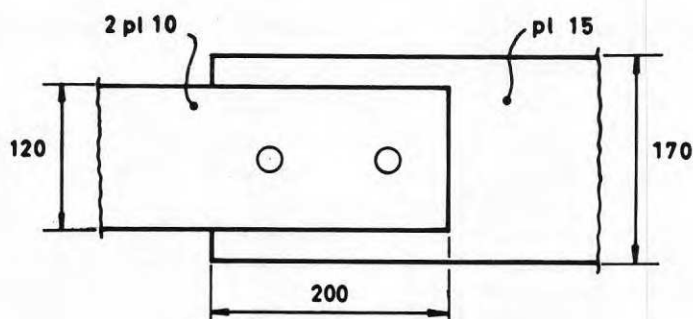


Fig. 4 Dragprov

Dragprov nr	Skruv	Försp. kraft per skruv vid brott	Svets-area	Tillåten last på enbart svets	"Tillåten" last på enbart skruv	Summa tillåtna laster	Uppmätt brottlast	"Säkerhetsfaktor"
		$10^3 \text{ kp}$	$\text{cm}^2$	$\cdot 10^3 \text{ kp}$	$\cdot 10^3 \text{ kp}$	$\cdot 10^3 \text{ kp}$	$\cdot 10^3 \text{ kp}$	
1	Ø 16 D 80	10,1	7,2	5,6	13,5	19,1	77,2	4,04
2	Ø 20 D 140	19,5	6,6	5,1	26,0	31,1	83,1	2,67
3	"	19,5	6,8	5,3	26,0	31,3	80,1	2,56
4	"	19,5	10,8	8,4	26,0	34,4	86,2	2,51

Tab. 1 Tillåtna laster och uppmätta brottlaster för dragproven 1 - 4.

Samband mellan yttre last och förskjutningarna mellan plåtarna för prov 2 visas i fig. 5. Kurvorna i fig. 5a avser första belastningen efter det att skruvarna åtdragits och i fig. 5b andra belastningen (utan att skruvarna däremellan lossats). Som synes orsakar spänningsutjämnningen efter första belastningscykeln att förbandet blir mycket styvare vid den andra pålastningen.

Dragprov 4 gjordes med uppslitsad mittplåt, ett förfaringsätt som möjliggjorde en mera precis bestämning av de krafter som upptas av friktionsförbandet resp. av svetsarna. Kraftfördelningen i denna provutformning är emellertid beroende av tungornas styvhet

varför provningarna ej är helt representativa. Som synes av fig. 6 är samverkan mellan svets- och skruvförbandet god.

### Sammanfattning

De utförda mätningarna visar att för de provade förbanden samverkan mellan friktions- och svetsförband är tillfredsställande. De plötsliga och stora gliddeformationer som är så karakteristiska för dragprov med förspända skruvförband uppträder inte hos det kombinerade förbandet, beroende på svetsarnas dämpande inverkan.

Hos ett kombinerat förband torde den tillåtna lasten kunna beräknas som summan av de tillåtna lasterna beräknade för friktionsskruv och svets var för sig.

Dragprov nr	Skruv	Försp. kraft per skruv vid brott	Svets-area	Tillåten last på enbart svets	"Tillåten" last på enbart skruv	Summa tillåtna laster	Uppmätt brottlaster	"Säkerhetsfaktor"
		$\cdot 10^3$ kp	cm <sup>2</sup>	$\cdot 10^3$ kp	$\cdot 10^3$ kp	$\cdot 10^3$ kp	$\cdot 10^3$ kp	
1	Ø 16 D 80	10,1	7,2	5,6	13,5	19,1	77,2	4,04
2	Ø 20 D 140	19,5	6,6	5,1	26,0	31,1	83,1	2,67
3	"	19,5	6,8	5,3	26,0	31,3	80,1	2,56
4	"	19,5	10,8	8,4	26,0	34,4	86,2	2,51

Tab. 1 Tillåtna laster och uppmätta brottlaster för dragproven 1 - 4.

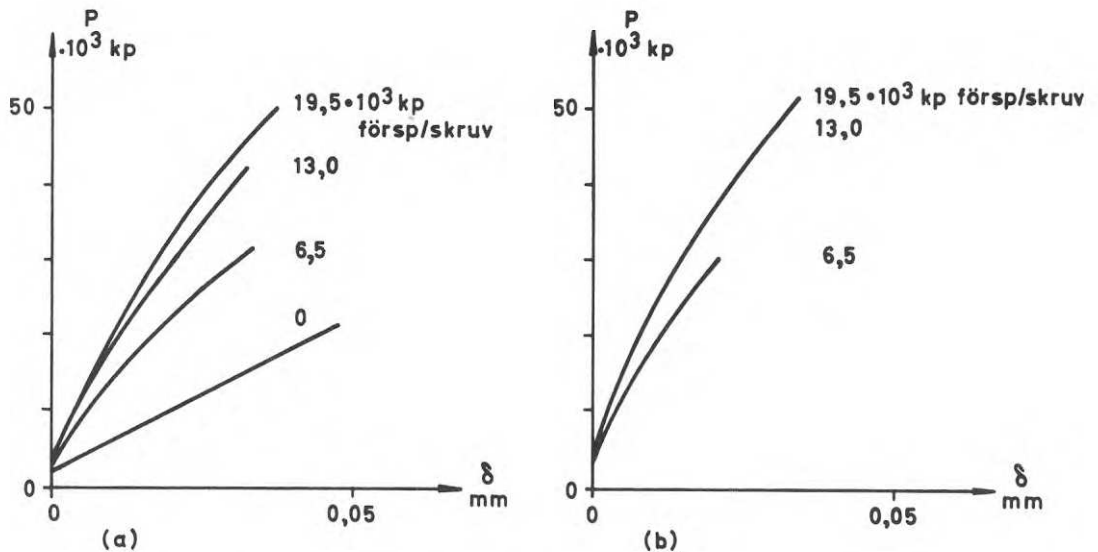


Fig. 5 Dragprov 2. Uppmätta samband mellan yttre last och förskjutning mellan sido- och mittplåt. Fig. (a) gäller "ny"- och fig. (b) "återbelastning".

Tillägg till uppsats 36:

Experimentell undersökning av samverkan mellan friktions- och svetsförband av Germund Johansson

### Litteratur

1. Johansson, G.: Undersökning av kombinerat svets- och friktionsförband i dragprov. CTH, Inst. för Konstruktionsteknik, Stål- och Träbyggnad. Publ. S 68:16, 1968
2. Johansson, G.: Undersökning av kombinerat svets- och friktionsförband i balkskarv. CTH, Inst. för Konstruktionsteknik, Stål- och Träbyggnad, Publ. S 68:17, 1968.

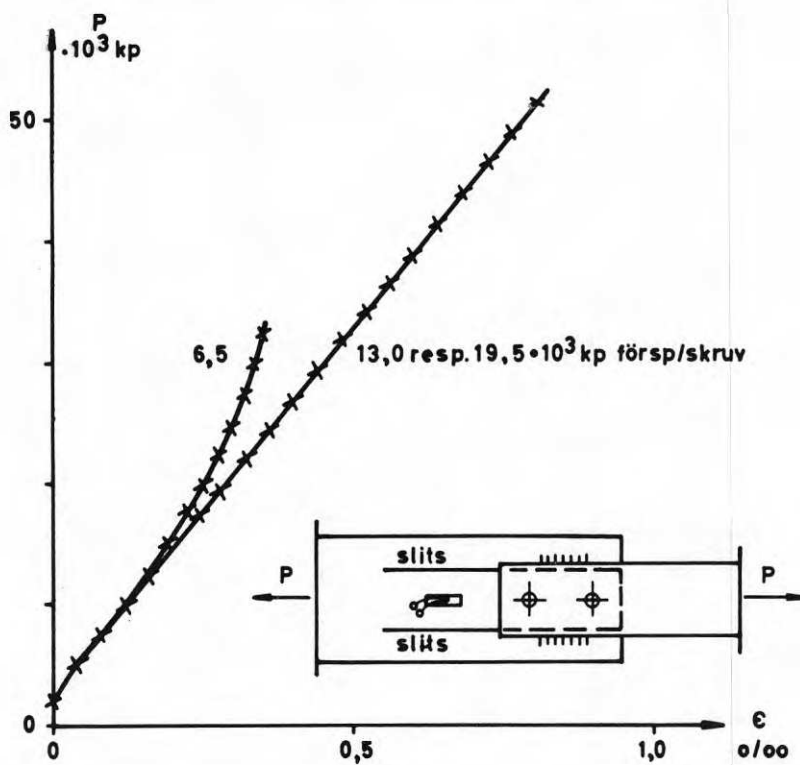


Fig. 6 Dragprov 4. Uppmätta samband mellan yttre last och töjning på mittplåtens mellersta tunga.



Lab ing Martin Måseide  
Institutt for stålkonstruksjoner, Norges Tekniske Høgskole, Trondheim

### Resumé

Ved de igangværende forsøk søkes relasjoner i utmatningsfasthet mellom følgende varianter:

- a. Hullstav, ubehandlet
- b. Prøvestav, skruene i frie hull, vanlig friksjonsforbindelser
- c. Prøvestav, montert som b, deretter belastet inntil glidning til anlegg for prøvning
- d. Prøvestav, montert med HUCK-bolter (ingen skiver)
- e. Prøvestav, montert som d, deretter belastet inntil glidning til anlegg for prøvning.
- f. Prøvestav, som b men uten underlagsskiver.

Materialkvalitet St 37, skruekvalitet FONAS 8.8 og HUCK C 50 L.

Den primære hensikt er å klarlegge behovet for underlagsskiver ved friksjonsforbindelser under de ugunstigste lastvilkår når lasten opptrer normalt til skrueaksen.

Med bakgrunn i tidligere utførte forsøk ved Institutt for stålkonstruksjoner ved Norges tekniske høgskole, ble det høsten 1969 startet en omfattende prøvning for å finne utmatningsfasthet hos friksjonsforbindelser ved ulike utførelser. Det opprinnelige prøveprogram er blitt utvidet slik at det i dag inneholder 20 prøveserier med 10 prøvestykker i hver serie, i alt 200 prøvestykker.

### Hensikt med forsøkene.

Summarisk er hensikten med forsøkene følgende:

- A. Statiske forsøk.
  - a. Finne grenseverdier for friksjonen hvor signing inntreer ved sinkmetalliserte friksjonsflater, korttid og langtidslast.
  - b. Finne total bæreevne ved kombinert friksjons- og skjærforbindelse ved bruk av UNC 8.8 og HUCK-bolter.
- B. Dynamiske forsøk.

I relasjon til utmatningsfastheten for hullstaver av grunnmaterialet søkes kjervvirkningen for forbindelser hvor skruene står i frie hull og hvor skruene etter statisk belastning har glidd til anlegg mot hullkant. Dette undersøkes for følgende variable:

  - a. Konvensjonelle skruer UNC 8.8 med underlagsskiver under hode og mutter.
  - b. Konvensjonelle skruer UNC 8.8 uten underlagsskiver.
  - c. Klembolter HUCK C50L med vanlig rundhode og vanlig klemhylse uten underlagsskiver.

I tillegg til dette programmet vil det falle naturlig å undersøke avslakkingen av de forspente skruene ved hel eller delvis glidning.

Ved bruk av HUCK-boltene utsettes klemhylsen for relativt store plastiske deformasjoner, likeledes vil grunnmaterialet i prøvene få deformasjoner ved innpressingen. Eventuelle uheldige strukturelle endringer vil bli forsøkt påvist ved slagprøving av prøvestykker ved lave temperaturer.

En rent orienterende undersøkelse av forspenningskraft relativt hulldiameter ble utført før montasje av prøvestykkene med HUCK-bolter. Forholdet er imidlertid av så stor interesse at en grundigere analyse vil bli foretatt ved neste anvendelse av det spesielle aggregat for tilsetning.

#### Prøveform og materialer.

Figur 1 viser prøvestykkenes form. Alle prøvene består av to dobbeltsnittede forbindelser med 2 stk. 5/8" (16 mm) skruer i hver. Seriene mrk. D har  $B = 100$  mm, mens seriene mrk. E har  $B = 70$  mm.

Prøvematerialet er stangstål St 37.

Skruene betegnet FONAS 8.8 er vanlige friksjonsskruer med  $\sigma_{Bmin} = 80$  kp/mm<sup>2</sup>, diameter 5/8" og lengde 2 3/4". Boltene betegnet HUCK C5OL er en klembolt av amerikansk opprinnelse. Boltematerialet er i klassen  $\sigma_{Bmin} = 80$  kp/mm<sup>2</sup>, mens klemhylsen er i bløtt stål  $\sigma_{Bmin} \approx 40$  kp/mm<sup>2</sup>. Anvendt bolt har nr. 24, klemlengde 38,1 til 44,4 mm.

Overflatebehandlingen er ens for prøvene idet alle friksjonsflater er flammesprøytet med sink til en tykkelse på 100 till 200  $\mu$ m.

Denne overflate ble valgt for at man skulle få en bredere analyse av sinkbeleggets mekaniske egenskaper ved statisk såvel som dynamisk belastning.

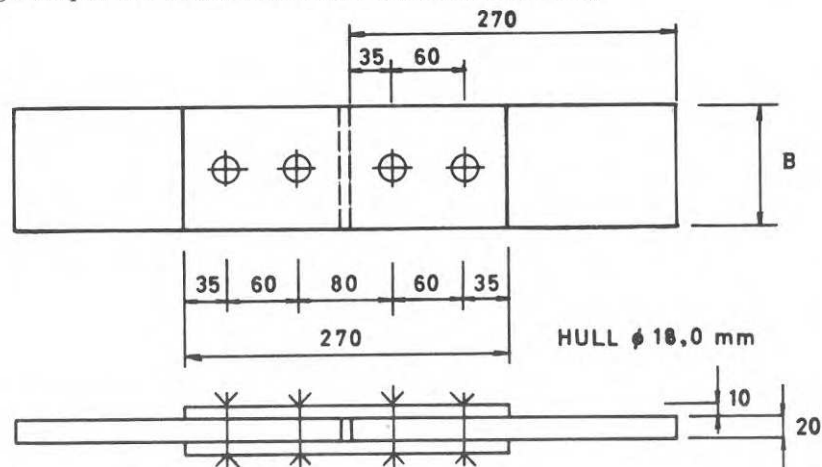


Fig. 1

Tilsetting av skruene.

Den konvensjonelle friksjonsskrue FONAS 8.8 tilsettes ved hjelp av forlengelsemåler til forspenning meget nær flytespenningen. Forspenningen er kalibrert til ca. 9 000 kp.

HUCK-bolten tilsettes ved hjelp av et eget hydraulisk aggregat. Verktøyet er kalibrert mot en trykkselle og gir forspenning på ca. 10 000 kp når hulldiameteren er 18,0 mm.

Programoversikt.

I tabell 1 er oppført en ajourført programoversikt. Nominell friksjonskoeffisient er beregnet ut fra forspenning 10 000 kp for HUCK-boltene og 9 000 kp for FONAS 8.8.

Hullkantanlegg angir montering av skruer i frie hull og at prøven belastes til full glidning før belastning påføres etter tabell 1.

Merknaden: "glidning under prøvning" angir uønsket glidning i løpet av prøvens levetid.



TABELL 1 - PROGRAMOVERSIKT

Serie nr	Skrue type	Vekslingsforhold $\mu$	Maks. netto spenning kp/mm <sup>2</sup>	Nominell friksj. koeff.	Spesielle effekter	Merknad
D I	FONAS	0	+ 16,45	-	Hullk.anl.	
D II	"	1,0		finnes		Langtidsprøver
D III	"	0	+ 16,45	-	Hullk.anl. uten skiver	
D IV	"	-1,0	+ - 11,0	0,50		
D V	HUCK	0	+ 16,45	-	Hullk.anl.	
D VI	"	-1,0	+ - 11,0	0,45		Delvis glid under prøv.
D VII	"	-1,0	+ - 11,57	0,475		Glidn. under prøvning
D VIII	"	-1,0	+ - 11,0	0,45		Glidn. under prøvning
D IX	FONAS	1,0	-	finnes		Statisk prøvning
D X	HUCK	1,0	-	finnes		Statisk prøvning
E I	FONAS	0	+ 21,15	0,61		
E II	"	1,0	-	finnes		Statisk prøvning
E III	"	-1,0	+ - 15,4		Hullk.anl.	
E IV	"	-1,0	+ - 15,4			
E V	"	-1,0	+ - 15,4		Uten skiver	
E VI	HUCK	0	+ 21,15	0,55		
E VII	"	0	+ 23,1	0,60		
E VIII	"	-1,0	+ - 15,4			
E IX	"	-1,0	+ - 15,4		Hullk.anl.	
E X	"	1,0	-	finnes		Statisk prøvning

Kjerveffekt ved innpresning.

For å belyse problemet kan tabell 1 være en orientering. Forspenningskraften for en 5/8" (16 mm) HUCK C50L antas å bli 10 000 kp.

TABELL 2 - FLATETRYKK MED 16 MM HUCKBOLT

Hulldiam. mm	Boltehode utv. diam. mm	Anl. flate mm <sup>2</sup>	Fl. trykk under hode kp/mm <sup>2</sup>	Klemhode utv. diam mm	Anl. fl. mm <sup>2</sup>	Flatetr. u. hylse kp/mm <sup>2</sup>
17,0	29,2	446	22,4	24,9	263	38,2
18,0	29,2	415	24,1	24,9	232	43,1
19,0	29,2	384	25,9	24,9	201	49,8

Denne oversikt viser at ved hulldiameter på 18 mm i prøvestaven vil innpresningen kun bli vesentlig under klemhylsen for bolten, idet flatetrykket her er vesentlig høyere enn flytespenning for prøvematerialet. Dersom denne innpresningen vil ha noen kjervvirkning med hensyn på utmatning, må man vente at hyppigheten i brudd blir vesentlig større i den lask hvor innpresningen er størst enn i de øvrige deler av prøvestykkene.

Analog problemstilling blir det ved vanlige friksjonsskruer når underlagsskivene sløyfes. I ugunstigere retningen virker den mekaniske bearbeiding ved mutterens dreining ved tilsetning. Antar vi forspenning på 9 000 kp, blir flatetrykkene som oppsatt i tabell 3.

TABELL 3 - FLATETRYKK MED 5/8" UNC 8.8

Hulldiam. mm	Bolthode diam. ca. mm	Anl. flate mm <sup>2</sup>	Fl. trykk under hode kp/mm <sup>2</sup>	Mutter diam. mm	Anl. fl. mm <sup>2</sup>	Flatetrykk u. mutter kp/mm <sup>2</sup>
18,0	23,5	180	55,5	26,0	277	36,2

Her må forventes stor innpresning i begge lasker ved prøvestykkene uten at man umiddelbart kan påpeke det ugunstigste punkt. Kjerveeffekten må antas å være større ved disse prøvene enn ved prøver med HUCK-bolter.

#### Resultater pr. 30 juli.

Pr. 30 juli er følgende serier belastet:

D V	fullført	D I	påbegynt
D VI	"	D X	delvis fullført
D VII	"	E I	påbegynt
D VIII	"	E III	påbegynt

Statisk prøvning (serie D X) ga friksjonskoeffisient for sinkbelegget på 0,63. Standardavviket var 10 % av middelveidien, hvilket er i høyeste laget. Minste målte verdi for friksjonskoeffisient ble funnet lik 0,538.

Glidelasten er her definert ved den last som er nådd når målt forskyvning er 150  $\mu\text{m}$  og pålastingen er jevn over ca. 15 minutter.

Dynamisk prøvning har foreløpig gitt mangefulle data idet kjervvirkningene av innpressing og hull var mindre enn antatt.

Serie D V viser dette klart. Samtlige prøver gled til anlegg ved pålastningen. Utmatningsbrudd inntraff i alle prøver mellom 80 900 og 727 800 vekslinger.

Brudd inntraff i følgende snitt:

- 5 stk. i midtstykke N = 80 900 til 669 000
- 3 stk. i lask under boltehode, N = 115 000 til 627 500
- 2 stk. i lask under klemhylse, N = 321 500 og 727 800

Ved flertallet av prøver i seriene D VI, D VII og D VIII forekom glidning og dermed hamring i forbindelsene før utmatningsbrudd i prøvematerialet intrådte. Av disse seriene fikk kun 9 prøvestykker materialbrudd. Unntaksvis forekom ingen glidning, vanligst var glidning til anlegg (strek) og bare små glidebevegelser før brudd ved de 9 prøvene.

Bruddene inntraff som følger:

- 2 stk. i midtstykke, N = 279 400 og 661 400
- 4 stk. i lask under hode, N = 361 550 til 828 160
- 3 stk. i lask under klemhylse, N = 449 920 til 1 194 370

Øvrige prøver i seriene ble avbrutt ved store deformasjoner eller fikk boltebrudd ved slagpåkjenningen.

Av Serie D I er det til nå kun kjørt 4 prøvestykker. I den ene inntraff avskjæring av skruene mens de tre andre fikk materialbrudd i midtstykkene ved vekslingstall N = 430 000, 2 187 000 og 2 250 000.

### Vurdering

De foreløpige resultater er for mangelfulle til å begrunne noen endelige konklusjoner, spesielt fordi sammenligningsverdier for grunnmaterialets utmatningsfasthet mangler

for de belastede prøveserier.

De resultater som foreligger angir likevel at kjervvirkningen fra innpressing under skruehoder ikke er vesentlig.

Videre kan den jevne bruddfordeling angi at den jevne lastoverføring ved friksjonsforbindelser har samme effekt både for lasker og midtstykker.

Sluttkommentar.

Ved kontinuerlig kjøring i prøvemaskiner kan forsøkene ventes avsluttet på nyåret 1971. Alle resultater vil da bli publisert samlet og søkt vurdert relativt beslektede utenlandske forsøk.



## JÄMFÖRANDE UTMATTNINGSFÖRSÖK MED HÖGHÅLLFASTA SKRUVFÖRBAND I OLIKA GRUNDMATERIAL

Tekn lic Åke Hedström,  
Försvarets Materielverk, Stockholm

### Resumé

Ett passförband med höghållfast specialskruv och olika höghållfasta grundmaterial har utmattningsprovats vid FMV. Provingen har skett i pulserande utmattning mellan spänningsgränserna 29,4 och 4,0 kp/mm<sup>2</sup>. Antalet belastningsväxlingar till brott varierar mellan 86 000 och 224 000 för de enskilda provkropparna (totalt 55 st). Medelvärdena för provkroppar av de olika materialen varierar mellan 100 000 och 178 000 lastväxlingar. Resultaten visar inget samband mellan utmattningslivslängd och statisk materialhållfasthet eller typ av värmebehandling.

I den svenska krigsmakten ingår sedan ett tiotal år en monterbar järnvägskrigsbro i stål - järnvägsbro 3. I syfte att minska byggnadstiderna pågår för närvarande undersökningar angående möjligheterna att förenkla utbyggnadsformerna och minska erforderlig materialmängd.

Det kritiska elementet ur utmattningssynpunkt är skruvförbandet mellan två ramstänger. Anslutningen är utförd som ett passförband med höghållfast specialskruv (se data tabell 1) och mycket snäva toleranser för avståndet mellan hålen ( $+0,15$  mm).

Övergången till förenklade utbyggnadsformer medför större utnyttjande av ramstängerna. Befintliga ramstänger klarar inte de ökade påkänningarna, varför undersökningar har inletts med ramstänger i olika höghållfasta, svetsbara stål. En provkropp har konstruerats i skala 1:1. Provkroppen utgöres av en del av förbandet mellan två ramstänger, se figuren. De yttre skruvhålen i 20 mm-plåtarna är den svaga länken i förbandet.

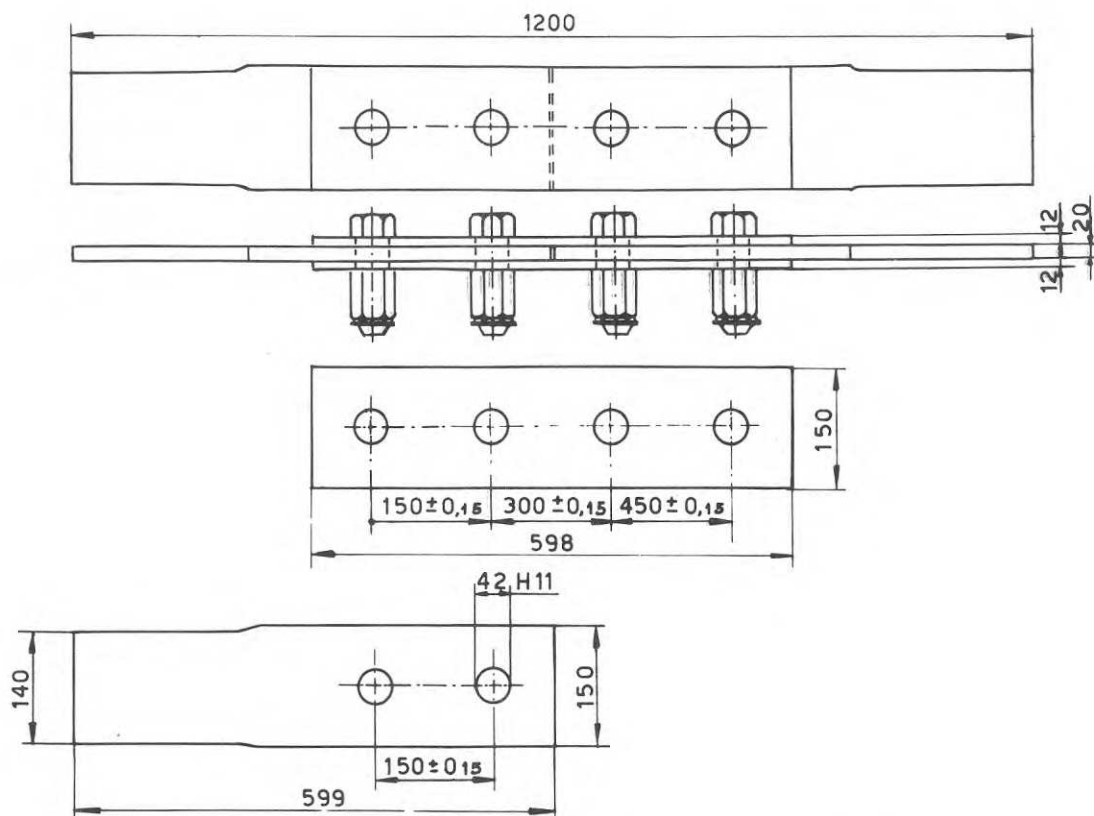
Skruvförbandet har utmattats under pulserande dragbelastning med en underlast motsvarande 4,0 kp/mm<sup>2</sup> och en överlast motsvarande 29,4 kp/mm<sup>2</sup>. Provingen har utförts på uppdrag av Försvarets Materielverk vid Statens Provningsanstalt i en utmattningsskin av fabrikket Amsler.

Totalt har 55 provkroppar i nio olika grundmaterial utmattningsprovats.  
En sammanställning av resultaten framgår av tabell 2.

Antalet belastningsväxlingar till brott varierar mellan 86 000 och 224 000 för de enskilda provkropparna. Medelvärdena för de olika materialen varierar som framgår av tabellen

mellan 100 000 och 178 000 lastväxlingar.

Resultaten antyder att det inte finns någon korrelation mellan sträckgräns och utmattningstidslängd i det aktuella spänningsområdet. Provningsarna visar inte heller något systematiskt samband mellan typ av värmebehandling och utmattningstidslängd.



Provkropp för utmattning av passförband med höghållfast specialskruv

Tabell 1. Materialdata för passskruv  $\phi$  41,75

Material	$\sigma_F$ kp/mm <sup>2</sup>	$\sigma_B$ kp/mm <sup>2</sup>	$\delta_5$ %
SECO 53	$\geq 45$	$\geq 70$	$\geq 17$

Tabell 2. Materialdata och erhållna värden vid utmattningsprovning av skruvförband

Material	Värme- behandling	$\sigma_F$ kp/mm <sup>2</sup>	$\sigma_B$ kp/mm <sup>2</sup>	$\delta_5$ %	Antal prov	Lastväxlingar till brott medelvärde	Standard- avvikelse
KAF 412-7 <sup>a)</sup>	seghärdat	60	70-85	-	4	100 000	9 000
FB80 (A1-Vstål)	normaliserat	50	65-80	15	6	105 000	11 000
Domex 600	seghärdat	67	96	18	9	126 000	30 000
Domex 450	seghärdat	74	85	16	6	ca 100 000 <sup>b)</sup>	-
UHB T50	normaliserat och anlöpt	49	63	17	6	170 000	15 000
UHB Fortiweld	seghärdat	61-73	71-80	18	6	178 000	32 000
FAMA 35	obehandlat	55	75	15	6	141 000	21 000
FAMA 25	obehandlat	45	58	20	6	143 000	18 000
Oxelösunds seghärdade stål	seghärdat	61	70	20	6	149 000	21 000
<b>Totalt</b>					<b>55</b>	<b>137 000</b>	<b>33 000</b>

a) Nuvarande material i ramstång

b) Tre prov gick ej till brott.





## STUDIUM AV ETT SAMMANSATT KÄLSVETSFÖRBAND UNDER STATISK LAST

Civ ing Elof Vestlund

Institutionsavdelningen för Stål- och Träbyggnad, Chalmers Tekniska Högskola, Göteborg

### Resumé

Avsikten med försöken är att undersöka spänningsfördelningen mellan längdkälsvetsar och ändkävetsar i elastiskt stadium hos en dragskarv. Provkropparna har bestått av tre plåtar sammansfogade med fyra längdkälsvetsar och två ändkävetsar, ("sammansatt förband"), se fig. 1. Försöken pågår.

För att mäta deformationerna användes elektriska trådtöjningsgivare. (7 enkla givare och 4 rosetter). se fig. 1 samt fotografi.

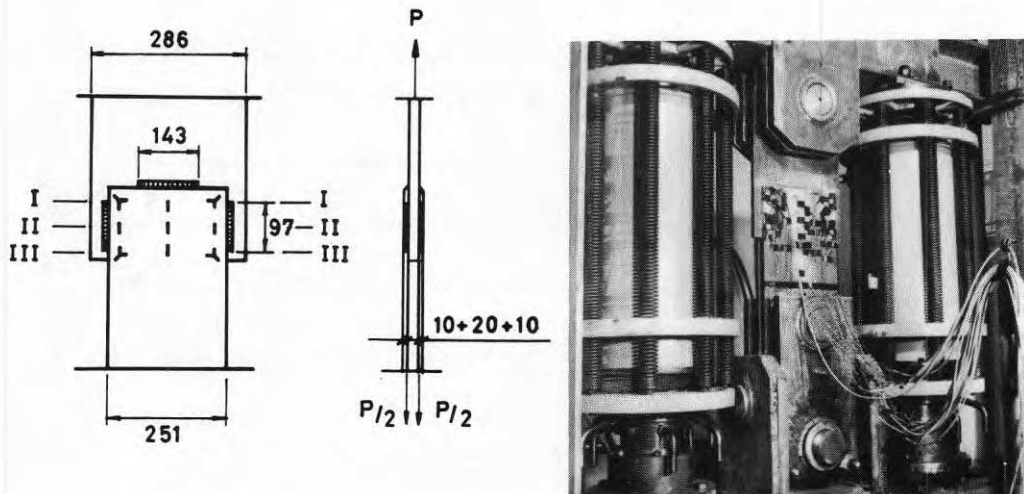


Fig. 1 Provkropp

Antalet anslutningsmöjligheter hos mätbryggorna tillät mätning endast på en plåts ena sida. Först utfördes förbandet "enkelt" med enbart längdkälsvetsar, varvid fyra belastningscykler gjordes från 0 till 30 Mp och tre från 0 till 35 Mp. Efter det att ändkävetsarna utförts, gjordes ytterligare tre belastningar från 0 till 30 Mp, tre från 0 till 35 Mp, tre från 0 till 100 Mp, en från 0 till 115 Mp och en sista från 0 till brott vid 131 Mp.

Den tillåtna lasten enl. byggsvetsnormerna från 1949 är 15,7 Mp.

Last-töjningsdiagram har uppritats för de olika givarna motsvarande snitt II-II och III-III enl. fig. 1. Exempel på töjningar i plåtens längdriktning vid olika laster i det "enkla" resp. det "sammansatta" förbandet ges i diagram 1 och 2 för en och samma lastcykel.

Genom jämviktsbetraktelse i snitten I-I, II-II och III-III, se fig. 1, undersöktes hur stor del av den totala kraften  $P$  som togs upp av ändkälsvetsen och som anges av  $P_{\dot{A}}$ .

Se fig. 2.

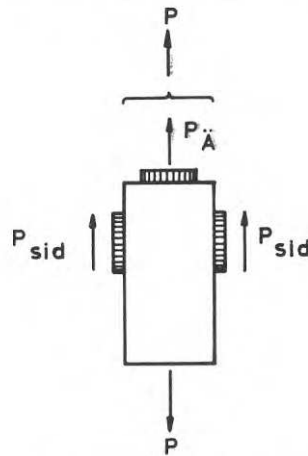


Fig. 2 Jämviktsbetraktelse för överlappsplåt

Eftersom spänningarna varierar "tvärs" plåtens tjocklek (vinkelrätt plåtytan), gjordes en korrektion härför med en faktor  $m$ . Faktorn  $m$  anger kvoten mellan pålagd last och "uppmätt kraft" (enl. trådtöjningsgivarna). Denna faktor tar alltså hänsyn till den "sneda" spänningsfördelningen vinkelrätt plåtytan, se fig. 3.

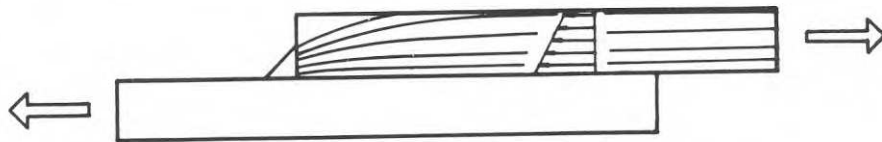


Fig. 3 Möjlig spänningsfördelning i en överlappsplåt

Last $M_p$	Snitt III-III $m \left( \frac{\text{pålagd last}}{\text{uppmätt kraft}} \right)$	Snitt I-I $P_{\dot{A}}/P$
15	1,31	0,48
30	1,33	0,49
60	1,27	0,50

Tabell 1. Exempel på resultat av överslagsmässig beräkning av hur stor del av totala lasten  $P$  som tas upp av ändkälsvetsen.

Av diagram 1 och 2 framgår hur spänningsflödet utjämnas då ändkälsvetsarna anbringas.

Trots att sammanlagda kälssnittsytan hos längdkälsvetsarna är ca.  $200 \cdot a$  och hos ändkälsvetsen ca.  $140 \cdot a$  ( $a = 3,5 \text{ mm}$ ) tar enl. tabell 1 ändkälsvetsen ungefär halva den pålagda lasten.

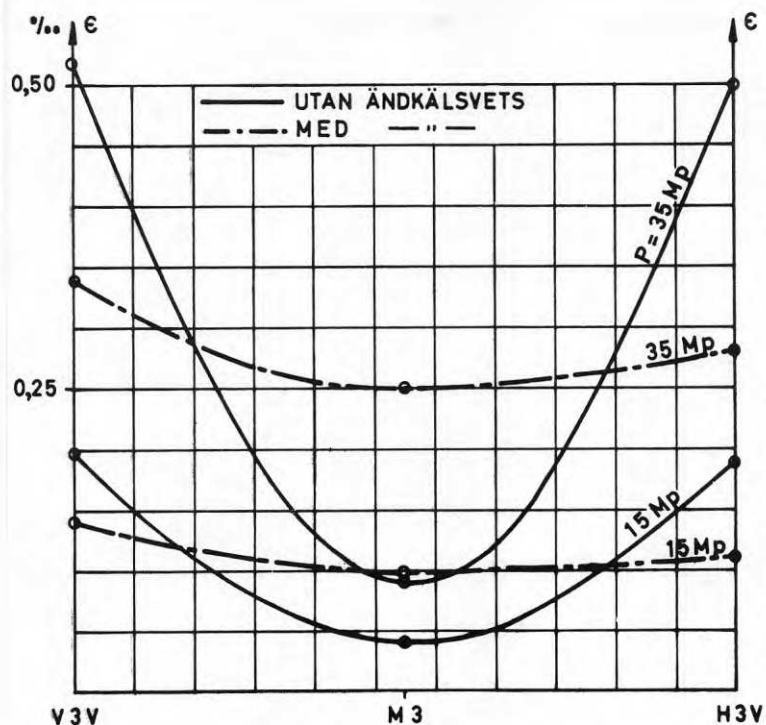


Diagram 1. Last-töjningsdiagram i punkterna V3V, M3 och H3V vid belastning med och utan ändkälsvetsar

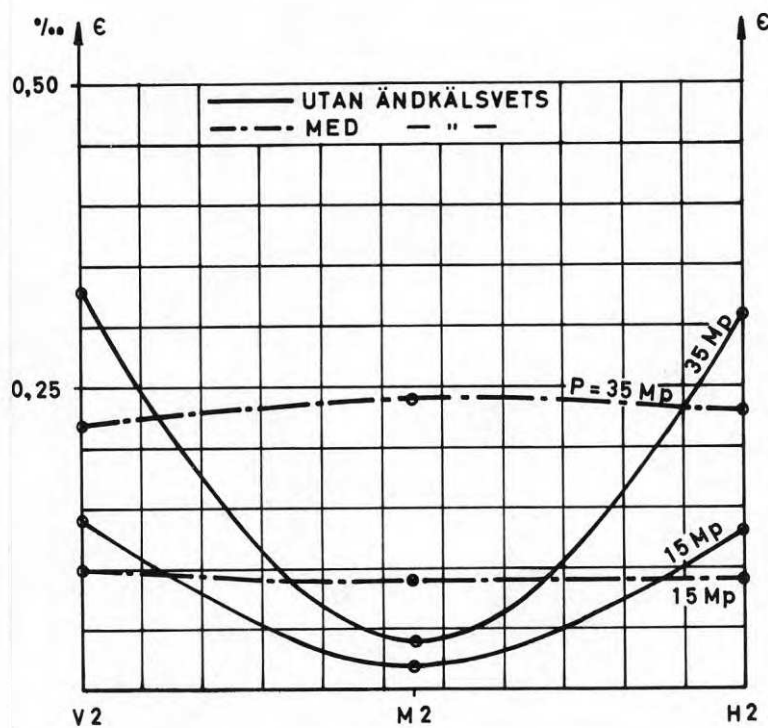


Diagram 2. Last-töjningsdiagram i punkterna V2, M2 och H2 vid belastning med och utan ändkälsvets.



Civ ing Aage P Jensen,  
 Danmarks Ingenjörskademi, Köpenhamn

Resumé

På grundlag af plasticitetsteoriens ekstremalsætninger er en nedre- og øvre værdi for flydebæreevnen af en dobbelt kantsøm angivet og sammenholdt med forsøgsresultater. Overensstemmelsen mellem de eksperimentelle og teoretiske resultater er acceptabel.

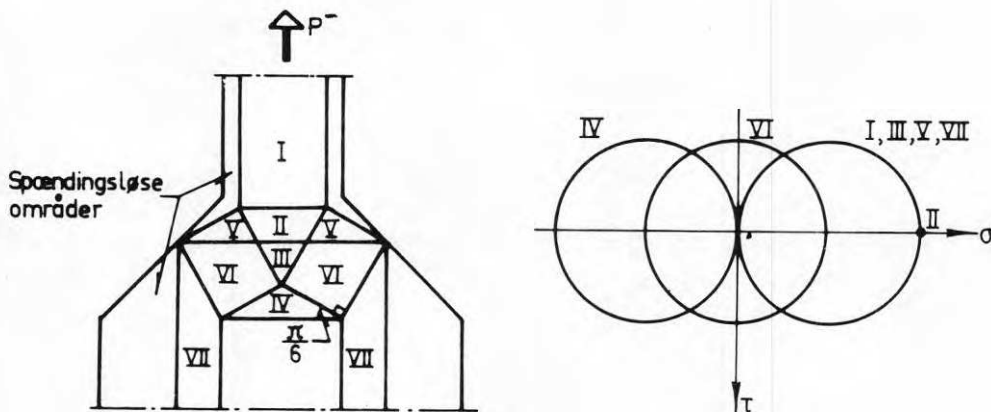
Indledende bemærkninger.

En konsekvent og teoretisk forsvarlig analyse af plastiske kantsømme findes ikke i litteraturen, omend plastiske deformationer tidligt er taget i regning [1] (efter [2]) og v. Mises' flydebetingelse er anvendt som beregningsgrundlag [3], [4].

Teori.

Under forudsætning af, at svejsematerialet og grundmaterialet begge er idealplastiske med samme flydespænding for både træk og tryk samt at begge materialer følger Tresca's flydebetingelse, kan der ved anvendelse af plasticitetsteoriens ekstremalsætninger [5] angives en øvre- og nedreværdi for samlingens bæreevne.

En nedreværdi  $P^-$  for den korrekte bæreevne kan bestemmes ud fra en statisk tilladelig og sikker spændingsfordeling, der f.eks. kan være den, der er vist i figur 1. Ved en projektion på lodret finder man



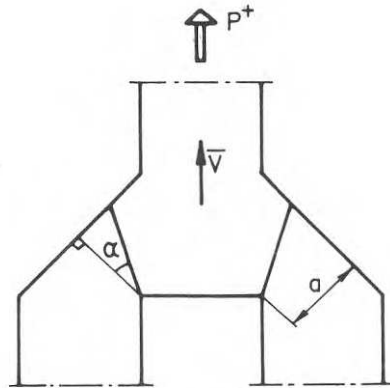
Figur. 1 Statisk tilladelig spændingstilstand.

$$P^- = \begin{cases} 2 \frac{a}{\cos \frac{\pi}{6}} \cos \frac{\pi}{3} t \sigma_F = 1.04 a t \sigma_F, & \text{for } b \geq 1.04 a \\ 1.00 b t \sigma_F, & \text{for } b < 1.04 a \end{cases} \quad (1)$$

eller på dimensionsløs form

$$\frac{P^-}{a t \sigma_F} = \begin{cases} 1.04 & \text{for } \frac{b}{a} \geq 1.04 \\ \frac{b}{a} & \text{for } \frac{b}{a} < 1.04 \end{cases} \quad (2)$$

En øvre værdi  $P^+$  til den korrekte bæreevne kan derimod findes ud fra en kinematisk mulig brudfigur, der f.eks. kan bestå af to rette linier, som vist i figur 2. Langs disse linier, der danner vinklen  $\alpha$  med halssnittet, tænkes bruddet at foregå som glidning mellem dellegemerne med den relative hastighed  $v \cos^{-1} \left( \frac{\pi}{4} - \alpha \right)$ .



Figur 2. Kinematisk mulig brudfigur.

I det den plastiske dissipation  $D$  pr. volumenenhed under forudsætning af Tresca's flydebetingelse er givet ved [6],

$$D = \sigma_F \dot{\epsilon} \max \quad (3)$$

har man ved anvendelse af arbejds ligningen,

$$P^+ v = \sigma_F \cdot \frac{v}{2 \cos \left( \frac{\pi}{4} - \alpha \right)} \cdot \frac{2at}{\cos \alpha} \quad (4)$$

Hvoraf

$$\frac{P^+}{a t \sigma_F} = \frac{1}{\cos \alpha \cos \left( \frac{\pi}{4} - \alpha \right)} \quad (5)$$

som for  $\alpha = \frac{\pi}{8}$  antager sin mindste værdi. For denne  $\alpha$ -værdi findes den for den valgte brudfigur mindste  $\phi$ værdi til,

$$\frac{P^+}{at\sigma_F} = \frac{1}{\cos^2 \frac{\pi}{8}} = \frac{2}{1 + \cos \frac{\pi}{4}} = 4 - 2\sqrt{2} \approx 1.17 \quad (6)$$

Imidlertid kan der for små værdier af forholdet  $b/a$  optræde brud i den øverste stang for

$$P^+ = bt\sigma_F \quad (7)$$

således, at den samlede  $\phi$ værdiløsning er givet ved

$$\frac{P^+}{at\sigma_F} = \begin{cases} 1.17 & \text{for } \frac{b}{a} \geq 1.17 \\ \frac{b}{a} & \text{for } \frac{b}{a} < 1.17 \end{cases} \quad (8)$$

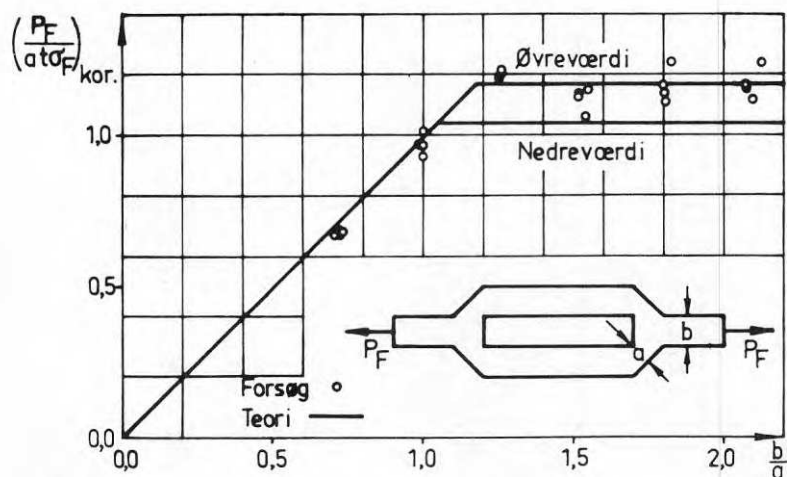
Både denne værdi og nedreværdien er optegnet som funktion af forholdet  $\frac{b}{a}$  i figur 4.

### Forsøg

I 1966 blev en forsøgsrække gennemført for at afprøve de teoretiske resultater. Hele forsøgsserien bestod af 24 emner med samme længde (1000 mm), samme  $a$ -mål (36,5 mm); men med varierende  $b$ -mål, (25-76 mm) og tykkelse (10 og 16 mm).

Efter at emnerne var skåret ud, blev de udglødet for tilsidst at blive påført et tyndt lag kraklak til synliggørelse af flydningens indtræden og udbredelse i emnerne. Det stangformede legeme, der blev udskåret af forsøgsemnernes midterparti, blev anvendt til bestemmelse af materialets trækflydespænding.

Under selve forsøget, hvor kraften  $P$  blev påført med nogenlunde konstant belastnings-hastighed, blev flydezonerne optegnet, efterhånden som de viste sig med angivelse af den tilhørende flydekraft. Samtlige forsøgsresultater er vist grafisk i figur 3.



Figur. 3 Grafisk afbildning af teoretiske og eksperimentelle resultater.



### Konklusion

Overensstemmelsen mellem de teoretiske og eksperimentelle resultater synes at antyde muligheden for at dimensionere kantsømme på et grundlag, der er konsistent med en af de grundlæggende teorier indenfor ingeniørvidenskaben.

### Referenser

- [1] Schuster, L W: Journal of the American Welding Society. May 1930
- [2] Jensen, Cyril D: Combined Stresses in Fillet Welds. Journal of the American Welding Society. Feb 1934
- [3] Kist, N C: Berechnung der Schweissnähte unter Berücksichtigung Konstanter Gestaltsänderungsenergie. Vorbericht 2. Kongress Int Ver für Brückenbau und Hochbau (1936)
- [4] Norsk Standard. NS 470 2. utg. Sept 1969
- [5] Koiter, W T: General Theorems for Elastic-Plastic Solids. Progress in Solid Mechanics. Vol I, 1960
- [6] Hill, R: On discontinuous plastic states, with special reference to localized necking in thin sheets. Journal of Mechanics and Physics of Solids. Vol 1 pp. 19 to 30, 1952

## UTNYTTJANDE AV INTRÄNGNINGEN VID KÄLSVETSAR

Civ ing Hans Åke Persson, Asea, Hälsingborg

### Resumé

Automatisk pulverbågsvetsning ger stor inträngning. Inträngningens variation med svetsdata redovisas. Dessa samband kan utnyttjas av verkstäderna vid dataval. Ett utnyttjande av inträngningen utöver en 15 % reduktion av a-måttet kräver dock speciell kontroll.

### Automatisk pulverbågsvetsning

Det har länge varit känt att automatisk pulverbågsvetsning ger stor inträngning. Det har tidigare fastslagits att ett minimivärde på spaltinträngningen på 20 % av a-måttet vid kälsvetsar alltid uppnås under normala svetsförhållanden. En generell sänkning av a-måttet med 15 % tillåts därför i många fall. En betydligt större inträngning kan emellertid lätt uppnås.

I forskningsuppgiften utförda litteraturstudier och försök visar att inträngningen ytterligare kan utnyttjas genom ett reducerat a-mått. En reduktion motsvarande ca 45 % av det nominella a-måttet är i vissa fall möjlig. Se tabell 1.

Tabell 1 Svetskostnader vid utnyttjande av inträngningen vid kälsvetsar.

Kontroll se tabell 17	Nominellt a-mått	5	6	7	8	10	12	14
	Kostnad kr/m	1.10	1.60	2.10	2.60	4.10	6.30	9.50
Ingen (generellt tillåtet)	$a_{UP}$ (min)	4.2	5	5.8	6.7	8.3	10	12.0 <sup>3)</sup>
	bruttovinst 1) kr/m	0.25	0.50	0.60	0.65	1.20	2.20	3.20
Delkontroll (diagram 11)	$a_{UP}$ (min)	3.1	3.7	4.3	4.9	6.6 <sup>2)</sup>	8.2 <sup>2)</sup>	10.2 <sup>2)</sup>
	bruttovinst 1) kr/m	0.35	0.40	0.60	0.85	0.90	1.35	1.90
Allkontroll (diagram 10)	$a_{UP}$ (min)	3.0	3.4	3.9	4.5	5.8 <sup>2)</sup>	7.2 <sup>2)</sup>	9.0 <sup>2)</sup>
	bruttovinst 1) kr/m		0.10	0.10	0.15	0.40	0.55	1.10

1) Bruttovinsten är beräknad i förhållande till närmast "högre" variant för  
 övre raden: till nom. a-mått  
 mitt raden: till ingen kontroll  
 undre raden: till delkontroll

2) Maximal reduktion har ej utnyttjats då  $h/a_{UP} = 1,8$  sannolikt ej kan uppnås med normala svetsdata. (Jfr [1] diagram 4 och 5, sid 17)

3) Högsta tillåtna reduktion är 2 mm.

Hållfastheten kommer därvid inte att äventyras varken vid statisk eller dynamisk belastning. Kontrollåtgärder anpassas efter storleken på reduktionen av a-måttet. Kontrollomfattningen måste byggas ut ju mer man utnyttjar inträngningen.

Ett stort antal svetsprov har genomförts i liggande kälfog. Data för svetsdimensionernas variation med strömstyrka, svets hastighet och elektroddimension har sammanställts. Även sekundära faktorer såsom godsdimension, materialkvalitet och tillsatsmaterial påverkar resultaten. De har dock befunnits ha en mycket begränsad betydelse.

Redovisade samband för inträngningens variation med svetsdata kan utnyttjas av verkstäderna vid dataval för uppnående av stor inträngning. Ett utnyttjande av inträngningen utöver en 15 %-ig reduktion av a-måttet kräver dock speciell kontroll.

För de i denna undersökning svetsade materialen (SIS 14 13 12, SIS 14 14 11 samt OX 522) har kunnat fastläggas att inträngningsvärden motsvarande  $h/a \leq 1,8$  kan tillåtas med hänsyn till kvalitetskrav. Oroväckande hårdheter eller ogynnsamma strukturer uppträder ej.

Särskilda krav måste ställas på förarbetet. Blästring till Sa 2 eller slipning av plåten är nödvändig. Detta gäller dock allmänt för pulverbågsvetsning.

Genomförda hållfasthetsundersökningar omfattande dragprov och utmattningsprov visar att automatisk pulverbågsvetsning inte i något fall är underlägsen manuell svetsning. Detta beror på att den stora inträngningen som erhålls vid automatmetoden ger en i förhållande till liten inträngning väsentligt gynnsammare spänningsbild vid smältgränsen i fogspalten med åtföljande högre hållfasthet. Vid reducering av a-måttet flyttas även svetstvärnsnittets läge i riktning mot svetsroten vilket medför ett mindre böjande moment på kälsvetsen och därmed lägre spänningar.

Vid dynamiskt belastade konstruktioner ger automatisk pulverbågsvetsning ytterligare en fördel, nämligen att svetsfel i samband med elektrodbytten undviks eftersom trådtillförseln är kontinuerlig.

Hållfastheten vid kälsvetsar med inträngning föreslås med anledning av forskningsresultaten bli baserat på h-måttet (se fig 1) men bör exempelvis vid ritningsbeteckningar anges i form av ett nominellt a-mått.

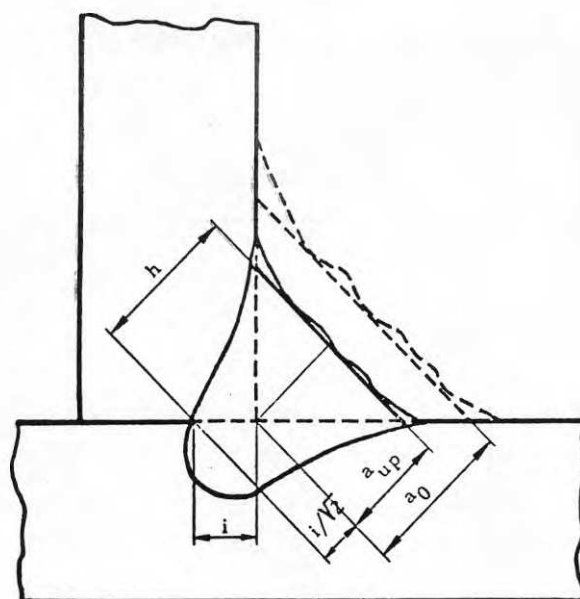


Fig 1 a-måttet definieras som höjden i den likbenta triangel som kan inskrivas mellan fogytorna och svetsens toppyta

- $a_{up} = a$  = a-mått i den med hänsyn till spaltinträngningen ( $i$ ) reducerade kälsvetsen
- $a_0$  = det nominella a-måttet angivet på ritningen
- $h$  = svetsdjupet =  $a_{up} + i/\sqrt{2} \geq k_a \cdot a_0$  där styrkefaktorn  $k_a \geq 1$ . Se [1] sid 33
- $i$  = spaltinträngningen = inträngningsdjup i spalten = sidinträngning enligt Svets teknisk ordlista, Svetskommissionen 1968

Den automatiska pulverbågs svetsningens överlägsenhet över manuell svetsning utöver det inträngningen ger är svårt att utnyttja vid hållfasthetsberäkningar. Säkerhetsmarginalen ökas därför vilket motverkar osäkerheten i kontrollutförandet.

K-svetsar utförda med automatisk pulverbågs svetsning skall betraktas som fullt genomsvetsade vid hållfasthetsberäkningen. En mindre osvetsad del mellan svetssträngarna vid dynamiskt belastade konstruktioner är enligt genomförda försök av underordnad betydelse om spaltinträngningen överskrider 45 % av plåttjockleken.

Lämpliga metoder för oförstörande kontroll av spaltinträngningen har undersökts. Ultraljudprovning med halvekometoden eller radsekometoden rekommenderas för kontroll av dubbelsidiga och enkelsidiga kälsvetsar. Vid mätningarna kan samma apparatur

användas som vid ultraljudkontroll av stumsvetsar och valsat material. Ett speciellt hjälpvertyg föreslås.

I viss utsträckning erfordras speciella kalibreringsblock. För genomförande av mätningar krävs att den yta hos svetsförbandet som är parallell med spalten är fri och åtkomlig. Operatörer med erfarenhet av ultraljudkontroll bör relativt snabbt kunna lära sig mätförfarandet. Mätfelet beräknas för metoderna vara max  $\pm 1,0$  mm. Denna noggrannhet förutsätter att operatören har tillgång till snittprover från inkörningskontrollen.

#### Manuell svetsning

Enligt kraven på inträngningselektroder för manuell svetsning skall dessa ge tillräckligt stor inträngning för att a-måttet skulle kunna reduceras. Två väsentliga faktorer utesluter dock detta. Betyggande svetskvalitet uppnås ej tillsammans med fullt inträngningsdjup. Elektroden är vid utnyttjande av inträngningen ej konkurrenskraftiga med högutbyteselektroder.

#### Referenser

- [1] Persson, H Å: IVF-resultat 69604 - Utnyttjande av inträngningen vid kälsvetsar. Institutet för Verkstadsteknisk Forskning, Göteborg

## VERTIKALT SVETSADE KÄLSVETSFÖRBAND

Ingenjör Sven-Åke Persson,  
Institutet för Verkstadsteknisk Forskning (IVF), Göteborg

Resumé

Vertikalt stående kälsvetsning uppåt eller nedåt ger svetsförband med skilda uppsmältningsdjup. Vertikalsvetsning nedåt är en lönsam svetsmetodik, som emellertid ger en ringa uppsmältning av grundmaterialet. Undersökningen har visat att ett svetsförbands hållfasthet ej är beroende av uppsmältningsdjupet. Den ökade avkylningshastigheten medför emellertid att hårdheten i omvandlingszonerna ökar och kan i finkornstål nå värden på 460 HV 30. [1]

En vanlig uppfattning då man studerar snittytor tvärs en svets är att svetsens hållfasthet är avhängig uppsmältningsdjupet. Svetsar med små uppsmältningsdjup erhålles framförallt då svetsningen sker i lägen skilda från horisontalläget.

Vertikalt stående kälfog kan på grund av de senaste årens utveckling på elektrosidan svetsas såväl vertikalt uppåt som vertikalt nedåt (bild 1). Med den senare metoden kan svetsningen ske vid hög strömstyrka, vilket gör denna metod mera lönsam. Vid vertikalsvetsning nedåt erhålles i regel en mindre uppsmältning av grundmaterialet än vid vertikalsvetsning uppåt.

Detta är bakgrunden till denna undersökning, vari direkta hållfasthetsjämförelser gjorts mellan prover med olika uppsmältningsdjup. Flera tidigare undersökningar visade att vertikalsvetsning nedåt gav en jämn övergång mellan svetsgods och grundmaterial med liten anvisningsverkan.

Undersökningen har utförts på tre olika grundmaterial, SIS 1411, SIS 2172 och ett icke kommersiellt stål C, medtaget i syfte att få fram extrema värden. Grundanalysen överensstämmer med analysen för SIS 2172 sånär som på kolhalten, som för stål C är 0,23 %.

Prover har svetsats med 11 olika handsvetselektroder. Av dessa var tre speciellt utvecklade för vertikalsvetsning nedåt och kunde ej med tillfredsställande resultat användas för vertikalsvetsning uppåt. Korsprofiler (TI-fog) av de olika grundmaterialen har svetsats med resp. elektrod. All svetsning har okulärbesiktigats och magnetpulverprovats och inte i något fall har felaktigheter såsom sprickor och porer upptäckts. Små smältdiken har ofta förekommit i prover som svetsats vertikalt uppåt. Tre korsprov har uttagits av vardera kombinationen elektrod, grundmaterial och svetsmetodik. Korsprovets snittytor slipades och etsades för uppmätning av kälsvetsarnas dimensioner enligt bild 2.

Uppmätningen visade att uppsmältningen längs svetssträngen varierar inom relativt vida gränser hos en och samma svets. Variationer på ca 1 mm är ej ovanliga. En mindre skillnad i uppsmältningsdjupen beroende på svetsmetodiken har dock iakttagits. Vertikalsvetsning nedåt gav ca 0,3 mm mindre uppsmältningsdjup än vertikalsvetsning uppåt (bild 3).

Katetmåtten för en kälsvets står alltid i ett bestämt förhållande till a-måtten. Den praktiska uppsmältningsbredden blir aldrig mindre än detta teoretiska mått. Beroende på svetsformen blir förhållandet uppsmältningsbredd:katetmått större eller mindre. Vid ett givet a-mått är ett större värde på detta förhållande (=konkav svetsform) bra - framförallt vid utmattningspåkning.

Samtliga (drygt hundratalet) korsprover har dragprovats till brott (bild 4), varvid såväl brottlast som brottens lägen noterats. Oavsett brottens orientering har brotthållfastheten beräknats enligt förhållandet:

$$\sigma_B = \frac{P}{A} \quad \text{där}$$

$\sigma_B$  = Brotthållfastheten i kp/mm<sup>2</sup>

P = Belastning i kp

A = Medeltvärnsnittsarean  $a_{1m} \times a_{2m} \times B$

$a_{1m}$  och  $a_{2m}$  = resp. brustna svetsars a-mått (medelvärde)

B = Korsprovets bredd i mm

De erhållna resultaten redovisas i diagram 1 a-g, där brotthållfastheten avsatts som en funktion av uppsmältningsdjupet. Diagrammen visar att likartad svetsning utförd på de olika grundmaterialen medför en viss differens i hållfasthet. Kälsvetsar med stål C som grundmaterial har varit något starkare än kälsvetsar i materialen stål 2172 resp. stål 1411, förutsatt att samma elektrod använts. Oberoende av uppsmältningsdjupets storlek har brott i prover med stål C och stål 2172 skett i svetsgods. Variationen i den statistiska brotthållfastheten är ringa och kan ej sägas vara beroende av uppsmältningsdjupet, när andra faktorer - såsom uppsmältningsbredd, svetsform och svetsgodssammansättning - kan ge samma variationer. Korsprover i stål 1411 har brustit i en eller två omvandlingszoner, men ej heller här kan någon hållfasthetsskillnad iakttagas.

Beträffande diagram 1d skall noteras att svetsningen med elektrod Ph 36 misslyckades i stålen 1411 och 2172. Dessa svetsar innehöll mycket slagg. Intressant är emellertid att det godtagbara provet i stål C endast erhöll uppsmältningsdjupet 0,45 mm. Trots detta ligger hållfasthetsvärdena på samma nivå som motsvarande prov med elektrod Ph 27, vilka haft 0,7 mm uppsmältningsdjup.

Samtliga provtyper har studerats med avseende på hårdhet.

I diagram 2 redovisas uppmätta hårdhetsvärden enligt HV 30.

Prover som svetsats vertikalt nedåt har genomgående erhållit större hårdhet än prover som svetsats vertikalt uppåt. Vidare har de finkornbehandlade grundmaterialen medfört större hårdhet än då motsvarande svetsning utförts på det olegerade stålet 1411. Vid svetsning vertikalt nedåt i de finkornbehandlade stålen har hårdhetsvärdena ej understigit det i normer angivna maximivärdet 350 HV 10.

Vid studium av strukturen i provernans omvandlingszoner framkom att denna i huvudsak bestod av bainit och martensit. Martensitstrukturen visade en klar tendens att öka dels med ökad avkylningshastighet och dels med ökad kol/manganhalt hos grundmaterialet (diagram 3). Martensitisk struktur ger hög hårdhet och risk för sprickbildning, som emellertid är avhängig av hydrogenerhalten i svetsgodset. Ingen sprickbildning har kunnat konstateras i de utförda provsvetsningarna (genom magnetpulverprovning, mikrotvärprov och utfallet av dragprovningen) trots att relativt höga C- och Mn-halter och hårdheter förelåg.

Vertikalsvetsning nedåt ger emellertid svetsar med små a-mått, vilket fordrar skärpt kontroll mot sprickbildning speciellt i fast inspända förband.

En kostnadsjämförelse av svetsningsmetoderna har visat att vertikalsvetsning nedåt kan sänka den totala svetskostnaden med bortemot 30 %. Svetsmetodiken påverkar ej elektrodernas bruttoutbyte (nytttotal).

Redovisade försök har visat att uppsmältningsdjupet ej inverkar på svetsens hållfasthet, förutsatt att bindning erhållits. Vertikalsvetsning nedåt är en lönsam metodik, som då den utföres på rätt sätt ger fullgoda svetsar, även om uppsmältningsdjupet i grundmaterialet tycks bli litet.

#### Referenser

- [1] Persson, S Å: IVF-resultat 69602 - Vertikalt svetsade kälsvetsförband. Institutet för Verkstadsteknisk Forskning, Göteborg



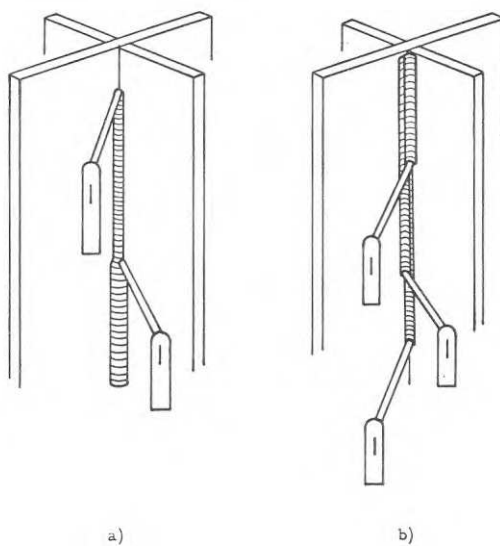


Bild 1. a) vertikalsvetsning uppåt  
b) vertikalsvetsning nedåt

Tabell 1 Grundmaterial och dess analyser

Material	C %	Si %	Mn %	P %	S %	N %	Nb %	Mekaniska egenskaper		
								$\sigma_{su}$ kp/mm <sup>2</sup>	$\sigma_B$ kp/mm <sup>2</sup>	$\delta_5$ %
SIS 1411 (valstillstånd)	0.16	0.26	1.15	0.023	0.017	0.009	-	30.4	49.8	30
SIS 2172 <sup>1)</sup> (Al-tätat, valstillstånd)	0.15	0.21	1.35	0.021	0.013	0.010	-	38.8	53.2	31
Stål C <sup>1)</sup> (Al-tätat, normaliserat)	0.23	0.59	1.46	0.014	0.008	0.009	0.023	44.0	63.5	26

1) Finkornstål

Bild 2. Uppmätta storheter

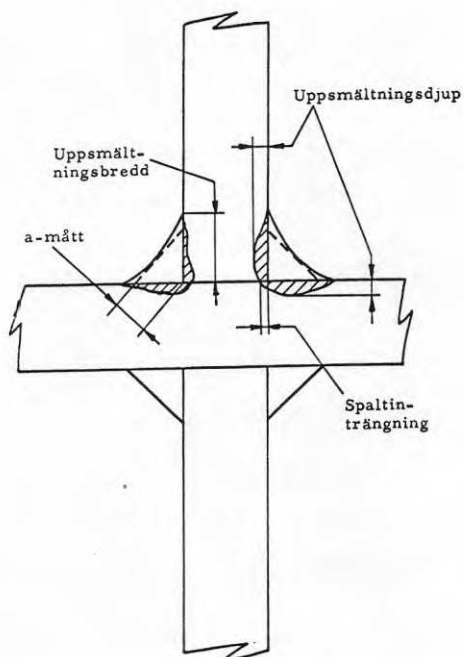


Bild 4. Korsprovstav

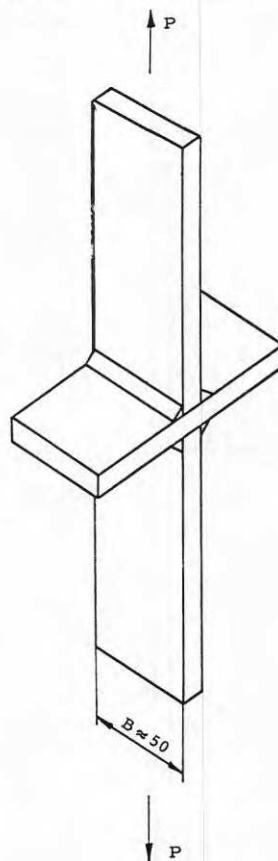
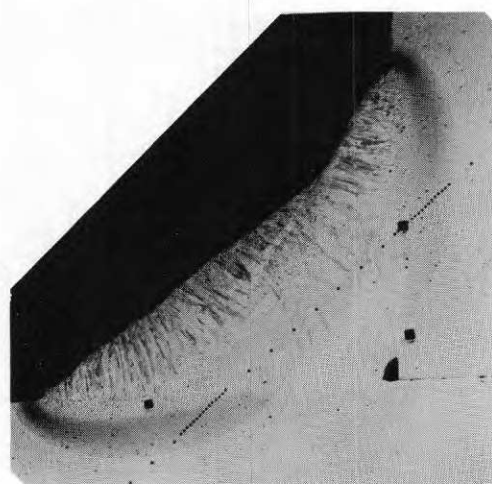
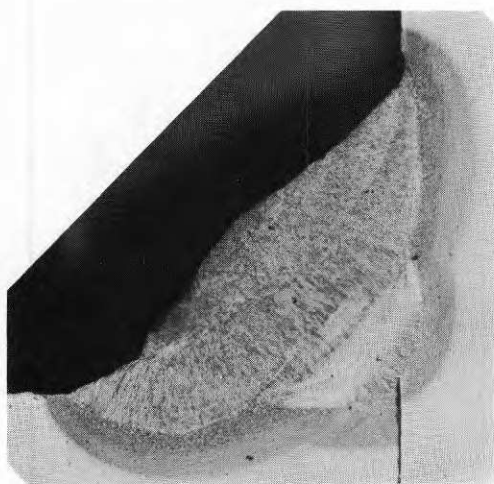
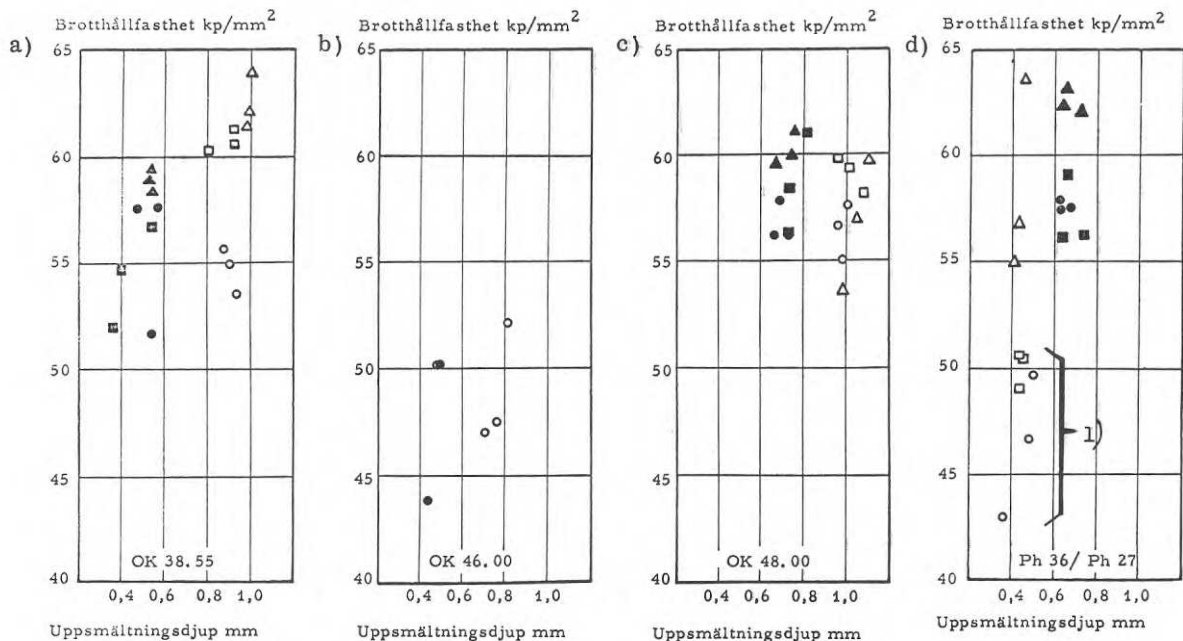


Bild 3. Kälsvetsar med

a) stort uppsmältningsdjup

b) litet uppsmältningsdjup





Grundmaterial:

- ● = SIS 1414
- ■ = SIS 2172
- △ ▲ = Stål C

Varje markering representerar medelvärdet av 16 mätpunkter för uppsmältningsdjupet.

Svetsmetod:

Ljusa markeringar, korsprovet svetsade vertikalt uppåt  
Mörka markeringar, korsprover svetsade vertikalt nedåt

1) Ej tillfredsställande svetsresultat

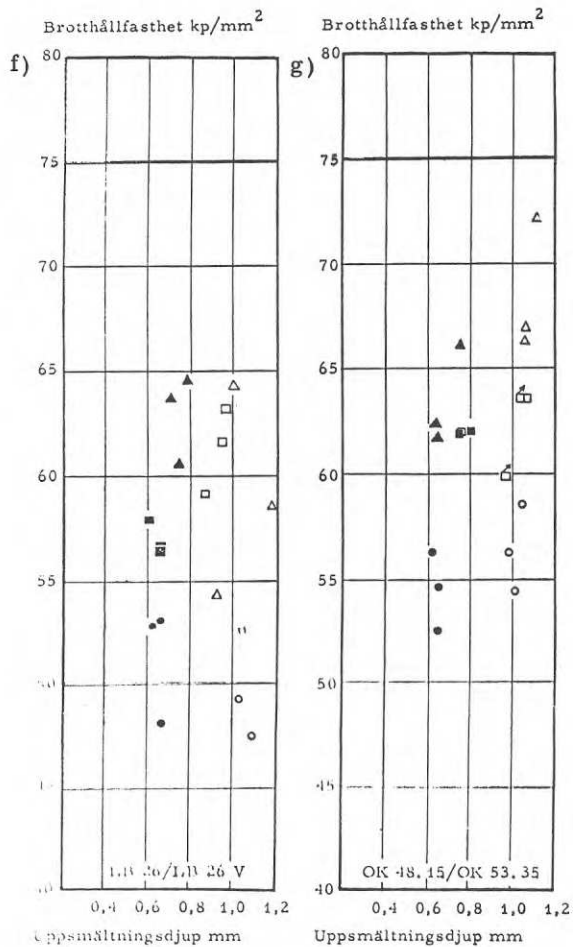
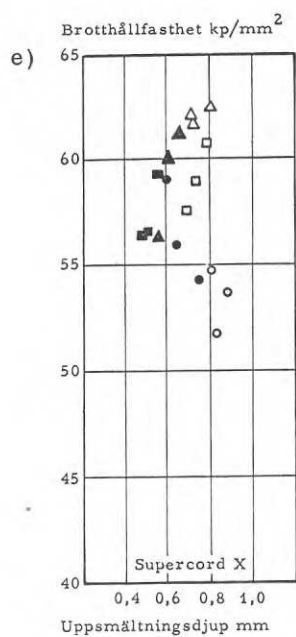


Diagram 2 HÅRDHETER I OMVANDLINGSZONERNA

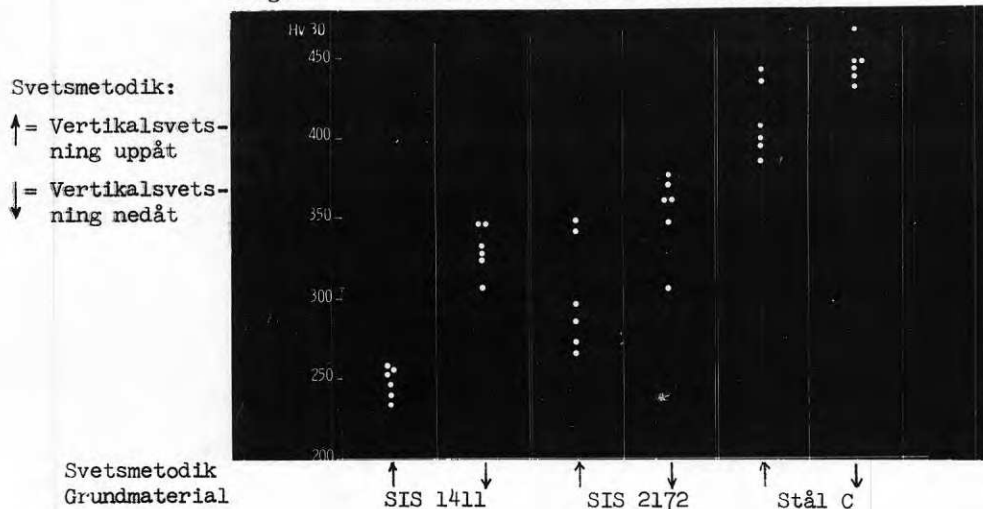
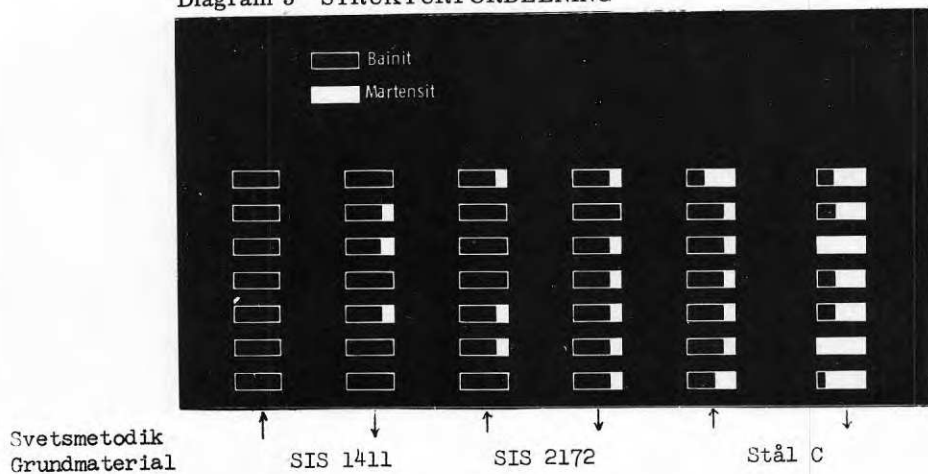


Diagram 3 STRUKTURFÖRDELNING





## DISKUSSIONSINLÄGG

## BIDRAG NR 32

L. Östlund (LTH): frågade om handboken i detaljutformning med tanke på stålbyggandets ständiga utveckling och förändring skall utföras med lösbladssystem.

L. Wallin (SBI): svarade att varje detalj skall omfatta ett häfte som helt eller delvis kan bytas ut vid behov. Häftena skall förvaras i en pärm av samma typ som konferenspärmerna.

## BIDRAG NR 34

W. von Olnhausen (Vägverket): sade att stålbyggnadsskruven skall användas i ospända förband. Har skruvarna i provförbanden varit ofrivilligt förspända?

L. Östlund: svarade att ingen förspänning fanns i provförbanden. Muttrarna var inte ens åtdragna.

L-E. Jarfall (FFA): sade att vid förband med många skruvar har den överförda lasten i de yttersta skruvarna störst betydelse. Har detta beaktats i undersökningen för stålbyggnadsskruven?

L. Östlund: svarade att denna inverkan inte speciellt studerats men att man genom omfattande provning mycket väl kunde tänka sig att bestämma olika "verkningsgrader" för förband med varierande antal skruvar i rad.

## BIDRAG NR 36

R. Baehre (KTH): ifrågasatte om fullständig samverkan mellan svets- och friktionsförband kunde påräknas även för tunnplåt.

G. Johansson (CTH): svarade att förhållandet svetsarea/plåtarea också har betydelse för om man vågar summera skruv- och svetslast.

W. von Olnhausen: sade att Vägverket nu ansåg sig "överbevisat" om att svets- och friktionsförband fullständigt samverkar vid skarvning av exempelvis brobalkar.

Sammanfattning - Session III - Sammanfogning

R. Baehre (KTH): Här har behandlats problemställningar som är aktuella för den praktiskt verksamma konstruktören och som sedan lång tid tillbaka har varit föremål för diskussion.

Sessionen omfattade dels allmänna frågeställningar rörande konstruktiva detaljer samt dels speciella frågeställningar rörande skruv- och svetsförband.

Vissa av här framlagda resultat kommer att få omedelbar inverkan på de nya stålbyggnadsnormerna, andra kommer att påverka normskrivningen på längre sikt.

Vi kan konstatera att här refererade undersökningar dels fyller luckor i vårt kunnande om konstruktionens funktionssätt, dels ger oss nya konstruktiva möjligheter att finna ändamålsenliga konstruktionsformer.

Det återstår att framföra SBI:s och auditoriets tack för intressanta och väldisponerade redogörelser.

## ORTOTROPE MEMBRANKONSTRUKSJONER AV KORRUGERTE TYNNPLATER

Siv ing J. Caspar Falkenberg, Ph.D., Norges byggforskningsinstitutt, Oslo

### Resumé

Et betydelig konstruktivt potensial ligger i utnyttelsen av korrugerte tynnplaters skive-virkning for konstruksjon av selv bærende ortotrope membrankonstruksjoner. En del data m.h.p. styrke og stivhet er etablert slik at mulighetene kan indikeres.

En detalj av avgjørende betydning er sammenføyningen mellom plate og randdrager. Forfatteren har foreslått en løsning på problemet, og en rekke forsøk er utført med den foreslåtte forbindelse, som fungerer etter sin hensikt.

En rekke eksempler på takkonstruksjoner for industri og hallbygg som er utarbeidet indikerer de betydelige muligheter som ligger i ortotrope membransystemer av profilerte tynnplater.

### Syllliste

a	- platespenn	R, H	- innfestningskrefter
c	- platespenn, horisontalprojeksjon	T	- aksialkraft i gurter
c, d, h, s	- profilmål	E, G, $\nu$	- E-modul, skjærmodul og Poissons tall
t	- platetykkelse	$D_x, D_y$	- platens bøyestivheter i x- og y-retning
l	- spennvidde for takkonstruksjon	$D_s$	- $\sqrt[4]{D_x D_y^3}$
w	- bredde av platestripe	$\tau$	- skjærspenning kp/cm
q	- jevnt fordelt vertikallast	$\tau_{cr}$	- "klassisk" knekkspenning
p	- jevnt fordelt normallast	$\gamma$	- skjærtøyning
		$\eta$	- $\tau_{max}/\tau_{cr}$

### Innledning

I de senere år har man sett en raskt økende bruk av profilerte tynnplater som kledning for lette industribygg. Utgangsmaterialet er stort sett kaldvalset båndaluminium eller sendzimirforsinket båndstål som profileres i roll-former. Utvalget av profiltyper og overflatebehandling er etterhvert blitt meget stort, og det er grunn til å tro at en etterhvert økende andel av markedet for kledningsselementer vil dekkas av profilerte tynnplater.

Et konstruktivt fremskritt av en viss betydning er det at man nylig har begynt å utnytte skivevirkningen - evnen til å overføre skjærkrefter i sitt plan - hos korrugerte plater, for horisontal avstivning av et bygg. Derved kan selve takskiven benyttes som vindavstivende element, slik at egne vindfagverk o.l. kan sløyfes. Skivevirkningen har vært inngående undersøkt, og her som ofte ellers er det amerikanerne som har gått foran [1, 14, 15, 17].



Det viser seg, imidlertid, ved enkle beregninger, at den teoretiske skjærfasthet av korrugerte tynnplater er det mangedobbelte av hva som kreves i forbindelse med vindavstivning. Det ligger da nær å tenke seg at denne foreløpig u-utnyttede evne kan gjøres bruk av til å konstruere skall eller "foldetak" av korrugerte plater.

Et enkelt eksempel på en slik konstruksjon er vist på fig. 1.

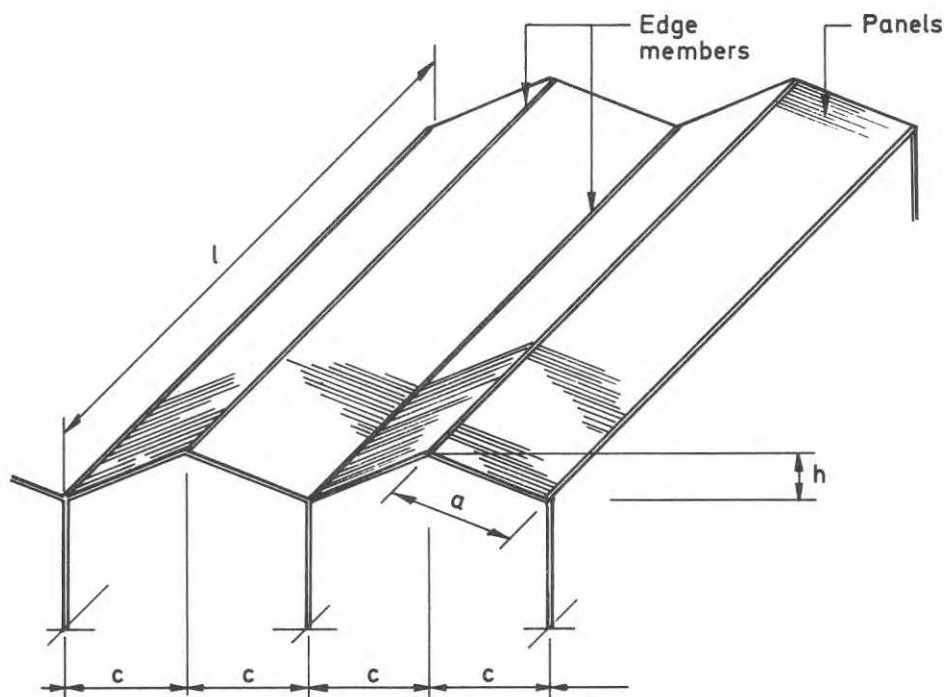


Fig. 1 - Foldetak av korrugerte plater

Her danner de korrugerte platene sammen med langsgående profiler i foldelinjene en stiv, ortotrop, selvberende flate. Prinsipielt fungerer denne som en I-bjelke med effektiv høyde  $h$  der platene virker som steg og tar skjærkrefter og de langsgående profiler virker som flenser som tar trykk og strekk. En elementær beregning viser at maksimal skjærkraft i platene er

$$\tau_{\max} = \frac{1}{2} q l \frac{c}{h} \quad (1)$$

og aksialkraften i gurtene er

$$T_{\max} = \pm \frac{2 \cdot c \cdot q \cdot l^2}{8 h} \quad (2)$$

Det er klart at de konstruktive muligheter i høy grad avhenger av hvilke skjærkrefter platene kan oppta. Med spennvidde  $l = 30$  m,  $c = 5$  m,  $h = 2$  m og  $q = 180$  kp/m<sup>2</sup> får vi  $\tau_{\max} = 6,75$  t/m. Dette er av størrelsesorden det 10-dobbelte av hva som

opptrer i forbindelse med vindlast, men vel innenfor den teoretiske skjærstyrke for en korrugert plate med 1,0 - 1,2 mm tykkelse. I det følgende vil det bli belyst de forskjellige faktorer som bestemmer skjærstyrken av korrugerte paneler.

#### Skjærfastheten av korrugerte tynnplater

Vi kan skille mellom 4 former for brudd i en korrugert plate som utsettes for skjærkrefter i planet

- a) vanlig flytning i skjær
- b) lokal knekning av de enkelte platestriper
- c) "global" knekning som ortotrop skive
- d) brudd ved innfestning til rand-stav langs den profilerte rand

Brudd av type a) er vanligvis ikke aktuelt ved normalt proporsjonerte tynnplatekonstruksjoner.

For den lokale knekning b) har vi for den "kritiske skjærspenning

$$\tau_{cr} = K_1 \frac{\pi^2 Et}{12 (1 - \nu^2) (w/t)^2} \quad (3)$$

med  $K_1 = 5.3$ . Den "klassiske" knekkspenning  $\tau_{cr}$  er av overveiende akademisk interesse, i praksis interesserer  $\tau_{max}$  som kan settes til

$$\tau_{max} = \eta_1 \tau_{cr} \quad (4)$$

med  $\eta_1 = 1.5 - 2.0$  for typiske korrugerte tynnplater (post buckling strength).

"Global" eller ortotrop knekning avhenger av platespennet  $a$ . kriteriet har formen (se (1))

$$\tau_{cr} = K_2 \frac{\sqrt[4]{D_x D_y^3}}{a^2} \quad \text{for } D_y \gg D_x \quad (5)$$

hvor

$$D_x = \frac{Et^3}{12 (1 - \nu^2)} \quad \frac{d}{s}$$

og

$$\begin{aligned} D_y &= EI_y && \text{er bøyestivheter i } x \text{ og } y \text{ retn.} \\ K_2 &= 32,8 && \text{for "fritt opplagte" render i } x\text{-retn.} \\ K_2 &= 60,8 && \text{for innspente} \end{aligned}$$

Skjærknekning av ortotrope skiver er behandlet i [7, 8, 9, 10, 11].

Imidlertid er det brudd i sammanføyningen mellom platen og randstaven, hvor skjærkraften føres inn i platen, som normalt begrenser, meget sterkt, den skjærspenning som kan utvikles i platen. Den vanlige innfestningsmetoden består i å feste platen i ett eller to punkter i hver bølgedal som vist på fig. 2.

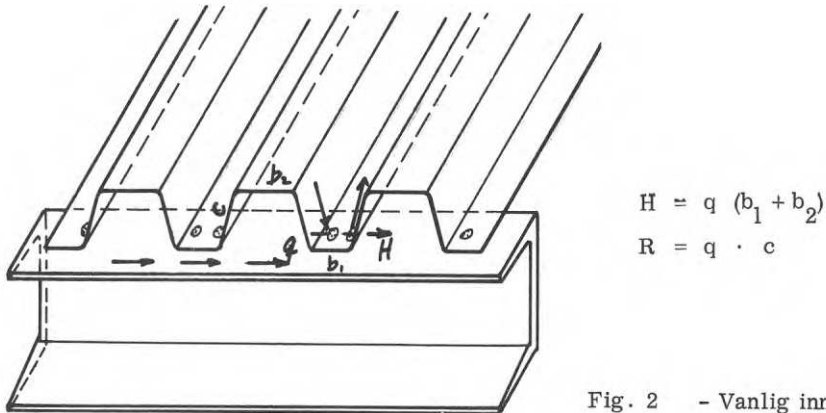


Fig. 2 - Vanlig innfestning

Det kan anvendes selvgjengende skruer eller en spesiell sveis - smeltepunktsveis eller pluggsveis - hvorved man brenner seg gjennom platen og ned i det underliggende tykkere gods. Svakheten ved denne innfestningen ligger i de kreftene  $R$  som oppstår (fig. 2) og som tenderer til henholdsvis å knekke platesteget og å rive opp sveis - eller skruefestet. Bare en liten del - av størrelseorden 20 - 30 % - av platens skjær-kapasitet etter kriteriet b) ovenfor, kan utvikles med innfestningen vist på fig 2.

#### Foreslått innfestningsmetode

Ideelt burde platen festes kontinuerlig langs sin brukne rand, slik at skjærkreftene kan føres direkte inn i platesteget. En måte å få dette til på er vist på fig. 3. Her er plateemnet stanset ut med tungeformede partier, fortrinnsvis før profileringen, som vist på fig. a. Ved montering knekkes så stegtungene langs to linjer, fig. c, hvoretter platen kan plasseres mellom randstavene som delvis har form av et skjev-vinklet Z-profil, fig. d. Platen presses så ned, under ytterligere ombøyning av steg-tungene, til anlegg mot bunnflensen, og festes med skruer eller fortrinnsvis sveiser som vist.

P.g.a. skråningen på Z-profilets steg kan det opptas lengdetoleranser i platespennet på ca  $\pm 15$  mm. Man oppnår med dette en fullstendig skjær-stiv såvel som bøyingsstiv innfestning. Det siste er av betydning, såvel for utnyttelse av platens momentkapasitet

(større spennvidder og mindre nedbøyning) som for den ortotrope knekning, (en sterk økning i  $K_2$ -faktoren i lign. [5]).

Som et eksempel på den forbedring som oppnås ved den foreslåtte innfestningsmetode er det i tabell 1 gitt resultater fra forsøk med 3 forskjellige innfestningsmetoder. Metode nr 2 består i å feste som vist på fig. 2 samt å anbringe et z-beslag langs plateranden, idet beslagets øvre og nedre flens festes til henholdsvis platens toppflens og randbjelken.

Tabell I - Skjærstyrke ved forskjellige innfestninger<sup>1)</sup>

Innfestningsmetode	$T_{\text{max}}$ kp/cm	Bruddtype
2 pluggsveiser i bunnflens	31	Knekning av platesteg
2 pluggsveiser med Z-beslag	62	Flytning i Z-beslag
med utstansede tunger	121	Sveisebrudd, lokal pl. knekning

1) Forsøk med Robertson QD 90 i prøveramme 114 x 74 cm.

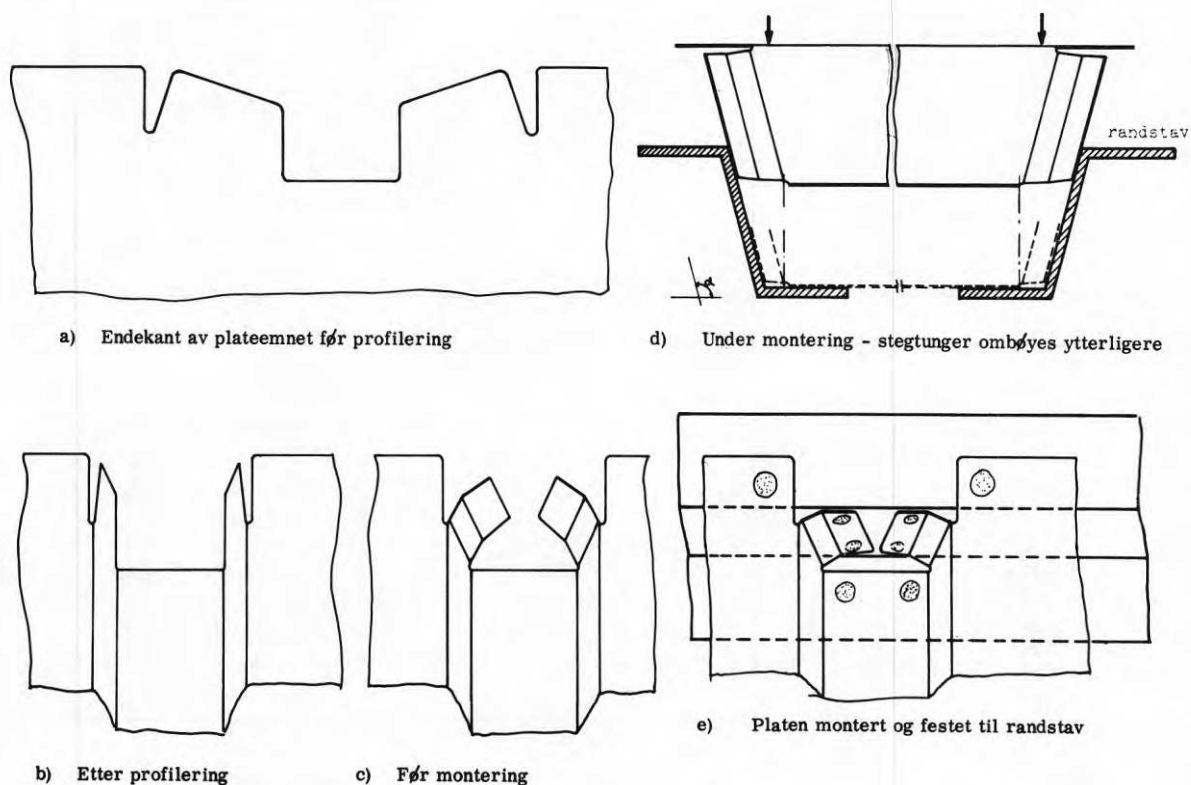


Fig. 3

### Skjærforsøk med små paneler

For å finne skjærkapasiteten som bestemt av kriteriet b) eller d) ovenfor, ble det utført 8 belastningsforsøk på små paneler, med profilet vist på fig. 4, i rammer som vist på fig. 5

Resultatene er gitt i tabell 2.

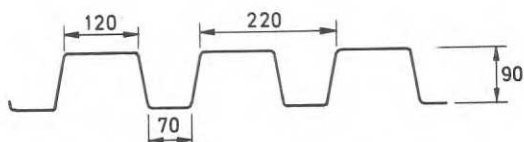


Fig. 4 - Plateprofil QD 90

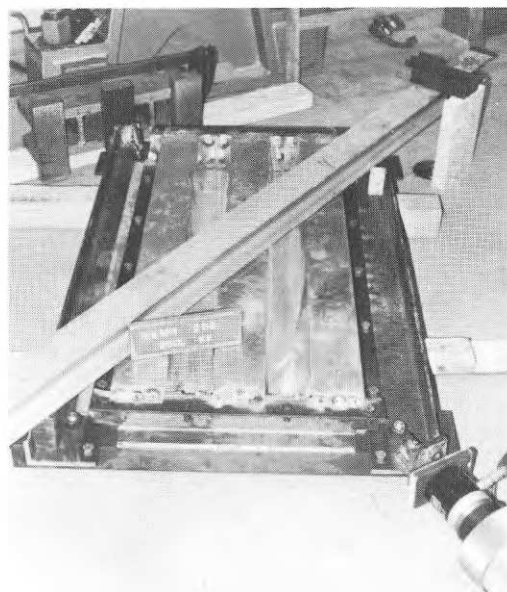


Fig. 5 - Forsøk med små paneler

Tabell 2 - Resultater av forsøk med små paneler

t mm	$P_{\max}$ , kp	$\tau_{\max}$ kp/cm	$\tau_{cr}$ kp/cm	$\frac{\tau_{\max}}{\tau_{cr}}$	Brudtype
0,80	5500	41	32	1,28	Sveisebrudd
0,80	7000	51,4	32	1,61	Lokal knekn. i avst. fra innfestning
0,90	9500	64	47	1,36	Lokal knekn. i hjørne
0,90	9950	73	47	1,56	Som ovenfor
1,00	10000	74	67	1,10	Lokal knekning
1,00	11200	82	67	1,22	Lokal knekn. ved innfestning
1,25	17500	129	132	0,98	Sveisebrudd, lokal knekning
1,25	15500	114	132	0,87	Lokal knekning i avst. fra innfestning

### Belastningsforsøk på store paneler

For å studere skjærbrudd ved ortotrop knekning ble det utført følgende forsøk, begge med Robertson QD 90/1,0 mm.

- a) Skjærforsøk på paneler med 6 m spenn
- b) Skjærforsøk på paneler med 5 m spenn under samtidig normallast  
 $p = 300 \text{ kp/m}$

Såvel deformasjoner i planet som utbøyninger ble registrert. Resultatene er vist på fig. 7 - 9 og 11 - 13.

- a) Fig. 6 viser forsøksarrangementet i NBI:s prøvehall på Blindern. Max. skjærspenning som ble utviklet i platene var  $69 \text{ kp/cm}$ . Dette tilsvarer en faktor  $K_2 = 86$  i lign. (5).

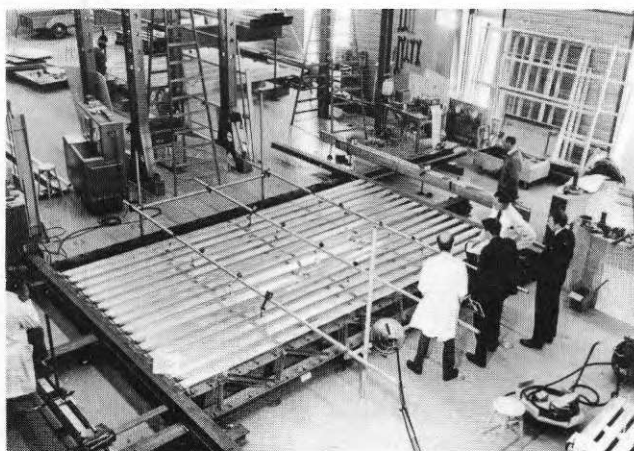


Fig. 6 - Arrangement for skjærforsøk



Fig. 10  
- Brudd ved samtidig skjærkraft og normallast

Fig. 8 viser meget god overensstemmelse mellom den målte og den teoretiske skjærdeformasjon, beregnet av

$$\gamma = \frac{\tau}{G} \frac{s}{d}$$

hvilket indikerer at innfestningen er fullstendig hvelvingstiv.

- b) Arrangementet her var som under a), idet normallast  $p = 300 \text{ kp/m}^2$  ble påført ved at rommet mellom skiven og gulvet ble avtettet og luften sugd ut ved hjelp av en støvsuger til 300 mmVS vakuum. Som ventet har man her en noe mindre skjærstivhet enn under a) p.g.a. lokal utbuling fra normallasten (fig. 11). Av utbøyingsformen umiddelbart før brudd, fig. 13, ser man at det er ingen utpreget skjær-knekning som finner sted. Faktoren  $K_2$  er i dette tilfelle  $K_2 = 60$ .

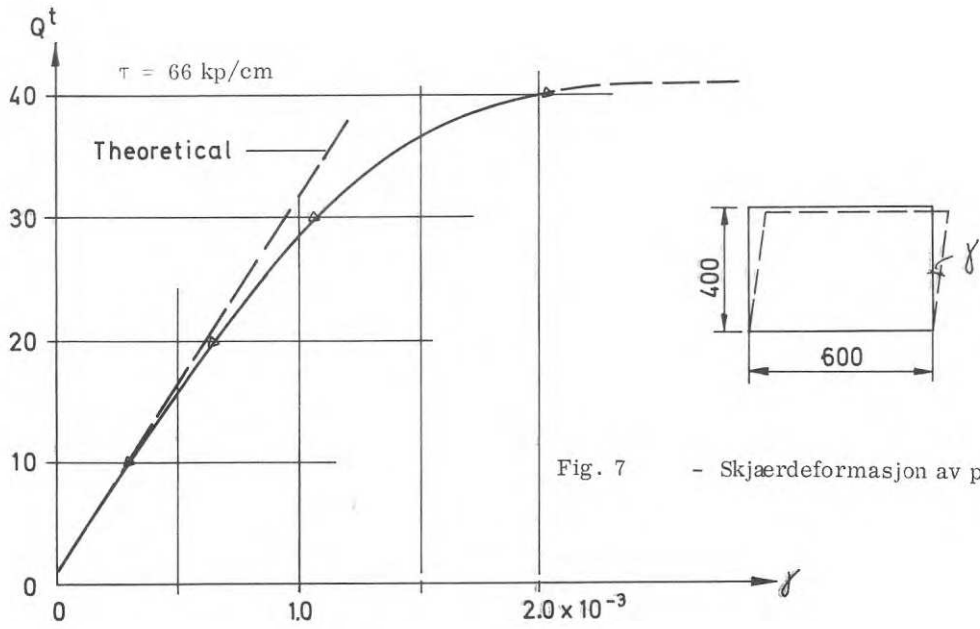


Fig. 7 - Skjærdeformasjon av panel

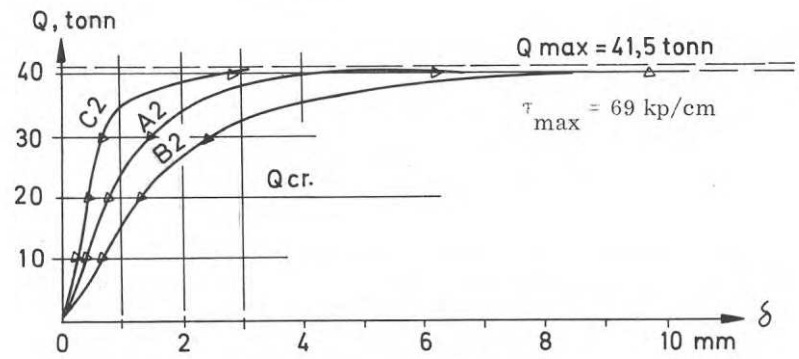


Fig. 8 - Utbøyninger langs akse 2

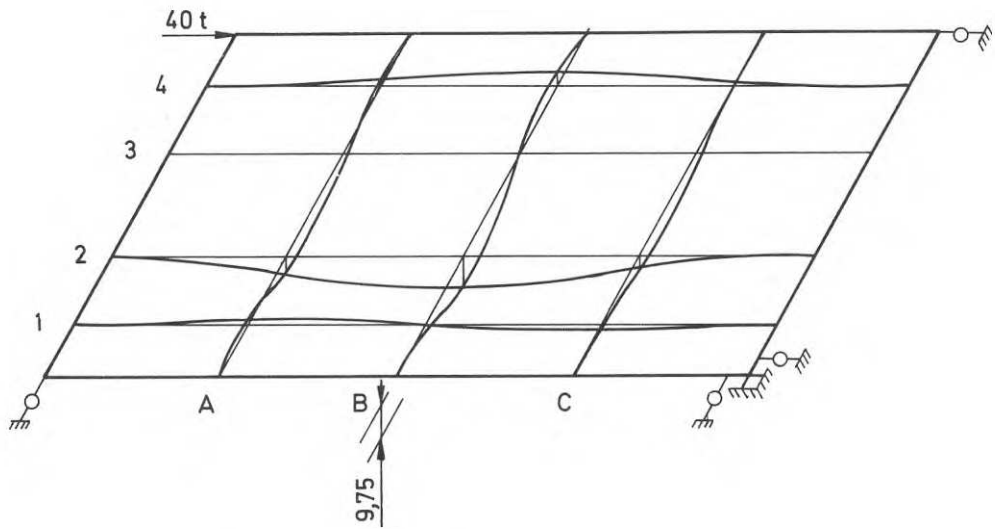


Fig. 9 - Utbøyningsform vid  $\tau_{\text{max}}$

### Diskusjon av skjær-styrke - andre resultater

Resultatene i tabell 2 indikerer at den foreslåtte innfestning iallfall i noen tilfelle muliggjorde at platens fulle skjærstyrke kunne utvikles. Den maksimale skjærspenning var lokalt en del høyere enn den nominelle som er ført opp i tabellen.

For de spennvidder som normalt vil være aktuelle er det sannsynlig, forutsatt en innfestning slik som vist på fig. 3, at den ortotrope knekning vil begrense tillatt skjærspenning. Vi kan sette for den ortotrope knekkspenning

$$\tau_{\max} = K_2 \frac{D_s}{a^2}, \quad D_s = \sqrt[4]{D_x D_y^3} \quad (6)$$

Forskjellige verdier av  $K_2$ , som funksjon av forholdet platespenn/profilhøyde, er vist på fig. 14.

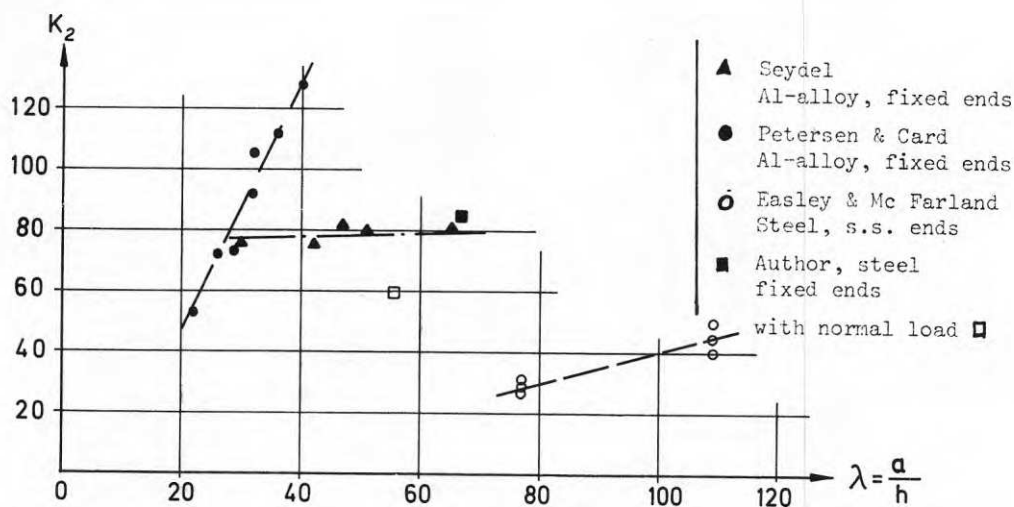


Fig. 14 - Diverse skjærforsøk med korrugerte plater

For de etterfølgende konstruksjonseksempler er det antatt, for Robertson QD 90-profiler, med samtidig  $p = 180 \text{ kp/m}^2$

$$\tau_{\text{till.}} = \frac{1}{1.65} 60 \frac{D_s}{a^2} \quad (7)$$

hvor 1.65 er sikkerhetsfaktoren som foreslått i (3). En del verdier er gitt i tabell 3.

Tabell 3 - Foreslåtte tillatte skjærspenninger, QD 90, kp/cm

t, mm \ a, m	5,0	5,2	5,4	5,6	5,8	6,0
1,00	42	39	36	34	31	29
1,25	54	50	47	43	40	38



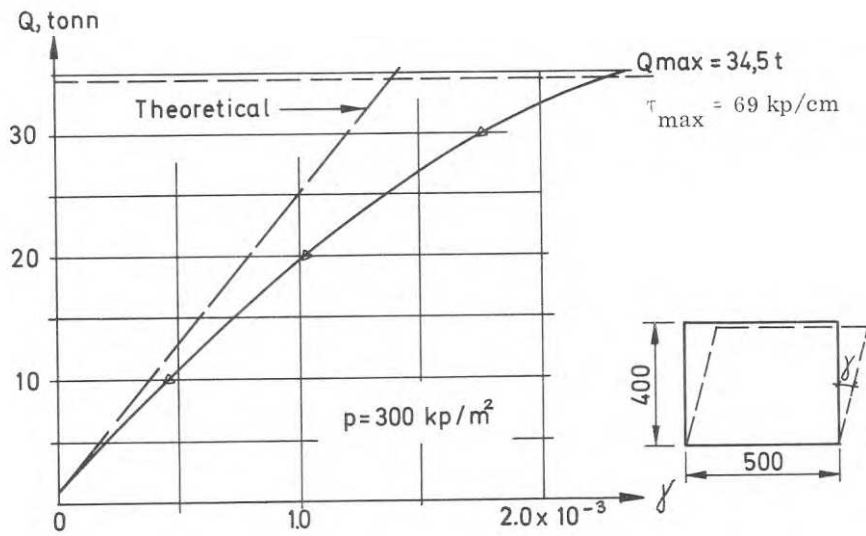


Fig. 11 - Skjærdeformasjon

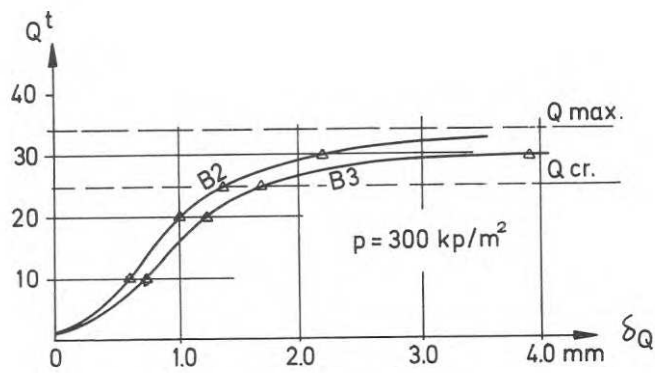


Fig. 12 - Utbøyninger langs akse 2 og 3

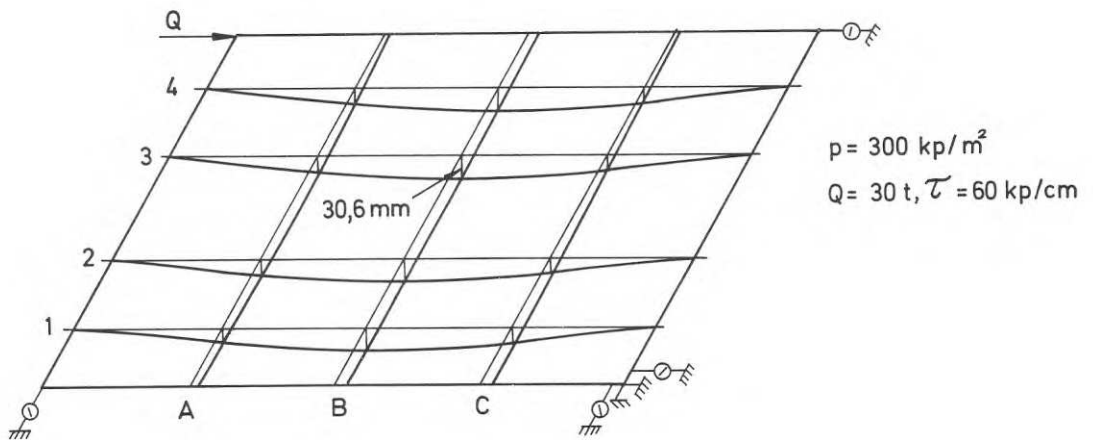


Fig. 13 - Utbøyningsform for knekning

Konstruksjonseksempler

De følgende eksempler på takkonstruksjoner i form av ortotrope membransystemer tar sikte på å indikere noe av det potensiale som ligger i en full utnyttelse av skivevirkningen hos korrugerte plater.

Det er forutsatt snølast  $125 \text{ kp/m}^2$  pluss egenvekt. Gurt-profilene er forutsatt av St 52 med  $\sigma_{\text{till}} = 2150 \text{ kp/cm}^2$ . Gurt-profilene kan være satt sammen av profiler av flattstål eller P-profiler som vist på fig. 15.

Eksempel 1 - foldetak, 26 m spenn (fig. 15)

Platetykkelse 1.2 mm nær gavlvegg, ellers 1.0 mm.

$$\tau_{\text{max}} = 48 \text{ kp/cm. Konstruksjonsvekt}$$

Plater	$16.1 \text{ kg/m}^2$
Gurter	$\frac{4.0 \text{ kg/m}^2}{}$
Totalt, exkl. søyler	$20.1 \text{ kg/m}^2$

Nedbøyninger:

Fra gurt-tøyning	$\Delta_{\sigma} = 6.2 \text{ cm}$	
Fra skjærdeformasjon	$\Delta_{\tau} = 1.2 \text{ cm}$	
Totalt	$\Delta = 7.4 \text{ cm}$	$= \frac{1}{350}$

Eksempel 2 - Shedtak, fig. 16

Spenn 30 m. Gurter med hul-tverrsnitt. Diagonalen i fagverk 3" x 3" RHS. Platetykkelse 1.2 - 1.0 mm.  $\tau_{\text{max}} = 47 \text{ kp/cm}$

Konstruksjonsvekt

Plater	$15.5 \text{ kg/m}^2$
Gurter	$5.7 \text{ kg/m}^2$
Diagonalen	$\frac{1.7 \text{ kg/m}^2}{}$
Totalt	$22.9 \text{ kg/m}^2$

Eksempel 3 - buehall, fig. 17

Spenn 80 m. Horisontalkraften ved fundament opptas av forspente betongstaver som har tilstrekkelig aksial stivhet. Platetykkelse 1.1 mm,  $\tau_{\text{max}} = 40 \text{ kp/cm}$ .

Konstruksjonsvekter:

Plater	$20.5 \text{ kg/m}^2$
Gurter	$\frac{8.2 \text{ kg/m}^2}{}$
Totalt	$28.7 \text{ kg/m}^2$

#### Eksempel 4 - Hypar skalltak - fig. 18

HP-skall med dimensjoner omtrent som vist på fig. 18 har nylig vært anvendt som tak for store hangarer i USA (5), men har da vært utført som et romfagverk av valsede profiler. Et slikt skall kan også utføres som en ortotrop membrankonstruksjon som vist. Stabilitetsberegningen av et slikt skall er imidlertid usikker, men en enkel analyse basert på (6) indikerer at 15 cm profilhøyde og 1.5 mm platetykkelse vil være tilstrekkelig.

#### Aktuelle utviklingsarbeider

En rekke spørsmål må avklares før man kan vurdere total økonomi og hensiktsmessighet ved det konstruksjonssystem som her er beskrevet. Bl.a. må følgende spørsmål bearbeides:

1. Sammenføyning av paneler i korrugeringsretningen.
  - a) Pop-nagler
  - b) Selvbærende skruer
  - c) Utforme profil med "male & female lip" som kan sveises sammen
  - d) Bolt-sveising gjennom utstanset hull i øvre plate
  - e) Forskjellige deformasjonsforbindelser ("clinching connections")

Se forøvrig (17).
2. Forbindelse mellom plate og randstav.
  - a) Den foreslåtte metode (fig. 3)
    - problemer i forbindelse med produksjon (utstansning)
    - inflytelse av avvik (toleranser) i lengdemål (lokal knekning i de utstansede tunger) på styrken
  - b) Utvikling av alternative forbindelsesmetoder
3. Stabilitetsproblemer ved ortotrope membraner
4. Fasthetsspørsmål i forbindelse med åpninger for vinduer etc.
5. Monteringsspørsmål. Ev. utvikling av fabrikkfremstilte skiveelementer f. eks. 2.5 x 6 m, som settes sammen i bakkenivå til selvbærende seksjoner som kan monteres uten stillas.

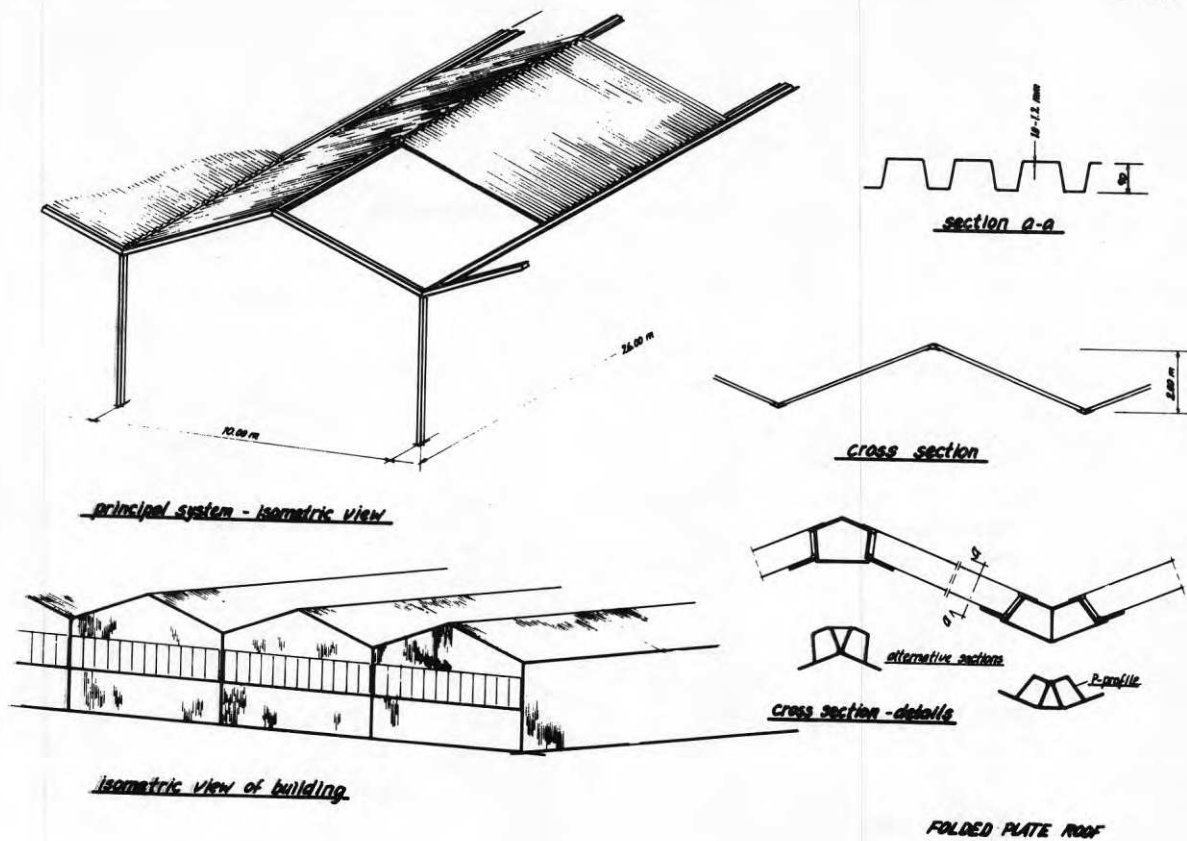


Fig. 15

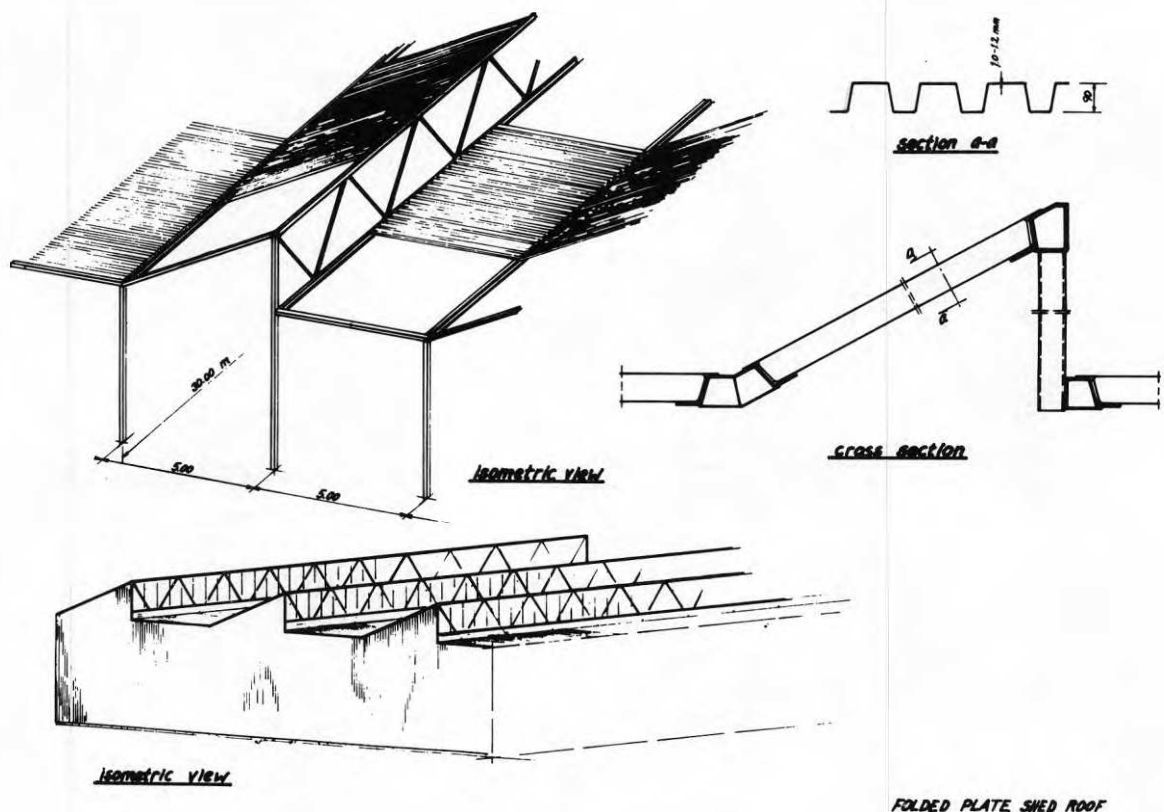


Fig. 16

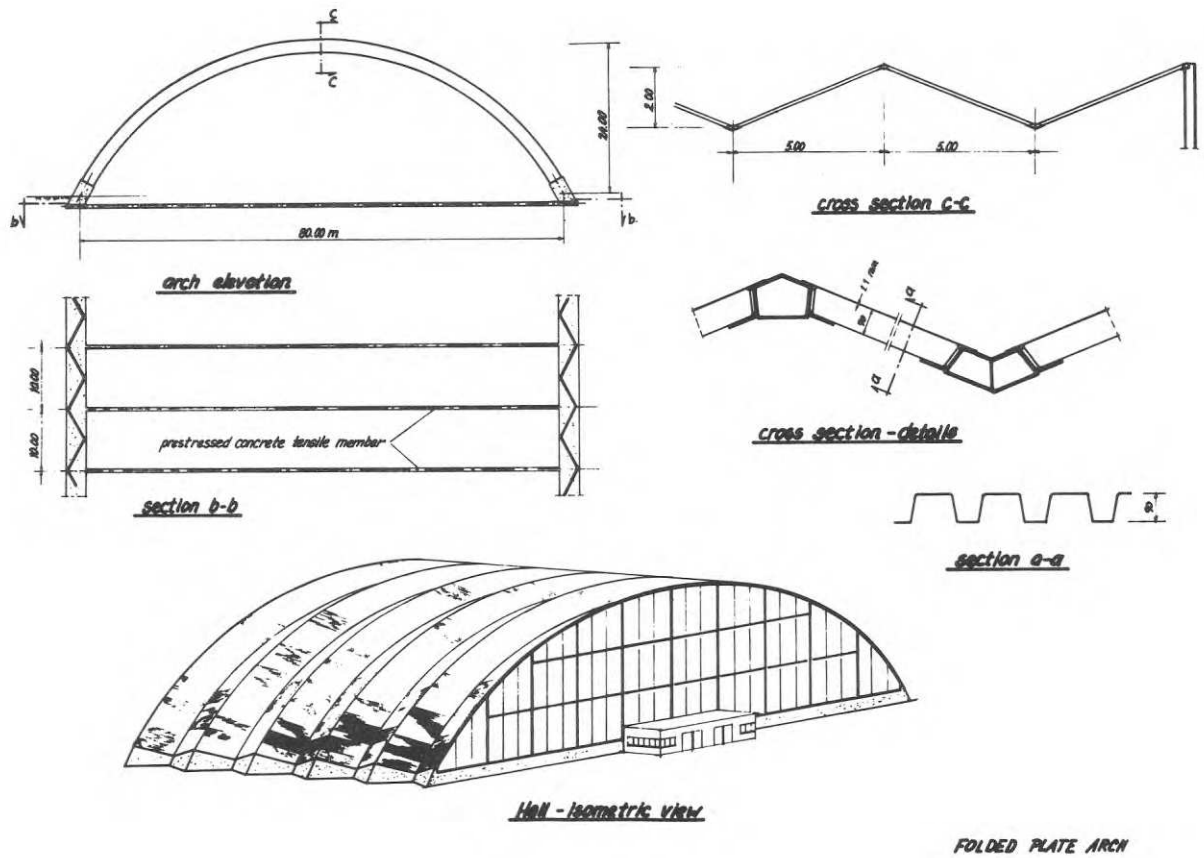


Fig. 17

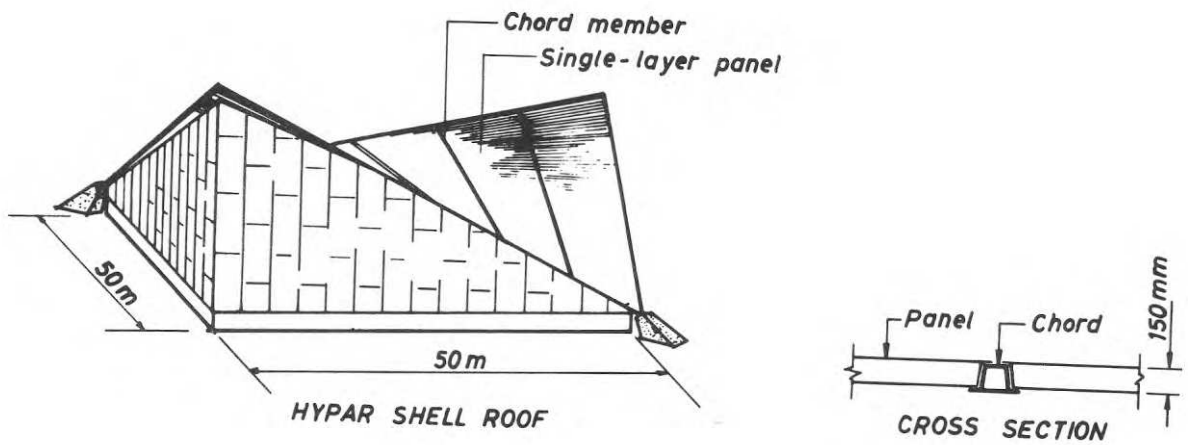


Fig. 18

Referenser

- [1] Nilson, A. H. Shear diaphragms of light-gage steel. Journal ASCE, Vol. 86, No. ST11, Nov. 1960
- [2] Nilson, A. H. Folded plate structures of light gage Steel. Trans. ASCE, Vol. 128, 1963
- [3] Light gage cold formed steel design manuel. AISI, New York 1962
- [4] Falkenberg, J. C. Test on corrugated light-gage steel panels under in-plane shear and normal load. Unpublished report. May 1969
- [5] Hyperbolic Paraboloid Hangar Fits Jets to a Tee. Engineering News-Record. Aug. 1. 1968
- [6] Ralston, A. On the problem of buckling of a hyperbolic paraboloid shell loaded by its own weight. Journal Math. & Phys. 35, 53 (1956)
- [7] Seydel, E. Beitrag zur Frage des Ausbeulen von versteiften Platten bei Schubbeanspruchung. Jahrbuch Deutsche Versuchsanstalt für Luftfahrt, Berlin 1930
- [8] Seydel, E. Schubknickversuche mit Wallblechtafeln. Jahrbuch Deutsche Versuchsanstalt für Luftfahrt, 1931
- [9] Peterson, J. P. and Card, M. F. Investigation of the buckling strength of corrugated webs in shear. MASA technical note D-424, June 1960
- [10] Hlaváček, V. Shear instability of orthotropic panels. Acta Technica CSAV, 1968, No. 1, Prague
- [11] Easley, J. T. and McFarland, D. E. Buckling of light-gage corrugated metal shear diaphragms. Journal ASCE, No. ST7, July 1969
- [12] Scalzi, J. B. Light-Gage Cold Formed Structures. Proc. 8. Congress IABSE. New York 1968
- [13] Steel Framed Buildings-Weights. Published by the Swiss Constructional Steelwork Association, Zürich 1965

- [14] Bryan, E.R. and W. M. El-Dakhakni, Shear flexibility and strength of corrugated decks. Journal ASCE, No. ST11, Nov. 1968
- [15] Falkenberg, J. C. Discussion of above, Journal ASCE, No. ST6, June 1969
- [16] Falkenberg, J. C. Tests and analysis of the diaphragm stiffness of corrugated roof panels used as wind-brazing elements. Research report to Robertson Nordisk A/S. NBI, April 1968 (in Norwegian)
- [17] Baehre, Rolf. Hopfogning av tunnväggiga stålkonstruktioner 1. Statens Institut för Byggnadsforskning, Stockholm 1969
- [18] Falkenberg, J. C. Korrugerte takplater som vindavstivning i bygninger. Bygg 2. Oslo 1970

Civilingenjör Ole Fabricius

Jacobson & Widmark AB och Inst för Stålbyggnad, Kungliga Tekniska Högskolan, Stockholm

### Resumé

På uppdrag av Stålbyggnadsinstitutet har en inventering och kritisk granskning av olika beräknings- och dimensioneringsmetoder för trapetsprofilerad plåt utförts. Avsikten har bland annat varit att söka nå fram till ett gemensamt synsätt i dessa frågor.

## 1 INLEDNING

Användningen av trapetsprofilerad plåt som bärande takelement och väggbeklädnad har inom det senaste decenniet fått mycket stor utbredning i Sverige. Totalt torde det ligga över 6 milj  $m^2$  tak av denna typ. Konstruktionstypen är aktuell både som oisolerat och som isolerat tak, i det senare fallet normalt med mineralull, kork eller cellplast som isoleringsmaterial. Den dimensionerande lasten är oftast snölast, men vid höga byggnader i utsatta lägen kan vindsuget, speciellt längs takkanterna, bli så stort att detta blir avgörande vid dimensioneringen.

Liksom för andra tunnplåtskonstruktioner har instabilitetsfenomen avgörande betydelse för bärförmågan. Det oftast stora förhållandet mellan bredd och tjocklek hos profilerna gör att bucklingsfenomen uppträder redan vid måttliga laster. Uppnåendet av den kritiska lasten, bucklingslasten, enligt klassisk teori utgör emellertid som bekant inget kriterium för konstruktionselementets verkliga bärförmåga utan detta förmår uppta väsentligt större laster. Avgörande för ekonomin är givetvis att man utnyttjar detta överkritiska område.

Trapetsprofilerad plåt tillverkas normalt med hjälp av rullformning. Denna metod är mycket rationell för tillverkning av standardelement men är inte lämpad för "skräddarsydda" element. Trapetsprofilerad plåt är därför en standardvara och varje tillverkare tillhandahåller ett visst begränsat sortiment. Profilernas utformning har härvid bestämts av tillverkningsmässiga villkor i kombination med en mer eller mindre långtgående materialoptimering. De relativt svåra beräkningsproblem som uppstår då man lämnar den klassiska hållfasthetsteorin i kombination med elementens karaktär av standardvara gör det naturligt att tillverkaren tillhandahåller färdiga hållfasthetsvärden. Med kännedom om aktuell last och spännvidd kan konstruktören då med hjälp av tabeller eller diagram enkelt bestämma erforderlig profil.



Av olika anledningar har de svenska tillverkarna inget gemensamt profilprogram. De grunder på vilka hållfasthetstabeller och diagram har upprättats är inte heller de samma. Anledningen till detta är främst att vårt vetande om de överkritiska fenomenen är mindre utvecklade än den klassiska hållfasthetsläran - det finns väsentligt färre allmänt accepterade beräkningsregler. De svenska tillverkarna har valt olika vägar vid fastsättande av hållfasthetsvärden för sina profiler. I vissa fall har man grundat sig på utländska (främst), amerikanska normer och i andra fall har man i huvudsak valt att göra egna försök. Inverkan av tjocklekstoleranser och korrosionsskydd behandlas också olika. Andra aktuella problem är utnyttjande av membrankrafter vid stora utböjningar och gränslastteori vid flerfältsbalkar. Resultatet av de skilda förutsättningarna är bl.a. att olika tillverkares profiler utvisar något varierande verklig säkerhet.

För brukaren - arkitekten eller konstruktören - är detta förhållande givetvis mindre lyckligt. Därtill kommer att det ur konkurrenssynpunkt är otillfredsställande att inte alla profiler har samma brottsäkerhet. I syfte att försöka få till stånd en gemensam av alla accepterad beräkningsmetod har författaren av Stålbyggnadsinstitutet fått i uppdrag att studera de beräkningsproblem som är aktuella samt inventera tillämpade beräkningsmetoder. En sammanfattning av vissa av resultaten av denna undersökning skall redovisas nedan.

## 2 BERÄKNINGSMETODER

Då tryckpåkänningen i en lång tunn och initiell plan plåt med bredden  $b$  och tjockleken  $t$  uppnår ett visst värde  $\sigma_K$  slår bucklor upp i plåten.  $\sigma_K$  kan för lineärt elastiska material beräknas ur (t.ex [1])

$$\sigma_K = K \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)} \left(\frac{b}{t}\right)^2 \quad (1)$$

$K$  är en koefficient som är beroende av påkänningsfördelningen och upplagsförhållanden längs de obelastade kanterna. För en plåt med konstant tryckpåkänning och fri uppläggning längs alla fyra sidor är  $K = 4$ . För detta fall är avståndet mellan varje buckla nära lika med plåtbredden. Vid full inspänning längs de obelastade kanterna är  $K \approx 7$  och avståndet mellan varje buckla ungefär lika med  $2/3$  av plåtbredden.

Det har länge varit bekant att  $\sigma_K$  enligt (1) inte uttrycker plåtens verkliga bärförmåga utan denna kan, beroende av bredd/tjockleksförhållandet, uppgå till väsentligt högre värden. Detta beror på att plåten ändrar verkningssätt då bucklor slår upp. Påkänningsfördelningen ändras härvid på så sätt att påkänningen ökar vid de obelastade kanterna medan mittzonen avlastas. Förhållandet har överskådligt illustrerats av Winter [2] med hjälp av en förenklad modell. De grundläggande differentialekvationerna har uppställts av v. Karman [3] gällande vid måttliga utböjningar. Approximativa lösningar har angivits av bl. a. Cox [4], Yamamoto & Kondo [5] och Abdel-Sayed [6]. Av betydelse för bär-

förmågan är utöver inspänningsförhållanden även om plåten är förhindrad att röra sig i sitt eget plan vinkelrätt mot påkänningsriktningen eller inte. Av stor betydelse är även de i verkligheten alltid förekommande avvikelser från absolut planhet. Detta har visats av Nylander [7].

De teoretiska lösningarnas komplexitet i kombination med de ovan angivna svårigheter beträffande uppläggnings sätt och initie ll planhet har gjort dessa lösningar mindre lämpade och attraktiva för praktiskt bruk. Överensstämmelsen mellan teori och försök har inte heller varit övertygande. Många forskare har därför sökt uppställa förenklade uttryck för beräkningen av bärförmågan. Den första formeln angavs av v. Karman i 1932 [8]. Han antog att bärförmågan för en plåt med stor bredd/tjockleksförhållande kunde bestämmas genom att sätta  $\sigma_K$  enligt (1) beräknad med den effektiva bredden  $b_e$  ( $\leq$  verkliga bredden  $b$ ) lika med stålets flytgräns. Försök av bl.a. Winter och Sechler [9] visade att medan v. Karmans formel gav relativt god överensstämmelse med försök vid stora bredd/tjockleksförhållande var överensstämmelsen sämre vid låga värden. Detta antogs främst bero på inverkan av de ofrånkomliga avvikelserna från absolut planhet. Winter föreslog därför en på sina och Sechlers försök grundad korrektion till v. Karmans formel. Denna formel ligger till grund för det beräkningssätt som anges i den amerikanska normen [10]. Andra formler som också innebär en korrektion av v. Karmans har angivits av Chilver [11] och Gerard [12]. Chilvers formel används i de engelska bestämmelserna [13] och Gerards används vanligen för aluminium.

Bärförmågan beräknas således genom att multiplicera flytpåkänning  $\sigma_{su}$  (ev  $\sigma_{0,2}$ ) med plåttjocklek och effektiv bredd  $b_e$ . Ur den effektiva bredden kan medelpåkänningen  $\sigma_m$  vid brott beräknas ur  $\sigma_m = \sigma_{su} b_e/b$ . I fig 1 visas  $b_e/b$  (eller  $\sigma_m/\sigma_{su}$ ) som funktion av  $\frac{b}{t} \sqrt{\frac{\sigma_{su}}{E}}$  enligt de olika formlerna.

Vid beräkning av böjningspåverkad trapetsprofilerad plåt kan båda dessa sätt att uttrycka bärförmåga utnyttjas. Man kan antingen beräkna elementets motståndsmoment och tröghetsmoment ur dess bruttodimensioner och ange brottmomentet som produkten av motståndsmoment och den tryckta flänsens maximala medelpåkänning. Eventuellt kan denna medelpåkänning justeras genom hänsynstagande till livens inverkan. Alternativt kan motstånds- och tröghetsmoment beräknas på en sektion där de tryckta delarna endast medräknas med sina effektiva bredder. Brottmomentet anges i detta fall som produkten av det reducerade "effektiva" motståndsmomentet och flytpåkänningen. Medan det för en enstaka plan plåt är likgiltigt om bärförmågan beräknas med effektiv bredd eller maximal medelpåkänning har detta avgörande betydelse för element som sammansätts av flera plåt delar som t.ex trapetsprofilerad plåt. Båda de angivna sätten tillämpas av tillverkare i Sverige. Det skall därför närmare redogöras för skillnaderna.

En trapetsprofilerad plåt är en ortotrop platta och en korrekt behandling är mycket komplicerad. Plattans styvhetsförhållanden i de två huvudriktningarna är emellertid sådan att man vid i praktiken förekommande profileringar, spännvidder och upplagssätt med mycket god approximation kan behandla plattan som sammansatt av en serie balkar eller strimlor [14]. Påkänningen i en sådan balk är då vid små belastningar nära jämnt fördelad över tryck- och dragfläns och lineärt varierande över livet (fig 2a). Vid ökad belastning bucklar tryckflänsen och påkänningsfördelningen i denna ändras. Under förutsättning att livet förblir nära plana blir påkänningsfördelningen enligt Fig 2b. För att upprätthålla jämvikt mellan tryck- och dragpåkänningar måste således neutrala lagret ha flyttat sig närmare den dragna flänsen. Ökas lasten ytterligare uppnås efter hand flytpåkänningen i den tryckta flänsens kant. Härmed är enligt v. Karman och Winter bärförmågan uttömd och profilen går till brott. Medelpåkänningen i den tryckta flänsen är då lika med medelpåkänningen vid brott. Påkänningsfördelningen i profilens liv och dragna fläns är lika med den som erhålls om profilen beräknas med Naviers hypotes och ett tvärsnitt där tryckflänsen endast medräknas med sin effektiva del (fig 2c). Det är därmed också klart att en beräkning med bruttotvärsnitt inte kan ge riktigt resultat beroende på att flyttningen av neutrala lagret inte beaktas. En beräkning med bruttotvärsnitt ger alltid mindre bärförmåga än beräkning med reducerad tryckfläns under förutsättning att medelpåkänningen i tryckflänsen är den samma. Förhållandet åskådliggörs i Fig 3 för en symmetrisk profil.

Det har hittills förutsatts att livet förhåller sig nära plana och att påkänningsfördelningen i dessa kan antas rätlinjigt varierande. Denna förutsättning kan dock strängt taget endast vara uppfylld då tryckflänsen inte har bucklat. Så fort bucklor slår upp i tryckflänsen måste även livet buckla (fig 4) och påkänningsfördelningen avviker från den förutsatta. Detta förhållande har störst betydelse då livet har stort bredd/tjockleksförhållande. Bucklornas storlek och därmed deras inverkan på påkänningsfördelningen är även beroende av hur stor normalpåkänningen i livet är i förhållande till den kritiska, dvs den kantpåkänning som förorsakar buckling. Denna kritiska kantpåkänning kan beräknas enligt (1). Vid lika tryck- och dragpåkänning har  $K$  värdet 23,9 vid långa plåtar. Vid beräkning enligt [10] är den tillåtna påkänningen i livet lika med den kritiska med  $K = 23,9$  genom säkerhetskoefficienten 1,23. Att säkerhetskoefficienten är lägre än för flänsen innebär att vid höga liv buckling kan inträffa innan flänsarnas bärförmåga är uttömd. Detta förhållande förstärks vid många profiler ytterligare av att profilutformningen är sådan att tryckpåkänningen i livet är större än dragpåkänningen. Härvid minskar koefficienten  $K$  och därmed den kritiska kantpåkänningen. Att denna överskrids innebär inte kollaps av livet beroende på att ett utpräglat överkritiskt område finns. Däremot ändras påkänningsfördelningen innebärande att en större del av momentet måste upptas av flänsarna (fig 5). Konsekvensen av detta är att plåtar beräknade enligt [10] får olika verklig säkerhet beroende på profilutformning och tjocklek. Detta förhållande är mindre tillfredsställande och det är därför angeläget att en beräkningsmetod utvecklas

som beaktar dessa förhållanden. Det kan i sammanhanget nämnas att de försök som ligger till grund för formeln för medverkande bredd av flänsar i [10] är gjorda dels på enkla plåtar och dels på profiler med sådan utformning att livbuckling inte är aktuell [9].

### 3 INVERKAN AV NORMALKRAFT

Det förutsätts normalt vid beräkning av transversalbelastade plattor att dessa kan röra sig fritt i sitt eget plan (utom vid ett upplag). I praktiken är upplägningssättet dock nästan alltid så att plattan helt eller delvis är förhindrad att röra sig vid samtliga upplag. Plattan måste då längdändras för att kompensera för förkortningen på grund av nedböjningen. Härvid uppstår normalkrafter dvs krafter i plattans plan. Storleken av dessa är beroende av plattans nedböjning, infästningspunkternas läge, upplagets eventuella eftergivlighet (t.ex. överflänsen av en I-balk) samt infästningsanordningens styvhet. Av betydelse är även plattans uppbyggnad dvs om den är homogen eller t.ex. trapetsprofilerad.

Vid plattor med små nedböjningar och fasthållning i sektionssnitt är normalkraftens inverkan normalt försumbar. För trapetsprofilerad plåt tillåts dock relativt stora nedböjningar samtidigt som fasthållningen ofta sker i plattans undersida. Normalkraftens effekt är störst vid fritt upplagda plattor och den följande framställningen är därför begränsad till dessa. Teorin kan enkelt utvidgas till att även gälla för kontinuerliga plattor varvid momentomlagringen måste beaktas.

För en fritt upplagd platta med spännvidd  $l$  och fasthållning i sektionssnitt har bl.a. Timoshenko [15] angivit nära exakta uttryck för den verkliga nedböjningen och normalkraften. Uttrycken härleds ur elastiska linjens ekvation för en platta belastad av transversalkraft och dragnormalkraft. Normalkraftens storlek beräknas ur villkoret att förlängningen av plattan under inverkan av normalkraft skall vara lika med förkortningen av avståndet mellan upplagspunkten på grund av plattans nedböjning. Uttrycken som innehåller hyperboliska funktioner är i implicit form och kan lösas iterativt. Ett approximativt uttryck i explicit form kan erhållas genom att anta att nedböjningskurvan är affin med nedböjningskurvan utan normalkraft. Förhållandet mellan nedböjningskurvorna kan antas som  $N_e / (N + N_e)$  där  $N_e$  är Eulerknäcklasten. För en platta med tröghetsmoment  $I$  och area  $A$  erhålls då för mittnedböjningen  $u$  som funktion av mittnedböjningen  $u_0$  utan normalkraft

$$0,25 \frac{A}{I} u^3 + u = u_0 \quad (2)$$

Normalkraften  $N$  erhålls ur

$$N = N_e \left( \frac{u_0}{u} - 1 \right) \quad (3)$$

och momentets ändring i plattmitt  $\Delta M$  ur

$$\Delta M = - N_e \left( \frac{u_0}{u} - 1 \right) u$$

$\Delta M$  kan även skrivas som funktion av momentet utan normalkraft

$$M_0 = 0,125 pl^2$$

$$\Delta M = - 1,03 M_0 \left( 1 - \frac{u}{u_0} \right) \quad (4)$$

$\frac{A}{I}$  som är beroende av tvärsnittsformen kan skrivas som

$$\frac{A}{I} = k \frac{1}{d^2}$$

där  $d$  är plattans totalhöjd. För en homogen platta är  $k = 12$ . För de flesta trapetsprofilerade plåtar ligger  $k$  mellan 6 och 7. I fig 6, 7 och 8 visas (2), (3) och (4) i diagramform för  $k = 6,5$ .

Då fasthållningen appliceras vid plattans underkant blir förhållandet helt annorlunda vid måttliga nedböjningar. I en platta utan fasthållning är rörelsen utåt av plattunderkant vid varje upplag på grund av vinkeländringen lika med  $1,6 \cdot u_0 \cdot d/l$  för jämnt fördelad last och symmetrisk plattsektion. Rörelsen inåt är lika med  $1,24 \cdot u_0^2/l$ . För nedböjningar mindre än  $1,29 d$  är den resulterande rörelsen därför riktad bort från plattmitt. Detta innebär att normalkraften vid förhindrad rörelse blir en tryckkraft. Vid utböjningar mindre än  $0,5 \cdot d$  blir  $\Delta M$  därför negativ, men för utböjningar mellan  $0,5 \cdot d$  och  $1,29 \cdot d$  blir  $\Delta M$  positiv och det totala momentet blir således större än  $M_0$ .

Teoretiskt kan nedböjning, normalkraft och moment beräknas enligt samma approximativa förfarande som vid fasthållning i sektionmitt.

Härvid erhålls följande formler

$$2,485 u^3 - 4,67 du^2 + (1,94 d^2 + 9,88 \frac{I}{A}) u = 9,88 \frac{I}{A} u_0 \quad (5)$$

$$N = N_e \cdot \frac{u_0 - u}{u - \pi^2 d/16} \quad (6)$$

$$\Delta M = - 1,03 M_0 \cdot \frac{u_0 - u}{u - \pi^2 d/16} \cdot \frac{u - 0,5 d}{u_0} \quad (7)$$

Formlerna finns uppritade i diagramform i fig 6, 7 och 8 för  $A/I = 6,5/d^2$ .

Fasthållning i profilbotten vid upplagen hos trapetsprofilerad plåt kan således verka både minskande och ökande på nedböjning och moment. Under förutsättning att primärkonstruktionen och infästningsanordningarna har tillräcklig styvhet bör den minskande effekten kunna tillgodoräknas i de fall där bärförmågan beräkningsmässigt begränsas av

en liten tillåten nedböjning. Åt andra sidan bör det, med hänsyn till karaktären av böjmomentbrottet, beaktas att säkerheten vid vissa kombinationer av profilutformning och spännvidd minskas genom styva infästningar.

#### 4 GRÄNSLASTTEORI

En kontinuerlig balk eller platta av duktilt material kan som bekant belastas ut över den last som ger flytning i konstruktionens mest ansträngda snitt beräknat enligt elasticitetsteori. Lasten kan ökas till konstruktionen flyter i så många snitt att en mekanism har bildats. Lastökningen för en kontinuerlig balk med två lika fack och jämnt fördelad last är t. ex 46 %.

En förutsättning för att denna effekt skall kunna utnyttjas är att stabilitetsbrott inte inträffar innan mekanismen har utbildats. För trapetsprofilerad plåt sker brottet dvs veckning av profilen då maxmomentet uppnåtts i konstruktionens mest ansträngda snitt. Innan detta inträffar har en viss momentomlagring ägt rum på grund av att profilens effektiva tröghetsmoment är beroende av böjmomentet. Härvid minskar stödmomentet och fältmomentet ökar. Denna effekt är dock mycket liten (storleksordning 2-3 %) och kan försummas. Av större betydelse är profilens förmåga att motstå visst moment efter det att veckning har inträffat. Denna effekt har påvisats av Mellström [16]. Hans resultat visar att plåten även vid relativt kraftig veckning har en inte försumbar momentupptagningsförmåga kvar. För de av Mellström provade plåtarna var momentet vid en vinkeländring  $2\theta$  i veckningssnittet på 0,12 rad ca 50 % av veckningsmomentet. Resultaten visar också att man åtminstone för måttliga veckningsvinklar kan approximera sambandet mellan halva veckningsvinkeln  $\theta$  och moment  $M$  med ett lineärt samband av typen

$$\theta = \theta_0 \left( 1 - \frac{M}{M_v} \right) \quad (8)$$

där  $M_v$  betecknar veckningsmomentet. Mellström har visat hur man ur ett sådant samband kan härleda uttryck för en kontinuerlig plattas totala bärförmåga. För en kontinuerlig platta i två fack med lika spännvidd  $l$  och jämnt fördelad last  $p$  erhålls för (8) det i Fig 9 redovisade sambandet mellan  $l \cdot \frac{1}{\theta_0} \frac{M_v}{EI}$  och  $p/p_0$  där  $EI$  är böjstyvheten och  $p_0$  den last som motsvarar  $M_v$  vid mittstödet. Som framgår av Fig 9 finns för varje platta en kritisk spännvidd  $(= 3 \frac{\theta_0 EI}{M_v})$  om (8) gäller). För plattor med större spännvidd kan lasten inte ökas ut över veckningslasten. Detta motsvarar att vinkeländringen vid stödet omedelbart efter veckningen blir större än eller lika med  $\theta_0$ .

Den kritiska spännvidden är i många praktiska fall så stor att plattan innan veckning i fält kan uppta laster som inte oväsentligt överstiger lasten vid veckning över stöd. Detta innebär att den verkliga säkerheten mot totalkollaps blir större vid kontinuerliga plattor

än vid fritt upplagda om inte denna effekt beaktas.

Det bör dock uppmärksammas att sambanden mellan  $M$  och  $\theta$  enligt [16] har erhållits vid statiska försök där vinkeländringen i veckningssnittet har ökat successivt efter det att veckning har inträffat. Det tycks således inte vara verifierat att sambanden gäller även efter upprepade på- och avlastningar (som förekommer i en verklig konstruktion belastad av t.ex snö- och vindlast). Även stödupplagets längd och stödreaktionens storlek kan antas ha betydelse. Det är därför angeläget att dessa förhållanden studeras experimentellt.

## 5 LITTERATUR

1. TIMOSHENKO, S & GERE, I: Theory of Elastic Stability. McGraw-Hill Book Company. New York 1961.
2. WINTER, G: Performance of Compression Plates as Parts of Structural Members. Research, Engineering Structures Supplement (Colston Papers, vol II) London 1949.
3. v. KARMAN, T: Encyklopädie der Math. Wissenschaften. vol. IV, 1910
4. COX, H.L: Buckling och Thin Plates in Compression. British Aeronautical Research Committee Rep. and Mem. No. 1554, London 1933.
5. YAMAMOTO, M. & KONDO, K: Buckling and Failure of Thin Rectangular Plates in Compression. Aeronautical Research Institute. Tokyo 1934.
6. ABDEL-SAYED, G: Effective Width of Thin Plates in Compression. Journal of the Structural Division, ASCE, October 1969.
7. NYLANDER, H: Initially Deflected Thin Plates with Initial Deflection Affine to Additional Deflection. IABSE, Reprint from the eleventh Volume of the Publications. Zürich 1931.
8. v. KARMAN, T., SECHLER, E. E & DONELL L. H: The Strength of Thin Plates in Compression. Transactions ASME, Vol 54, 1932

9. WINTER, G: Strength of Thin Steel Compression Flanges.  
Transactions ASCE, Fol 112, 1947.
10. Light Gage Cold-Formed Steel Design Manual.  
American Iron and Steel Institute, New York 1962.
11. CHILVER: Structural Problems in the Use of Cold-Formed Steel Sections.  
I. C. E. Proc. 20, October 1961.
12. GERARD, G: Introduction to Structural Stability Theory  
McGraw-Hill Book Company, New York 1962.
13. Specifications for the Use of Cold Formed Steel Sections in Buildings.  
Addendum No. 1 (1961) to British Standard 449:1959.
14. KINLOCH, H: An Experimental and Theoretical Investigation of Orthotropic  
Plate Structures. Thin Walled Steel Structures.  
Crosby Lockwood London 1969.
15. TIMOSHENKO, S. & WOINOWSKY-KRIEGER, S: Theory of Plates and Shells.  
McGraw-Hill Book Company. New York 1959.
16. MELLSTRÖM, B: Experimentella undersökningar av korrugerad och  
galvaniserad plåt. Institutionen för Byggnadsteknik, CTH 1965.



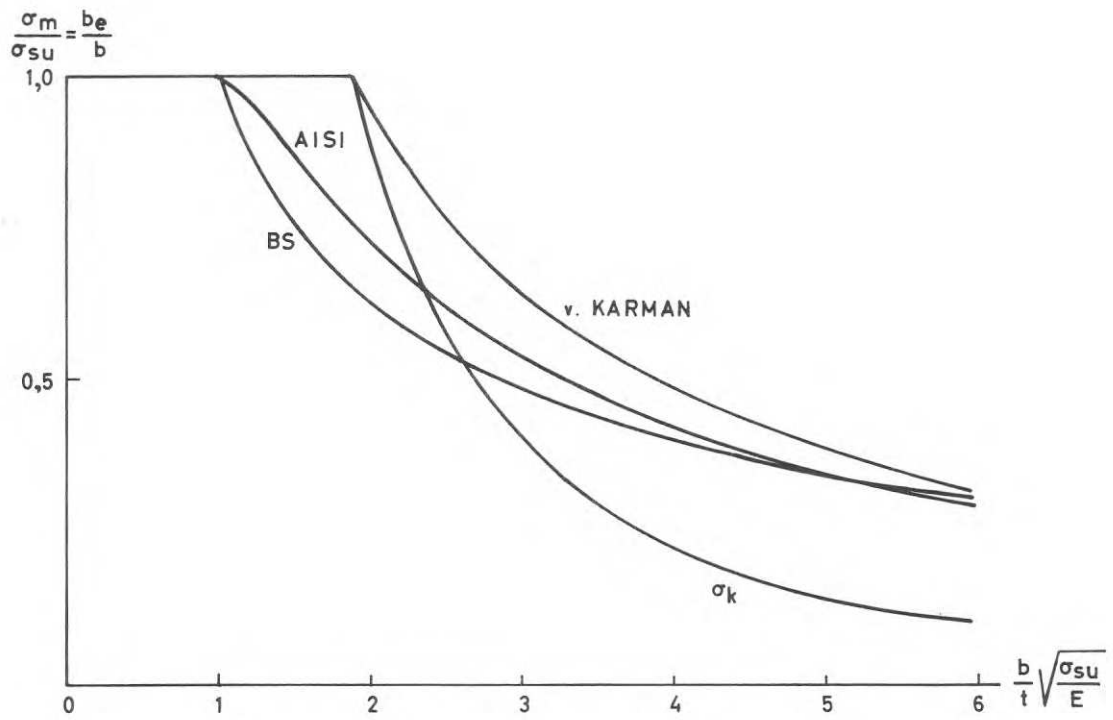


Fig. 1  $\sigma_m/\sigma_{su}$  eller  $b_e/b$  som funktion av  $(b/t) \sqrt{\sigma_{su}/E}$  enligt [8], [10] och [13]. Som jämförelse visas även  $\sigma_K$ .

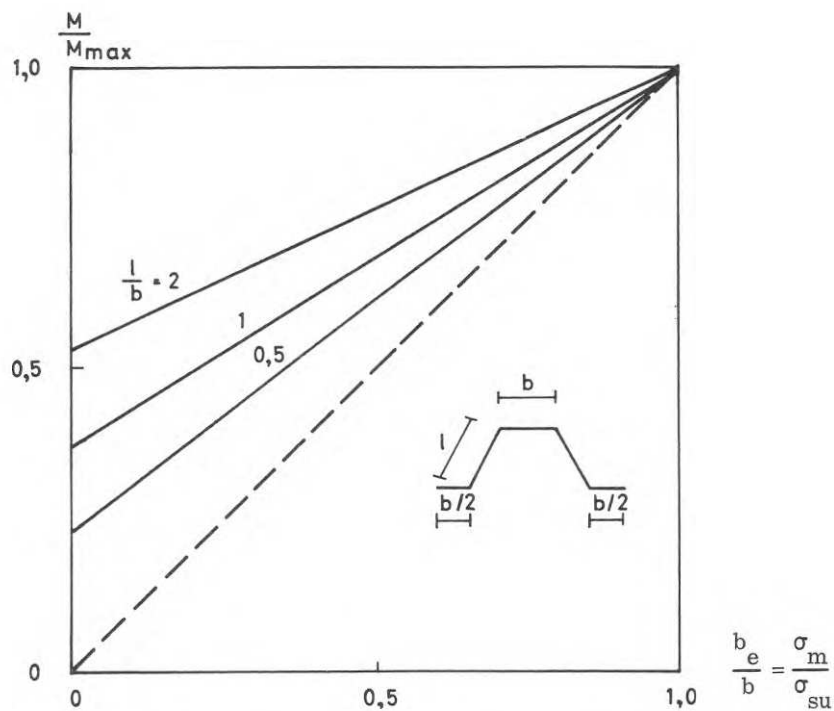


Fig. 3 Förhållande mellan utnyttjningsbart moment  $M$  och maximalt moment  $M_{max}$  vid beräkning med effektiv bredd och  $\sigma_{su}$  (—) respektive med bruttodimensioner och  $\sigma_m$  (---).  $M_{max}$  är momentet vid beräkning med bruttodimensioner och  $\sigma_{su}$ .

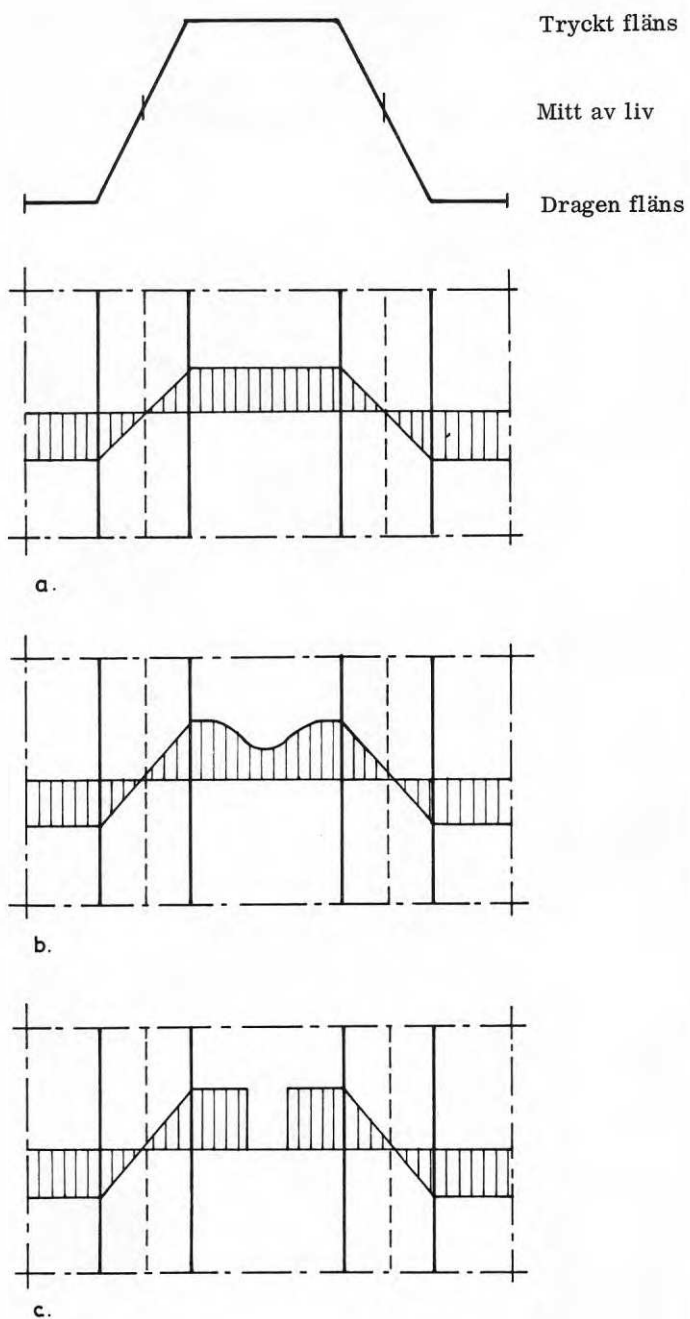


Fig. 2 Påkänningsfördelningen i trapetsprofilerad plåt:

- Vid påkänningar under  $\sigma_K$  i tryckt fläns
- Vid påkänningar över  $\sigma_K$  i tryckt fläns
- Antagen påkänningsfördelning vid beräkning med effektiv bredd

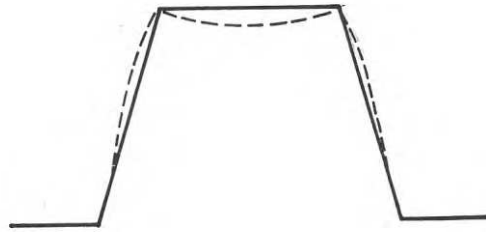


Fig. 4 Då flänsen bucklar måste även liven deformerar.

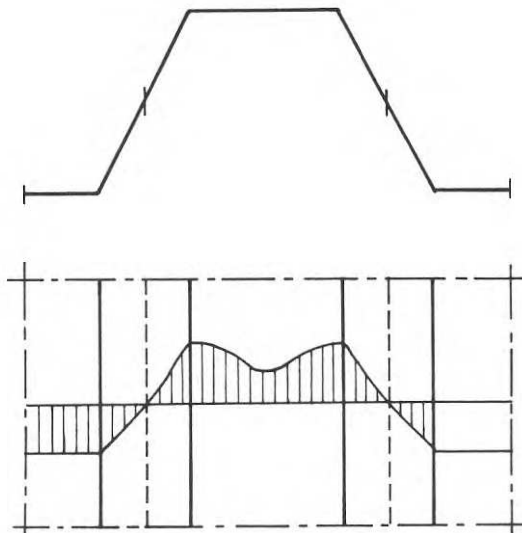


Fig. 5 Påkänningsfördelning i trapetsprofilerad plåt då buckling av liven beaktas.

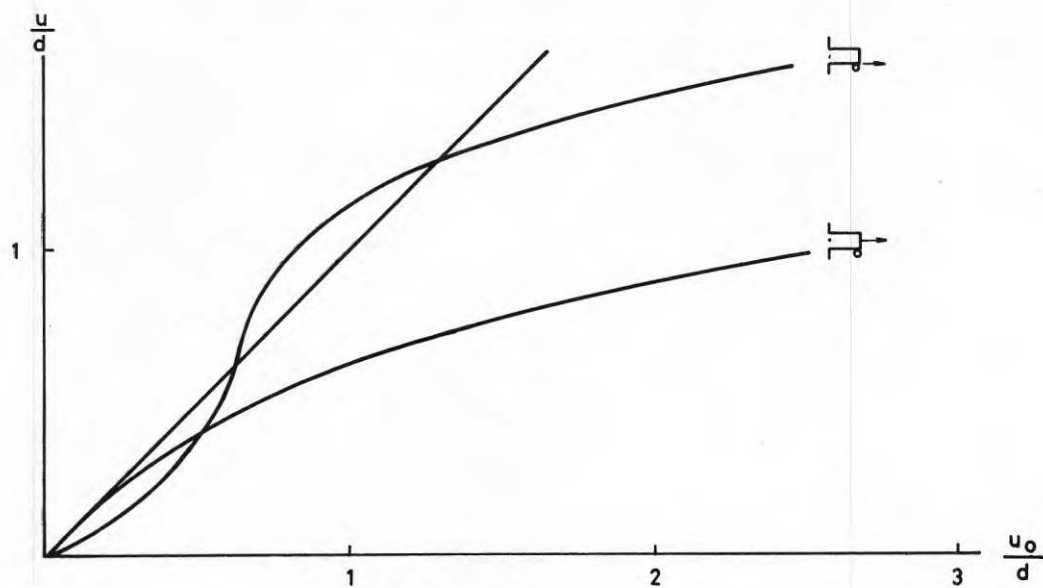


Fig. 6 Nedböjning av transversalbelastad fritt upplagd platta med fasthållning i sektionssmitt respektive -underkant.  $A/I = 6,5/d^2$

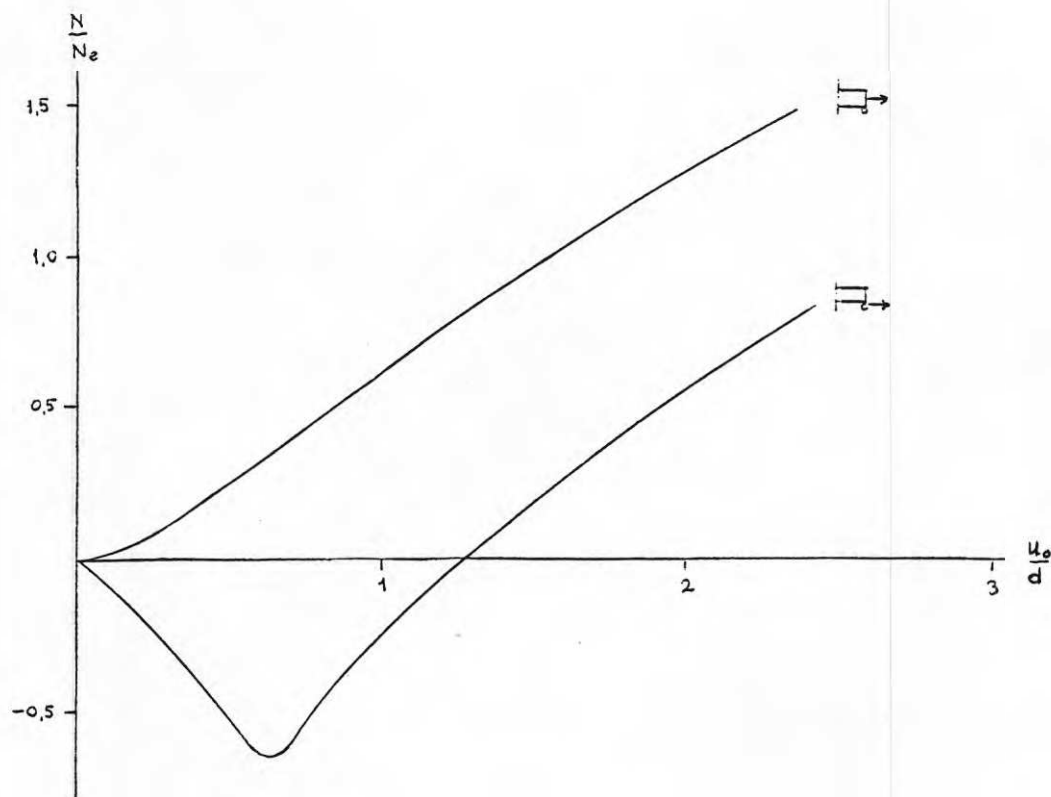


Fig. 7 Normalkraft i transversalbelastad fritt upplagd platta med fasthållning i sektionssmitt respektive -underkant.

$$N_e = \pi^2 EI/l^2. \quad A/I = 6,5/d^2$$

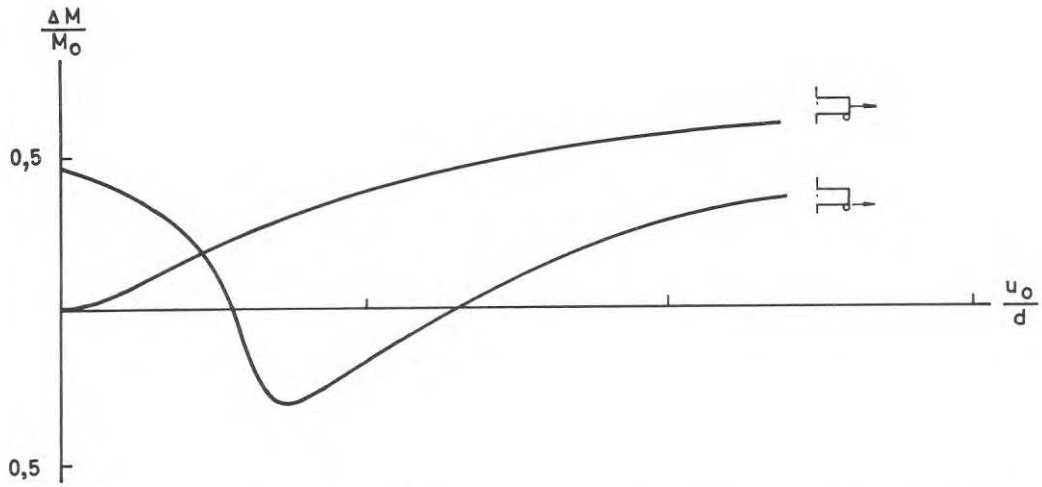


Fig. 8 Tillskottsmoment i transversalbelastad fritt upplagd platta med fasthållning i sektionssmitt respektive -underkant.

$$M_0 = 0,125 pl^2. \quad A/I = 6,5/d^2$$

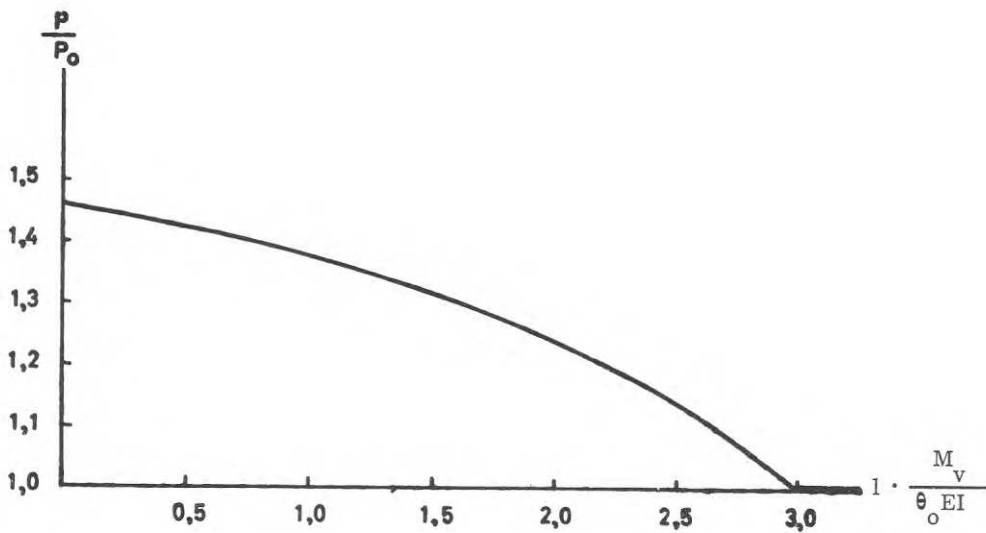


Fig. 9 Möjlig lastökning för två-facks platta med lika fack då momentupptagningsförmågan efter veckning utnyttjas vid mittstödet.

## TRYCKTA KANTAVSTYVADE FLÄNSARS TOTALSTABILITET

Civ ing Ole Fabricius

Jacobson & Widmark AB och Inst för Stålbyggnad, Kungliga Tekniska Högskolan, Stockholm

### Resumé

I det påbörjade arbetet studeras styvhet av nedböckad kant och sidostabilitet. Båda har betydelse för plåtbalkars bärförmåga och är i viss mån sammanhängande. Arbetet har uppdelats i en teoretisk och en experimentell del. Beräkningsarbetet vid den teoretiska delen är av sådan karaktär och omfattning att det väl lämpar sig för beräkning på datamaskin. Ett dataprogram är därför under upprättande. I den experimentella delen – som ännu inte har påbörjats – är det avsikten att försöka verifiera de teoretiska resultaten. Arbetet bedrivs med medel från byggforskningen.

### INLEDNING

En ekonomisk förutsättning för användning av profiler av tunnplåt är att profilernas tillåtna bärförmåga inte begränsas av uppnåendet av bucklingspåkänningen i profilernas tryckta delar. Som bekant är en kantavstyvad tryckt plattas verkliga bärförmåga vid stora bredd/tjockleksförhållanden ofta väsentligt större än bucklingslasten. Detta beror på att det i plattan efter uppnåendet av bucklingslasten utbildas ett gynnsamt membrantillstånd. Härvid sker en ändring av påkänningsfördelningen innebärande att t.ex. en ursprungligen jämnt fördelad tryckpåkänning koncentreras till områdena närmast avstyvningarna. Utnyttjande av detta fenomen (överkritiskt område) medges i moderna bestämmelser [1] [2] för tunnplåtskonstruktioner.

Tunnplåtsprofiler kan tillverkas i en mängd olika former. Exempel på ofta förekommande former är U- och Z-profiler. I-profiler tillverkas genom att sammansätta två U-profiler liv mot liv med hjälp av nitning, skruvning eller svetsning. Används dessa profiler som balkar blir ena flänsen exempel på en tryckt kantavstyvad platta. I konventionellt utförande d.v.s liknande varmvalsade balkar är endast ena kanten avstyvad. Såväl bucklingspåkänningen som bärförmågan är dock väsentligt lägre för en enkelsidig än för en dubbelsidigt avstyvad platta. För att kunna tillgodoräkna sig den dubbeltavstvyvade plattans högre bärförmåga utformas plåtprofiler ofta med en extra avstyvning längs flänsernas fria kanter. Avstyvningen tillverkas enklast genom att plåten bockas ned (eller upp) en lämplig sträcka.

Tryckflänsen i en på så sätt avstyvad balk kan således betraktas som en dubbelsidigt upplagd platta där det ena upplaget utgörs av balklivet och det andra upplaget av den nedböckade kanten. Ett villkor för att bärförmågan för plattan skall kunna beräknas som för en dubbelsidigt upplagd platta är givetvis att den nedböckade kanten har tillräcklig styvhet i sitt eget plan.

Ett annat stabilitetsfenomen som måste beaktas vid tunnväggiga balkar är risken för vippning. Varmvalsade profiler är normalt så utformade att bucklingspåkänningen för

de enskilda profildelarna är högre än materialets flytpåkänning. Vid beräkning av balkars vippningslast kan man därför anta att profildelarna förblir plana. Det är dessutom en vanlig förutsättning att hela profilen behåller sin form. För plåtprofiler där tryckta elementdelar kan buckla innan profilens bärförmåga är uttömd är det klart att dessa förutsättningar inte är uppfyllda. Utnyttjande av det överkritiska området påverkar således plåtprofilens sidostabilitet.

#### STYVHET AV NEDBOCKAD KANT

Den elastiska bucklingspåkänningen för fyrsidigt upplagda tryckta plattor med elastisk uppläggning längs den ena av de obelastade kanterna har behandlats av olika författare. Se t. ex. [3] och [4]. Bucklingspåkänningen är förutom av kantavstyvnings styvhet även beroende av plattans längd/bredd-förhållande. Över ett visst värde på detta förhållande minskar bucklingspåkänningen markant beroende på att kantavstyvningen deltar i bucklingen. Även inspänningsgraden vid det andra upplaget - balkens liv - har betydelse. Ett högt liv erbjuder sämre inspänning än ett lågt med samma tjocklek.

Efter det att bucklingspåkänningen har överskridits ändras påkänningsfördelningen och det uppträder påkänningar vinkelrätt mot belastningsriktningen. Härvid belastas avstyvningen i sitt eget plan. Kraften är beroende av bl. a. bucklornas storlek och form.

Tidigare undersökningar har behandlat symmetriska avstyvningars inverkan på den elastiska bucklingslasten under idealiserade upplagsförhållanden längs den styva kanten. I [1] och [2] angivna formler för erforderlig styvhet på avstyvningen bygger på dessa undersökningar. I verkliga konstruktionselement av tunnplåt är avstyvningen dock nästan alltid osymmetrisk. Dessutom utnyttjas tryckta profildelar ut över bucklingslasten.

Genom att anta approximativa uttryck för den bucklade plattans form [5] är det möjligt att erhålla värden för belastningen på kantavstyvningen. Kantavstyvnings böjdeformation kan då beräknas. Formen och storleken på denna skall stämma överens med kantdeformationen på plattan. Definieras plattans bärförmåga som den last då flytning inträffar vid plattkanten är det möjligt att beräkna den maximala bärförmågan vid olika antagna värden på avståndet mellan plattans bucklor. Inverkan av initialdeformationer samt olika inspänningsförhållanden längs det fasta upplaget kan även studeras. Ur denna beräkning kan sedan härledas vilken styvhet som vid olika längd/breddförhållanden erfordras hos kantavstyvningen för att denna approximativt skall kunna betraktas som ett fast stöd.

## SIDOSTABILITET

Flera författare har studerat inverkan av lokal buckling på en pelares totala bärförmåga. Se t. ex. [6]. Däremot är denna inverkans betydelse för en balks sidostabilitet mindre väl klarlagd. Cherry [7] har studerat dubbelsymmetriska aluminiumbalkar med I-profil där flänsarnas bredd/tjockleksförhållande var sådant att lokal buckling inträffade vid en last som var lägre än den elastiska vippningslasten. Han beaktade inverkan av lokal buckling genom att tillämpa ett förfarande där flänsens verkliga bredd ersattes med en effektiv bredd enligt en formel av Winter. De härvid erhållna värdena på vippningslasten visade god överensstämmelse med försök.

Cherrys balkar var utan kantavstyvning längs flänsernas yttre kant. Plåtprofiler som tillverkas genom bockning av tunnplåt har dock normalt en nedbockad kant. Påkänningsfördelningen i dessa är därför annorlunda än i de av Cherry provade balkarna.

Genom att på motsvarande sätt som under moment 2 anta uttryck för den bucklade flänsens form och därmed sammanhängande påkänningsfördelning är det möjligt att behandla bucklingens inverkan på sidostabiliteten hos kantförstyvade balkar. Härvid måste det beaktas att avståndet mellan bucklorna kan ändras i samband med flänsens utknäckning. Även kantavstyvningens form och storlek torde ha betydelse.



## LITTERATUR

1. Light Gage Cold-Formed Steel Design Manual.  
American Iron and Steel Institute. New York 1962.
2. Specifications for the Use of Cold Formed Steel Sections in Buildings.  
Addendum No. 1 (1964) to British Standard 449:1959.
3. TIMOSHENKO, S & GERE, I.: Theory of Elastic Stability  
McGraw-Hill Book Company. New York 1961.
4. BULSON, P.S.: The Local Instability of Structural Sections With  
Flange Reinforcements. Thin Walled Steel Structures Crosby Lockwood.  
London 1969.
5. ABDEL-SAYED, G.: Effektive Width of Thin Plates in Compression.  
Journal of the Structural Division ASCE October 1969.
6. GRAVES SMITH, T.R.: The Ultimate Strength of Locally Buckled Columns  
of Arbitrary Length. Thin Walled Steel Structures. Crosby Lockwood.  
London 1969.
7. CHERRY, S.: The Stability of Beams with Buckled Compression Flanges.  
The Structural Engineer. September 1960.

LASTUPPTAGANDE FÖRMÅGA HOS RANDAVSTYVAT PLATTFÄLT AV  
TRAPETSProfilerad PLÅT (TYP PLANNJA) BELASTAT I PLATTFÄLTETS PLAN

Civ ing Bertil Eriksson  
Norrbottnens Järnverk AB, Luleå

Resumé

Den genomförda undersökningen omfattar 26 st skjuvlastförsök med inbördes sammanfogade trapetsprofilerade plåtar. Vid försöken uppmättes last- deformationssambanden för plåtskivor med varierande förutsättningar beträffande profil, plåttjocklek, nitavstånd i sidöverlapp, kantavstyvningar m m. I samtliga fall uppstod brottet som nitbrott i en fog mellan någon av de överlappande plåtarna. Erhållna resultat och utvärderingar har resulterat i en enkel beräkningsmetod avsedd för praktiska tillämpningar.

ALLMÄNT

Trapetsprofilerad plåt användes i stor utsträckning som transversallastupptagande och beklädande konstruktionsmaterial för industri- och lagerbyggnader m fl. områden. De enskilda plåtarna fogas härvid normalt alltid samman till stora sammanhängande skivor infästa till underliggande stomme. En på lämpligt sätt hopfogad och infäst skiva av profilerad plåt kan uppta betydande belastningar i sitt eget plan med förhållandevis små deformationer som följd /1/, /2/. Dessa är normalt väsentligt mindre än de deformationer som tillåts i konventionella vindförband.

Målsättningen med den av Norrbottens Järnverk AB genomförda undersökningen var därför att klarlägga den lastupptagande förmågan hos en plåtskiva som hopfogats och infästs med de i dag vanligast förekommande typerna av fästdon samt att kontrollera storleken av uppträdande deformationer. Dessutom avsågs undersökningen ge underlag till handlingar för typgodkännande av beräkningsmetoder och vissa konstruktiva lösningar.

FÖRSÖK

Undersökningens uppläggning överensstämmer med rekommendationer givna i AISI-normen /3/ och har valts efter samråd med Dr Rolf Baehre, tf professor i Stålbyggnad vid KTH, Stockholm. Försöksanordningen bestod av en sluten fyrledsram av bockade U-profiler enl fig 1. Belastningen påfördes i punkt A med hjälp av en handpumpad hydraulisk domkraft och lasten mättes med en elektrisk tryckdosa (Bofors). Deformationen mättes i fyra punkter med hjälp av deformationsklockor.

Vid varje försök placerades fyra plåtar ovanpå ramen infästa till denna med självgående skruv, STAPS 300 B. De enskilda plåtarna hopfogades i sidöverlappen med blindnitar, IMEX Ad 66. Försökens omfattning framgår av tabell 1 och provade plåttyper av figur 2. Vid olika försök med plåtar av samma tjocklek varierades nitavstånden och undersöktes inverkan av en enkel kantavstyvning enl figur 3. Från varje försöksserie uttogs ett antal materialprover för bestämning av hållfasthetsdata.

Tabell 1. Antalet belastningsförsök för olika profilformer och plåttjocklekar

PLANNJA profil nr.	Plåttjocklek, mm.			
	0,6	0,8	1,0	1,25
1		2		
6	4	4 · 4	2	
9		4	4	2

Under belastningsförsöken som utfördes med konstanta laststeg upp till brott iaktogs förändringar i profilgeometri och noterades de deformationer som uppträdde i och kring infästnings- och fogdon.

#### RESULTAT

Då en på ovan beskrivet sätt sammanfogad skiva av profilerad plåt utsättes för skjuvbelastning tillväxer skivans deformation nära linjärt upp till 50 å 70 % av brottlasten. Vid ökande belastning deformeras plåtarnas ändrar enl figur 4. I samtliga fall kom brottet som brott i fogdonen.

Deformationens storlek då plåtskivan försetts med en enkel kantavstyvning enl figur 3 och 5 blev 50 - 70 % mindre än för skiva utan kantavstyvning. Avstyvningen som utgjordes av en kantpressad plåtprofil i tjocklekar 0,7 - 0,9 mm förblev nära rak upp till brottlasten. Med tilltagande deformationer i fogen mellan enskilda plåtar knäcktes kantavstyvningen (fig 5 c).

Typiska last-deformationssamband framgår av figur 6 a - d. Av figurer och övriga mätdata kan man vid försökens förutsättningar dra följande slutsatser:

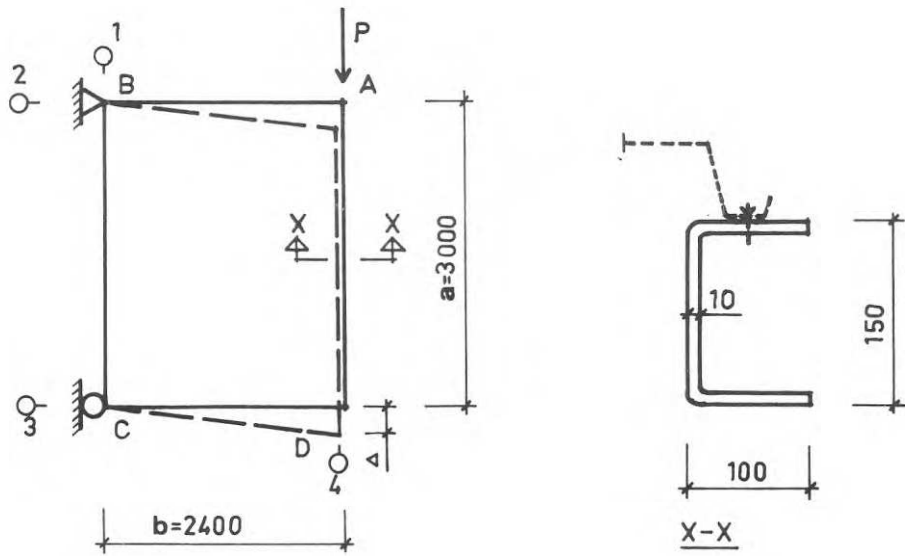
- skivans deformation vid nitbrott minskar med ökad plåttjocklek
- deformationerna kan begränsas med hjälp av en enkel kantavstyvning
- den totala deformationen vid ca 40 % av brottlasten kan betraktas som liten vid jämförelse med de deformationer som uppstår hos konventionellt beräknade vindavstyvningar i byggnader
- brottlasten ökar med plåttjockleken upp till ca 1,0 mm:s plåt vid konstanta nitavstånd i sidöverlappen
- brottlasten ökar nära omvänt proportionellt mot nitarnas inbördes centrumavstånd
- delprofilernas deformationer är vid tunnare plåt av sådan storlek att de kan få betydelse för verkningssättet hos en sammansatt konstruktion (jfr fig 4)

Den lastupptagande förmågan hos ett randavstyvat plattfält av profilerad plåt bör således kunna beräknas med utgångspunkt från fogdonens förmåga att överföra skjuvbelastningar mellan överlappande plåtar. Vederbörlig hänsyn måste dock tas till infästningar mellan plåt och randavstyvningar (kantbalkar) respektive åsar (upplagsbalkar) samt till uppträdande tillskottskrafter i kantbalkarna.

De utvärderingar som företagits för bestämning av skjuvlastupptagande förmåga har förutsatt en samtidigt verkande dimensionerande transversallast. Utöver spänningsberäkningar har delprofilernas deformation begränsats för fallet skiva utan avstyvning av plåtens ändar. Resultatet av dessa beräkningar respektive deformationsbegränsningar framgår av figur 7 och en möjlig form att skapa en lätthanterlig metod för praktisk tillämpning illustreras av figur 8. Vid försöken uppmätta deformationer har jämförts med beräknade deformationer enligt en av Bryan uppställd beräkningsmetod /4/. Jämförelserna uppvisar god samstämmighet.

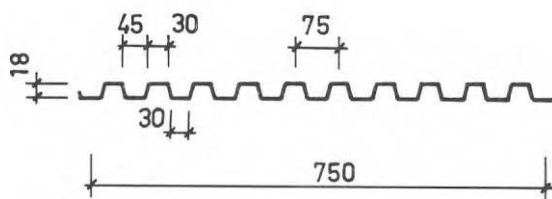
#### REFERENSER

- /1/ Nilson, A.H. "Shear diaphragms of light gage steel". Journ. ASCE, Vol. 86, No ST 11, Nov. 1960
  
- /2/ Luttrell, L.D. "Strength and behavior of light gage steel shear diaphragms", Cornell Engineering Research Bulletin No 67-1, Department of Structural Engineering, Cornell University, 1967.
  
- /3/ "Design of Light Gage Steel Diaphragms". American Iron and Steel Institute New York 1967.
  
- /4/ Bryan, E. R. and Dakhkhni. W. M. "Shear flexibility and strength of corrugated decks". Journ. Structural division, ASCE, Vol 94 No ST 11 Nov. 1968.

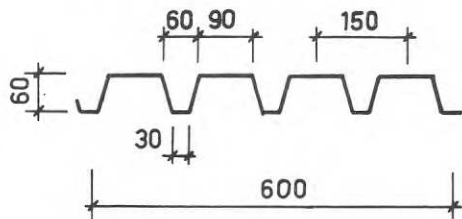


○ **Mätklocka.**

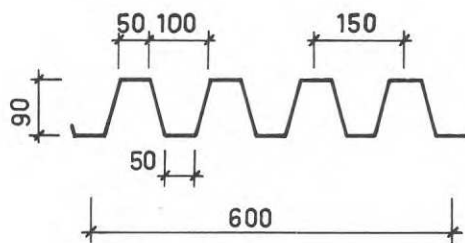
Fig. 1. Försöksanordning.



**Profil 1.**



**Profil 6.**



**Profil 9.**

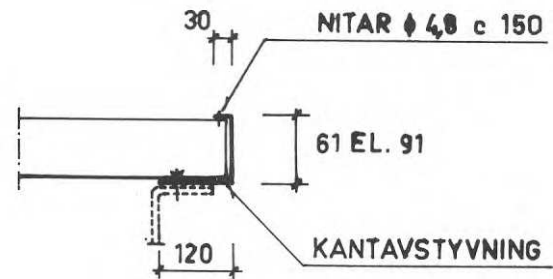
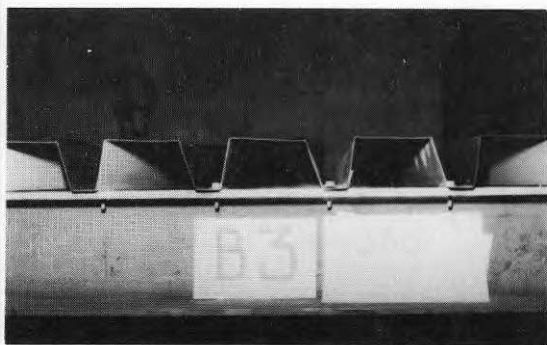
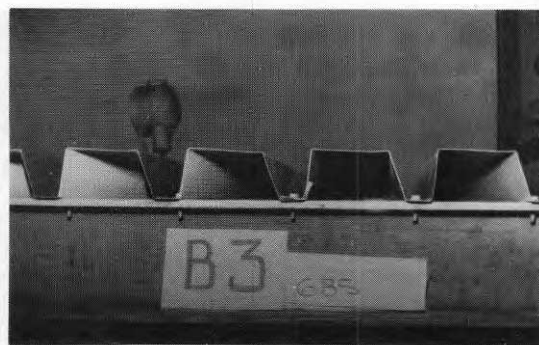


Fig. 3. Kantavstyvning.

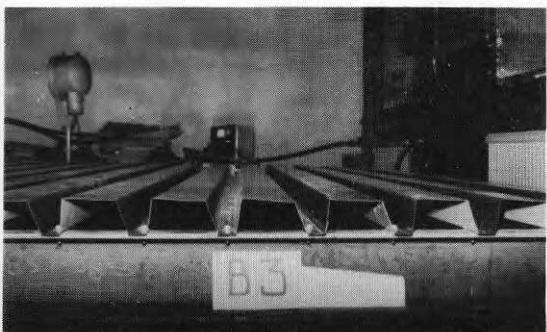
Fig. 2. Profiltyper, PLANNJA.



Figur 4 a. 345 kp/m - 36 % av  $P_B$



Figur 4 b. 410 kp/m - 43 % av  $P_B$



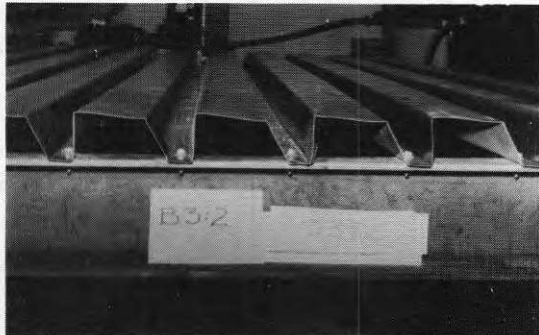
Figur 4 c. 480 kp/m - 51 % av  $P_B$



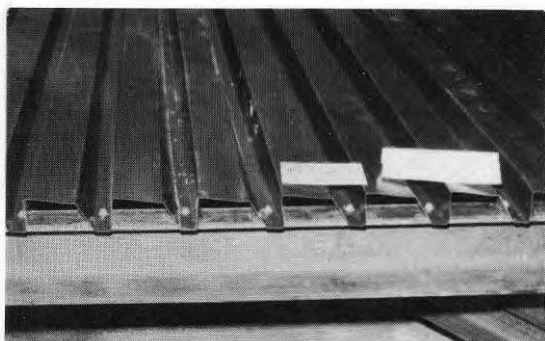
Figur 4 d. 550 kp/m - 58 % av  $P_B$



Figur 4 e. 620 kp/m - 65 % av  $P_B$

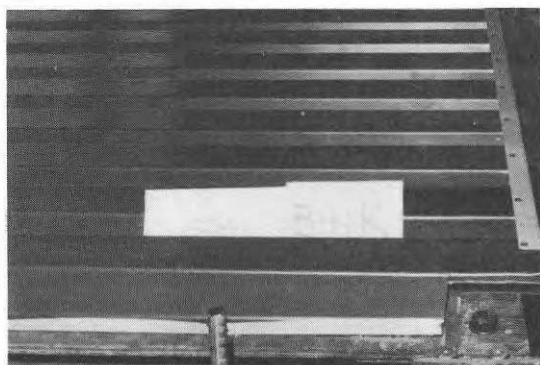


Figur 4 f. 755 kp/m - 80 % av  $P_B$

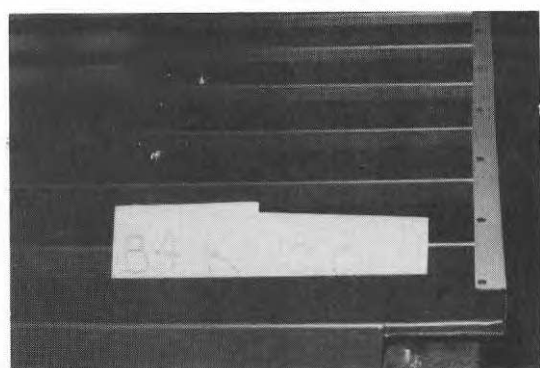


Figur 4 g. 890 kp/m - 94 % av  $P_B$

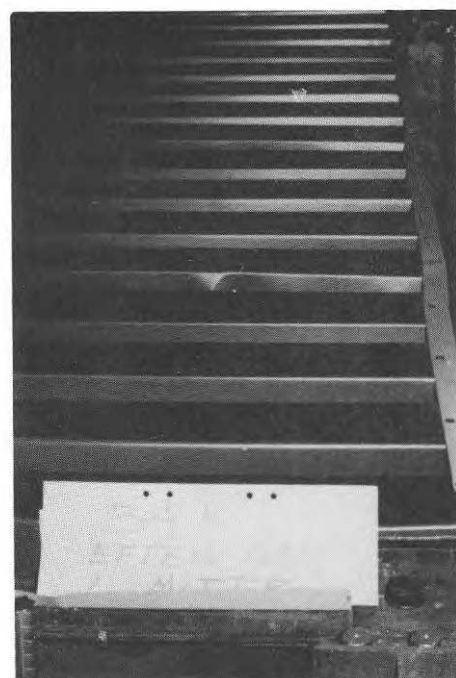
Figur 4 a-g. Deformationer av plåtens ändrar vid olika belastning. PLANNJA profil 6/0,6. Nitar IMEX AD 66 c 200. Brottlast  $P_B$  945 kp/m (nitbrott)



Figur 5 a. 66 % av  $P_B$



Figur 5 b. Nära brott



Figur 5 c. Brott i nitar mellan överlappande plåtar

Figur 5 a-c. Skiva av PLANNJA profil 6/0,6, nitar IMEX AD 64 c 200. Enkel kantavstyvning enligt figur 4 med tjockleken 0,8 mm.

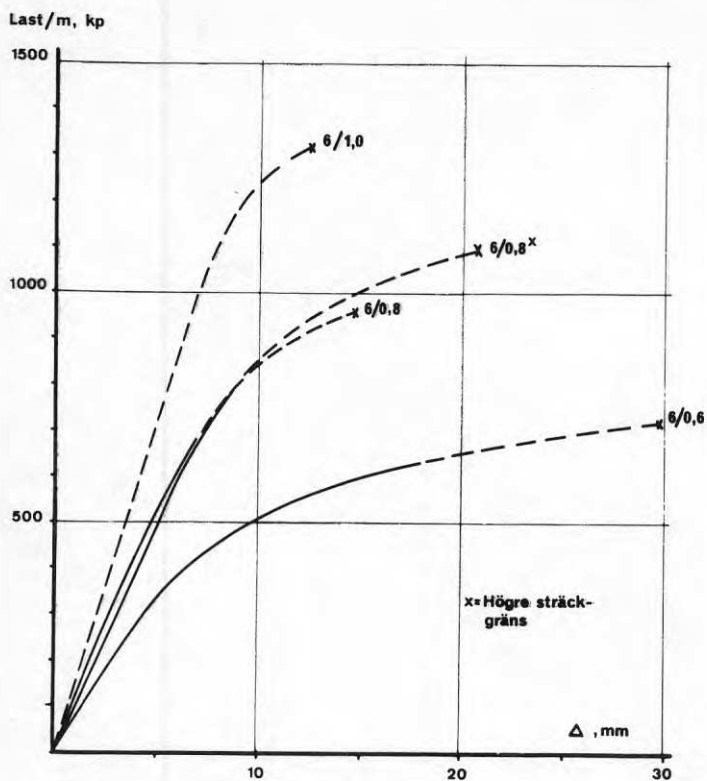


Fig 7a Last-deformationssamband  
PLANNJA profil 6, nitar c300

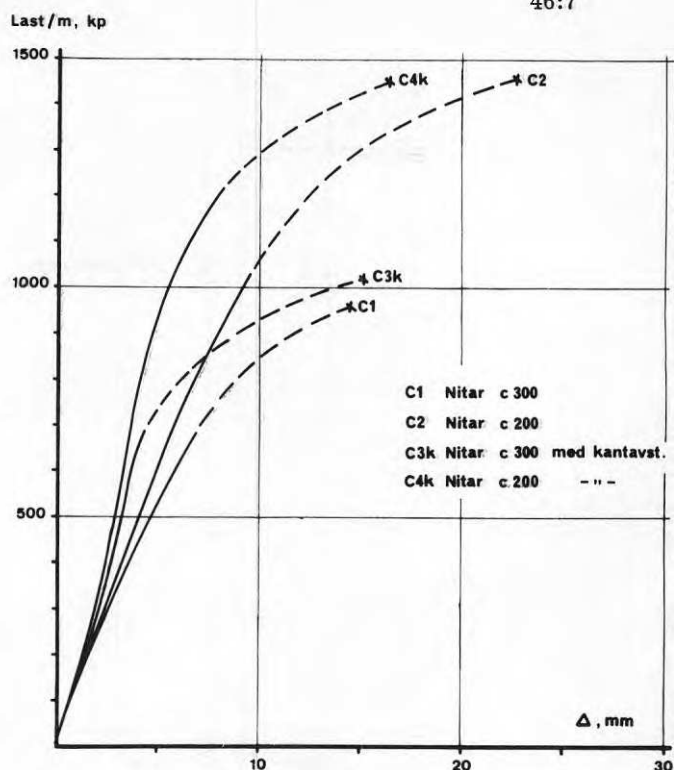


Fig 7b PLANNJA profil 6/0,8

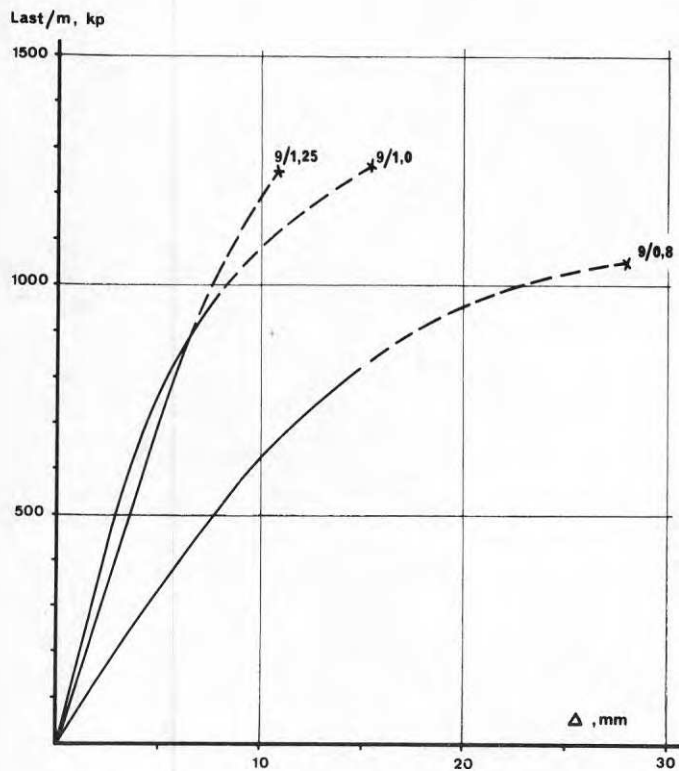


Fig 7c PLANNJA profil 9, nitar c300

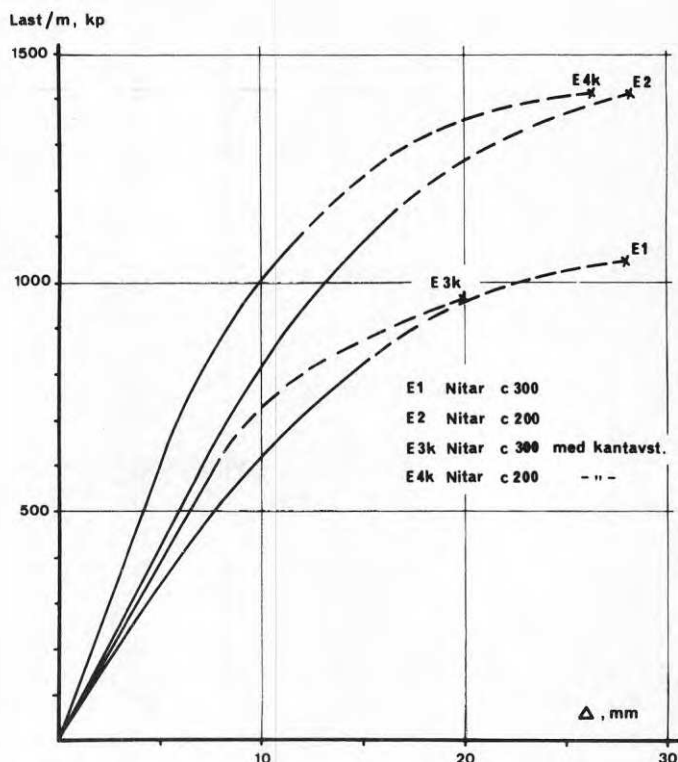


Fig 7d PLANNJA profil 9/0,8



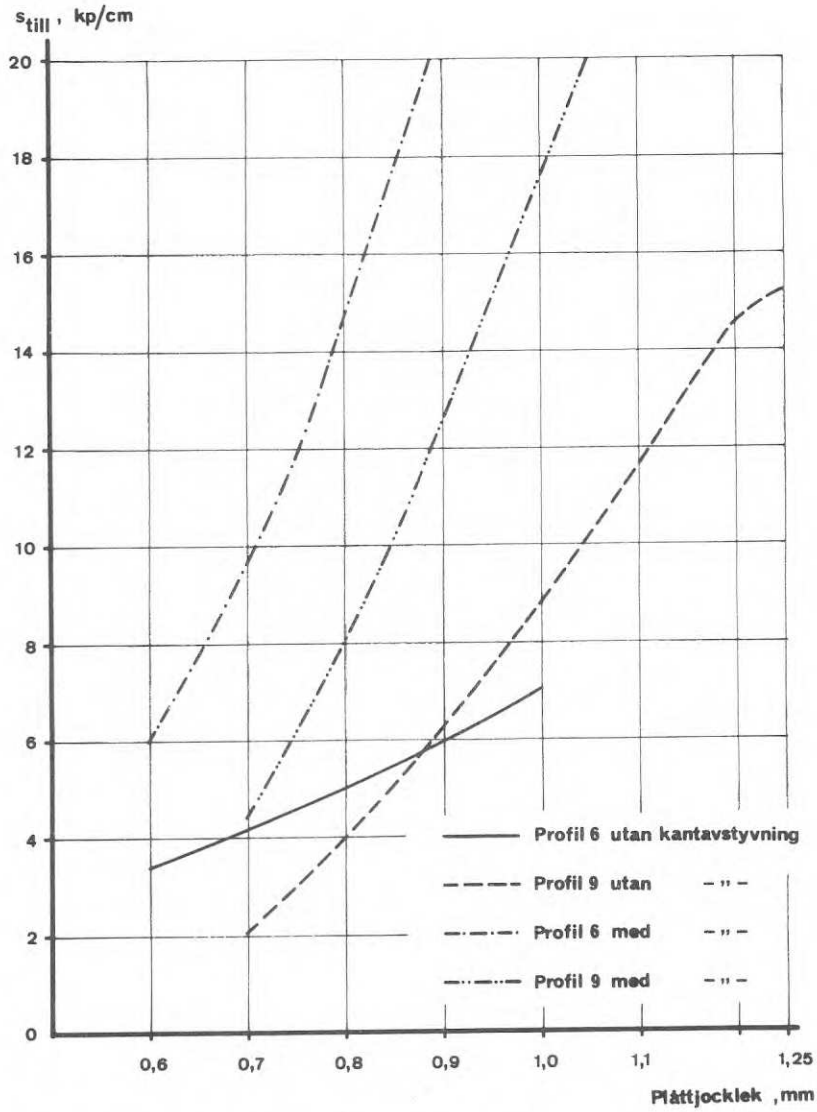


Fig 7 Tillåten skjuvbelastning för PLANNJA profil 6 och 9 vid samtidig inverkan av dimensionerande transversallast

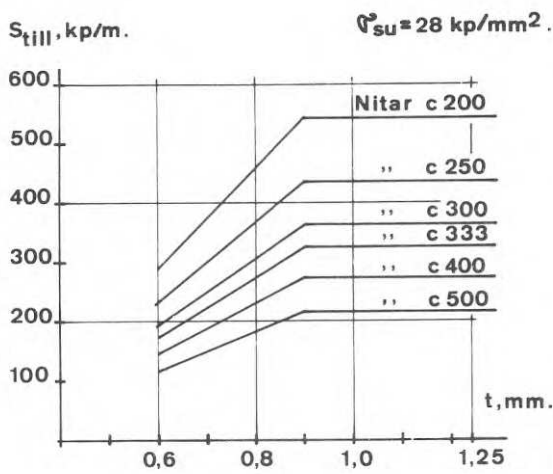


Fig 8 Tillåten skjuvbelastning för PLANNJA profil 6 och 9 ( $0,8 \leq t \leq 1,25$ ) med hänsyn till centrumavståndet mellan fogdon i sidoöverlapp

## BÄRFÖRMÅGA HOS KANTFÖRSTYVADE PLATTFÄLT UNDER INVERKAN AV KRAFTER I SKIVPLANET

Civ ing Per-Olof Thomasson  
Inst för Stålbyggnad, Kungl Tekniska Högskolan, Stockholm

### Resumé

I en allt större omfattning gör sig tunnplåtkonstruktioner gällande på byggnadsmarknaden. Genom rationella formningsmetoder kan profiler med kantförstyvningar framställas och med enkla åtgärder fogas ihop till ytbärverk i form av exempelvis skivor.

Inom husbyggnadsområdet är – speciellt vad gäller kontors- och bostadshus med ett fåtal våningar – aktuella belastningar av sådan storleksordning, att ytbärverk i form av väggskivor sammansatta av tunnplåtprofiler kan överta såväl bärande och stabiliserande som rumsavskiljande funktion.

Syftet med det aktuella forskningsarbetet är att kartlägga sådana ytbärverks lastupptagande förmåga beroende av plattfältens och kantförstyvningarnas geometri samt inbördes förbindningar mellan profilerna.

Som första steg i denna undersökning utförs en litteraturinventering av aktuellt kunskapsområde. Användning av tunnplåtkonstruktioner medför ofta ett anspråkstagande av det så kallade överkritiska området för konstruktioner, vilket existerar om denna är ändamålsenligt utformad. Frågeställningar kring detta problem har huvudsakligen behandlats i litteraturen med anknytning till flygplanskonstruktioner. Vid inventeringen har framkommit, att forskning inom här aktuellt område bedrevs mest intensivt under 30- och 40-talet, varefter den under 50- och 60-talet avtagit.

Resultat av denna forskning kan emellertid inte okritiskt tillämpas inom byggnadstekniken, då kravet på lätthet av flygplanskonstruktioner ofta kan leda till en från byggnadsteknisk synpunkt oekonomisk utformning. Å andra sidan är möjligheten att dimensioneringsmässigt utnyttja den lastupptagande förmågan inom överkritiskt område en förutsättning för att tillämpningen av tunnväggiga konstruktionselement skall vara ekonomiskt försvarbar.

Mot denna bakgrund är målsättningen med forskningsarbetet som helhet att, med utgångspunkt från i litteraturen redovisat kunskapsunderlag, kartlägga behovet av kompletterande teoretiska och experimentella undersökningar för att kunna ange distinkta dimensioneringsregler.

Resultatet av litteraturinventeringen jämte förslag till fortsatt forskning avseende ytbärverk, huvudsakligen belastade av krafter i bärverksplanet, kommer att redovisas i en "Rapport från Byggforskningen" under hösten 1970.



## TVÄRSNITTSUTFORMNING AV TRAPETSProfilerAD PLÅT MED HÄNSYN TILL MINSTA VIKT

Civ ing Hans Larsson, Inst för Stål- och Träbyggnad, Chalmers Tekniska Högskola, Göteborg

### Resumé

I denna uppsats behandlas det begränsade problemet optimal formgivning av trapetsprofilerad plåt med hänsyn till minsta vikt. Problemet analyseras enligt en utvidgad teknisk balkteori. Som objekt-funktioner användes tvärsnittsstorheter som böjmotstånd och tröghetsmoment i relation till plåt-materialiets vikt per horisontell ytenhet.

### A. Inledning

Vid institutionsavdelningen för Stål- och Träbyggnad vid Chalmers Tekniska Högskola utföres en undersökning av beteende hos och dimensioneringsgrunder för trapetsprofile-rad plåt belastad med transversella laster. Avsikten är delvis att studera vissa insta-bilitetsfenomen och att ange dessa som en funktion av tvärsnittets geometriska utform-ning samt att därefter utarbeta regler för en optimal formgivning med hänsyn till minsta vikt. Undersökningen bedrivs på experimentell basis och har just påbörjats.

I det följande redovisas en sammanfattning av problemet optimal formgivning med hänsyn till minsta vikt, då enbart hänsyn togs till lokal instabilitet i profilens tryckta flänsar.

### B. Beräkningsmetodik

Plåten förutsättes belastad med yttre last  $q(x, y)$  med konstant intensitet vinkelrät plåt-skivans plan.

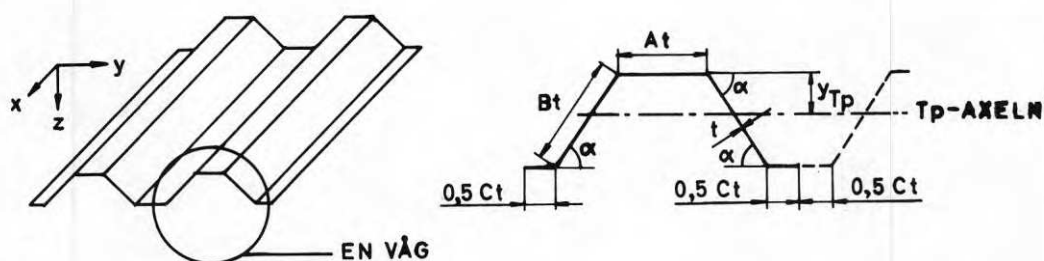


Fig. 1 Trapetsprofilerad plåt. Balktvärsnitt

Böjstyvheterna i de två huvudriktningarna x och y förutsättes vara av olika storleksordning. I undersökningen studeras därför enbart en våg av plåten, som analyseras enligt en utvidgad teknisk balkteori. Skjuvdeformationernas inverkan på normalspänningsfördelningen i flänsarna anses försumbar. Överflänsen med bredden  $A_t$  antages vara tryckt.

Det förutsättes även att av samtliga förekommande spänningar endast normalspänningen i den tryckta flänsen kan överskrida tillhörande kritiska värden. Vid den fortsatta beräkningen antages överflänsen medverka med en effektiv bredd  $A' t$  bestämd enligt AISI:s normer. \*

### C. Tvärsnittsstorheter

Samtliga storheter har beräknats enligt den s.k. lineära metoden, vid vilken tvärsnittsytan koncentreras längs plåttvärsnittets centrumlinje.

Avstånd från överfläns till  $T_p$ -axeln, se fig. 1.

$$1) \quad y_{T_p} = \frac{B (B+C) t \sin \alpha}{(A' + 2B+C)}$$

Tröghetsmoment

$$(2) \quad I = B^2 \left( C + \frac{2B}{3} - \frac{(B+C)^2}{(A' + 2B + C)} \right) \sin \alpha \cdot t^4$$

Elastiskt böjmotstånd

$$(3) \quad W_{\ddot{o}} = \frac{I}{y_{T_p}} = \frac{B (B^2 + 2A' B + 2BC + 3A' C)}{3(B+C)} \sin \alpha \cdot t^3$$

$$(4) \quad W_u = \frac{I}{(Bt \sin \alpha - y_{T_p})} = W_{\ddot{o}} \frac{(B+C)}{(B+A')}$$

Plastiskt böjmotstånd

$$(5) \quad Z = \left[ B (B+C) - \frac{1}{8} (C - A' + 2B)^2 \right] \sin \alpha \cdot t^3$$

Statiskt moment av tvärsnittsytan mellan överfläns och  $T_p$ -axeln med avseende på  $T_p$ -axeln

$$(6) \quad S = \frac{B(B+C) (A'^2 + 2A' B + A' C + B^2 + BC)}{(A' + 2B + C)^2} \sin \alpha \cdot t^3$$

\* Light Gage Cold-Formed Steel Design Manual  
American Iron and Steel Institute, New York, 1962

Den profilerade plåtens vikt per ytenhet är

$$(7) \quad q_0 = \frac{(A + 2B + C) \rho t}{(A + 2B \cos \alpha + C)} = \frac{(r + 2) \rho t}{(r + 2 \cos \alpha)}$$

$$\rho = \text{plåtmaterialalets densitet.} \quad r = \frac{A+C}{B}$$

#### D. Kriterier för val av tvärsnittsstorheter

Maximallasten för den beskrivna balken kan bestämmas med olika metoder utgående från ett elasticitets- eller plasticitetsteoretiskt betraktelsesätt, se Uribe\*. I denna undersökning sökes för ett givet plåtmaterial maximivärden på objektfunktionerna  $W_0/q_0$ ,  $Z/q_0$ ,  $I/q_0$  samt  $I/Sq_0$ . Funktionerna  $W_0/q_0$  och  $I/q_0$  har för specialfallet  $C=A$  undersökts av Rokey och Evans\*\*. Benämningen optimal användes i fortsättningen för att ange inre maximipunkter inom aktuellt parameterområde till ovannämnda objektfunktioner.

#### E. Bestämning av optimal vinkel

Objektfunktionerna deriveras partiellt med avseende på vinkeln  $\alpha$ . Den vinkel  $\alpha_w$ , som maximerar funktionerna  $W_0/q_0$ ,  $Z/q_0$  och  $I/Sq_0$  bestämmas ur (8).

$$(8) \quad \cos \alpha_w = \frac{\sqrt{r^2 + 32} - r}{8}$$

Den vinkel  $\alpha_I$  som maximerar funktionen  $I/q_0$  bestämmas ur (9)

$$(9) \quad \cos \alpha_I = \frac{\sqrt{(r+1)^2 + 4} - (r+1)}{2}$$

Vinklarna  $\alpha_w$  och  $\alpha_I$  har följaktligen entydigt bestämts som funktion av kvoten  $\frac{A+C}{B}$ , se fig. 2.

\* Uribe, J.: Aspects of the effects of the cold-forming on the properties and performance light-gage structural members, Cornell University, Report No. 333, 1969

\*\* Rokey, K.C. - Hill, H. (redaktörer): Thin Walled Steel Structures. Crosby Lockwood, 1969, p. 236-257.

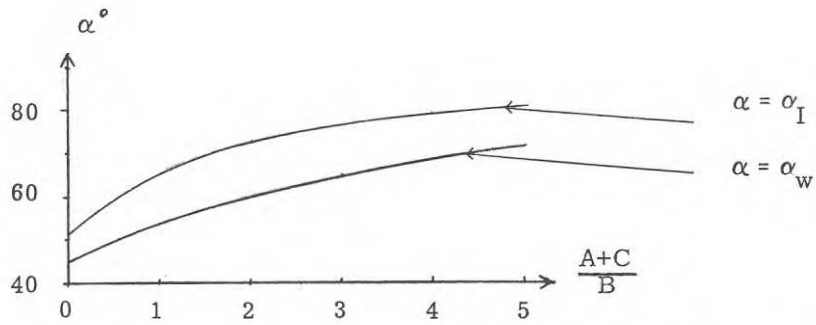


Fig. 2 Sambandet mellan optimal vinkel och sidoförhållandet  $\frac{A+C}{B}$

Objektfunktionerna  $W_o/q_o$  och  $I/q_o$  är mycket flacka kring maximivärdena, se fig. 3 och fig. 4.

$E$  = materialets elasticitetsmodul,  $\sigma_s$  = materialets sträckgräns och  $\sigma_s/n$  är den största normalspänning, som utnyttjas vid brukslast.

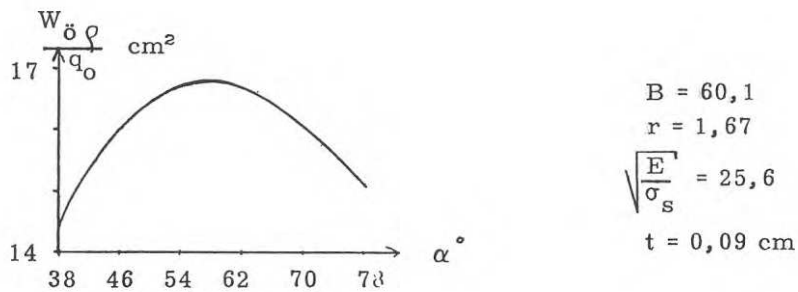


Fig. 3 Objektfunktionen för böjmotståndet som funktion av vinkeln  $\alpha$ .

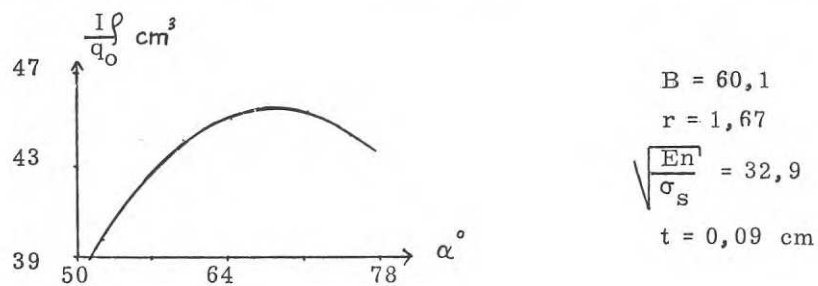


Fig. 4 Objektfunktionen för tröghetsmotståndet som funktion av vinkeln  $\alpha$ .

### F. Bestämning av optimal kvot C/A

Objektfunktionerna  $W_0/q_0$  och  $I/q_0$  deriveras partiellt med avseende på variabeln  $h = A/B$ . Det förutsättes att  $A' < C$ .

$B = \text{konstant}$

$$\frac{A+C}{B} = r = \text{konstant}$$

Vinkeln  $\alpha$  väljes med sin optimala storlek enligt (8) eller (9).

$q_0 = \text{konstant}$

Följaktligen kan vi i fortsättningen direkt söka maximipunkterna till funktionerna  $W_0$  och  $I$ .

Lösningen till ekvationen  $\frac{\partial W_0}{\partial h} = 0$  fås ur (10) med  $h = h_w$

$$(10) \quad h = \frac{\sqrt{1+ac} - 1}{a} \quad \text{där}$$

$$(11) \quad a = \frac{4(1+u)}{u^2(2+3r)} - \frac{3}{2+3r}$$

$$(12) \quad c = 1+r \quad u = \frac{1,9}{B} \sqrt{\frac{E}{\sigma_s}}$$

Lösningen till ekvationen  $\frac{\partial I}{\partial h} = 0$  fås även den ur (10) med  $h = h_I$ , om vi väljer följande värden på parametrarna

$$(13) \quad a = \frac{4+v(8+3v)}{v^2(r-v)}$$

$$(14) \quad c = \frac{1+r(2+r) - 0,25v^2}{r-v} \quad v = \frac{1,9}{B} \sqrt{\frac{En}{\sigma_s}}$$

Några av de erhållna resultaten sammanfattas i fig. 5 och fig. 6

Funktionerna  $W_0(C/A)$  och  $I(C/A)$  är mycket flacka kring maximivärdena se fig. 7 och fig. 8.



$$W_{\ddot{o}}^{\max} \text{ cm}^3$$

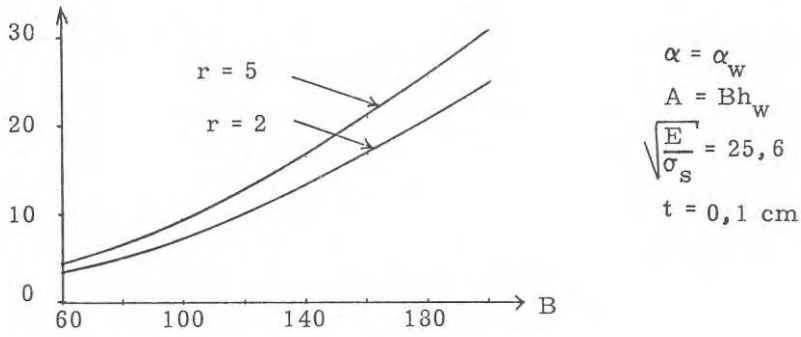


Fig. 5 Sambandet mellan maximalt böjmotstånd och kvoten livbredd/tjocklek, då parametrarna  $\alpha$  och  $A$  väljes konstant

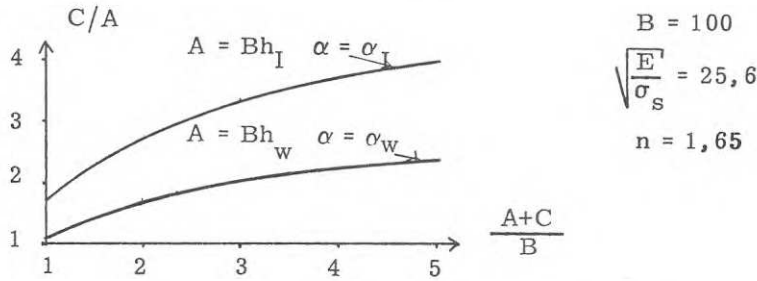


Fig. 6 Optimalt sidoförhållande  $C/A$  som funktion av  $\frac{A+C}{B}$

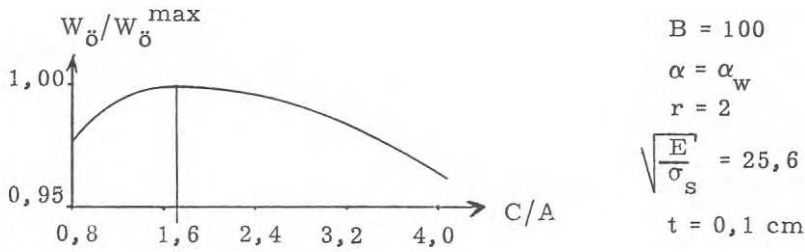


Fig. 7 Kvoten  $W_{\ddot{o}}/W_{\ddot{o}}^{\max}$  som funktion av sidoförhållandet  $C/A$ .

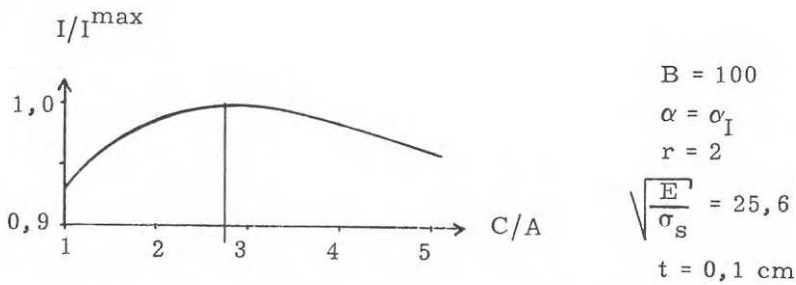


Fig. 8 Kvoten  $I/I^{\max}$  som funktion av sidoförhållandet  $C/A$

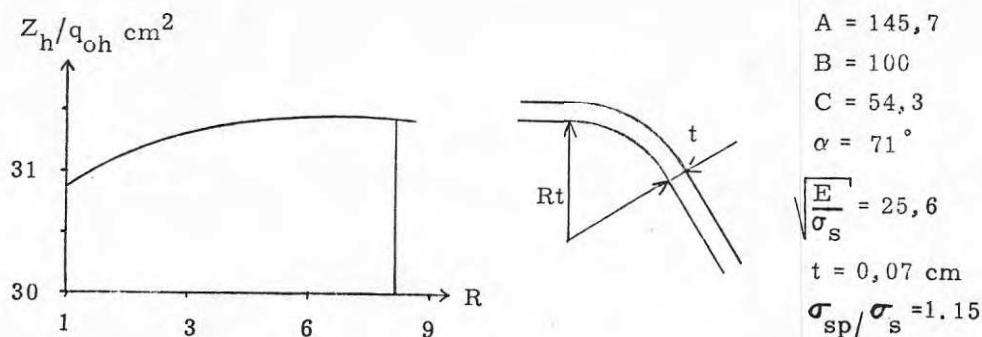


Fig. 9 Objektfunktionen  $Z_h/q_{oh}$  som funktion av kvoten inre hörnradie/plåttjocklek. Detalj vid hörn.

#### G. Bestämning av optimal inre hörnradie $Rt$

I denna del av undersökningen användes en modell med samtliga inre hörnradier  $Rt$ , se fig. 9, lika stora och skilda från noll. Vid tillverkningsprocessen kallbearbetas grundmaterialet avsevärt vid hörnen. Karren\* har studerat dess kallbearbetningseffekter och beräknat ett teoretiskt samband som anger hörnets förhöjda sträckgräns som funktion av kvoterna

$Rt/t$  och  $\sigma_d/\sigma_s$ .

$\sigma_d$  = utgångsmaterialets dragbrottgräns

$\sigma_s$  = utgångsmaterialets sträckgräns

Dessutom definieras följande

$Z_h$  = plastiskt böjmotstånd, som beräknats med hänsyn till hörnens geometri och sträckgränsförhöjning.

$q_{oh}$  = vikt per enhetsyta beräknad med hänsyn till hörnens geometri

$\sigma_{sp}$  = de plana ytornas sträckgräns efter kallformningen

Något optimalt sidoförhållande  $C/A$  har ej bestämts för beräkningar av maximivärden till objektfunktionen  $Z_h/q_{oh}$ . Fig. 9 illustrerar därför bara en speciell problemlösning. Objektfunktionen visar sig även i detta fall relativt oberoende av ändringar i tvärsnittets geometriska utformning.

\* Karren, K.W.: Effects of cold-forming on light-gage steel, Cornell University, Ph.D. Thesis, 1965.



## BERÄKNING OCH OPTIMERING AV TUNNPLÅTSPROFILER PÅ DATAMASKIN

Civ ing Örjan Falk, Tekn dr Arne Johnson Ingenjörbyrå, Stockholm

### Resumé

Fördelar med dataterminalsystem vid beräkning och optimering påvisas. Dator används för framtagande av en teoretisk modell av tröghetsmomentets variation med lasten hos tunnplåtsprofiler.

Utvecklingen av terminalsystem för databehandling har medfört betydligt större möjligheter till databehandling av tekniska problem än vad som fanns tidigare. Detta beror dels på att enklare programmeringsspråk har utvecklats, dels på att terminalsystemen eliminerar väntetiden för programmets körning. Mindre problem, som tidigare ej var ekonomiskt lönsamma att databehandla, kan nu med fördel databehandlas.

Terminalsystemen ger stor frihet vid programskrivningen eftersom konstruktören är med vid körningen av programmen. Dessa kan utformas så att konstruktören kan gripa in i beslutsprocessen och exempelvis med hjälp av de delresultat datorn meddelar bestämma förutsättningarna för den fortsatta behandlingen. Samma program kan köras flera gånger med olika förutsättningar för att snabbt optimera ett problem.

Dataterminalen har använts i samband med utveckling av tunnplåtprofiler. För att erhålla verkliga tvärsnittsvärden gjordes först fyra laboratorieprovningar på en profiltyp under olika förutsättningar. Datorn beräknade härvid tröghetsmomentet för profilen vid olika laststeg med hänsyn till deformationer och trådtöjningsgivare. Dessutom användes den för uppritning av last- deformationskurvor.

Därefter uppställdes en teoretisk modell för tröghetsmomentets variation med belastningen hos tunnplåtprofiler. Dataprogrammet för denna modell tar hänsyn till att vissa delar av profilen reduceras beroende på delementens bredd, tjocklek och spänningsfördelning. Som ingångsdata till programmet används koordinater och tjocklekar för beskrivning av profilen samt påkänningen i en av profilens hörnpunkter. Som resultat erhålles spänningsfördelningen i elementet, delementens reduktioner, profilens tröghetsmoment samt momentet i profilen. Efter resultatutskriften finns möjlighet att införa en ny påkänning.

Detta program har sedan använts som huvuddelen i andra program, som själva genererar variation i ingångsdata. Genom att exempelvis låta den angivna påkänningen variera från noll till maximal påkänning erhålles möjlighet till kontinuerlig jämförelse mellan provningsresultaten och den teoretiska modellen.

För tvärsnittsoptimering skrivs istället ett program, som ändrar koordinaterna och/eller godstjocklekarna för profilen. Samtidigt med dessa ändringar i programmen begränsas

utskriften till några karakteristiska storheter, tröghetsmoment och moment.

Programuppbyggnaden är mycket enkel varför ett stort antal kombinationer snabbt kan genomräknas på kort tid. Att behandla optimeringsproblem med dataterminal har där fördelen att omöjliga resultat kan manuellt förkastas, vilket gör att programmen kan för-  
enklas betydligt.

## HOPFOGNING AV TUNNVÄGGIGA STÅLKONSTRUKTIONER

Docent Rolf Baehre

Tekn dr Arne Johnson Ingenjorsbyrå och Inst för Stålbyggnad,  
Kungl Tekniska Högskolan, Stockholm

"Platta" produkter, tunnplåt, har fått en ökad användning inom stålbyggnadsområdet de senaste åren, särskilt kallformade plåtprodukter 0,7 - 2,5 mm tjocka. De används bl. a. som utgångsmaterial till sådana tunnväggiga konstruktioner som profilerad plåt i tak och bjälklag samt till plåtprofiler för takåsar och väggreglar. I framtiden kommer dessutom prefabricerade ytelement i form av förstyvade plattfält, sammansatta plåtprofiler eller sandwichelement att få stor betydelse i byggnadstekniska sammanhang.

Vid användning av tunnväggiga konstruktionselement är det viktigt att man ägnar stor uppmärksamhet åt infästnings- och förbandsdetaljerna.

De förbandstyper som används inom den konventionella stålbyggnadstekniken anpassas till de nya produkterna, samtidigt som nya förbandstyper måste utvecklas för byggnadsindustrin. Inom traditionella tunnplåtsområden, såsom flygplansindustrin, har man länge använt speciella fogningsmetoder. Svårigheterna att använda dessa metoder inom byggnadsindustrin ligger delvis i att man inte kan göra lika omfattande kontroller som vid serieproduktionen i en verkstadsindustri.

I en förundersökning rörande aktuella problem och utvecklingstendenser inom fognings- tekniken (Rapport från Byggeforskningen, nr 4:1969) kartlades behovet av regler för beräkning, dimensionering, konstruktiv utformning, kontroll och provning av olika förbandstyper, som är lämpliga i tunnväggiga konstruktioner.

Föremål för efterföljande teoretiska och experimentella undersökningar har varit:

Friktionsförband. - Systematisk undersökning av friktionsförbandets lastupptagande förmåga och utformning av typlösningar.

Icke-konventionella skruvförband. - Teoretiska och experimentella studier av skruvförband med gängformande och självborrande skruvar samt utarbetande av typlösningar och dimensioneringsregler, kontroll- och provningsföreskrifter.

Blindnitförband. - Teoretiska och experimentella studier av nitförband med vanliga blindnittyper samt utarbetande av typlösningar och dimensioneringsregler, kontroll- och provningsföreskrifter.

Punktsvetsförband. - Experimentella undersökningar av punktsvets- och MIG-punktsvetsförband. Förslag till dimensioneringsregler samt kontroll- och provningsföreskrifter.

Limförband. - Sammanställning av lämpliga limtyper samt utarbetande av rekommendationer för utförande av limförband.

Nämnda experimentella och teoretiska undersökningar beräknas vara slutförda under sommaren 1970 och kommer att redovisas i en Rapport från Byggeforskningen under hösten 1970.

Hittills föreliggande resultat leder till slutsatsen, att tunnväggiga konstruktioners funktionssätt och lastupptagande förmåga i väsentlig grad är beroende av fogningssättet och därtill knutna förbandskaraktistika.

Genom egna försök med varierande fogparametrar i kombination med i litteraturen och från tillverkarehåll redovisade provningsresultat har - med undantag för limförband - ett omfattande försöksunderlag erhållits, som tillåter en kvalificerad bedömning av de dimensionerande storheterna.

Pågående undersökningar, som utförs med ekonomiskt stöd från Statens Råd för Byggnadsforskning, kommer att utmynda i ett förslag till regler för beräkning, dimensionering, utformning och kontroll av nämnda förbandstyper. Vidare avses att ge rekommendationer för utformning av provkroppar och erforderlig provningsomfattning i syfte att erhålla jämförbara och reproducerbara hållfasthetskaraktistika vid introduktion av nya fogningsmedel.

Ifråga om limförband begränsas framställningen till att ge anvisningar beträffande förbehandling av fogområdet, förbandsutformning, arbetsutförande och kontroll. Den lastupptagande förmågan av limförband förutsätts vara styrkt genom prov.

Provningsresultat jämte framlagda dimensioneringsförslag bör kunna bilda underlag för den normmässiga behandlingen av tunnplåtkonstruktioner som kommer att utföras inom Statens Stålbyggnadskommitté. Framför allt synes det angeläget, att under ett övergångsskede i avvaktan på nämnda normer kunna basera dimensioneringen av tunnplåtkonstruktioner på enhetliga grunder.

Civ ing Kurt Lundin  
Stålbyggnadsinstitutet, Stockholm

### Resumé

Litteraturgenomgången har gjorts med syfte att undersöka i vilka former tunnplåt förekommer som bärande material i bjälklag. De enklare typerna av tunnplåtsbjälklag består av en profilerad plåt och betong, där plåten tjänar som form vid gjutningen och som underkantsarmering i den färdiga konstruktionen. I mer utvecklade former av tunnplåtsbjälklag försöker man ofta utnyttja plåten för fler ändamål. Ståldelen byggs då upp så att man i bjälklaget får längsgående kanaler, vilka kan användas för ventilation eller ledningsdragnings. Här förekommer både typer där stålet är ensamt bärande och typer där det samverkar med betongen.

Den genomförda litteraturstudien avser att klarlägga i vilken omfattning och i vilka former tunnplåt används som bärande material i bjälklag. Litteraturgenomgången har gjorts vid Stålbyggnadsinstitutet och syftet är att resultatet av undersökningen ska kunna tjäna som underlag dels för ett studium av möjligheterna att använda tunnplåtsbjälklag dels för utveckling av nya varianter.

Litteraturgenomgången har visat att tunnplåtsbjälklag förekommer i flera olika utföranden. Vid de enklare typerna utgörs bjälklagstvärsnittet av en enkel profilerad plåt med en pågjuten betongplatta, t. ex. enligt figur 1. Förutom att plåten här används i stället för vanlig gjutform, utnyttjas den i den färdiga konstruktionen som ett slags underkantsarmering. Konventionell underkantsarmering behöver därför inte läggas in utan betongplattan behöver endast förses med sprickarmering samt eventuellt överkantsarmering över stöd vid kontinuerliga konstruktioner. Denna typ av bjälklag bygger således på samverkan mellan plåt och betong för lastupptagningen.

Genom lämplig utformning av plåtsektionen kan denna användas för fler funktioner än den bärande. Det är mycket vanligt att man låter plåten få formen av längsgående kanaler. Dessa kan då utnyttjas som ventilationskanaler eller för dragnings av el- och teleledningar m. m. Ett exempel på bjälklag med denna utformning visas i figur 2. Plåtsektionen kan dimensioneras så att den ensam förmår ta upp de angripande belastningarna. Övriga delar av bjälklagstvärsnittet antas då statiskt överksamma. Man kan dock få en förbättrad bärförmåga hos bjälklaget genom att låta plåten samverka med betongen, som ofta måste finnas av andra skäl, t. ex. för att ge tillräcklig ljudisolering. Genom att på något sätt åstadkomma ett förband mellan stål- och betongdelarna och därigenom tvinga dem att verka som en enhet, kan man öka den momentupptagande förmågan och, framförallt, styvheten hos bjälklaget. Därigenom kan man få möjligheter till stora fria spännvidder utan att bjälklagets konstruktionshöjd därför blir alltför stor. Detta kan ha betydelse t. ex. vid höghus, där det gäller att hålla konstruktionshöjden nere för att få in tillräckligt antal våningar inom den föreskrivna hushöjden.



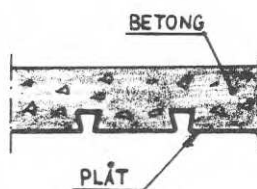


Fig. 1 Tvärsnitt av enklare typ av tunnplåtsbjälklag

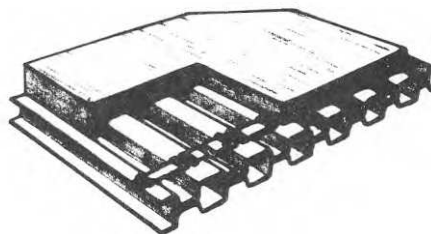


Fig. 2 Exempel på tunnplåtsbjälklag med kanaler som kan användas för olika ändamål

## BÄRFÖRMÅGA HOS SAMVERKANSBJÄLKLAG AV TUNNPLÅT

Civ ing Olle Carling  
Tekn dr Arne Johnson Ingenjörbyrå, Stockholm

### Resumé

Tekn dr Arne Johnson Ingenjörbyrå har i samarbete med Domnarvets Jernverk och Gränges Hedlund AB utvecklat ett stålbjälklag avsett för kontors- och affärshus vid krav på stora spännvidder (se artikel i Byggnadsindustrin 15/1968).

Bjälklaget är uppbyggt av Z-profiler av kallformad stålplåt och en statiskt medverkande betongplatta. Till fördelarna hör bl.a. liten bygghöjd i förhållande till spännvidden, låg egenvikt samt möjlighet att utnyttja skivverkan i samband med vindstabilisering. Väsentligt för ekonomin är att bjälklagets utformning ger täta kanaler i längsriktningen vilka direkt kan användas för ventilationsändamål liksom för el- och VVS-dragningar.

Belastningsförsök i full skala har utförts varvid den statiska brotthållfastheten samt deformationsbeteendet under korttidslast såväl som under inverkan av krympning och krypning studerats.

Presentationen omfattar en redogörelse för provningarnas genomförande och resultat. Vid hållfasthetsprovningarna erhöles brott primärt genom flytning i stålprofilernas underkant varefter slutgiltig kollaps inträffade genom att betongplattan skjuvades av. Deformationerna under långtidslast uppmättes under 17 månader varefter försöket avbröts. Slutligt uppmätt deformation visar nöjaktig överensstämmelse med teoretiskt beräknad.

### PROVNINGSRESULTAT

#### A. Förutsättningar

##### Provelement

Tre olika bjälklagstyper har provats. Den principiella utformningen framgår av fig. 1. Redogörelsen koncentreras till typ AJ, den mest utprovade typen.

##### Tid och plats

Provningarna utfördes i sin huvudsakliga del under tiden juli-augusti 1968 hos Gränges Hedlund AB i Stockholm. Långtidsprovningen pågick fram till januari 1970.

##### Belastningsanordning

Belastningsförsöken utfördes i en provbänk vars utformning framgår av fig.

2.

Belastningen påfördes med hjälp av två hydrauliska domkrafter per ok. Domkrafterna var parallellkopplade till en motorpump.

Maximal last per domkraft 10 Mp.

Maximal slaglängd ca 15 cm.

Mätningssanordningar

Belastningen per domkraft mättes genom att en femte domkraft parallellkopplad med de övriga, fick arbete mot en elektrisk tryckdosa som i sin tur kopplades till en Wheatstones brygga.

Nedböjningarna mättes med millimetergraderad linjal mot pianotråd som spänts mellan bjälklagets upplagspunkter på vardera sidan av bjälklaget.

Vid långtidsprov mättes nedböjningen i stället med mätklocka placerad mitt under elementet.

Spänningstillskott mättes i förekommande fall med trådtöjningsgivare kopplade till en Wheatstones brygga.

Material

Hållfasthetsdata för stålet bestämdes genom dragprovning av plåtkuponger utskurna ur elementens liv.

Medelvärde för de provade elementen är

$$\sigma_{su} = 29 \text{ kp/mm}^2$$

$$\sigma_b = 45 \text{ kp/mm}^2$$

$$\sigma_{10} = 27 \%$$

Kubhållfastheten för betongen bestämd genom provtryckning av 7 dygn gamla betongkuber.

Provelement	3:I	$K_7 = 382 \text{ kp/cm}^2$
	3:II	$349 \text{ kp/cm}^2$
	3:III	$217 \text{ kp/cm}^2$

Beställd betongkvalitet i samtliga fall SH K 400!

B. Belastningsförsök med korttidslast

Ett 11,6 m långt stålcellselement, kontinuerligt upplagt på tre stöd pågöts med snabbhårdnande betong.

Elementet förspändes genom att mittstödet överhöjdes 4,0 cm.

Efter 7 - 9 dygns härdning avlägsnades mittstödet och den sålunda erhållna, fritt upplagda tvåstödsbalken belastades med linjelaster i tredjedelspunkterna.

Tre element har provats:

3:I Gjutning 17/7, provning 25/7

3:II Gjutning 17/7, provning 26/7

3:III Gjutning 7/8, provning 15/8

Uppmätta nedböjningar i fältmitt som funktion av påförd last redovisas i fig. 3 där även teoretiskt beräknad deformation inritats.

Vid försök 3:I och 3:II mättes även spänningstillskotten i fältmitt. I fig. 4 redovisas i diagramform dessa tillskott som funktion av påförd last. Teoretiskt beräknade tillskott har inritats i samma diagram.

#### Kommentar till de enskilda försöken

3:I Element försträkt vid upplagen med en påsvetsad vertikal ändplåt för att utsluta brott vid upplagen.

Vid gjutningen konstaterades att betongen, konsistens P (plastisk), inte med rimlig arbetsinsats kunde fås att rinna ner genom hålen och fylla hålrummet, se fig. 5. Provningsresultatet visar emellertid att fullt tillräcklig dymlingsverkan trots detta uppnås. Ca 80 % av hålen har fungerat.

Ovanstående har lett till ett modifierat utförande med kraftigt reducerad hålrumshöjd.

Betongplattans plasticering inleds för  $P \approx 9$  Mp. Lasten kan därefter ökas till det dubbla, så elementet går till slutligt brott genom att betongplattan skjuvas av, se fig. 6. Detta sker plötsligt och med en stark knall.

Under provningen märktes inga tecken på livplåtsbuckling eller upplagsdeformation.

3:II Elementet försträkt vid upplagen på samma sätt som föregående.

Betongkonsistens L (lättflytande). Gjutningen gick avsevärt lättare än i föregående fall, men hålrummen blev fortfarande inte helt fyllda.

Ca 90 % av hålen har fungerat, se fig. 7. "Bommarna" på bilden är koncentrerade till ett relativt begränsat område och torde bero på slarv vid gjutningen.

Plasticering inleds för approximativt samma last som i föregående fall P ~9 Mp. Lasten ökades därefter till drygt det dubbla (P ~19 Mp) då provningsanordningen inte medgav ytterligare lastökning (begränsad nedböjning).

Elementet trycktes senare till brott genom att belasta med punktlast i ena tredjedelspunkten för att framkalla primärt skjuvbrott.

Inga tecken på livplåtsbuckling eller upplagsdeformation.

### 3:III Elementet förstärkt vid upplagen med en kantbalk av betong.

Vid gjutningen användes mycket blöt betong och hålrummen tycks ha blivit fyllda på ett tillfredsställande sätt, dessvärre på bekostnad av betongens hållfasthet och med kraftig krympning som följd. Krympsprickor observerades sålunda redan några timmar efter gjutningen och vid provningstillfället kunde ett rikt förgrenat system av kraftiga sprickor iakttas.

Den låga betongkvaliteten medför dessutom lägre elasticitetsmodul, d.v.s. högre  $n$ -värde. Detta framgår klart av provningsresultaten.

Nedböjningsmätningarna ger inget klart besked om när plasticeringen inleds. Efter ompallning av domkrafterna vid P 13 Mp är emellertid flytningen påtaglig.

Lasten kunde ökas till 16 Mp då elementet gick till brott, på samma sätt som vid prov 3:I.

Före pågjutningen av elementet inljudades ena halvan varigenom vidhäftningen mellan betongplattan och ståltvärsnitt eliminerades. Denna åtgärd har inte medfört någon markant sänkning av brottlasten utan dymlingarna har uppenbarligen ensamma förmått överföra erforderliga skjuvkrafter.

Under provningen märktes inga tecken på livplåtsbuckling eller upplagsdeformation.

### Diskussion

Beräknad nedböjning visar god överensstämmelse med uppmätta värden inom det elastiska området. Vid ungefär halva brottlasten uppnås emellertid betongens plasticitetsgräns och nedböjningskurvan avlägsnar sig från elasticitetsteorins räta linje.

Beräknade spänningstillskott i ö.k. ståltvärsnitt visar mindre god överensstämmelse med observerade värden. Även mätresultaten från de båda proven uppvisar anmärkningsvärt stora differenser sinsemellan.

Diskrepansen förklaras dels beräkningsmässigt av osäkerheten i betongplattans tjocklek och elasticitetsmodul. Dessutom torde givarnas placering, mitt på Z-profilernas överfläns och mitt mellan håltagningarna, varit mindre lämplig med hänsyn till lokala spänningsomlagningar i närheten av hålen.

Vid provningarna har brott i samtliga fall erhållits primärt i form av ett böjbrott som inleds med flytning i ståltvärsnittets underkant. (Vid prov 3:III torde emellertid den låga betongkvaliteten ha medfört kraftig plasticering av betongen redan innan stålets sträckgräns uppnåtts). Vid ytterligare pålastning ökar skjuvkrafterna mellan stål och betong proportionsvis snabbare än lasten eftersom neutrallagret, d.v.s snittet för maximal skjuvspänning, flyttas uppåt. Sekundärt skjuvbrott följer när maximal skjuvkraft i betongdymlingarna uppnås.

#### C. Belastningsförsök med långtidslast

Ett stålcellselement, fritt upplagt på tre stöd pågöts med standardbetong.

Mittstödet överhöjning = 4,0 cm.

Efter 12 dygns härdning avlägsnades mittstödet och nedböjningen i mittpunkten p.g.a krympning och krypning under egenvikt studerades under ca 17 månader.

16 dygn efter mittstödet avlägsnande, d.v.s 28 dygn efter gjutningen, påfördes en vilande last motsvarande  $100 \text{ kg/m}^2$ .

I fig. 8 redovisas uppmätt plastisk deformation som funktion av tiden efter mittstödet avlägsnande.

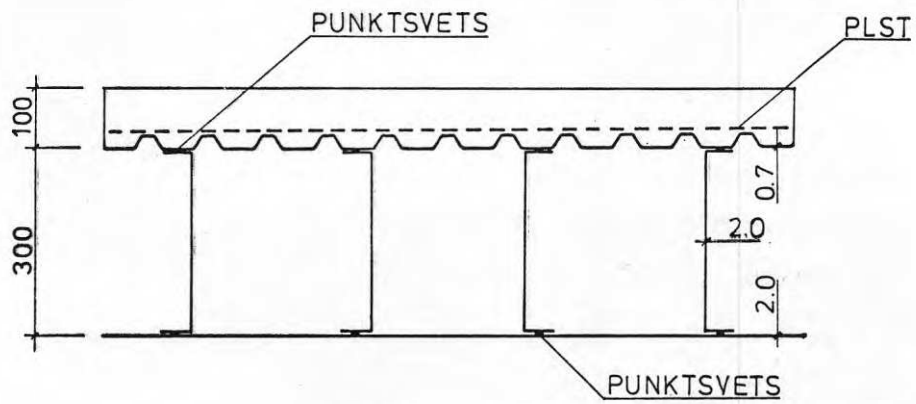
När försöket avbröts efter 510 dagar uppgick långtidsdeformationen till 26 mm.

### Diskussion

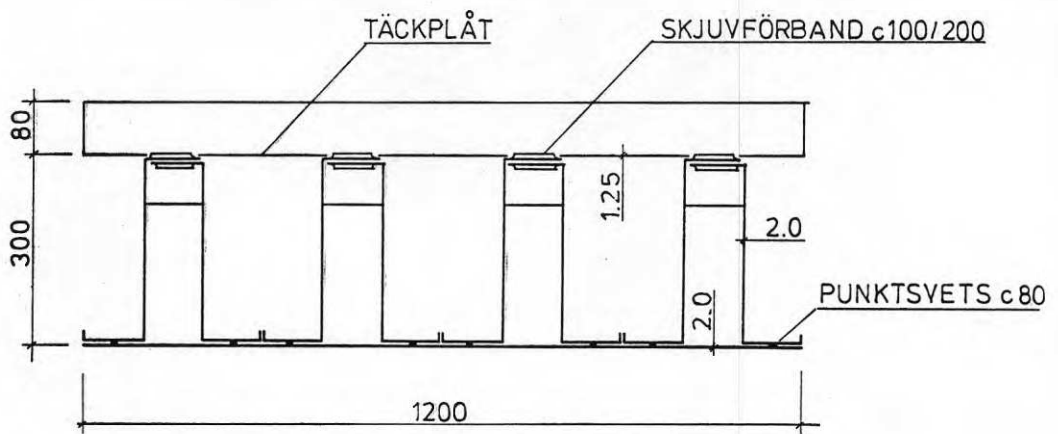
Försöket igångsattes 19.8 1968. Under de tre första månaderna stod provelementen utomhus. Inverkan av variation i luftfuktighet och temperatur, ojämn uppvärmning av elementet m.m. har här helt överskuggat inverkan av krympning och krypning.

Provelementet flyttades utomhus 12.11 1968. Temperatur och luftfuktighet registrerades därefter kontinuerligt. Temperaturen höll sig mellan +15 och +20<sup>o</sup> C medan relativa luftfuktigheten varierade mellan 45 och 60 %.

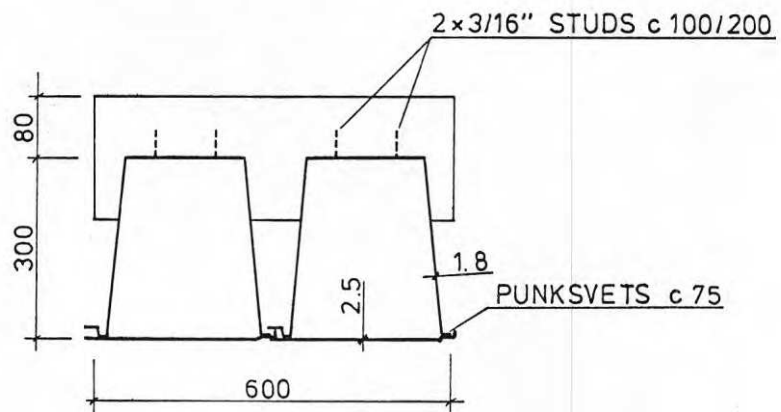
De okontrollerade temperatur- och fuktförhållandena under provningens första skede liksom det faktum att endast ett element provats medger ingen kvantitativ utvärdering av resultatet, men jämförande beräkningar för olika krymp- och kryptal ger nöjaktig överensstämmelse med uppmätt deformation.



TYP PW



TYP AJ



TYP BH

ANM. c 100/200 ANGER DELNING I YTTRE RESP. MELLERSTA FJÄRDEDELEN

Fig. 1 Provelement



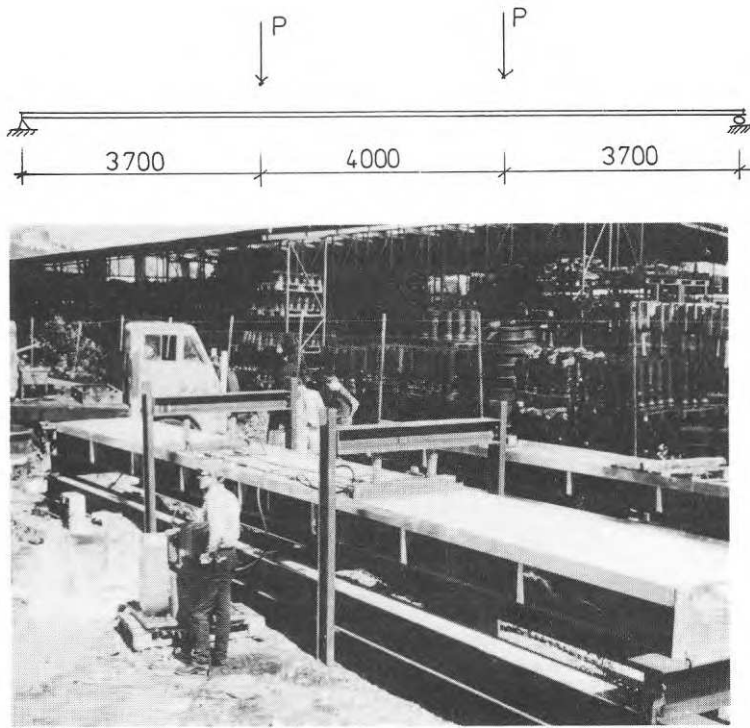


Fig. 2

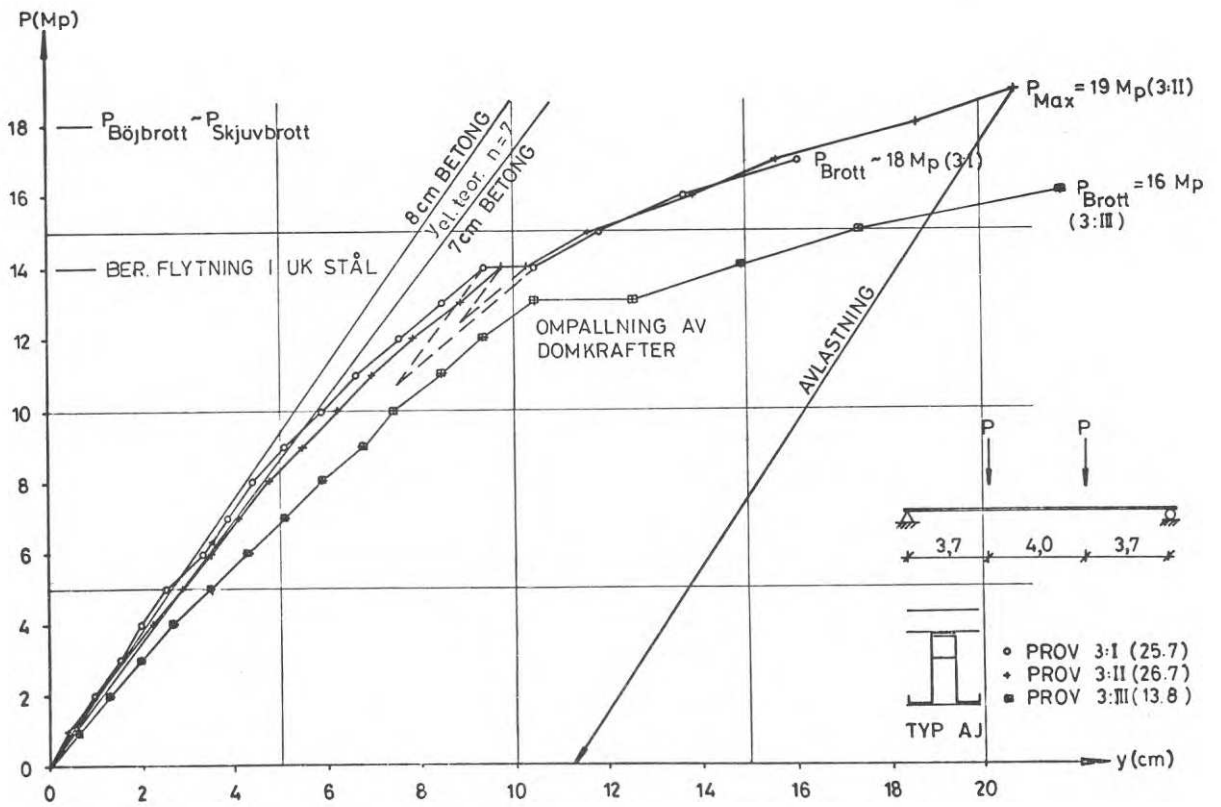


Fig. 3 Typ AJ: Nedböjning i fältmitt  
 Spännvidd = 11,4 m; elementbredd = 1,2 m  
 Överhöjning = 4 cm

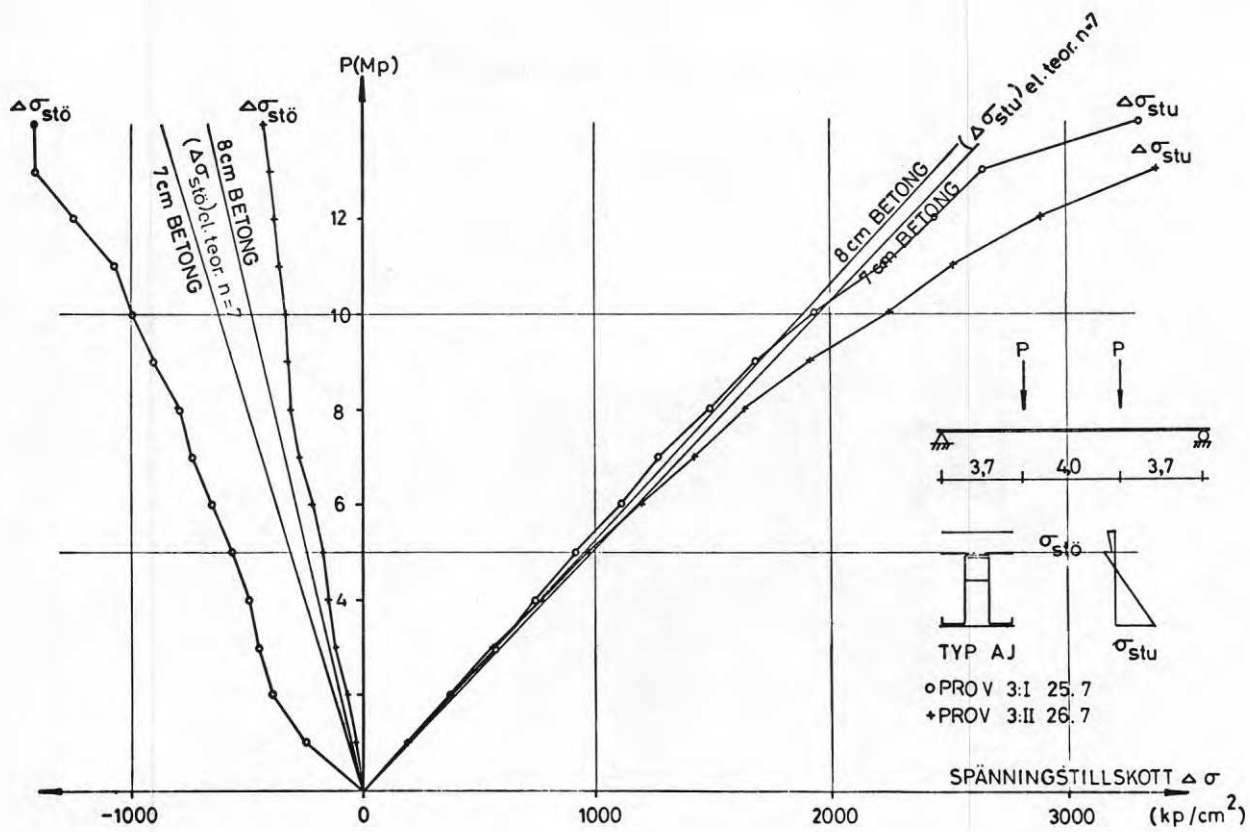


Fig. 4 Typ AJ: Spänningstillskott i fältmitt  
 Spännvidd = 11,4 m; elementbredd = 1,2 m  
 Överhöjning = 4 cm



Fig. 5

Fig. 6

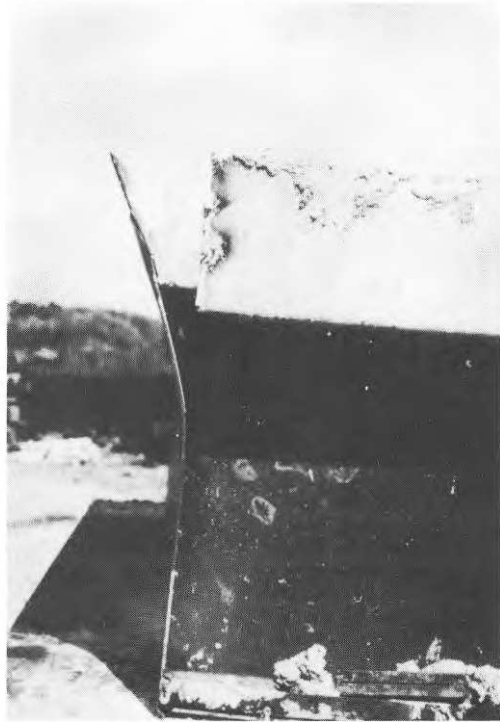
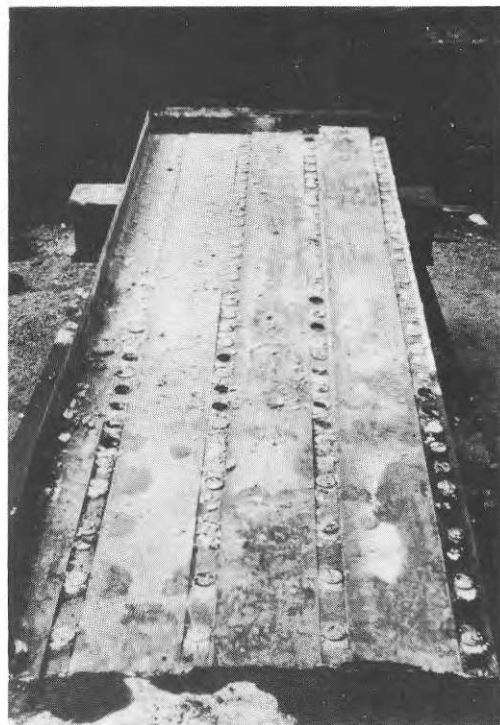


Fig. 7



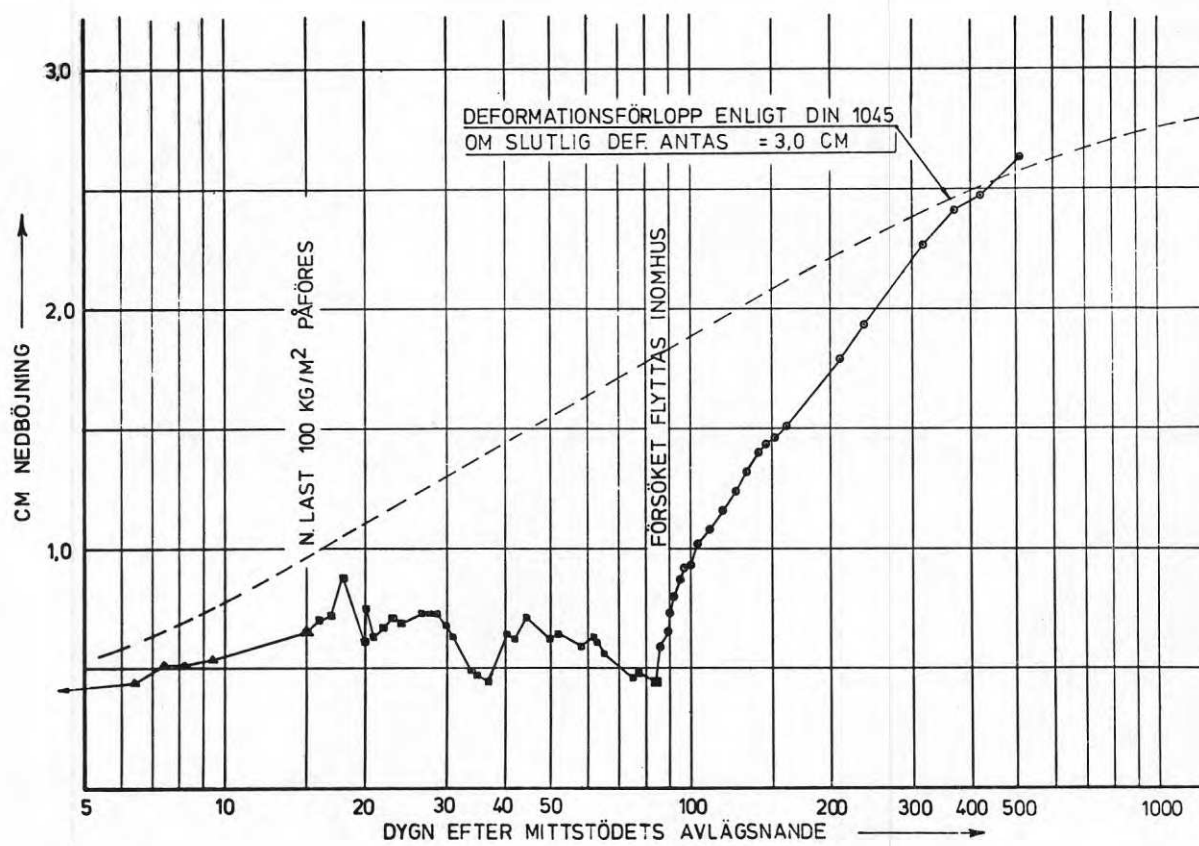


Fig. 8 Nedböjning p.g.a. krympning och krypning  
Bjälklagstyp AJ



Övering Paul Wikström, Domnarvets Jernverk, Borlänge

### Resumé

Om betong gjutes på plåt fås en naturlig vidhäftning mellan plåten och betongen efter betongens härdnande.

En försöksserie har genomförts där plåten utgjorts av trapetsprofilerad, förzinkad stålplåt.

Avsikten med försöken har varit att få upplysning om konstruktionens verkningssätt, brottets karaktär, vidhäftningens storlek, krympningens inverkan, fästdonens funktion och hållfast etc.

### Inledning

Samverkanskonstruktioner bestående av trapetsformad plåt med pågjuten betong har funnit stor användning i ett flertal länder, främst USA och Canada, men även i Europa börjar dylika konstruktioner att uppmärksammas i allt stigande grad.

I allmänhet uppbärs konstruktionen av stål balkar, varvid plåten är svetsad till balken medelst bultar, såsom visas på fig. 1.

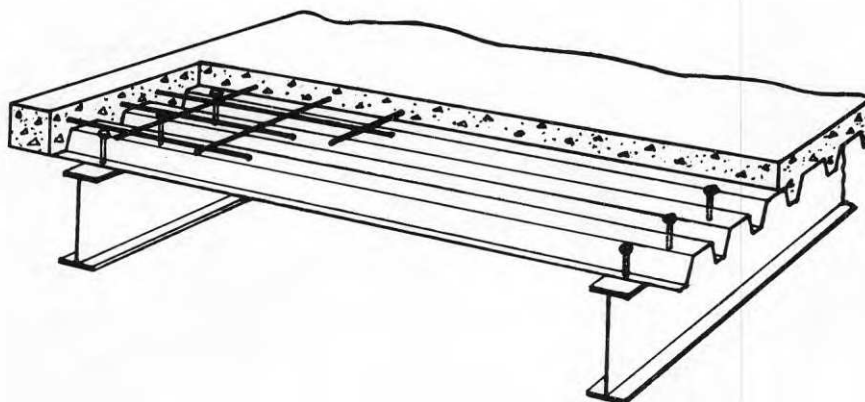


FIG. 1

På så sätt erhålles samverkan inte endast mellan plåt och betong utan även mellan platta och balkar. Under byggnadstiden fungerar dessutom plåten som gjutform och ofta även som stomstabiliserande skiva.

För att erhålla ökad kännedom om dylika konstruktioners verkningssätt har ett antal belastningsprover utförts vid Domnarvets Jernverk. Proven har fördelat sig på följande sätt:

11 st böjprov utan ändförankringar

2 st böjprov med ändförankringar

6 st vidhäftningsprov

14 st förankringsprov

2 st balkprov

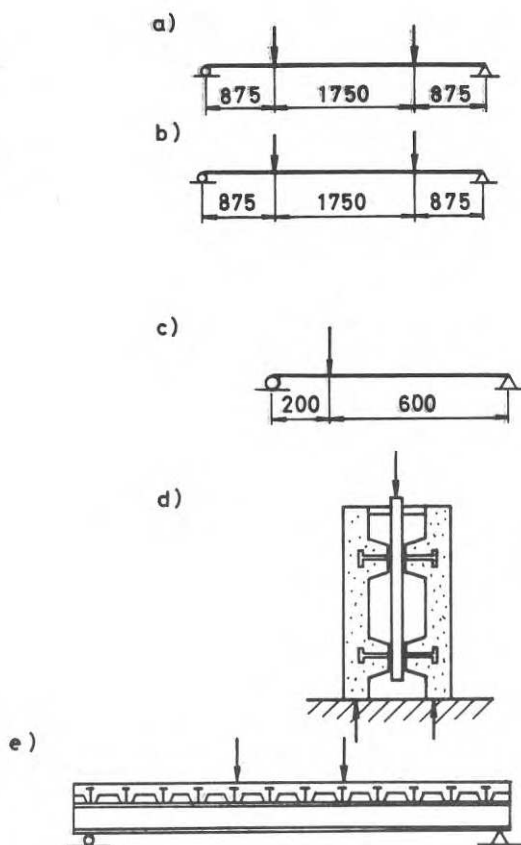


FIG. 2

#### Böjprov utan ändförankringar

Provens ålder har varit 14, 24, 82 och 197 dygn. Avsikten med den långa lagringstiden har varit att få upplysning om krympningens inverkan.

För samtliga prov gäller att brottet har börjat med en vertikal böjdragspricka i betongens dragzon. Samtliga dragspänningar i snittet måste därefter föras förbi sprickan via plåten, vilket medför att vidhäftningsspänningarna vid sidan om sprickan blir stora, jfr. fig 3. De stora vidhäftningsbrott som löper längs hela plåten och därmed ger slutligt brott.

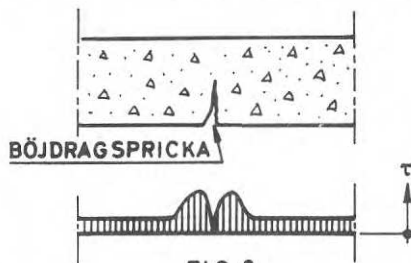


FIG. 3

Diagram 1 visar uppmätta och beräknade spänningar vid olika n-värden, samt beräknad brottlaster. Det framgick vidare att tillfredsställande överensstämmelse med hänsyn till krympning erhöles om man räknar med jämnt fördelad krympning över tvärsnittet och

$$\epsilon_{kr} = 0,40 \text{ o/oo.}$$

### Böjprov med ändförankringar

Dessa prover uppförde sig på samma sätt som prov utan ändförankringar till det stadiet att böjdragbrott - vidhäftningsbrott inträtt. Därefter fungerade konstruktionen som både med dragband. Jfr. diagram 2.

### Vidhäftningsprov

Dessa utfördes dels på förzinkade och dels på rostfria plåtar. Antalet prov var mycket begränsat p.g.a att utförliga provningsresultat finns redovisade från utländska försök. Proven bekräftar dock att man bör kunna räkna med att den naturliga vidhäftningen uppgår till ca  $1,5 \text{ kp/cm}^2$  samt att man kan räkna med ett n-värde = 7.

### Förankringsprov

Dessa avsåg att konstatera bärförmågan hos bultar vid belastning vinkelrätt mot korrugeringarna, enligt fig. 2 d. Prov utfördes med Domnarvets plåtar DO-TP 45, DO-TP 50 och DO-TP 100 samt med 3" x 5/8" och 4" x 5/8" bultar (s.k. studs), vilka var svetsade genom tunnplåten till grovplåten, som simulerade balkfläns.

Brott inträdde i flertalet fall till följd av en vertikal spjälkspricka i linje med bultarna.

Vid för korta bultar, dvs. bultar som ej var förankrade i den egentliga plattan uppstod dock brott till följd av att korrugeringen skjuvades av, jfr. fig. 3

Kännedom om dessa hållfasthetsvärden är väsentliga för den i praktiken använda bjälklagskonstruktion som redovisas i det följande.

### Balkprov

Balkproven avsåg att ge upplysning om verkningssättet hos konstruktionen enligt fig. 1 fungerande som bjälklagskonstruktion, jfr. fig 2e. På grund av cellbildningen mellan platta och balkfläns samt den intermittenta infästningen fås en viss deformation hos platta och balk. Denna deformation ger samma resultat som om ett elastiskt förband skulle föreligga mellan platta och balk.

Spänningarna i konstruktionen kan beräknas enligt teorier för elastiska förband förutsatt att man känner förskjutningsmodulen platta - balk samt förbindningarnas hållfasthet. De

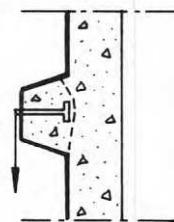


FIG. 4

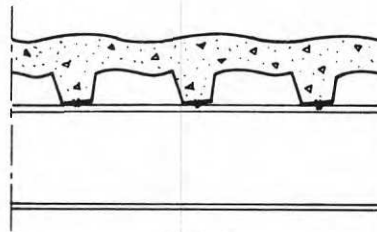


FIG. 5



senare har undersökts i föregående redovisade förankringsprov. Balkproven avsåg därför i första hand att kontrollera en föreslagen metod att beräkna förskjutningsmodulen, samt dessutom att få upplysning om brottförloppet, främst i det fall när brott uppstår i förankringarna.

De uppmätta nedböjningar som skulle erhållas om stålbalken ensam skulle bära all last framgår av diagram 3. Man ser att samverkan stål - betong ger en avsevärd reduktion i nedböjning. Men för last över ca 18 Mp är de två nedböjningslinjerna tillnärmelsevis parallella, vilket visar att all last utöver 18 Mp upptages av stålbalken ensam. Å andra sidan framgår det att samverkanskonstruktionen orkar behålla det arbete den upptagit, så att konstruktionen hela tiden (efter ca 18 Mp) förmår bära ca 5 Mp större last än stålbalken ensam skulle ha förmått. Den numeriska utvärderingen visar att 18 Mp ger den avskärningskraft på bultarna som motsvarar brottlasten enligt de i det föregående omnämnda förankringsproven.

Av diagram 4 framgår att avsevärd spänningsökning inträffar i punkt C vid lasten ca 13 Mp. Detta antyder att den avtagande förmågan till samverkan börjar vid denna last, som alltså är ca 70 % av den ovan angivna slutliga lasten.

På diagrammet finns även inlagda kurvor för fullständig samverkan (= oeftergivligt förband) och för elastiskt förband. Man ser att de beräknade nedböjningarna och spänningarna ligger på säkra sidan upp till den last - ca 13 Mp - då den avtagande förmågan till samverkan gör sig gällande. Det framgår också att en minskad samverkan har betydligt större inverkan på nedböjningarna än på spänningarna. Sålunda ökar nedböjningarna med 32 % vid elastiskt förband jämfört med full samverkan, medan spänningarna endast ökar med 7 % i det aktuella fallet.

Prov med mindre antal bult visar att ökningen i konstruktionens bärförmåga är direkt proportionell mot antalet bult.

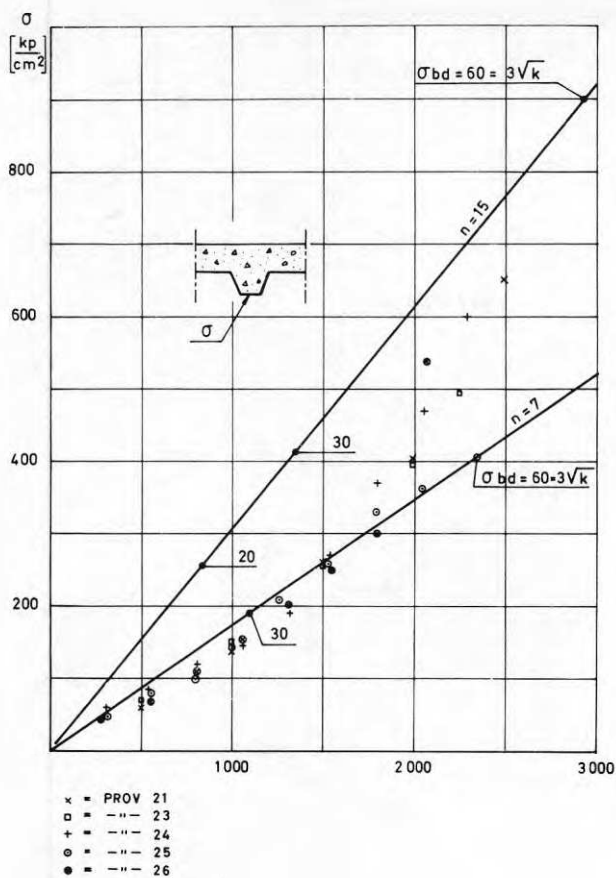


Diagram 1

Samverkan plåt-betong  
 Spänningar i u.k. plåt  
 Prov 21-26

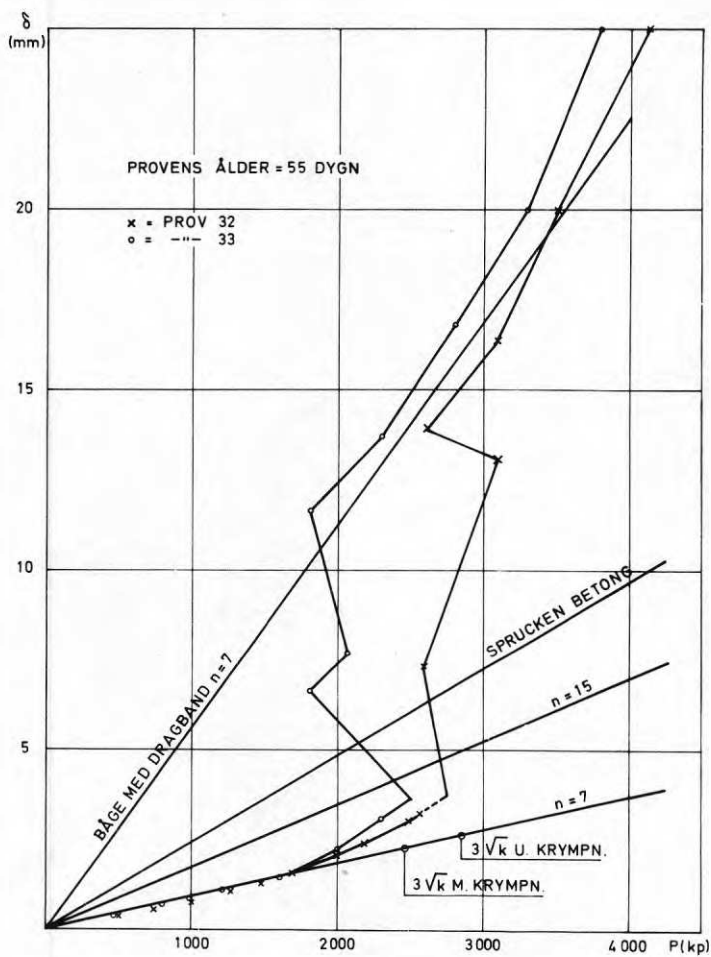


Diagram 2

Pågjuten trapetsplåt med ändförankring  
 Nedböjningar  
 Prov 32 och 33

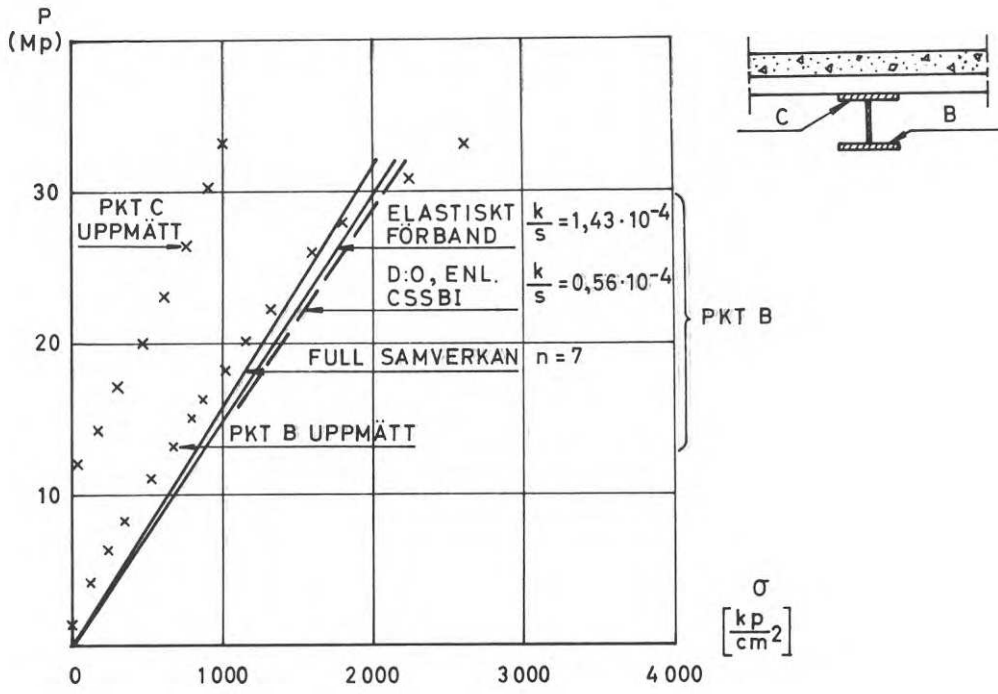


Diagram 3 Prov nr 30. Nedböjningar

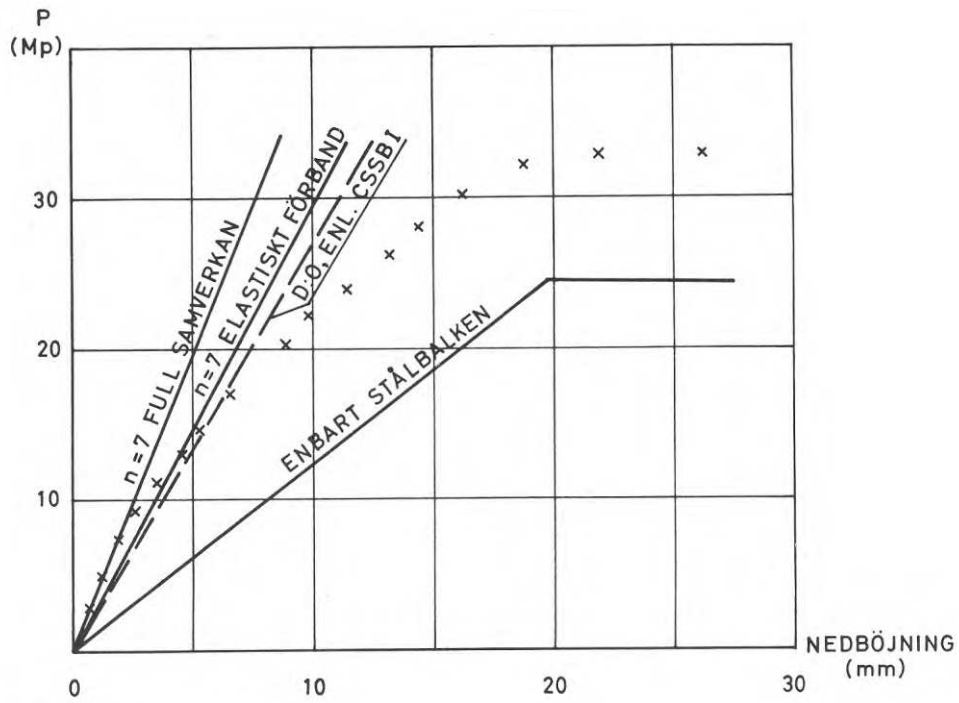


Diagram 4 Prov nr 30. Spänningar

## ESTETISK ANALYS AV PROFILERAD PLÅT

Arkitekt SAR Bertil Franklin, Luleå

I Sverige finns idag en omfattande produktion av belagd och profilerad stålplåt. Denna användes dels som bärande element och dels som klimatskyddande t.ex. på fasader. I förra fallet är takkonstruktionen med bärkraftig högprofilerad plåt samt påklistrad värmeisolering med papptäckning mycket vanlig och har i stor utsträckning trängt undan lättbetongplanken. Konstruktionen är i samband med stålstomme konsekvent och elegant, förutom att den är väl lämpad för produktion.

Den profilerade plåten har marknadsförts i flera år och tillverkningen har från början skett ur rent tillverkningsteknisk synpunkt. D.v.s. det har gällt att utnyttja den ingående plåtbredden helt och hållet. Man har då fått mer eller mindre godtyckliga profileringsindelningar och täckande plåtbredder. Numera framställs plåtar med hänsyn till  $3M = 300$  mm som är den fastställda byggmodulen. Om profileringsindelningen anpassas till detta system blir automatiskt plåtbredden också anpassad. Detta har man accepterat från plåtproducenterna trots att det medför ökat antal ingående plåtbredder.

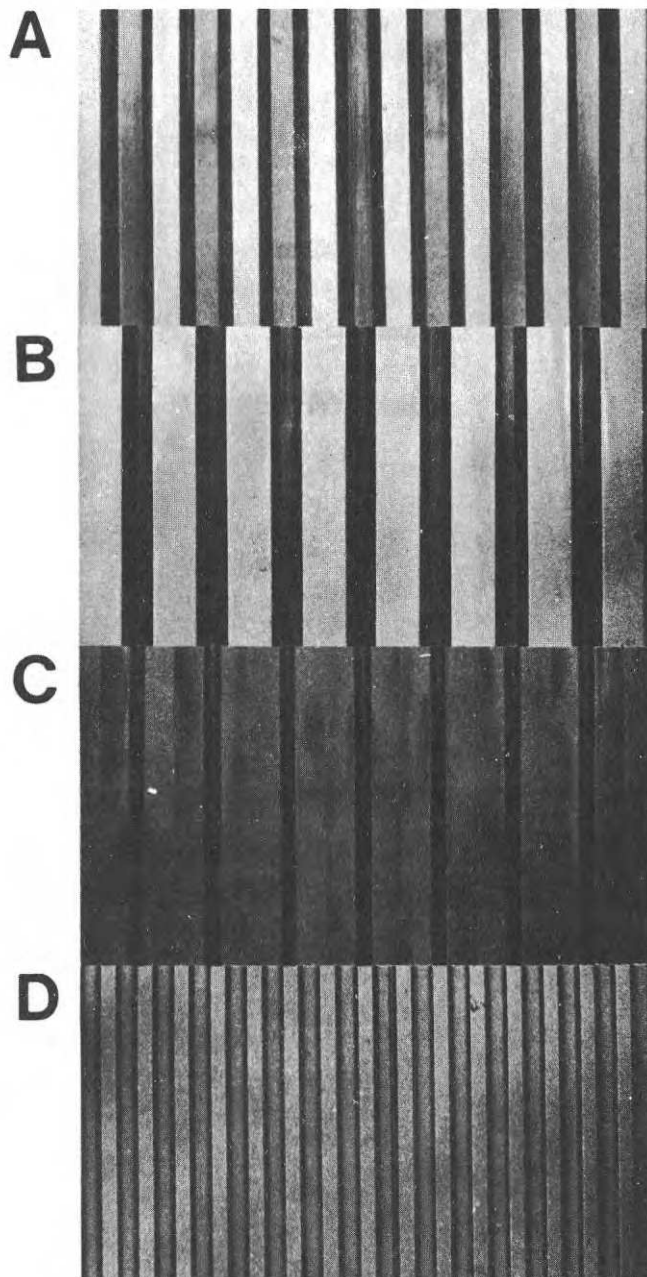
Egendomligt nog har man inte försökt göra en analys av olika plåttypers estetiska verkan. Varför uppfattas en profilering vackrare än den andra? Hur inverkar olika profildjup respektive indelningar? Bilden visar fyra olika profiler där A, B, och C har samma indelning 150 mm men olika djup. D har samma djup som C men en mindre indelning 75 mm. Fotona är tagna på samma distans och med ungefär likvärdiga ljusförhållanden. Vilken profil ter sig då kraftfullast och har en skala som gör den lämplig för t.ex. större byggnader eller ytor? Materialet har testats på några försökspersoner och samtliga har uppfattat profil B som ur utseendesynpunkt kraftigast trots att A är 90 mm djup och B 60 mm. Däremot uppfattas C som vekare trots att ytan närmast åskådaren är bredare än i B. Profil D, som är en i marknaden allmänt förekommande typ, har av samtliga bedömts som småskalig och minst kraftfull. Den har samma profildjup som C d.v.s 18 mm.

Redan av detta begränsade material kan vi dra några viktiga slutsatser. Det är inte enbart profildjupet, som avgör om utseendet blir kraftfullt. Tvärtom har profilbredden större betydelse och då framför allt bredden på den yta som ligger närmast åskådaren. Vissa gränfenomen uppträder emellertid. Varför ter sig t.ex. C vekare än B? Det beror naturligtvis på att djupet är mindre. I detta fall har således djupet större inverkan än den breda ytindelningen. Men varför blir det plötsligt så? En hypotes är att de djupare liggande ytorna ligger så nära de framförvarande att plåten uppfattas som en enda yta.

Man kan således göra den slutsatsen att någonstans mellan B och C finns en eller flera profiltyper som optimalt utnyttjar plåtbredden så att plåten fortfarande ter sig kraftig. Detta är ur produktionsteknisk synpunkt av stor vikt eftersom man härigenom kan spara plåt utan att förlora de önskade estetiska egenskaperna.

Ur utseendesynpunkt är rytmen på indelningarna mycket viktig. A och D är symmetriska d.v.s fram- och baksida är lika. Dessa profiler blir lätt monotona. Det gäller framför allt D med sin tätare indelning. Ur utseendesynpunkt är därför B och C att oftast före- draga och de har ett likartat verkningssätt.

Det gäller också som en regel att profiler med små krökningsradier vid bockningarna ter sig skarpare och distinktare. Det gäller således att den yta som ligger i halvljus mellan belyst och skuggad yta blir så liten som möjligt. Härigenom förstärks kontrasten mellan ytliga och djupare liggande ytor. Detta medför att ytorna ter sig fristående från varandra vilket medför att plåten blir indelad och inte så lätt uppfattas som en sammanhängande yta.



## DISKUSSIONSINLÄGG

## BIDRAG NR 43

H.A. Vinberg (Gränges Hedlund): frågande om man studerat hur de svenska och norska resultaten överensstämmer.

R.Baehre (KTH): svarade att grundprinciperna är desamma, men att de norska försöken drivits längre än de svenska, t.ex. vad gäller åsarnas inverkan. Han framhöll vidare att det är angeläget att man kan enas om en gemensam dimensioneringsmetod och att det inte borde vara svårt att realisera detta.

P. Wikström (Domnarvets Jernverk): ansåg att det vore bra med en gemensam norm, men att denna inte borde komma förrän man fått en viss erfarenhet av de olika metoderna. Han framhöll att det borde vara en angelägnare fråga att få fram en gemensam norm för trapetsprofilerad plåt utsatt för transversalbelastning. (jfr. bidrag nr 44)

## BIDRAG NR 44

J.C. Falkenberg (Norges Byggeforskningsinstitut): framhöll att det bästa beräkningsunderlag man i dag har är de amerikanska tunnplåtsnormerna, men att dessa inte tar hänsyn till alla faktorer som inverkar på brottmoment m.m. Han var tveksam om huruvida man skulle kunna komma fram till en allmängiltig norm som dimensioneringsunderlag. Han trodde därför att man för vissa vanliga profilformer, t.ex. profilerad plåt, fick räkna med att basera dimensioneringstabeller m.m. på belastningsförsök, medan en beräkningsnorm främst skulle kunna komma till användning vid preliminär hållfasthetsberäkning i samband med utveckling av nya profilformer.

A.Bergfelt (CTH): ansåg att en norm för tunnplåtsprofiler bör vara både teoretisk och praktisk. Han ansåg det dock nödvändigt att man vid utveckling av nya profilformer provbelastar profilerna för att få en kontroll av normens giltighet.

P. Wikström: ansåg att även ett gemensamt provningsförfarande måste baseras på en norm, i vilken det föreskrivs t.ex. att provningen skall ske på ett material med samma sträckgräns som den vid vilken man avser att sälja materialet, eftersom man i annat fall måste göra något slags omräkning, vilket i så fall skulle kräva en allmängiltig beräkningsmetod.

BIDRAG NR 46

I. Bröchner (Fortifikationsförvaltningen): frågade om de kurvor som visats skulle komma att publiceras.

B. Eriksson (Norrbottens Järnverk): svarade att de om inte annat skulle komma att ges ut av NJA.

BIDRAG NR 53

G. Johansson (CTH): frågade vilken kubhållfasthet man haft på betongen, eftersom detta torde ha betydelse för värdet på förhållandet mellan stålets och betongens elasticitetsmoduler (n-värde).

P. Wikström (Domnarvets Jernverk): svarade att man haft en kubhållfasthet på över  $350 \text{ kp/cm}^2$  och att man fått bästa överensstämmelsen mellan försök och beräkning om man valt  $n = 7$ .

E. Lindell (Stockholms Stads Fastighetskontor): frågade vilken praktisk tillämpning konstruktioner skulle kunna få och om inte konstruktionen blev oekonomisk om man måste ha någon form av brandskydd.

P. Wikström: svarade att man inte får ta för givet att en konstruktion av detta slag har dåligt brandmotstånd. Statens Provningsanstalt har gjort provningar och bedömt att denna konstruktion har ett brandmotstånd A30.

A. Granström (SBI): framhöll att det är en väsentlig skillnad i brandmotståndet mellan en friliggande plåt och en plåt med pågjuten betong. Beräkningar visar att speciellt vid snabba brandförlopp har betongens kylande effekt en avgörande betydelse för bärförmågan.

Sammanfattning - Session IV - Tunnplåt och tunnplåtskonstruktioner.

R. Baehre (KTH): Vi har behandlat ett område som i dag är något perifert inom stålbyggnadstekniken om man bortser från användningen av profilerad plåt.

Vi befinner oss dock mitt i ett expansivt skede av utvecklingen som tar sikte på att kartlägga lättbyggnadsteknikens möjligheter och begränsningar.

Detta har på ett instruktivt sätt belysts av Dr. Falkenberg avseende hallbyggnadsområdet och av P. Thomasson i fråga om husbyggnadstekniken. Vi har sett att den relativt

stora valfriheten i formgivningen kan bidra till att utnyttja tunnplåtskomponenter i bärande och ytbegränsande funktion.

En väsentlig förutsättning för att bärverk av tunnplåt skall bli konkurrenskraftiga är att de statiska och hållfasthetsreoretiska förutsättningarna är kartlagda. Därom har vittnats här i dag.

En annan lika väsentlig förutsättning är att en behovsanpassad lättbyggnadsteknik utvecklas som beaktar aktuella funktions- och miljökrav, tillverkningsmässiga aspekter, hanteringstekniska frågor och inte minst ekonomiska krav. Det gäller med andra ord att finna en syntes i kravkombinationen som medger en anpassning till morgondagens bygghäpformer. Därom - jag är säker på det - kommer att vittnas på nästa forskningsdag.

SBI och auditoriet vill framföra ett varmt tack till referenterna för värdefulla och intressanta bidrag till den skisserade utvecklingen.





## PRINCIPERNA FÖR BRANDTEKNISK DIMENSIONERING AV STÅLBÄRVERK

Forskn ing Sven Erik Magnusson och professor Ove Pettersson,  
Inst för Byggnadsstatik, Lunds Tekniska Högskola, Lund

Resumé

Summariskt behandlas väsentliga etapper i en nyanserad brandteknisk dimensionering av oisolerat eller isolerat stålbeärverk, nämligen brandbelastning, brandförlopp samt temperatur- tid- fält och bärförmåga för brandpåverkad konstruktion. Exempel ges på dimensioneringsunderlättande diagram, hämtade från ett pågående beräkningsarbete för en handbok rörande brandteknisk stålbeärverksdimensionering.

Normmässigt föreskrivs för en brandteknisk dimensionering av en bärande konstruktion ett teoretiskt eller experimentellt påvisande av att den brandpåverkade konstruktionen uppfyller ställda funktionskrav med hänsyn till gällande karakteristika för brandbelastning, brandförlopp och brandvaraktighet. Sammanfattat innebär detta ett påvisande av att konstruktionens bärförmåga under aktuellt brandförlopps uppvärmnings- och avsvafningsfaser ej underskrider det värde, som bestäms av krävd säkerhet mot kollaps vid föreskriven last. Av avgörande betydelse för denna säkerhets- och lastproblematik är därvid bl.a. sannolikheten för brands inträffande och sannolikheten för att vid denna tidpunkt en viss föreskriven lastnivå skall föreligga samt statistiska karakteristika för brandbelastning och materialhållfasthet. Tyvärr är nulägetes kunskapsunderlag inom detta centrala delfält alltför bristfälligt för att i normalfallet möjliggöra ett statistiskt tillfredsställande angreppssätt. I denna situation har det bedömts naturligt att som temporär lösning överta internationellt gängse förfarande, kännetecknat av den för vanligt lastfall dimensionerande lasten som föreskriven lastnivå i kombination med krävd säkerhet mot kollaps vald till 1.

I en på detta sätt funktionellt förankrad, nyanserad brandteknisk dimensionering ingår som väsentliga etapper [1] - [4].

- a) val av för aktuellt fall representativa förbränningskarakteristika för i brandcellen förekommande brännbart material (brandbelastningen)
- b) bestämning för dessa karakteristika av tidkurvan för det fullständiga brandförloppets brandgastemperatur med möjligast noggrant beaktande av brandcellsvolym, storlek och form av fönster- och dörröppningar samt termiska egenskaper för brandcellen omslutande konstruktioner.
- c) bestämning för gastemperatur- tid- kurva enligt b av tillhörande temperatur- tid - fält för brandpåverkad konstruktion samt
- d) bestämning på grundval av data enligt c och kunskaper om bärverksmaterialens hållfasthets- och deformationsegenskaper inom för brandpåverkan aktuellt temperatur- område av den tidpunkt, vid vilken för aktuell arbetsspänning brott inträffar, eller alternativt av den till gällande brandförlopp hörande minsta bärförmågan för bärverket.

### Brandbelastning och brandförlopp

Brandbelastningen utgör en karakterisering av i en brandcell förekommande brännbart material, inklusive byggnadsstomme, inredning, beklädnad och golvbeläggning. Enligt Svensk Byggnorm 67 anges brandbelastningen som den sammanlagda värmemängd  $q$  ( $\text{Mcal}/\text{m}^2$ ), som, refererad till ytenhet av brandcellens totala omslutningsyta  $A_t$  ( $\text{m}^2$ ), frigörs vid en fullständig förbränning av allt brännbart material i brandcellen, dvs

$$q = \frac{1}{A_t} \sum m_{\nu} H_{\nu} \quad (1)$$

med  $m_{\nu}$  = totala vikten i kg och  $H_{\nu}$  = effektiva värmevärdet i  $\text{Mcal}/\text{kg}$  för varje enskilt brännbart material  $\nu$  i brandcellen.

Hög angelägenhetsgrad har framtagning av ett förbränningstekniskt kunskapsunderlag, som kan leda till en möjligast snar övergång till en i förhållande till ekv (1) vidareutvecklad brandbelastningsberäkning över samband av typen

$$q = \frac{1}{A_t} \sum \mu m_{\nu} H_{\nu} \quad (2)$$

varvid  $\mu_{\nu}$  utgör en dimensionslös koefficient med siffervärden mellan 0 och 1, vilken för varje enskild brandbelastningskomponent anger graden av reell förbränning.

Med kännedom om förbränningstekniska karakteristika för brandbelastningen kan i det enskilda fallet en nyanserad beräkning av det fullständiga brandförloppets gastemperatur-tid-kurva ( $\vartheta_t - t$ ) genomföras över brandcellens värmebalanssamband med hänsyn tagen till brandcellens ventilationsförhållanden samt termiska egenskaper för omslutande konstruktioner. En teknisk teori, som med rimlig arbetsinsats möjliggör en sådan beräkning, har uppställts av KAWAGOE - SEKINE [5] och ÖDEN [6] med tillämpbarhet för brandförloppets uppvärmningsfas och utvidgats av MAGNUSSON - THELANDERSSON [7] till tillämpning för fullständigt brandförlopp.

I den sistnämnda publikationen presenteras ett mycket omfattande, över framlagt beräkningsförfarande bestämt material med bl.a gastemperaturtid-kurvor för till träbrand hörande fullständigt brandförlopp vid varierande brandbelastning  $q$ , öppningsfaktor  $A\sqrt{h}/A_t$  och termiska karakteristika för brandcellen omslutande konstruktioner. Därvid betecknar  $A$  sammanlagd öppningsyta i  $\text{m}^2$  och  $h$  ett med hänsyn till respektive delyta vägt medelvärde av öppningshöjd i m. Resultatexemplifiering ges genom fig. 1, i vilken redovisas för brandcell med termiska karakteristika för omslutande konstruktioner enligt SBN 67 beräknade gastemperatur-tid-kurvor vid varierande brandbelastning  $q$  för öppningsfaktorvärdena 0,02, 0,04, 0,08 och  $0,12 \text{ m}^{1/2}$ .

### Temperatur-tid-fält för brandpåverkat stålbärverk

En beräkningsmässig översättning av en brandcells gastemperatur-tid-kurva till en temperatur-tid-kurva för brandpåverkad konstruktion är förhållandevis lätt genomförbar för ett isolerat stålbärverk. För ett sådant ger en värmebalans ekvation, baserad

på att den värmemängd, som under ett tidssteg  $\Delta t$  passerar genom bärverkets gränsskikt, åtgår till att höja stålprofilens temperatur  $\Delta \vartheta_s$ , sambandet (fig. 2)

$$\alpha (\vartheta_t - \vartheta_s) F_s \Delta t = \gamma_s c_{ps} V_s \Delta \vartheta_s$$

eller

$$\Delta \vartheta_s = \frac{\alpha}{\gamma_s c_{ps}} \cdot \frac{F_s}{V_s} (\vartheta_t - \vartheta_s) \Delta t \quad (3)$$

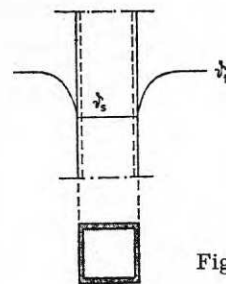


Fig. 2

med  $\vartheta_t$  = brandcellens gastemperatur vid tiden  $t$ ,  $\vartheta_s$  = stålprofilens temperatur vid tiden  $t$ ,  $\gamma_s$  = profilmaterialets densitet,  $c_{ps}$  = profilmaterialets specifika värme,  $F_s$  = stålprofilens mot branden exponerade yta per längdenhet av bärverket,  $V_s$  = stålprofilens volym per längdenhet av bärverket samt  $\alpha$  = gränsskiktets värmeövergångstal. För detta gäller därvid det för ordinära praktiska beräkningar tillräckligt noggranna uttrycket

$$\alpha = 25 + \frac{4,96 \epsilon_r}{\vartheta_t - \vartheta_s} \left[ \left( \frac{\vartheta_t + 273}{100} \right)^4 - \left( \frac{\vartheta_s + 273}{100} \right)^4 \right] \text{ kcal/m}^2 \text{ h}^\circ \text{C} \quad (4)$$

med  $\epsilon_r$  = det resulterande emissionstalet, vilket beror av dels brandgasers, flammors eller glödande partiklars emissionstal  $\epsilon_f$  och dels brandpåverkad stålprofilytas emissionstal  $\epsilon_s$  enligt sambandet

$$\frac{1}{\epsilon_r} = \frac{1}{\epsilon_f} + \frac{1}{\epsilon_s} - 1 \quad (5)$$

Ur ekv (3) - (5) kan vid given brandförloppstemperatur  $\vartheta_t$  tidkurvan för brandpåverkat, oisolerat stålbärverks temperatur  $\vartheta_s$  direkt bestämmas genom en numerisk differensräkning med beaktande av värmeövergångstalets  $\alpha$  och specifika värmets  $c_{ps}$  temperaturberoende.

Under förenklade betingelser ger en analog behandling för ett brandpåverkat, isolerat stålbärverk sambandet

$$\Delta \vartheta_s = \frac{A_i}{\frac{1}{\alpha} + \frac{d_i}{\lambda_i} \gamma_s c_{ps} V_s} (\vartheta_t - \vartheta_s) \Delta t \quad (6)$$

med som nytillkomna storheter  $A_i$  = isoleringens medelmantelyta per längdenhet av bärverket  $d_i$  = isoleringens tjocklek och  $\lambda_i$  = isoleringens värmeledningstal, Sambandet förutsätter

- linjär temperaturgradient och försummat uppvärmningsbidrag för isoleringen, vilket gäller bättre ju mindre isoleringstjockleken är,
- för såväl stålbärverk som isolering temperaturoberoende termiska egenskaper - en approximation, för vilken i viss utsträckning kan kompenseras genom val av för aktuellt temperaturområde representativa medelvärden, och
- för isoleringen endimensionell värmeledning, vilket gäller bättre ju mindre hörn-effekterna är.

En noggrann bestämning av brandpåverkat, isolerat stålbärverks temperatur- tid- kurva kräver för isoleringen en beräkning över Fouriers värmeledningsekvation vid icke stationärt tillstånd och vid värmeledningstal och specifikt värme, som på ett icke försumbart sätt är temperaturberoende. Praktiskt genomförs en sådan beräkning lämpligen över programmering och datamaskinbehandling för konstruktionen indelad i element. För varje element tecknas därvid en värmebalansekvation, dvs uttryck uppställs för de värmemängder, som under ett kort tidsteg  $\Delta t$  går in i respektive passerar ut ur elementet, samt för till därvid funnen värmemängdsdifferens hörande uppvärmning eller avsvälning  $\Delta \vartheta$  av elementet. På detta sätt för den samlade konstruktionen erhållna värmebalanssamband ger för temperaturerna i elementens mittpunkter ett system av första ordningens differentialekvationer, vilket kan integreras genom t.ex användande av ett Runge - Kutta - förfarande.

På grundval av ovan skisserade beräkningsmetoder framtages för närvarande vid institutionen för byggnadsstatik, LTH ett omfattande, dimensioneringsunderlättande diagramunderlag, ur vilket vid varierande förutsättningar direkt kan erhållas maximal stålprofiltemperatur  $\vartheta_{s_{max}}$  för brandpåverkat, oisolerat eller isolerat stålbärverk. Exemplifiering av detta underlag ger fig. 3, i vilken redovisas noggrant beräknad, maximal ståltemperatur  $\vartheta_{s_{max}}$  för brandpåverkad, med 1 cm tjock Vermiculiteputs Pyrodur (densitet  $315 \text{ kg/m}^3$ ) isolerad stålprofil vid varierande öppningsfaktor  $A\sqrt{h}/A_t$ , brandbelastning  $q$  och förhållande  $A_i/V_s$ . Kurvorna förutsätter brandpåverkan med brandförlopp enligt fig. 1.

#### Bärförmåga för brandpåverkad stålkonstruktion

Vid känd temperatur- tid- kurva för brandpåverkad stålkonstruktion kan till varje tidpunkt av brandförloppet hörande bärförmåga beräknas över kunskaper om hållfasthets- och deformationsegenskapernas temperaturberoende för aktuellt konstruktionsmaterial. Tillvägagångssättet belyses översiktligt i t.ex publikationen [4], ur vilken fig. 4 hämtats. I denna redovisas för varierande ståltemperatur  $\vartheta_s$  beräknat samband mellan knäckningsspänning  $\sigma_k$  och slankhetstal  $\lambda$  för stålpelare i materialkvalitet svarande mot till rumstemperatur hörande sträckgräns  $\sigma_s = 2600 \text{ kp/cm}^2$ . De beräknade kurvorna bygger på resultat från holländska materialundersökningar, vilka beaktar viss effekt av korttidskrypning vid förhöjd temperatur [8]. Angelägenheten av väsentligt ökade, mera nyanserade kunskaper om de vanligare stålmaterialens hållfasthets- och deformationsegenskaper inom för brandpåverkan aktuellt temperaturområde är här stor.

Litteratur

1. PETERSSON, O., General Programme for Scandinavian Long - Term Fire Engineering Research. Proceedings No. 129 of the National Swedish Institute for Materials Testing, Stockholm 1963.
2. PETERSSON, O., Structural Fire Engineering Research Today and Tomorrow. Acta Polytechnica Scandinavica, Ci 33, Stockholm 1965.
3. MAGNUSSON, S.E. - PETERSSON, O., Brandteknisk dimensionering av isolerad stålkonstruktion i bärande eller avskiljande funktion. Väg- och vattenbyggaren 1969, Nr. 4.
4. MAGNUSSON, S.E. - PETERSSON, O., Kvalificerad brandteknisk dimensionering av stålbärverk. Byggmästaren 1969. Nr. 9.
5. KAWAGOE, K. - SEKINE, T., Estimation of Fire Temperature- Time Curve in Rooms. Building Research Institute. Occasional Report No. 11, Tokyo 1963. - KAWAGOE, K., Estimation of Fire Temperature- Time Curve in Rooms. Building Research Institute, Research Paper No. 29, Tokyo 1967.
6. ÖDEEN, K., Teoretical Study of Fire Characteristics in Enclosed Spaces. Division of Building Construction, Royal Institute of Technology, Bulletin No. 10, Stockholm 1963.
7. MAGNUSSON, S.E. - THELANDERSSON, S., Uppvärmnings- och avsvältningsfasernas tidtemperaturkurva för träbränder i slutet rum. Lund 1969 (under publicering i Acta Polytechnica Scandinavica).
8. WITTEVEEN, J., Brandveiligheid Staalconstructies. Rotterdam 1966.

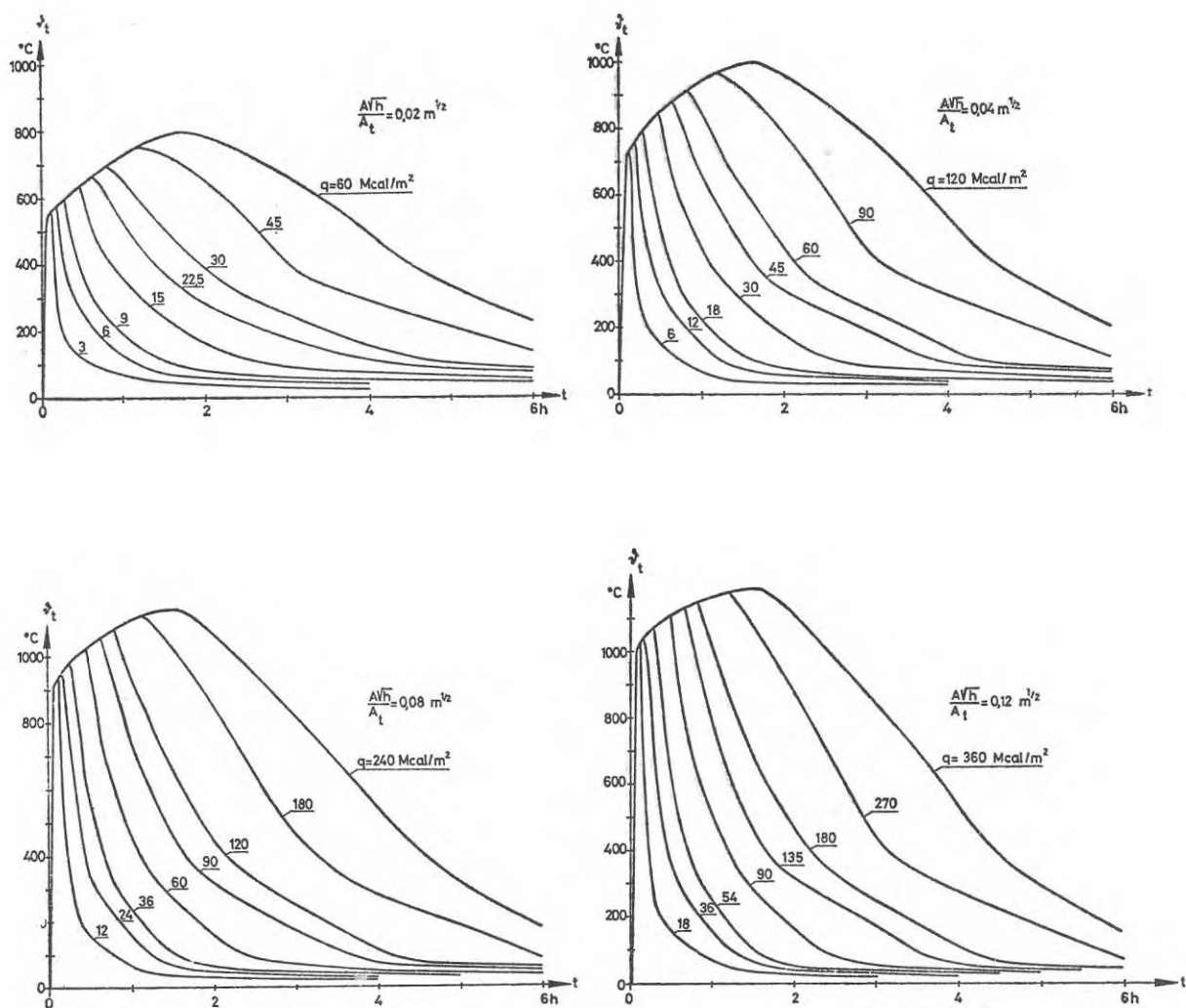


Fig 1 Teoretiskt beräknade tidkurvor för gastemperaturen  $\vartheta_t$  vid varierande öppningsfaktor  $A\sqrt{h}/A_t$  och brandbelastning  $q$  för brandcell med omslutande konstruktioners termiska karakteristika motsvarande i SBN 67 gastemperatur-tidberäknad brandcells

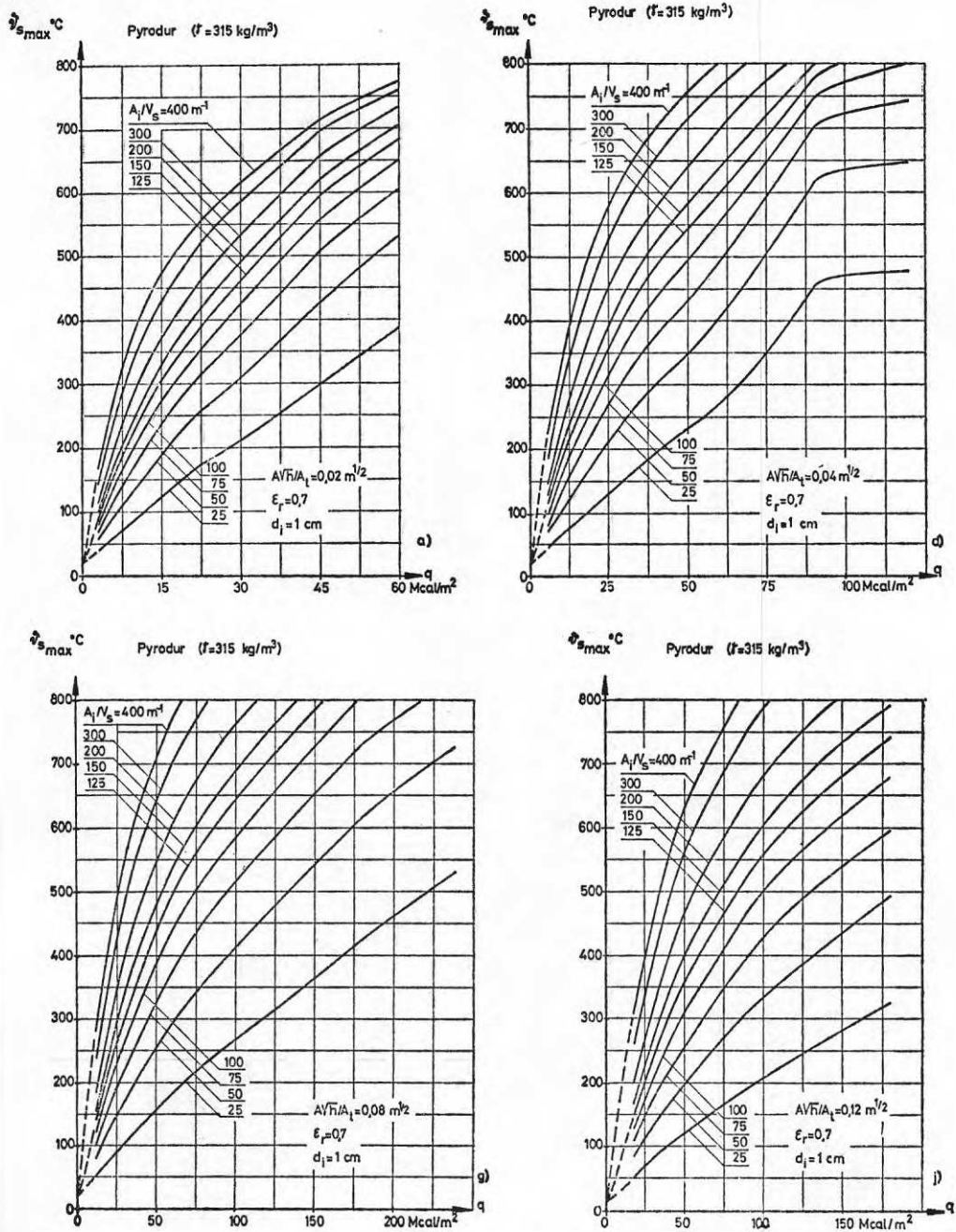


Fig 3 Noggrant beräknad maximal ståltemperatur  $\theta_{s,max}$  för brandpåverkad med 1 cm tjock vermiculiteputs Pyrodur (densitet  $315 \text{ kg/m}^3$ ) isolerad stålprofil vid varierande öppningsfaktor  $A\sqrt{h}/A_t$ , brandbelastning  $q$  och förhållande  $A_1/V_s$ . Kurvorna förutsätter brandpåverkan med brandförlopp enligt fig 1



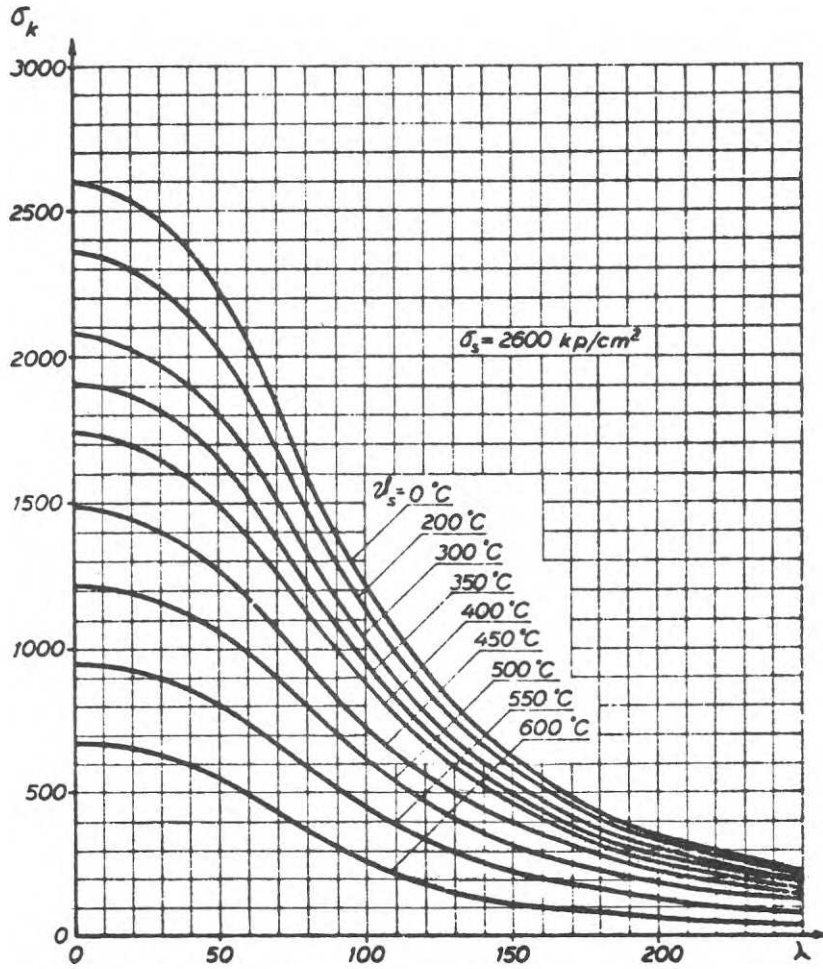


Fig 4 För varierande ståltemperatur  $\vartheta_s$  beräknat samband mellan knäckningsspänning  $\sigma_n$  och slankhetstal  $\lambda$  för stålpelare i materialkvalitet svarande mot till rumstemperatur hörande sträckgräns  $\sigma_s = 2600 \text{ kp/cm}^2$

## UPPVÄRMNINGS- OCH AVSVÄLNINGSFASERNAS TIDTEMPERATURKURVA FÖR TRÄBRÄNDER I SLUTET RUM

Forskn ing Sven Erik Magnusson och civ ing Sven Thelandersson,  
Inst för Byggnadsstatik, Lunds Tekniska Högskola, Lund

### Resumé

Denna rapport är en sammanfattning av uppsatsen "Temperature-Time Curves of Complete Process of Fire Development. Theoretical Study of Wood Fuel Fires in Enclosed Spaces. Acta Polytechnica Scandinavica, Ci 65", vilken väntas föreligga i tryck före 1970 års utgång. I denna uppsats beräknas teoretiskt brandförloppets tid-temperaturkurva för ett stort antal kombinationer av brandbelastning, storlek på brandcellens öppningar och termiska egenskaper för omslutande konstruktioner. Behandlingen innefattar brandförloppets avsvälningsperiod. Formen på tidtemperaturkurvan under denna period har stor inverkan vid bestämning av t<sub>ex</sub> oskyddade stålkonstruktioners brandmotstånd.

### Problemställning

De direkta brandskadorna i Sverige under 1 år kräver en kostnad i storleksordningen 300 Mkr. Därtill kommer indirekta kostnader i form av driftsstörningar, till ungefär samma belopp. I brandförebyggande åtgärder investeras årligen c:a 2 % eller 200 Mkr av den totala investeringsvolymen för byggnader[1]. För t.ex kontorsbyggnader med stålstomme utgör kostnaderna för brandisolering enligt äldre bestämmelser 20 - 30 % av stålkostnaden.

I det totala brandskyddet av en byggnad utgör en funktionellt underbyggd brandteknisk dimensionering en viktig del. Denna dimensionering har utförts på ett sätt som står i stark kontrast till den förhållandevis högt utvecklade dimensioneringstekniken vid statisk och dynamisk last. Som regel har brandmotståndstiden erhållits genom att en förenklad modell av byggnadskonstruktionen eller -delen utsatts för temperaturpåverkan i en ugn enligt en normerad standardkurva. Att det praktiska brandförloppet i regel kraftigt avviker från standardkurvan samt att stora skillnader, t.ex på grund av skilda inspänningsförhållanden, kan föreligga mellan en byggnadsdels beteende vid brandprovning och vid reellt brandangrepp har länge stått klart. Som resultat har i många fall kostnadskrävande överdimensioneringar tillgripits.

Det är mot denna bakgrund man får se den under senaste årtiondet kraftigt ökade insatsen inom den teoretiska delen av den brandtekniska forskningen. Pettersson[2] gav 1964 en samlad bild av då rådande kunskapsunderlag inom området. Den forskningsplan som

samtidigt framlades syftade till att öka detta kunskapsunderlag så att den brandtekniska dimensioneringen kunde göras likvärdig med den som tillämpas vid statiska och dynamiska laster.

En sådan mera kvalificerad brandteknisk dimensionering kan, när den tillämpas på bärande konstruktioner, lämpligen göras i fyra etapper. I varje enskilt fall måste först aktuell brandbelastning karakteriseras till art och storlek. Nästa problem blir att genom studium av brandförloppets energibalans bestämma brandens tid-temperaturkurva. Med kännedom om denna samt med kunskaper om de förekommande konstruktionsmaterialens termiska egenskaper kan sedan de instationära temperaturfälten i den brandutsatta konstruktionen beräknas. Sedan återstår att med ledning av dessa temperaturfält bestämma konstruktionens statiska verkningssätt och bärförmåga. Därvid måste den förändring av materialens hållfasthets- och deformationsegenskaper, som äger rum vid höga temperaturer, beaktas.

I rubricerat arbete behandlas problem med anknytning till etapp två, d.v.s. bestämningen av brandförloppets tid-temperaturkurva. Som första land i världen fick Sverige genom SBN67 bestämmelser, som medgav att den brandtekniska dimensioneringen baserades på ett utifrån faktiska förutsättningar beräknat temperaturförlopp. Generellt gäller att detta förlopp t.ex. via en energibalanskvation får bestämmas med utgångspunkt från i aktuellt fall gällande brandbelastning, form och storlek på brandcellens öppningar samt geometriska och termiska data i övrigt för brandrummet. För brandbelastning av träbränsletyp finns i normen beräknade kurvor, som för brandförloppets uppvärmningsfas visar hur en brandcells tid-temperaturförlopp varierar med storheten  $A \cdot \sqrt{H}/A_t$ . Här är  $A$  = totala öppningsytan av fönster och dörrar i  $m^2$ ,  $H$  = ett vägt medelvärde av dessa öppningars höjd i m samt  $A_t$  = brandcellens totala omslutningsyta i  $m^2$ .

Kurvorna har beräknats under förutsättning av obegränsad tillgång till bränsle. Dessutom har antagits att de konstruktioner som omsluter brandcellen, består av material vars termiska egenskaper är representativa för de vanligaste byggnadsmaterialen av tegel-, betong- och lättbetongtyp. Vid den praktiska tillämpningen antar man att tid-temperaturförloppet följer den aktuella kurvan fram till tiden  $T = q \cdot A_t / (A \cdot \sqrt{H} \cdot 25)$  min, där  $q$  = brandbelastningen i  $Mcal/m^3$  omslutningsyta. Tiden  $T$  anger således uppvärmningsfasens varaktighet. För den därpå följande avsvältningsfasen föreskrives en linjär temperatursänkning på  $10^0$  C/min, om ej annat kan påvisas vara riktigare.

Detta har medfört att två faser - uppvärmnings- och avsvältningsfaserna - av samma kontinuerliga förlopp beskrivs med helt olika grad av noggrannhet. Eftersom en realistisk brandteknisk dimensionering måste bygga på det totala brandförloppets tid-temperaturkurva är denna obalans i dimensioneringsunderlaget otillfredsställande. Speciellt

för konstruktioner med liten värmetröghet, t.ex oisolerade eller lätt isolerade stålbärverk, är denna onyanserade karakterisering av avsvlningsfasen starkt ogynnsam.

I uppsatsen visas hur man på teoretisk väg kan beräkna det fullständiga brandförloppets tid-temperaturkurva vid kända förutsättningar. Dessutom redovisas resultaten från ett stort antal sådana beräkningar.

#### Beräkningsförfarande

De teoretiska beräkningarna har baserats på ett av Kawagoe - Sekine [3] och Ödeen [4] uppställt grundläggande samband för brandcellens energibalans. Sambandet beskriver balansen under varje tidsenhet mellan den värmeenergi  $I_c$  som alstras vid förbränningen och den värmeenergi som på olika sätt transporteras bort från eller lagras i brandcellen. Ordinärt avgår värme från brandcellen genom värmetransport till omslutande väggar, tak och golv ( $I_w$ ) genom strålning i brandcellens öppningar ( $I_r$ ) samt genom utbyte av rökgaser mot kall luft ( $I_l$ ). Energibalansen illustreras av figur 1. Kawagoe - Sekine och Ödeen tecknar i sina arbeten de samband som under uppvärmningsfasen gäller för de olika termerna i energibalanskvationen.

Utvidgningen av energibalanskvationens tillämpning till att omfatta det fullständiga brandförloppet fordrade lösandet av två grundläggande problem, som tidigare varit mycket knapphändigt studerade, nämligen dels bestämningen för hela brandförloppet av per tidsenhet frigjord värmeenergi som funktion av tiden, dels en utvidgning och komplettering av det tidigare uppställda, enbart för uppvärmningsfasen gällande, uttrycket för  $I_l$ .

Studium av sistnämnda problem med utgångspunkt från en teoretisk modell resulterade i ett uttryck för  $I_l$ , baserat på storleken av konvektionen genom brandcellens öppningar.  $I_l$  befanns vara ungefär proportionell mot rökgasernas temperatur och faktorn  $A \cdot \sqrt{H}$ .

Då inget fysikaliskt underlag föreligger för en noggrannare bestämning av tidsvariationen för vid en träbrand per tidsenhet utvecklad värmemängd, gjordes en litteraturgenomgång av brandförsök i fullskala. För de försök vars förutsättningar var tillräckligt preciserade gjordes en jämförande beräkning på datamaskin, varvid en på försök vald tidkurva för per tidsenhet frigjord värmeenergi användes. Denna tidkurva varierades tills möjligast goda överensstämmelse mellan uppmätt och beräknad tid-temperaturkurva för rökgaserna erhöles. För varje beräkning gällde att den sammanlagt under hela brandförloppet frigjorda energin skulle vara lika med den från början tillgängliga. Figur 2 visar resultatet av en sådan jämförande beräkning. När samtliga för detta ändamål lämpliga försök på detta sätt genomgåtts, kunde resultaten systematiseras så att tid-kurvan för frigjord värmeenergi generellt kunde antas kända.

Det datamaskinprogram som utvecklats för beräkning av brandrummets tid-temperaturkurva har en långt driven allmängiltighet. Bl. a. ges möjlighet att ta hänsyn till temperaturberoende termiska egenskaper för materialen i omslutande konstruktioner, variation i öppningarnas storlek under brandförloppet, fuktinnehåll i omslutande konstruktioner och effekten av en i brandcellen innesluten värmeupptagande konstruktion. Programmet kan användas vid brandceller, som omges av upp till tre olika typer av omslutande konstruktioner samtidigt, varav en kan vara sammansatt av upp till tre olika material.

Dessutom har gjorts ett modifierat program för brandcell med gipsväggar, som under vissa förutsättningar antas sönderfalla under branden.

#### Exemplifiering av resultat

Med de funna tidkurvorna för per tidsenhet frigjord energi har brandförloppets gastemperatur-tidkurva beräknats vid olika brandbelastningar och öppningsfaktorer för sju med hänsyn till omslutande konstruktioner olika brandcellstyper. Dessa har valts så att de i fråga om termiska egenskaper hos materialen i omslutande konstruktioner täcker de flesta i praktiken förekommande brandcellstyper. För varje brandcellstyp har beräkningar utförts för 5 eller 6 värden på faktorn  $A \cdot \sqrt{H}/A_t$  i intervallet 0,01 till 0,12  $m^{1/2}$  och för varje sådant värde 8 olika värden på brandbelastningen  $q$ , så valda att brandvaraktigheten  $T$  varierar från 6 minuter till 2 timmar. Resultaten exemplifieras med figur 3, som visar beräknade tid-temperaturkurvor (heldragna) vid varierande brandbelastning  $q$  för en brandcell med  $A \cdot \sqrt{H}/A_t = 0,04 m^{1/2}$  och med omslutande konstruktioner utformade med 20 cm tjocklek i ett material med värmeledningstalet  $\lambda = 0,7 \text{ kcal/m} \cdot \text{h} \cdot ^\circ\text{C}$  och värmekapaciteten  $\lambda \cdot c_p = 400 \text{ kcal/m}^3 \cdot ^\circ\text{C}$ .

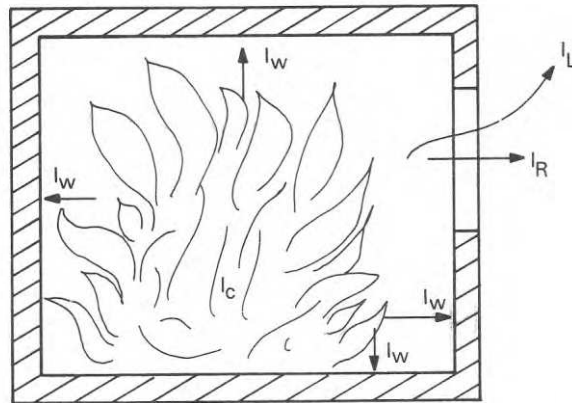
Som jämförelse är motsvarande kurvor enligt nuvarande bestämmelser i SBN67 med rätlinjig temperatursänkning  $10^\circ\text{C}/\text{min}$  inlagda som streckade i figuren. Av figuren framgår att författarnas beräkningar ger betydligt lägre temperaturer under avsvlningsfasen för kortare bränder - små brandbelastningar - än normen.

Denna skillnad kan vara helt avgörande vid bedömningen av bärförmågan hos konstruktioner med liten värmetröghet. Detta illustreras i figur 4, som visar beräknad temperatur  $\vartheta_s$  för en oisolerad stålpelare då den utsätts för brandpåverkan dels enligt i uppsatsen beräknad rökgastemperatur-tidkurva och dels enligt bestämmelserna i SBN67. Härvid är förutsatt  $A \cdot \sqrt{H}/A_t = 0,08 m^{1/2}$ ,  $q = 12 \text{ Mcal/m}^2$  omslutningsyta, samt att brandcellen är av den typ som förutsattes i figur 3. Karakteristika för stålpelaren är angivna i texten till figur 4. Maximala temperaturen i stålpelaren vid brandpåverkan enligt SBN67 och enligt författarnas beräknade kurva blir  $799$  resp.  $455^\circ\text{C}$ . Exemplet visar nödvändigheten av att man för att undvika kraftigare överdimensioneringar på ett

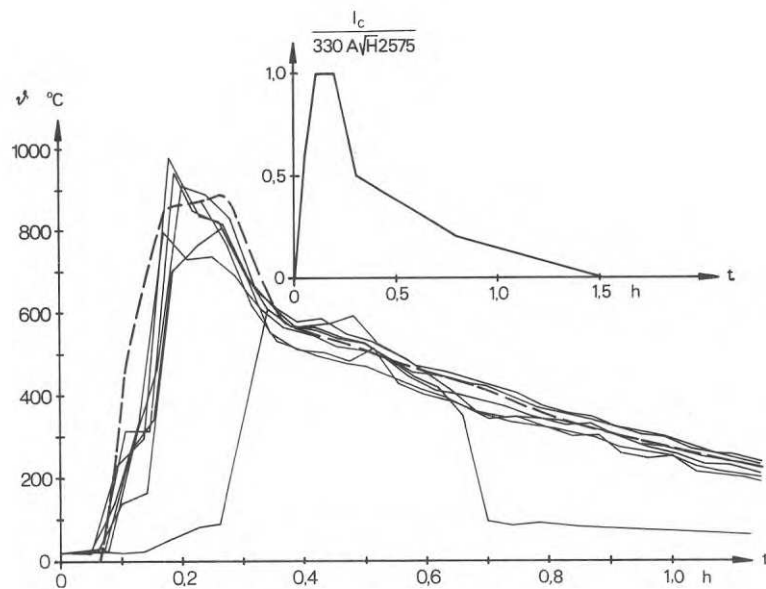
mera nyanserat sätt än vad som hittills varit möjligt beskriver avsvalningsfasen vid brandförlopp.

#### Litteraturförteckning

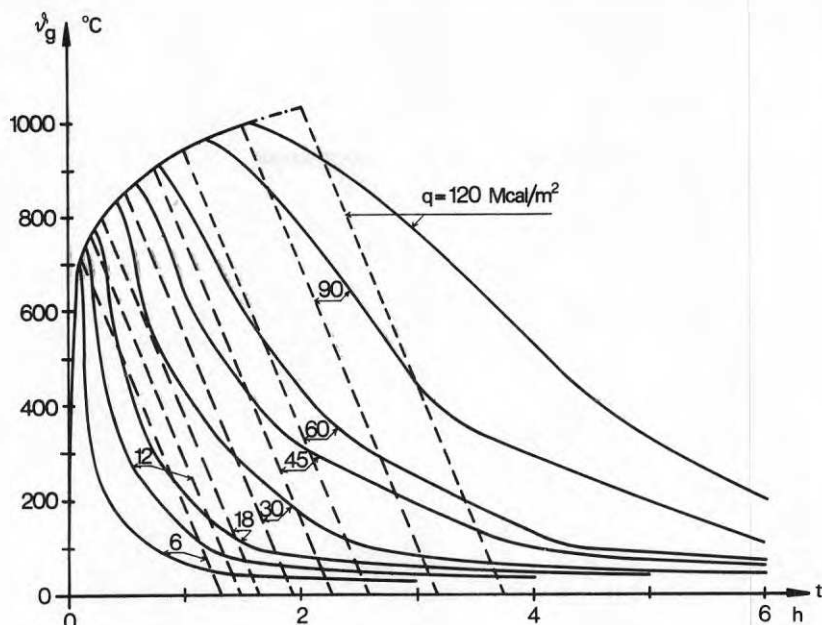
1. Pettersson, O. & Ödeen, K.: Pågående och planerad byggnadsteknisk brandforskning i Sverige. Stockholm (Statens Institut för Byggnadsforskning, Rapport 34:1968).
2. Pettersson, O.: Structural Fire Engineering Research Today and Tomorrow. Stockholm (Acta Polytechnica Scandinavica Ci No. 33) 1965.
3. Kawagoe, K. & Sekine, T.: Estimation of Fire Temperature-Time Curve in Rooms. Tokyo (Building Research Institute, Occasional Report No. 11) 1963.
4. Ödeen, K.: Theoretical Study of Fire Characteristics in Enclosed Spaces. Stockholm (Division of Building Construction, Royal Institute of Technology, Bulletin No. 10) 1963.
5. Sjölin, W.: Brand i bostadsrum antända genom värmestrålning från kärnvapen. Stockholm 1969.



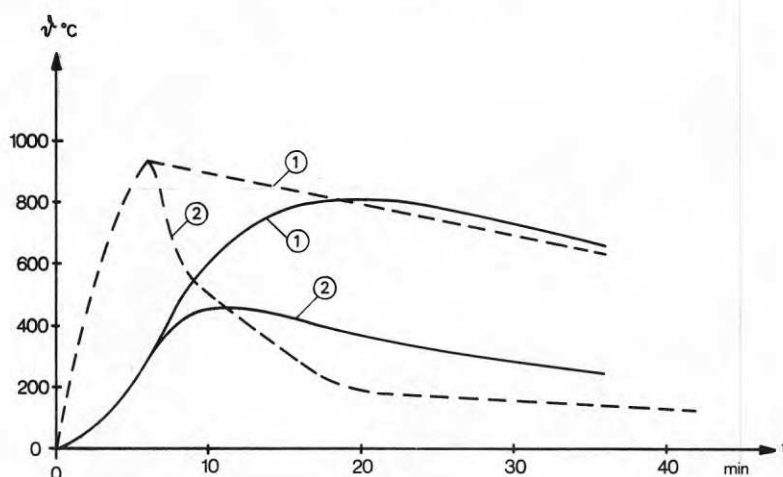
Figur 1 Illustration av de olika termerna i brandförloppets energibalans-ekvation.



Figur 2. Jämförelse mellan beräknad tid-temperaturkurva (streckad) och uppmätta temperaturer i olika punkter i brandcellen (heldragna kurvor) för brandförsök i fullskala utförd av Sjölin [5]. Försöket utfördes i brandcell med omslutande konstruktioner av betong och lättbetong och med öppningsfaktorn  $A \cdot \sqrt{H}/A_t = 0,0548 \text{ m}^{1/2}$ . De erhållna tidsvariationen för frigjord effekt, representerad av faktorn  $I_c / (330 A \cdot \sqrt{H} \cdot 2575)$ , visas i det infällda diagrammet.



Figur 3. För varierande brandbelastning  $q$  teoretiskt beräknade tid-temperaturkurvor (heldragna) vid brandcell med omslutande konstruktioner av 20 cm tjocklek i ett tänkt material med värmeledningstalet  $\lambda = 0,7 \text{ kcal/m} \cdot \text{h} \cdot ^\circ\text{C}$  och värmekapaciteten  $\lambda \cdot c_p = 400 \text{ kcal/m}^3 \cdot ^\circ\text{C}$ . I figuren är de i SBN67 föreskrivna kurvorna för avsvlningsperioden med en temperatursänkning av  $10^\circ \text{C/min}$  inlagda som streckmarkerade.



Figur 4. Beräknade samband mellan temperaturen  $\vartheta_s$  (heldragna kurvor) för en brandpåverkad oisolerad stålpelare och tiden  $t$  med gastemperaturpåverkan dels enligt SBN67 (1) och dels enligt av författarna beräknad mera realistisk kurva (2). Brandrummet antas vara av den typ som förutsattes i figur 3, öppningsfaktorn  $A \cdot \sqrt{H}/A_t = 0,08 \text{ m}^{1/2}$  och brandbelastningen  $q = 12 \text{ Mcal/m}^2$  omslutningsyta. För stålpelaren är förutsatt ett förhållande mellan brandutsatt yta (mantelyta) och stålvolym av  $100 \text{ m}^{-1}$ . Brandrummets tid-temperaturkurvor för de båda alternativen är inlagda i figuren som streckmarkerade.





Civilingenjör Jörgen Thor, Stålbyggnadsinstitutet, Stockholm

### Resumé

En väsentlig förutsättning för en kvalificerad brandteknisk dimensionering är kännedomen om brandbelastningens storlek i olika lokaler och byggnader. I syfte att få fram underlag härför utfördes under 1969–1970 såsom ett examensarbete av dåvarande teknologerna Krister Berggren och Ulf Erikson en statistisk inventering och utvärdering av brandbelastningen i kontorshus.

Den brandtekniska dimensioneringen av bärande konstruktioner har hittills utförts på ett mycket schablonartat sätt, något som många gånger varit till stor nackdel för stålbygget.

I dag pågår forsknings- och utvecklingsarbeten i syfte att möjliggöra en mer kvalificerad brandteknisk dimensionering. Principerna för en sådan har angivits av Ove Pettersson [1] och innebär för ett stålbärverk följande beräkningsetapper.

- a) Val av dimensionerande brandbelastning
- b) En beräkning av temperatur-tidförloppet för brandcellen, vilket är beroende av bl. a. brandbelastningens storlek
- c) En beräkning av stålkonstruktionens temperatur-tidförlopp
- d) En beräkning av konstruktionens bärförmåga vid de aktuella temperaturerna

Kunskaper om brandbelastningens storlek i olika lokaler och byggnader är således en väsentlig förutsättning för en kvalificerad brandteknisk dimensionering. I syfte att få fram underlag härför utfördes under 1969–1970 såsom ett examensarbete av dåvarande teknologerna Krister Berggren och Ulf Erikson en statistisk inventering och utvärdering av brandbelastningen i kontorshus [2].

### Brandbelastning

Enligt Svensk Byggnorm 67 37:121 definieras brandbelastningen för en brandcell såsom den totala värmemängd ( $q$ ) som per ytenhet av brandcellens totala omslutningsyta frigörs vid en fullständig förbränning av allt brännbart material i brandcellen. Brandbelastningar anges i  $\text{Mcal/m}^2$  total omslutningsyta och beräknas ur sambandet

$$q = \sum m_v H_v / A_t$$

där

$m_v$  = total vikt i kg av varje enskilt brännbart material i brandcellen

$H_v$  = effektiva värmevärdet i Mcal/kg för varje enskild brännbart material i brandcellen

$A_t$  = brandcellens totala omslutningsyta i  $m^2$

I undersökningen inkluderades enbart brandbelastningen av de lösa inventarierna. Det tillskott i brandbelastningen, som byggnadsdelarna ger, är svårt att fältmässigt bestämma och kan dessutom styras och enkelt framräknas av projektören i varje enskilt fall. Enligt Svensk Byggnorm 67 75:11 får varje kontorslägenhet utföras som en brandcell. Då det i befintliga hus många gånger ansågs svårt att klart definiera brandcellens utsträckning valdes i stället att utföra mätningarna i enskilda kontorsrum.

För övrigt är att märka att moderna kontorsrum ofta utförs eller kan utföras som separata brandceller, varför brandbelastningen i  $Mcal/m^2$  total omslutningsyta i varje kontorsrum kanske har det största intresset. I redovisningen medtogs dock även brandbelastningen uttryckt i  $Mcal/m^2$  golvyta, vilken kan ligga till grund för bestämning av brandbelastningar i brandceller med annan utsträckning.

Som effektiva värmevärden valdes de värden som anges i Svensk Byggnorm 67 37:1211 och som gäller för material i uttorkat tillstånd.

#### Omfattningen av inventeringen

Totalt undersöktes ett drygt hundratal rum alla belägna i Stockholm. Kontorslokalerna utvaldes på måfå med hjälp av telefonkatalogen. En viss gallring skedde därefter så att enbart lokaler uppförda eller renoverade efter 1960 undersöktes, varvid inverkan av otidsenligt stora rumshöjder och omodern inredning kunde elimineras.

Allt material vägdes, mättes och protokollfördes varjämte varje kontorsrum fotograferades. Totala brandbelastningen, brandbelastningen i  $Mcal$ /total omslutningsyta samt brandbelastningen i  $Mcal/m^2$  golvyta beräknades.

#### Resultat av undersökningen

En uppdelning av olika kategorier kontorslokaler försökte göras för att se om det fanns någon signifikant skillnad i brandbelastningens storlek dem emellan. Någon större skillnad kunde ej noteras varför man endast gjorde en mycket grov uppdelning i ett par grupper. Den grupp, som i genomsnitt hade den lägsta brandbelastningen, var lokaler i kon-

torshus definierade såsom ekonomiska och administrativa kontorshus (Ex försäkringsbolag och banker). Medelvärde av brandbelastningen var där:  $24,3 \text{ Mcal/m}^2$  total omslutningsyta. Standardavvikelsen:  $7,7 \text{ Mcal/m}^2$  total omslutningsyta.

För totala materialet var medelvärdet  $27,3 \text{ Mcal/m}^2$  total omslutningsyta.

Standardavvikelsen:  $9,4 \text{ Mcal/m}^2$  total omslutningsyta

Frekvens och fördelningskurvor framgår av figur 1 respektive 2.

#### Framtida utveckling

På andra håll pågår arbeten med att ta fram brandbelastningsstatistik för andra typer av lokaler och byggnader och förutom kontorshus finns i dag vissa resultat för sjukhus, skolor och bostäder.

Som en naturlig utveckling synes övergången till en mer nyanserad brandbelastningskaraktärisering över sambandet

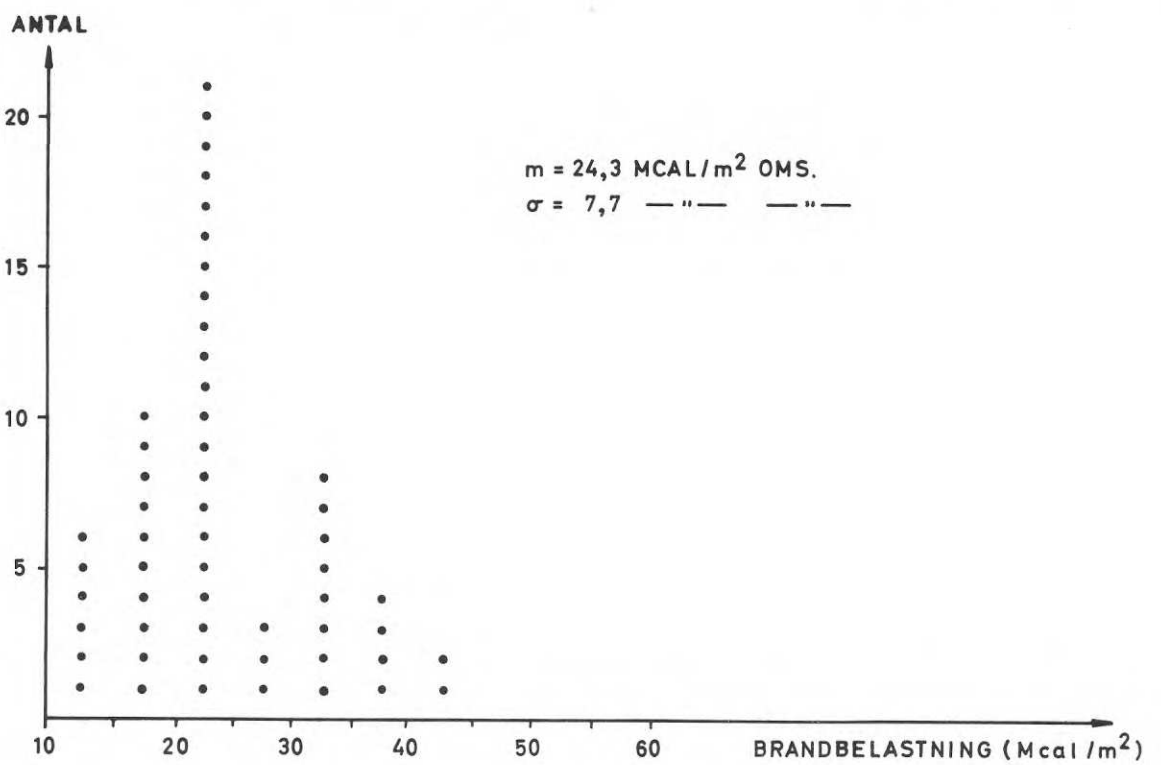
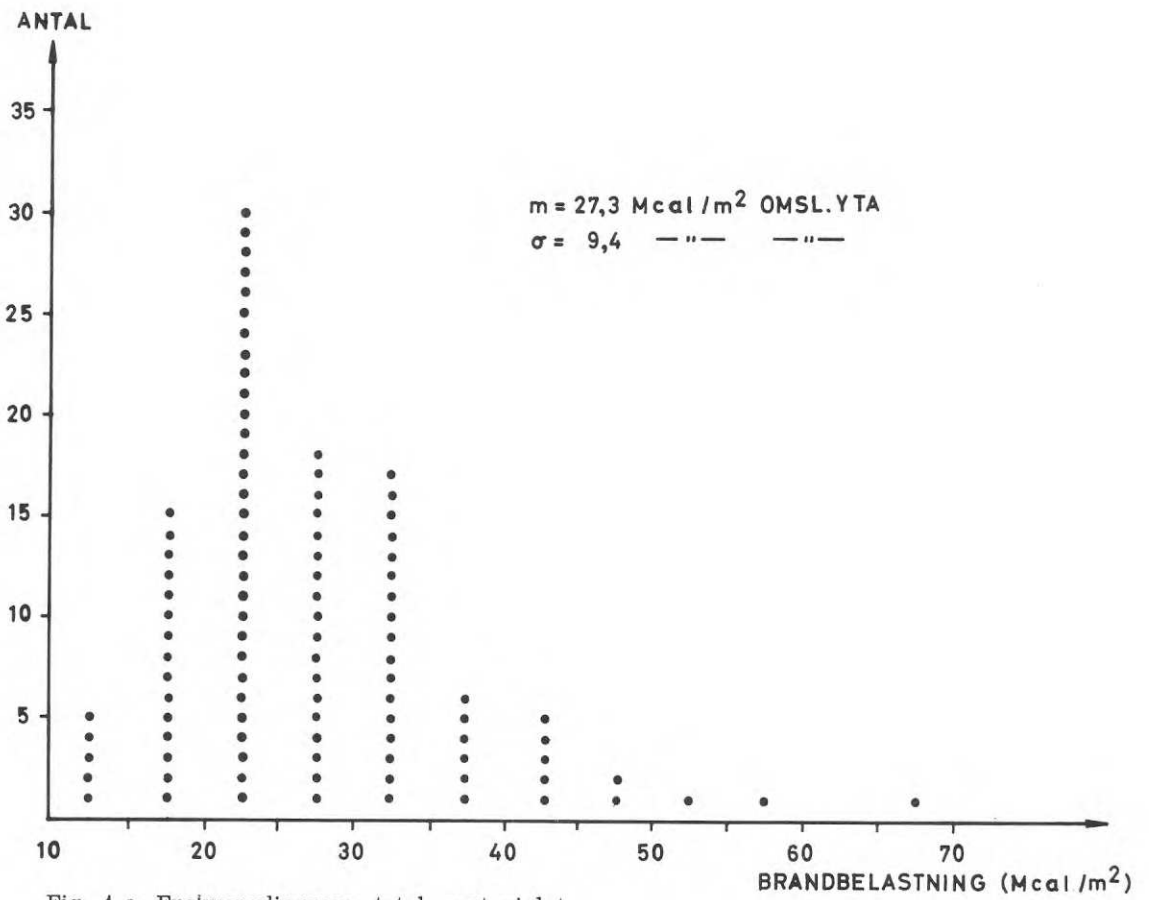
$$q = \frac{1}{A_t} \sum \mu_v m_v H_v$$

där  $\mu_v$  är en koefficient mellan 0 och 1, som anger graden av reell förbränning för varje enskilt brännbart material i brandcellen (1). Enligt uppgift är bokhyllor exempel på brandbelastningskomponenter med  $\mu$ -värden som avsevärt underskrider värdet 1.

I kontorsrum utgör bokhyllor ofta en stor del av den totala brandbelastningen, normalt mellan 30-60 %. I det rum som hade den högsta uppmätta brandbelastningen ( $66,4 \text{ Mcal/m}^2$ ) utgjorde bokhyllor med innehåll hela 85 % av totala brandbelastningen.

Den "verkliga" brandbelastningen borde således vara mindre än här redovisade värden. Inventeringsarbetet och redovisningen har dock utförts på ett sådant sätt att man framledes lätt skall kunna utnyttja materialet vid övergången till en enligt ovan nämnd mer nyanserad brandbelastningskaraktärisering.

1. Pettersson, Ove: Principer för en kvalificerad brandteknisk dimensionering av stålbärverk. Föredrag Stålbyggnadsdagen 1968 - konferenskompendium, Stålbyggnadsinstitutet. Stockholm
2. Berggren, Krister och Erikson, Ulf: Brandbelastning i kontorshus. Statistisk inventering och utvärdering. Stålbyggnadsinstitutets rapport nr 18:1 1970. Stockholm



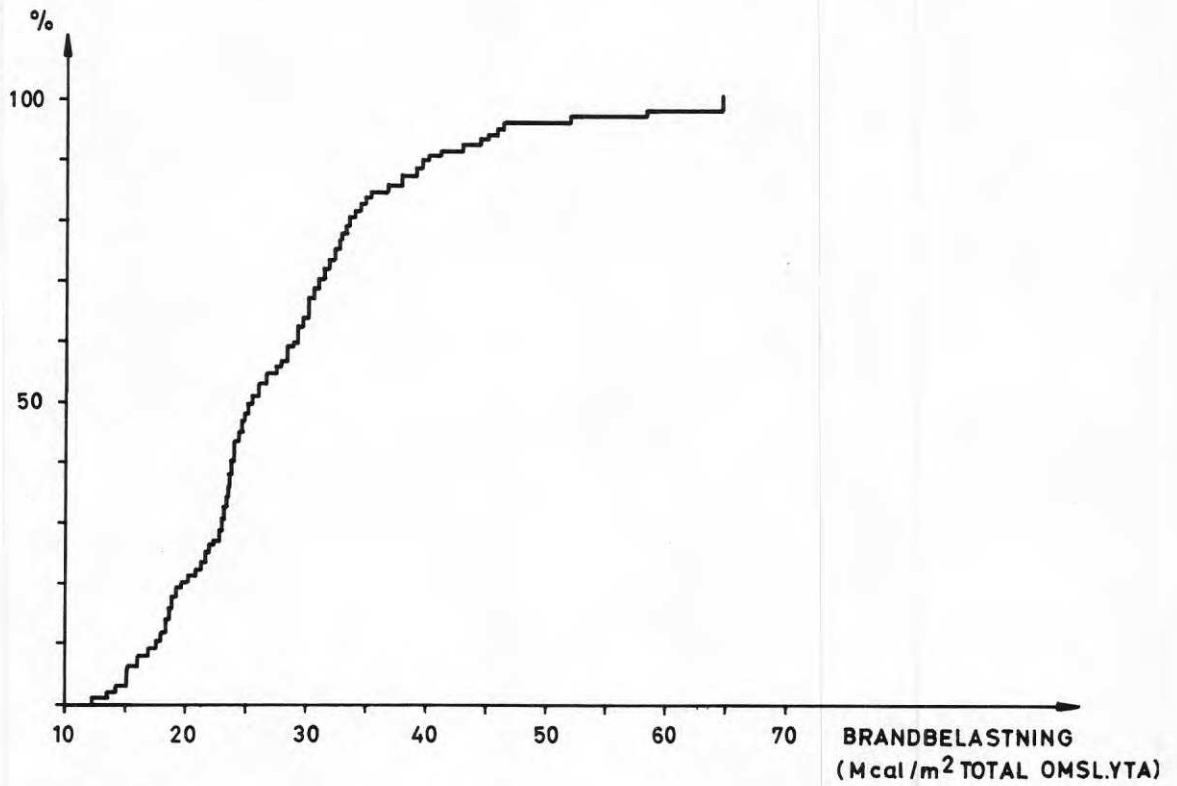


Fig. 2 a Fördelningsdiagram. Totala materialet

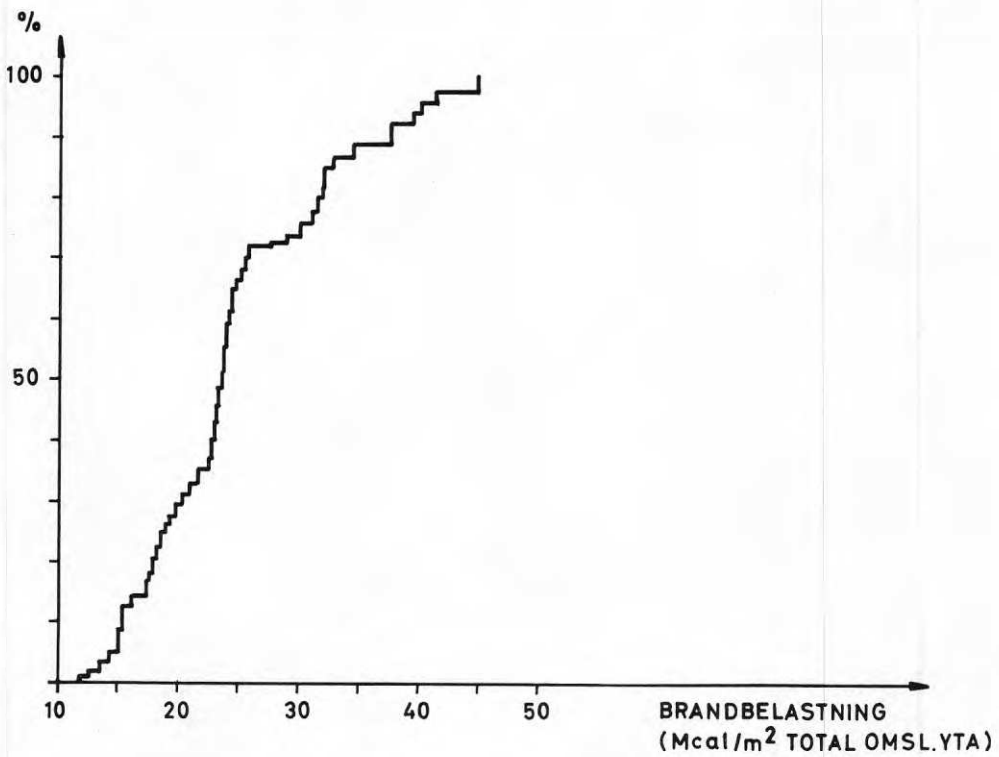


Fig. 2 b Fördelningsdiagram. Ekonomiska och administrativa kontorslokaler



## BRANDBELASTNING I BOSTADSLÄGENHETER

Civ ing Leif Nilsson  
Inst för Byggnadsstatik, Lunds Tekniska Högskola, Lund

Genom i icke oväsentlig omfattning svenska forskningsinsatser har under de senaste åren nya principer angivits för en funktionellt underbyggd brandteknisk dimensionering av bärande och brandavskiljande konstruktioner. Som väsentlig komponent i en sådan dimensionering ingår storheten brandbelastning redovisad på ett sådant sätt, att en teoretisk beräkning av brandrummets gastemperatur-tid-kurva möjliggörs.

I nuvarande svenska normer definieras brandbelastningen för en brandcell som den sammanlagda värmemängd  $q$  (Mcal/m<sup>2</sup>) vilken, refererad till ytenhet av brandcellens totala omslutningsyta  $A_t$  (m<sup>2</sup>), frigörs vid en fullständig förbränning av allt brännbart material i brandcellen, inklusive byggnadsstomme, inredning, beklädnad och golvbeläggning. Brandbelastningen bestäms därvid ur sambandet

$$q = \frac{1}{A_t} \sum m_{\nu} H_{\nu} \quad (1)$$

med  $m$  = totala vikten i kg och  $H$  = effektiva värmevärdet i Mcal/kg för varje enskilt material  $\nu$  i brandcellen.

Som en naturlig och angelägen dellösning på vägen mot en förbränningstekniskt nyanserad brandbelastningskaraktärisering framstår en bestämning över ett i förhållande till ekv.

(1) vidareutvecklat samband av typen

$$q = \frac{1}{A_t} \sum \mu_{\nu} m_{\nu} H_{\nu} \quad (2)$$

varvid  $\mu_{\nu}$  utgör en dimensionslös koefficient med värden mellan 0 och 1, vilken för varje enskild brandbelastningskomponent  $\nu$  anger graden av reell förbränning. Koefficienten  $\mu_{\nu}$  är därvid en funktion av bl.a. bränsletyp, bränslets geometriska karakteristika och bränslets placering i brandcellen. Högfrekventa exempel på brandbelastningskomponenter med  $\mu$ -koefficienter, som avsevärt underskrider värdet 1, utgör sannolikt golvbeläggning och bokhyllor.

På grundval av ett av FOA för civilförsvarsändamål framtaget statistiskt underlag, har vid institutionen för byggnadsstatik, LTH studerats möjligheterna för en mera nyanserad karakterisering av brandbelastningen med tillämpning för bostadslägenheter. Tillgängligt material omfattar noggranna data rörande inredning och möblering, rumsgeometri,



fönsters och dörrars placering och storlek samt material i väggar, golv och tak för 162 sovrum och 133 vardagsrum med som gemensamt karakteristikum en fönstervägg. Rummen ingår i 120 slumpmässigt utvalda lägenheter, av vilka 50 är belägna i Stockholms innerstad och 70 i Stockholms förorter. Lägenheterna har utvalts i flerlägenhetshus av murad eller gjuten typ. Utöver av detaljerade mått och materialdata belyses varje i underlaget ingående rum av representativa färgfotografier.

Genomförd bearbetning har omfattat dels enskild rumsenhet, dels hel lägenhet räknad som en brandcell.

Det första fallet kan få aktualitet om samtliga dörrar i rummet är stängda samt om brandbelastningen i rummet är så låg att vid en brand genombränning och ytterligare brandspridning genom dörrar inte sker. Speciellt intresse har härvid sovrum och vardagsrum, då en stor del av däri befintliga inredningskomponenter består av lättantändliga föremål som snabbt sprider en initierad brand inom rummet och därigenom möjliggör en övertändning. Möjligheten att en i ett kök initierad brand skall utvecklas till en övertändning och därefter eventuellt sprida sig till angränsande rum eller hela lägenheten, bedöms som liten, eftersom den huvudsakliga köksinredningen i dag består av, i jämförelse med övriga i lägenheten befintliga inredningskomponenter, svårantändliga enheter.

Det andra alternativet med hela lägenheten räknad som en brandcell är det ordinärt realistiska för en brandteknisk dimensionering och också det som normmässigt föreskrivs. Tungpunkten i resultatbearbetningen har därför lagts på detta alternativ.

Genomgående har för varje brandcell bestämts

brandbelastningen  $q$  (Mcal/m<sup>2</sup> o.y.), definierad enligt ekv. (1),

omslutningsytan  $A_t$  (m<sup>2</sup>), varmed menas den inre ytan av de väggar, tak och golv, som avgränsar brandcellen från dess omgivning samt

öppningsfaktorn  $\frac{A\sqrt{h}}{A_t}$ , där  $A$  (m<sup>2</sup>) betecknar brandcellens sammanlagda öppningsyta (fönster, dörrar etc.) och  $h$  (m) ett med hänsyn till öppningarnas storlek vägt medelvärde av deras utsträckning i höjddled.

Vid beräkning av öppningsfaktorn  $A\sqrt{h}/A_t$  har därvid i fallet sovrum respektive vardagsrum som en brandcell förutsättningen genomgående varit till angränsande rum stängda dörrar samt helt öppna fönster, baserat på antagandet att de temperaturer, som vid en brand utvecklas redan i ett tidigt skede av branden spränger sönder fönsterrutorna. I fallet hela lägenheten räknad som en brandcell har, vilket motiveras närmare nedan, två olika öppningsfaktorvärden beräknats. Förutsättningen har härvid varit helt öppna fönster och dörrar i båda fallen med undantag av klädkammar- och ytterdörr, vilka antagits intakta under ett initialskede av brandförloppet men vid längre brandvaraktighet helt genombrända.

Golvbeläggnings inverkan har i redovisningen generellt utelämnats.

I utnyttjat material är byggnaderna i Stockholms förorter genomgående av yngre datum än de i Stockholms innerstad belägna. Naturligen bör samma förhållande gälla möbler och övriga inredningskomponenter, vilket också bekräftas vid ett studium av de till varje lägenhet hörande fotografierna. I avsikt att utröna om någon märkbar skillnad föreligger även i brandbelastningshänseende har materialet vid bearbetningen uppdelats på följande sätt: Först har alla sovrum, vardagsrum respektive hela lägenheter i Stockholms förorter sammanförts i separata grupper. Samma förfarande har sedan upprepats för sovrum, vardagsrum och lägenheter i Stockholms innerstad, varefter de olika grupperna i Stockholms förorter sammanslagits med motsvarande grupper i Stockholms innerstad.

Förutom att materialet på detta sätt uppdelats i olika grupper har för varje grupp - då så bedömts relevant - bestämts ett min- och ett maxvärde för brandbelastningen. En sådan undergruppering bygger därvid på följande överväganden. Om brandbelastningen i dominerande grad utgörs av tunga möbler, böcker samt icke exponerat skåps- och garderobsinnehåll har de för branden lättantändliga komponenterna i brandcellen vid en övertändning alltför lågt värmeinhåll för att möjliggöra en brand med längre varaktighet. Temperatur, värmestrålning och gasutveckling kommer då att nå endast låga värden, vilket medför att den tid, under vilken dessa mera svårantändliga enheter påverkas av branden blir alltför kort för att antändning och därav följande genombränning av dem skall ske. Under sådana förutsättningar kommer de nämnda enheterna inte att ge något bidrag till brandbelastningen, som därigenom reduceras till beräknade minvärden. Om å andra sidan de lättantändliga komponenterna i brandcellen har så stort värmeinhåll att, vid en övertändning brandvaraktigheten blir så lång, att även svårbrännbara enheter antänds med därpå följande höga värden på temperatur, värmestrålning och gasutveckling, resulterar detta i att samtliga i brandcellen befintliga komponenter kommer att delta i brandförloppet, varemot svarar för brandbelastningen beräknade maxvärden.

#### Resultat

Resultat av genomförd bearbetning redovisas i Fig. 1 där brandbelastningens fördelningskurva, såväl min- som maxvärde visas vid hel lägenhet som brandcell, där Stockholms förorter och innerstad behandlats sammantagna men med uppdelning på lägenhetstyperna 1 rok, 2 rok och 3 rok.

I anslutning till redovisad inventering av brandbelastningens i bostadslägenheter storlek, aktualiseras givetvis frågan om vilket värde som skall läggas till grund för en brandteknisk dimensionering av omslutande och inneslutna konstruktioner. Härvid bör rimlig hänsyn tagas inte bara till brandbelastningens storlek utan även till sannolikheten för en brands uppkomst.

En rapport av genomförd undersökning kommer att publiceras under september månad från Byggforskningen.

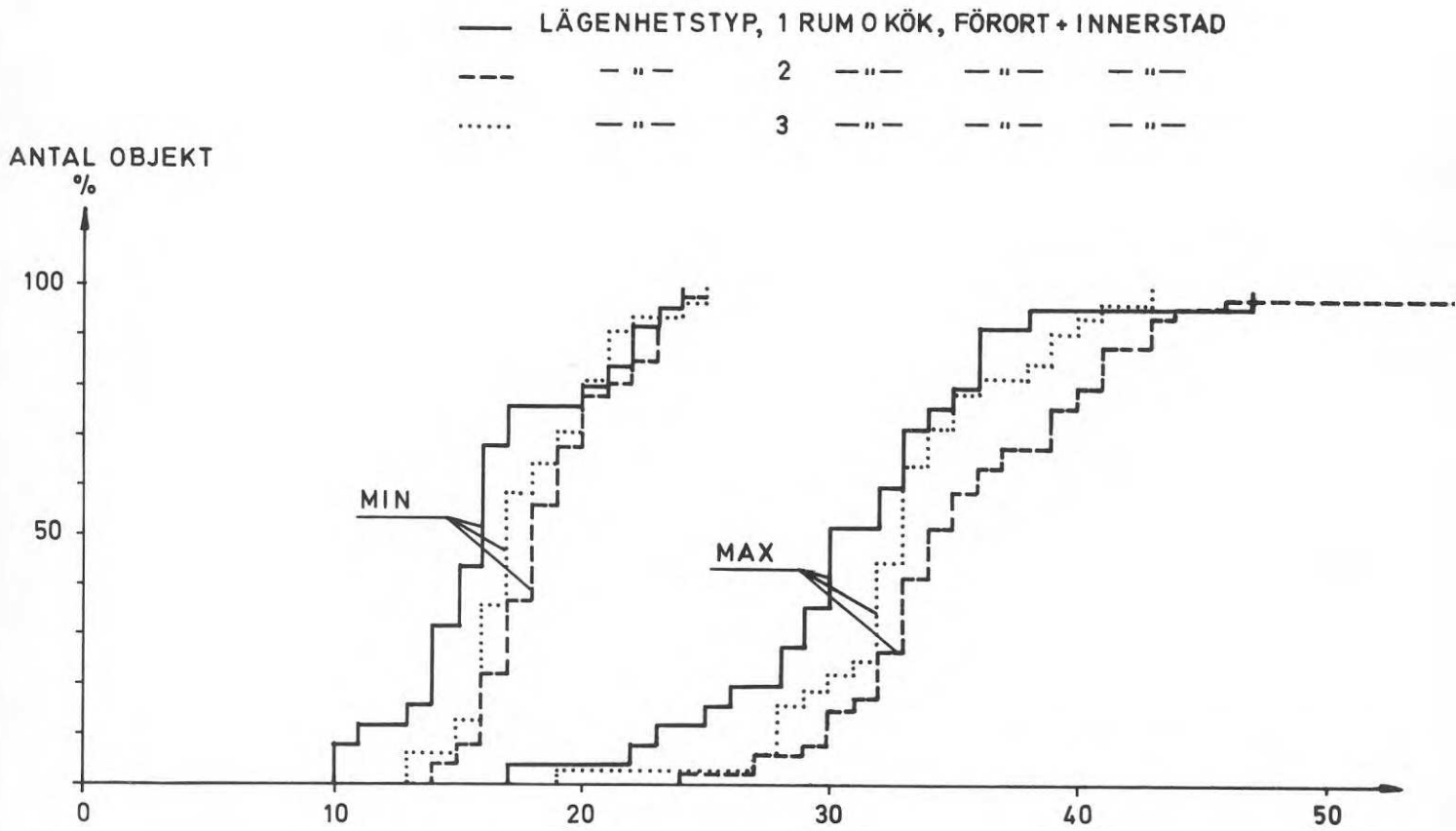


Fig. 1 Brandbelastning Mcal/m<sup>2</sup> o.y.

## STÅLBALKARS BÄRFÖRMÅGA VID BRAND

Civilingenjör Jörgen Thor  
Stålbyggnadsinstitutet, Stockholm

Resumé

De hållfasthetsdata som i brandsammanhang utnyttjas för bedömning av stålbalkars brandmotstånd är oftast baserade på varmdragprov. Då krypningen blir märkbar vid högre temperaturer kan olika värden erhållas på varmsträckgränsen beroende på belastningshastigheten vid försöken. Genom att direkt ta hänsyn till krypningen och göra deformationsberäkningar av balkar utsatta för brand med varierande temperatur-tidförlopp, bör mer nyanserade värden på olika stålqualiteters varmhållfastegenskaper under brand kunna bestämmas.

Allmänt

Det på senare år intensiva forsknings- och utvecklingsarbetet inom det brandtekniska området har resulterat i, att man idag kan utföra en byggnadsteknisk branddimensionering enligt mer nyanserade metoder än tidigare grova schablonmetoder.

I korthet innebär en sådan mer nyanserad dimensionering av stålbärverk en beräkning av stålkonstruktionens temperatur-tidförlopp under brand och med utgångspunkt från detta en bedömning av bärförmågan. Idag kan man under olika förutsättningar med värme och massbalansekvationer beräkna realistiska temperatur-tidförlopp (se bl. a. [1] och [2]). Kunskaperna om olika stålqualiteters varmhållfasthetsegenskaper och möjligheterna att lika exakt beräkna stålkonstruktionernas bärförmåga vid dessa förhöjda temperaturer är något mer begränsade. En möjlighet att uppskatta bärförmågan är att jämföra aktuella påkänningar med varmsträckgränsen. I litteraturen finns redovisade olika varmsträckgränskurvor för liknande stålsorter.

Orsaken till olikheterna torde till stor del vara beroende av vilken belastningshastighet, som använts vid försöken. Vid temperaturer över  $400^{\circ}\text{C}$  börjar nämligen krypningen bli märkbar, för att vid temperaturer på  $600 - 650^{\circ}\text{C}$  vara mycket snabb. Vid långsamma dragprov vid högre temperaturer kommer därför kryptöjningen att påverka  $\sigma - \epsilon$  förloppet. De varmsträckgränskurvor, som i Sverige oftast utnyttjats i brandsammanhang, är framtagna vid relativt långsamma dragförsök för att medvetet inkludera en viss korttidskrypning. Vid snabba temperatur-tidförlopp, vilka kan bli aktuella vid oisolerade och lätt isolerade stålkonstruktioner, har man anledning förmoda, att dessa värden är för konservativa.

En annan faktor som bör beaktas är att någon egentlig sträckgräns ej existerar vid de temperaturer som är aktuella vid brand. I stället utnyttjas  $0,2$ -gränsen. Då  $\sigma - \epsilon$ -kurvor vid högre temperaturer har ett mycket mjukt avrundat förlopp är det inte helt

självlklart att just  $\sigma_{0,2}$  bör betraktas som kritisk påkänning. Vissa uppgifter tyder på, att man i brandsammanhang kan tolerera betydligt större töjningar än vad som motsvaras av  $\sigma_{0,2}$ . Vid brandprovningar av balkar utnyttjas ibland vissa kriterier för maximal nedböjning och maximal nedböjningshastighet angivna av Robertson-Ryan [3].

$$y_c \geq \frac{1}{800} \cdot \frac{L^2}{h}$$

$$\frac{dy_c}{dt} \geq \frac{1}{150} \cdot \frac{L^2}{h}$$

där  $y_c$  = mittnedböjningar  
 $L$  = spännvidden  
 $h$  = balkhöjden

Motsvarande kriterium för nedböjningshastigheten finns även upptaget i Din 4102.

Omräknas dessa kriterier till töjningskriterier, erhålls töjningar av storleksordningen 0,5 - 1 %.

#### Dorn's krypteori

Då stålbalkars temperatur-tidförlopp vid brand kan ha mycket varierande utseende kommer inverkan av krypningen att variera för olika konstruktioner och därmed varierar även deformationsförlopp och bärförmåga. Genom att göra deformationsberäkningar av brandutsatta stålbalkar, där hänsyn till krypningen tas i varje särskilt fall och jämföra deformationsförloppen med någon form av deformationskriterier, bör mer relevanta värden på stålbalkars bärförmåga och brandmotstånd kunna bestämmas.

En av Dorn [4] framlagd krypteori har utnyttjats av Harmathy för beräkning av kritisk ståltemperatur för en isolerad stålbalk utsatt för brandpåverkan enligt ett standardiserat temperatur-tidförlopp [5]. Dorn's teori gäller strängt taget bara för temperaturer över halva smältpunkten men har visat sig tillämplig även vid de temperaturer som blir aktuella vid brand.

Vid denna teori anges töjningen  $\epsilon_t$  vara en funktion av påkänningen och en temperaturkompenserad tid definierad genom sambandet

$$\Theta = \int_e \frac{-\Delta H}{RT} dt$$

där  $\Delta H$  = aktiveringsenergin för krypning  
 $R$  = allmänna gaskonstanten  
 $T$  = temperaturen

Andra parametrar som utnyttjas är  $Z$ , som anger den konstanta lutningen hos  $\epsilon_t - \theta$  - kurvan samt denna linjes skärning med  $\epsilon_t$ -axeln, som betecknas  $\epsilon_{to}$ . Se fig. 1.  $Z$  och  $\epsilon_{to}$  som anges vara beroende av enbart påkänningen har av Harmathy för ett A36-stål bestämts till

$$Z = \begin{cases} 0,026 \cdot \sigma^{4,7} & \sigma < 15\,000 \text{ psi} \\ 1,23 \cdot 10^{16} \cdot e^{0,0003\sigma} & 15\,000 < \sigma < 45\,000 \text{ psi} \end{cases}$$

$$\epsilon_{to} = 1,7 \cdot 10^{-10} \cdot \sigma^{1,75}$$

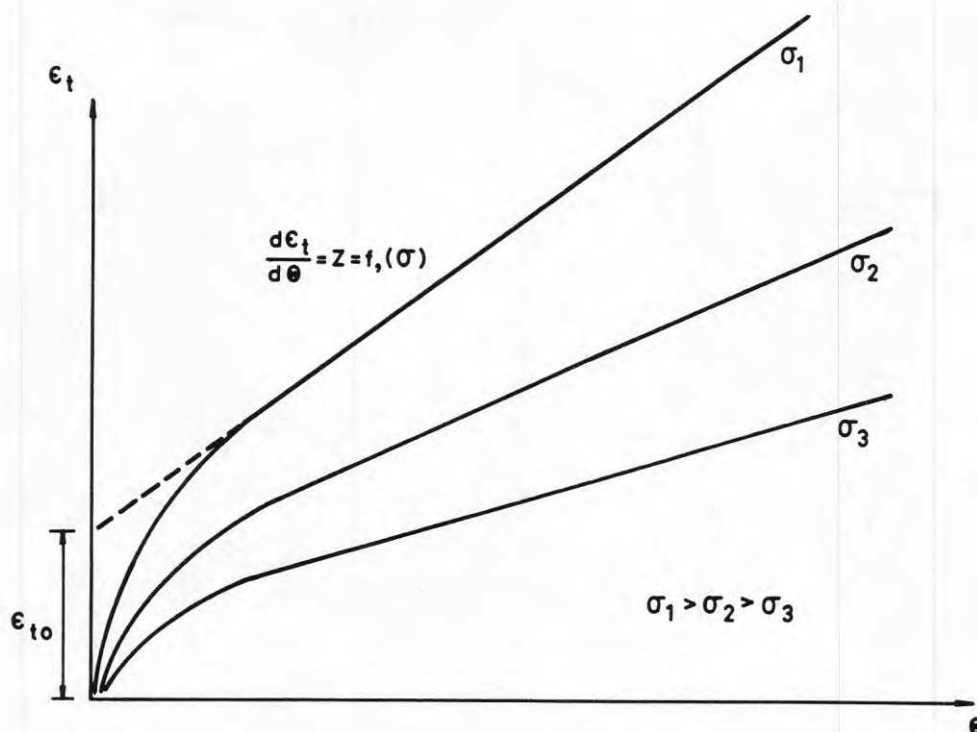


Fig. 1 Principiella  $\epsilon_t - \theta$  samband för olika påkänningar

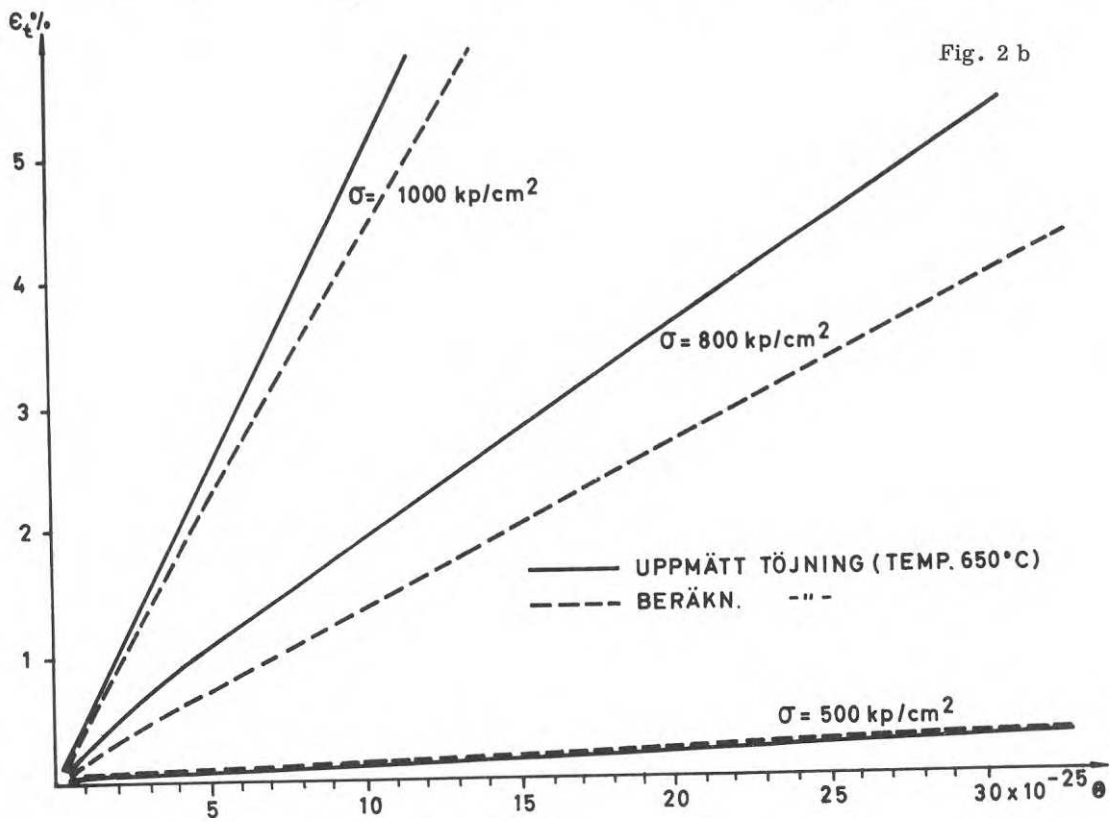
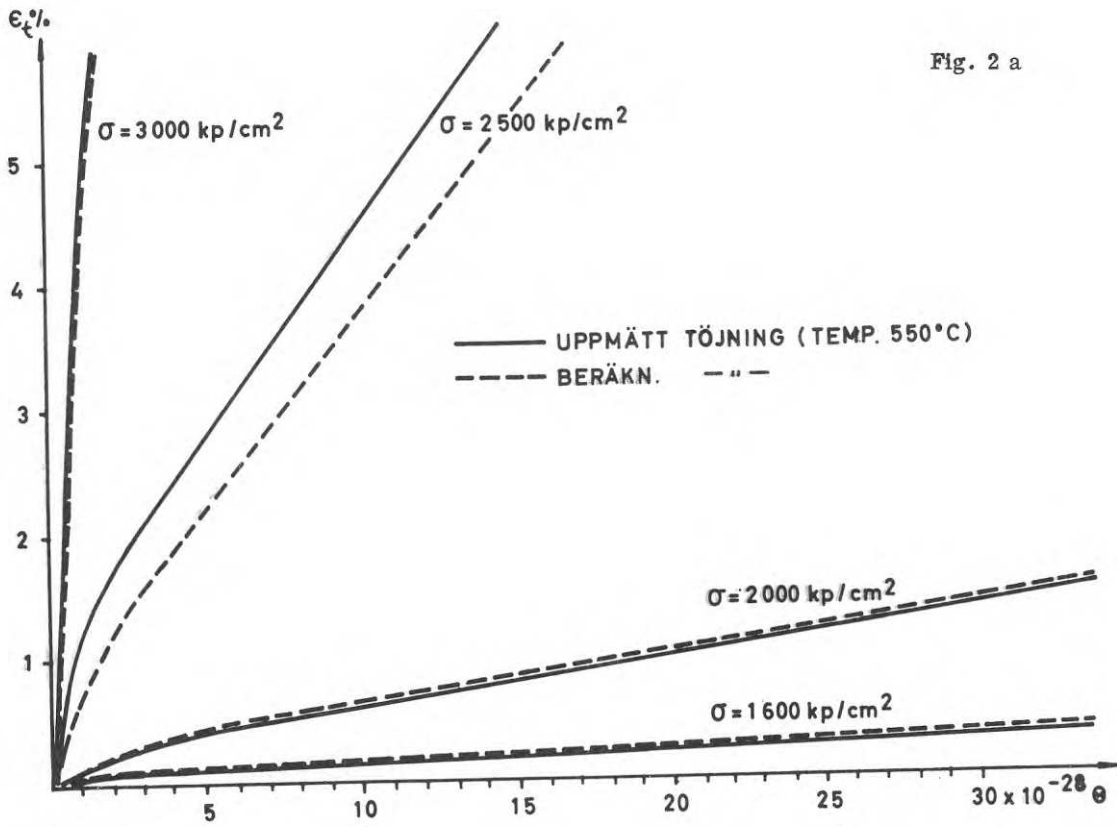


Fig. 2 a och b.  $\epsilon_t$ - $\theta$  samband för stål SIS 2172 vid olika spänningar  $\sigma$  och vid ståltemperaturerna  $T = 550^\circ\text{C}$  respektive  $650^\circ\text{C}$

### Inom Sverige pågående och planerade arbeten

Vid Stålbyggnadsinstitutet i samarbete med Jernkontoret och Institutionen för Byggnadsstatik vid Lunds Tekniska Högskola pågår arbeten i syfte att få fram hållfasthetsdata för stål, representativa för brandförhållanden. Inverkan av krypningen beaktas därvid med hjälp av Dorn's teori på liknande sätt som av Harmathy, men arbetena är företrädesvis koncentrerade på sådana snabba temperatur-tidförlopp som kan erhållas vid oisolerade och lätt isolerade stålkonstruktioner.

Internationellt intresserar man sig över huvud taget mest för brandförlopp kopplade till en relativt långsam standardbrandkurva.

De arbeten, som i första hand är aktuella, kan uppdelas i följande punkter.

- a) Konventionella krypprov med provstavar vid konstant temperatur
- b) Krypförsök med provstavar vid varierande temperatur
- c) Brandförsök på stålbalkar
- d) Teoretiska arbeten

### Konventionella krypprov med provstavar vid konstant temperatur

Dessa prov, som är betydligt enklare att utföra än krypförsök vid varierande temperatur, skall utnyttjas för att bestämma de parametrar som ingår i Dorn's krypteori.

Vid Domnarvets Jernverk har några inledande sådana försök gjorts för stål SIS 2172. Trots att försöksbetingelserna inte var helt idealiska verkar resultaten lovande. De framtagna parametervärdena har utnyttjats för att "bakvägen" teoretiskt beräkna de töjningssamband som man skulle fått med de temperaturer och påkänningar, som användes vid Domnarvets försöksserie. Figur 2 visar jämförelsen mellan på detta sätt beräknade och uppmätta töjningar.

### Krypförsök med provstavar vid varierande temperatur

Avsikten med dessa försök är att bedöma vilken överensstämmelse Dorn's teori ger vid snabba brandförlopp. Då försöken är komplicerade att utföra kommer dessa att begränsas i omfattning.

### Brandförsök på stålbalkar

Dessa försök är ämnade att dels ge en ytterligare kontroll av Dorn's teori dels för att studera Robertson-Ryans brottkriterier för brandutsatta balkar vid snabba brandförlopp. Försöken kommer till att börja med att begränsas till en stålqualität och till fritt upplagda balkar.



### Teoretiska arbeten

Genom att utnyttja materialdata framtagna vid konventionella krypförsök samt genom att använda Dorn's krypteori kan beräkning av deformationsförloppet av balkar utsatta för brand med varierande temperatur-tidförlopp göras. För att plana tvärsnitt skall bibehållas plana under deformationen fordras att vissa spänningsomlagringar sker i tvärsnittet. Dessa indelas därför i ett antal delar samtidigt som tiden indelas i intervaller. För varje tidsintervall och för varje tvärsnittsdel beräknas kryptöjningar, elastiska töjningar, termiska töjningar och ev. plastiska töjningar. Dessa töjningar kan sedan utnyttjas för att vid varje tidpunkt beräkna aktuella deformationer.

Från av Bletzacker [6] redovisade brandförsök på belastade balkar av stål A36 har en balk utvalts, för vilken en sådan deformationsberäkning gjorts. Fig. 3a visar stålbalkens temperatur-tidförlopp. I figur 3b visar den heldragna kurvan uppmätt deformationsförlopp.

Den streckade kurvan visar beräknat deformationsförlopp, varvid de värden som angivits av Harmathy på kryppparametrarna för ett A36-stål använts vid beräkningen av kryptöjningen. Beräkningen har utförts med ett antaget idealiserat I-tvärsnitt, varvid ingen spänningsomlagring sker. Den streckprickade kurvan visar beräknat deformationsförlopp när verkliga tvärsnittet legat till grund för beräkningen och då hänsyn på ett något förenklat sätt tagits till den spänningsomlagrande effekten. Spänningarna finns även inritade vid några tidpunkter.

Om Robertson-Ryans kriterier utnyttjas för bedömning av brandmotståndstiden, fås denna till ca 85 min. Utnyttjas dessa kriterier på det uppmätta deformationsförloppet, erhålls ca 90 min. Denna tid angavs också vid försöket som den tid när balken inte längre förmådde bära sin belastning.

Den isoleringstjocklek som användes vid försöket motsvarar enligt gällande Svensk brandklassificering betydligt kortare brandmotståndstid.

Ett dataprogram håller på att utarbetas med vars hjälp ett stort antal beräkningar av balkens deformationsförlopp vid brand kan göras, varvid inverkan på bärförmågan av varierande temperatur-tidförlopp, varierande temperatur i tvärsnittet, varierande temperatur längs balken, olika belastningar och belastningsfall m.m. skall studeras.

För att få användning vid en praktisk brandteknisk dimensionering erfordras dock att resultaten systematiseras på något sätt. En möjlighet borde därvid vara att ange kritisk påkänning som funktion av den maximala ståltemperaturen och då på ett sådant sätt att även stålkonstruktionens uppvärmnings- och avsvlningshastighet beaktas.

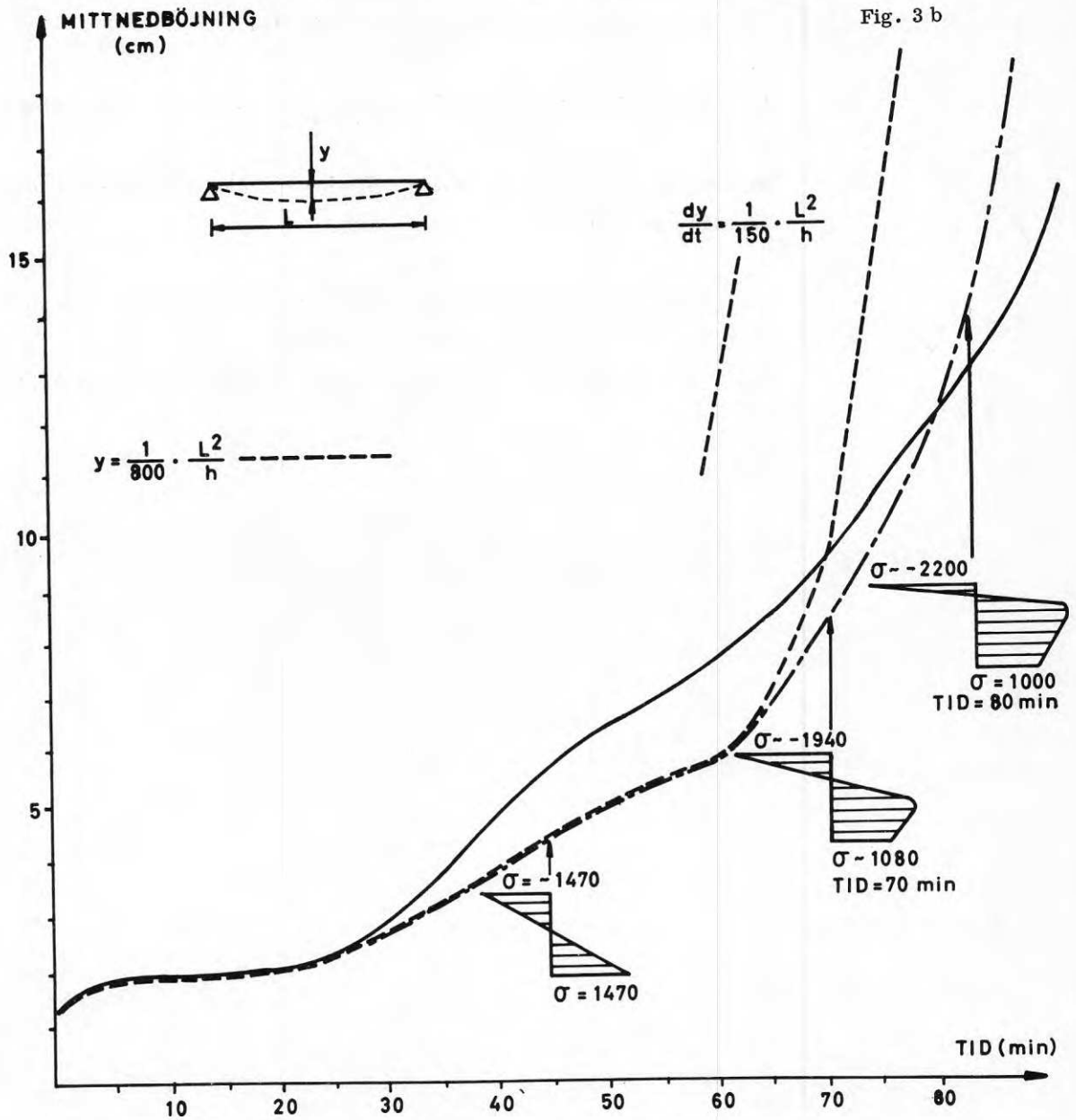
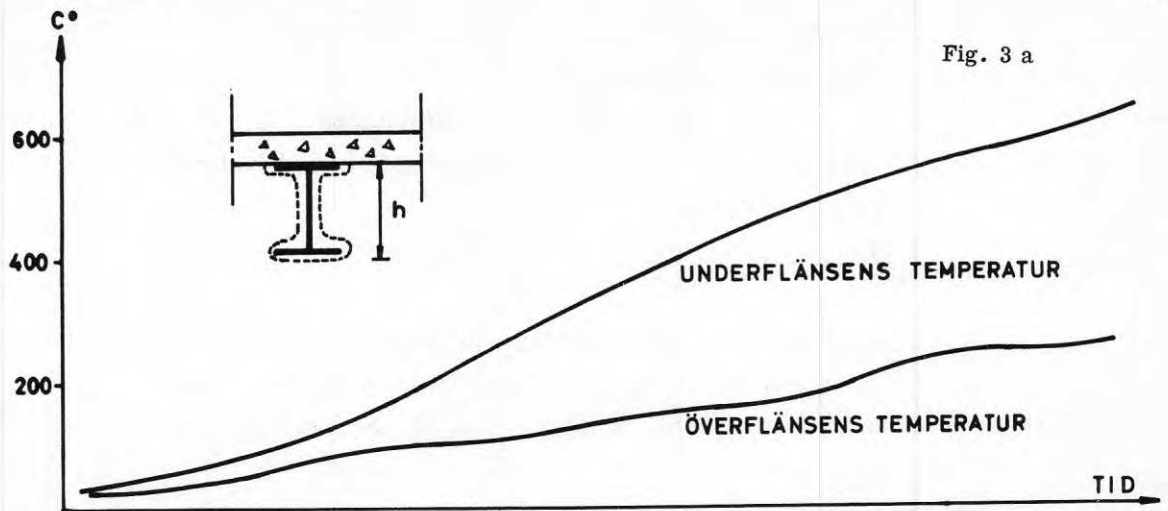


Fig. 3. Uppmätt och beräknad nedböjning för brandpåverkad stål balk (fig 3 b) vid ett temperatur - tidförlopp enligt ovan (fig 3 a)

1. Magnusson, S.E. och Pettersson, O.: Brandteknisk dimensionering av isolerad stålkonstruktion i bärande och avskiljande funktion.  
Väg- och Vattenbyggaren 1969; 4.
2. Magnusson, S.E. och Pettersson, O.: Kvalificerad brandteknisk dimensionering av stålbärverk.  
Byggmästaren 1969; 9
3. Robertson, A.F. och Ryan, I.V.: Proposed Criteria for Defining Load Failure of Beams, Floors, and Roof Constructions during Fire Tests.  
Journal of Research, National Bureau of Standards, Vol 63 C, 1969
4. Dorn, J.E.: Some Fundamental Experiments on High Temperature Creep.  
Journal of the Mechanics and Physics of Solid, Vol 3, 1954 p. 85
5. Harmathy, T.Z.: Deflection and Failure of Steel supported Floors and Beams in Fire.  
**National Research Council, Canada**, Division of Building Research, Paper No. 195, 1966, Ottawa.
6. Bletzacker, R.W.: Effect of Structural Restraint on the Fire Resistance of Protected Steel Beam Floor and Roof Assemblies.  
Building Research Laboratory, Final Report EES 246/266, September 1966

## OM NUMERISK SIMULERING AV BÄRFÖRMÅGAN HOS OISOLERADE STÅLPELARE UTSATTA FÖR BRANDPÅVERKAN

Tekn dr Göran Alpsten, Stålbyggnadsinstitutet, Stockholm

### Resumé

Rapporten redogör för vissa pågående studier av bärförmågan hos oisolerade stålpelare utsatta för brandpåverkan. Några förberedande resultat erhållna med en numerisk ändlig differensmetod redovisas. Speciellt är inverkan av egenspanningar och termiska spänningar till följd av temperaturdifferenser över tvärsnittet av intresse.

Beräkningar av bärförmågan utförs med hjälp av såväl tangentmodul teorin som, i ett senare skede, "maximum strength theory". De förberedande beräkningarna har antytt att knäckkurvor baserade på Dutheilansatsen ligger relativt högt vid korta slankhetstal och lågt vid höga slankheter. Noggrannare beräkningar kan leda till justeringar i föreslagna knäckkurvor för pelare utsatt för brandpåverkan. Studierna kan vidare leda till en fullständigare förståelse av inverkan av imperfektioner på bärförmågan hos oisolerade stålpelare under brandförhållanden.

### Inledning

Disproportionen mellan dagens dimensionsmetoder för statisk och dynamisk belastning och den ofta schablonmässiga dimensioneringen mot brandpåverkan har i många år framhållits av professor Ove Pettersson [1]. Tesen belyses på ett utomordentligt sätt av följande statistik rörande katastrofer i byggnader som hämtats ur [2]. Statistiken avser förhållandena i Holland under år 1967.

Antal sammanbrott eller skador på byggnader i Holland (1967)

15 000	bränder
200	skador av vind
200	skador av explosioner
100	kollisioner mot konstruktioner
50	sammanbrott orsakade av materialfel och/eller felaktig dimensionering
20	sammanbrott orsakade av överbelastning

I föreliggande undersökning studeras några aspekter rörande bärförmågan hos en oisolerad stålpelare utsatt för brand. En ökad användning av oisolerade stålkonstruktioner kan förutses i framtiden, bl. a. för envånings industrihallar [3].

Det antas i undersökningen att brandrumstemperaturens tidkurva är känd. Mycket forskningsarbete nedlägges för närvarande på att studera tidtemperaturförloppet vid en brand. Sådan kunskap är en nödvändig grund för en kvalificerad brandteknisk dimensionering samt för vidare forskning rörande konstruktioners beteende vid brand.

Speciellt undersöks i vad mån egenspanningar och termiska spänningar har någon inverkan på en pelares bärförmåga vid brand. Såvitt författaren är bekant har ingen undersökning av dessa frågor tidigare publicerats.

#### Teori för bestämning av temperaturförloppet i stålvärsnittet

Värmeströmningen i en profil utsatt för en tidsberoende omgivningstemperatur kan beräknas ur ekvationerna

$$\frac{\partial}{\partial x} \left( \lambda \frac{\partial T}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left( \lambda \frac{\partial T}{\partial y} \right) = \rho c_p \frac{\partial T}{\partial t} \quad (1)$$

och

$$-\lambda \frac{\partial T}{\partial n} = \alpha (T - T_{\text{omg}}) \quad (2)$$

Där  $T$  = temperaturen,  $t$  = tiden,  $x$  och  $y$  = geometriska koordinater,  $n$  = normalriktningen vid profilens ytor,  $\lambda$  = värmeledningstalet,  $\rho$  = tätheten,  $c_p$  är specifikt värme och  $\alpha$  är värmeövergångstalet för ytan.

Ekv. (1) beskriver värmeledningen inom profilen och ekv. (2) uttrycker värmeövergången vid profilens yta. I ekv. (1) har antagits att den exiella värmeströmningen i profilen kan försummas; i annat fall tillkommer en tredje analog term i vänstra ledet. Ekv. (1) och (2) kan i princip lösas, lämpligen med numerisk metod, om följande förutsättningar är uppfyllda:

- 1) Brandrummets tid-temperaturkurva är känd.
- 2) Koefficienterna för värmeövergången vid profilens ytor är kända som funktion av temperaturen. Det resulterande emissionstalet beräknas ur  $1/\epsilon_r = 1/\epsilon_s + 1/\epsilon_f - 1$  (1). En geometrisk riktningsfaktor  $F$ , som anger möjlig strålning från en delvis skymd yta t.ex. på livet eller flänsarnas insidor av en I-profil, beräknas med hjälp av Lamberts s.k. cosinuslag på sätt som beskrivs i (4).
- 3) Profilens termiska materialkoefficienter är kända som funktion av temperaturen. Dessa koefficienter är specifikt värme  $c_p$ , värmeledningstal  $\lambda$  och täthet  $\rho$ .

Den metod för lösningen av ekv. (1) och (2) som använts i föreliggande undersökning har beskrivits i [4]. Metoden utvecklades för att lösa temperaturfältet i en profil under avsvälning efter varmvalsning. Beräkningen bygger på en ändlig differensmetod med alternerande integration i  $x$ - och  $y$ -riktningarna. Den numeriska lösningen av systemet sker med hjälp av dator. Den erforderliga ändringen i dataprogrammet för de aktuella beräkningarna avsåg beskrivningen av omgivningens temperatur samt av det resulterande värmeövergångstalet.

Den presenterade metoden skiljer sig från de flesta tidigare använda beräkningsmetoder för brandpåverkan av en oisolerad pelare i det värmeströmningen över profilens tvärsnitt beaktas. Metoder som återfunnits i litteraturen har antagit att  $\lambda$  är oändligt stort. Detta innebär att ståltvärsnittet har en konstant temperatur vid varje tidpunkt. Vid brandisolerade konstruktioner leder detta antagande till försumbara fel. En snabb upphettning av en oisolerad profil medför däremot förhållanden som innebär att antagandet kan vara mer eller mindre tillämpligt för en noggrann beräkning. Detta diskuteras i det följande.

Fig. 1 visar exempel på beräkningsresultat. Exemplet avser en HE 200 B-profil utsatt för en omgivningsreperatur som är konstant i alla riktningar och vars tidsberoende antagits följa det i [1], fig. 16, angivna förloppet för uppvärmning och avsvälning. Uppvärmningen följer standardbrandkurvan [5] med brandbelastningen  $23 \text{ Mcal/m}^2$  och vissa andra förutsättningar som är representativa för ett kontorshus [1]. Kurvan för avsvälningssfasen är resultatet av en överslagsmässig beräkning [1].

I fig. 1 har tre ståltemperaturer angivits för tre olika punkter över tvärsnittet: i flänsen mitt för livet (1), i mitten av flänskanten (2) samt mitt i livet (3). Dessa punkter representerar tre av de totalt 507 elementen över tvärsnittet. Som framgår av diagrammet ökar temperaturdifferenserna över tvärsnittet upp tills brandrummets maximaltemperatur uppnåtts, varefter differenserna sakta avtar. Maximal temperaturdifferens över tvärsnittet är i detta fall ca  $70^\circ \text{ C}$ . Liksom vid en profils avsvälning [4] gäller att differenserna ökar vid större och grövre tvärsnitt. Differenserna ökar också vid osymmetrisk uppvärmning samt med ökande hastighet för brandrumstemperaturens tillväxt under uppvärmningsfasen.

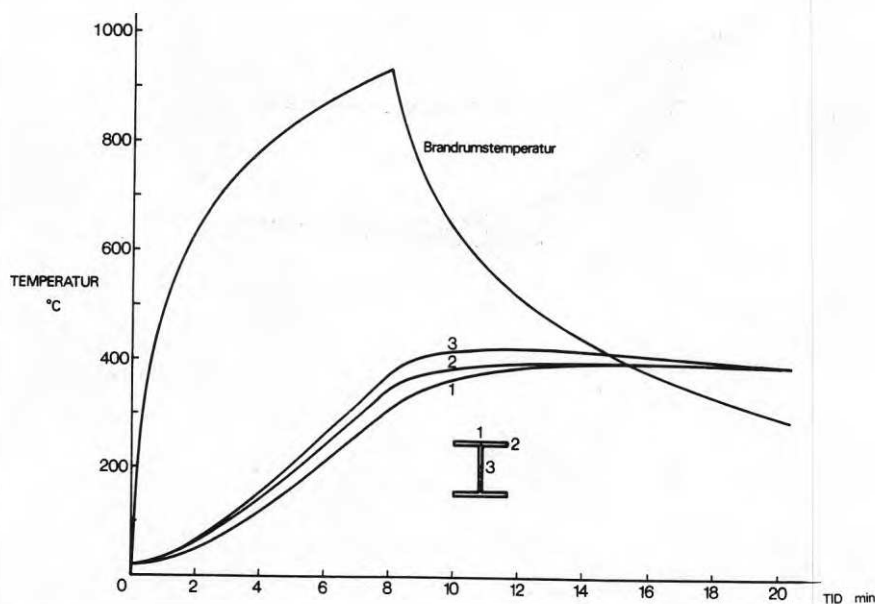


Fig. 1 Beräknade tid-temperaturkurvor för en profil HE 200 B. Antagen brandrumstemperatur enligt [1].

Speciellt med tanke på antagandet om symmetrisk uppvärmning måste temperaturförloppet i det beräknade exemplet anses vara gynnsamt. Betydligt större temperaturdifferenser kan förväntas i många praktiska fall. Som exempel härpå kan nämnas att temperaturdifferenser på ca  $150^{\circ}\text{C}$  har uppmätts vid en hastig uppvärmning av en HE 200 B-profil i ugn. Temperaturökningen vid försöket var dock avsevärt snabbare än som kan förekomma vid en representativ rumsbrand.

Det ovan nämnda experimentet har jämförts med beräkningsresultat för de aktuella förhållandena. Överensstämmelsen är god, vilket betyder att beräkningsmetoden bör vara praktiskt användbar för att beräkna temperaturförloppet vid en uppvärmning. Metodens tillämpbarhet och noggrannhet för att beräkna temperaturerna vid en profils avsvälning har beskrivits tidigare [4, 6].

#### Inverkan av varierande temperatur över tvärsnittet

Vad innebär de beräknade temperaturdifferenserna för det mekaniska förloppet i en brandpåverkad pelare under last? Den mest närliggande effekten är att de mekaniska konstanterna, främst elasticitetsmodulen  $E$  och flytgränsen  $\sigma_F$  men även längdvidgningskoefficienten  $\alpha$  blir variabla över tvärsnittet vid varje tidpunkt. Som framgår av fig. 2 är emellertid denna inverkan relativt liten. I jämförelse med övriga antaganden och approximationer i beräkningarna skulle variationen i  $E$  och  $\sigma_F$  över tvärsnittet utan vidare kunna försummas. Medelkurvor gällande för profilens medeltemperatur kunde i stället användas.

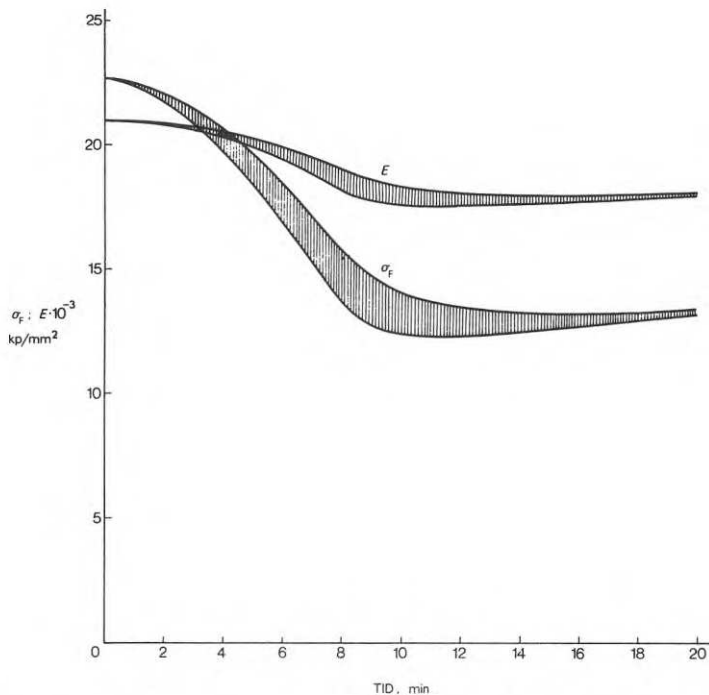


Fig. 2 Variation hos elasticitetsmodulen  $E$  och flytgränsen  $\sigma_F$  för beräkning enligt fig. 1.

En annan inverkan av temperaturdifferenserna som dock inte ligger lika nära till hands är de termiska spänningar som differenserna medför. Vid elastiska förhållanden kan spänningsdifferensen  $\Delta\sigma$  mellan två fibrer i tvärsnittet med temperaturdifferensen  $\Delta T$  beräknas enligt

$$\Delta\sigma = \Delta\epsilon \cdot E = E [ \alpha_{T+\Delta T} ( T + \Delta T - T_0 ) - \alpha_T ( T - T_0 ) ] \quad (3)$$

Med  $\alpha \approx 12 \cdot 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$ ,  $E \approx 20\,000 \text{ kp/mm}^2$  och  $\Delta T \approx 100^\circ\text{C}$  erhålles  $\Delta\sigma \approx 24 \text{ kp/mm}^2$

Redan vid en måttlig temperaturskillnad av  $100^\circ\text{C}$  erhålles således termiska spänningar som är av storleksordningen halva flytgränsen (d.v.s. storleksordningen hälften av  $24 \text{ kp/mm}^2$ , beroende på tvärsnittsform och temperaturkurvans utseende).

Till dessa termiska spänningar kommer initiella egen-spänningar som finns i alla praktiskt tillverkade konstruktionselement. Dessa spänningar uppgår ofta till storleksordningen hälften av flytgränsen vid remstemperatur [4, 7-10].

Om det tillfälligt antas att spänningarna av yttre last är noll kommer de initiella egen-spänningarna och de termiska spänningarna att addera sig till varandra som framgår i princip av fig. 3. Vid I-profiler kommer normalt tryckspänningar i de båda diagrammen att uppträda i samma delar av profilen. Det resulterande diagrammet för initiella egen-spänningar och termiska spänningar visas i fig. 3c. Flytgränsen uppnås i tryck vid flänskanterna. (I fortsättningen avses med "egen-spänningar" det adderade diagrammet härlett ur de initiella egen-spänningarna och de termiska spänningarna.)

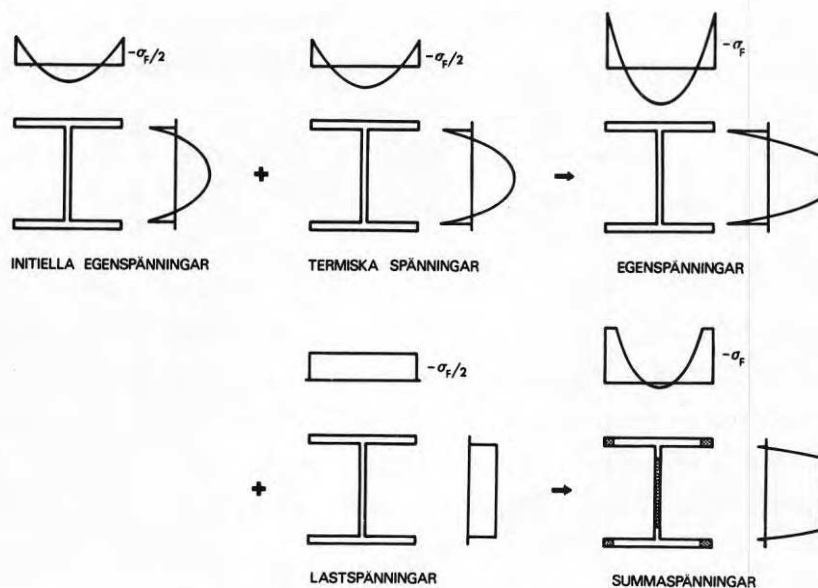


Fig. 3 Addering av initiella egen-spänningar, termiska spänningar och lastspänningar (schematiskt).



När pelarens last tänkes påförd uppstår plastiska zoner vid flänskanterna. Resultatet visas schematiskt i fig 3e. Det har därvid antagits att tvärsnittet är utsatt för rent tryck, fig. 3 d.

Förhållandena leder alltså till att det effektiva tvärsnittet hos pelaren reduceras. Inverkan är speciellt stor för tröghetsmomentet kring I-tvärsnittets veka axel.

Det kan ifrågasättas om inte egenspänningarna "raderas ut" under uppvärmningsförloppet. En genomgripande förändring av egenspänningsfördelningen är emellertid möjlig endast om tvärsnittet plasticeras. En sådan förändring är givetvis tänkbar men den är sannolikt förknippad med att pelaren samtidigt kollapsat. För praktiskt intressanta beräkningar får man därför räkna med att egenspänningarna existerar under hela förloppet, om än till förändrad storlek och fördelning.

#### Beräkning av pelares bärförmåga med egenspänningar och varierande temperatur

Nedan beskrivs kortfattat den uppställda modellen för beräkning av den kritiska lasten för en ideellt rak, centriskt tryckt pelare under inverkan av ett varierande temperaturfält samt egenspänningar. Metoden baseras på en generaliserad tangentmodulteori med varierande  $E$  och  $\sigma_F$  över tvärsnittet. Resultat av vissa förberedande beräkningar som utförts i dator med en subrutin till det tidigare nämnda dataprogrammet presenteras.

En betraktelse med tangentmodulteori är illustrativ för att visa den principiella inverkan av egenspänningar med avseende på knäckning. Resultaten kan användas för kvalitativa bedömningar av dessa spänningars inverkan. Den kritiska lasten för en ideellt rak stång är dock i sig själv mest av akademiskt intresse. Att tangentmodulteori trots detta är praktiskt tillämpbar beror på att hållfasthetsreserven i det överkritiska området för pelare med egenspänningar ofta är ungefär lika stor som den ogynnsamma inverkan av initialkrokigheten hos praktiskt raka stänger [10].

Resultaten enligt tangentmodulteori jämförs med beräkningar enligt Dutheil utförda med en fiktiv initialutböjning  $= 4,8 \cdot 10^{-5} \frac{L^2}{d}$ , där  $L$  är pelarens längd och  $d$  är avståndet till tryckta kanten. Vid denna beräkningsmetod antas den fiktiva utböjningen vara så stor att alla imperfektioner hos en praktiskt rak stång, däribland egenspänningar, ingår. Stångens bärförmåga anses uttömd då den nominella spänningen (d.v.s utan explicit addering av egenspänningarna) uppnår materialets flytgräns på den konkava sidan av stängen.

Liksom vid tangentmodulteori leder en betraktelse enligt Dutheil till resultat som inte helt beskriver pelarens verkliga beteende i detalj. Bl.a. beaktas inverkan av egen-

spänningarna endast indirekt via den fiktiva utböjningen. Genom att välja denna tillräckligt stor kan resultaten erhållas på säkra sidan. Detta i kombination med de enkla beräkningarna gör metoden lämplig för dimensionering.

Vid noggranna undersökningar av en stålpelares verkliga beteende under påverkan av en variabel tid-temperaturkurva lämpar sig bäst en beräkning baserad på "maximum (ultimate) strength theory". Därvid beräknas stegvis en last-deformationskurva för pelaren med beaktande av alla förekommande imperfektioner, avsiktlig lastexcentricitet och/eller moment och inspänningar vid ändarna, horisontalkrafter och varierande materialkonstanter. Arbete pågår för att revidera ett befintligt dataprogram baserat på maximum strength theory [11] för att inkludera de tidsberoende temperatureffekterna vid brand. Några beräkningsresultat föreligger ännu ej.

#### Betraktelse med tangentmodulteori

Ur det beräknade temperaturfältet kan ett termiskt töjningsfält beräknas som i detalj beskrivits i (4). Metoden har sedermera kompletterats med en explicit beräkning av tidsberoende krypdeformationer. Dessa, liksom de plastiska deformationerna, ackumuleras som kvarstående deformationer. Kryptöjningens andel av den totala töjningen beräknas med en ansats för den primära krypningens temperatur- och tidsberoende. - I de här redovisade beräkningarna har dock temperaturerna inte varit tillräckligt höga för att krypning ska bli aktuell. Dessutom är inverkan av krypdeformationer av praktiskt intresse först vid en beräkning avseende den verkliga bärförmågan (maximum strength theory) varför krypdeformationer inte kommer att beröras ytterligare här.

Tangentmodullasten definieras av ekvationen

$$P_{TM} = \frac{\pi^2 \int_{A_E} E y^2 dA}{L^2} \quad (4)$$

där  $A_E$  är den elastiska delen av tvärsnittet,  $y$  är avståndet till neutrala axeln och  $L$  är pelarens längd. Tangentmodullasten är definierad vid symmetriska förhållanden kring den betraktade axeln.

Beräkningsgången visas i ytterst summarisk form i fig. 4.

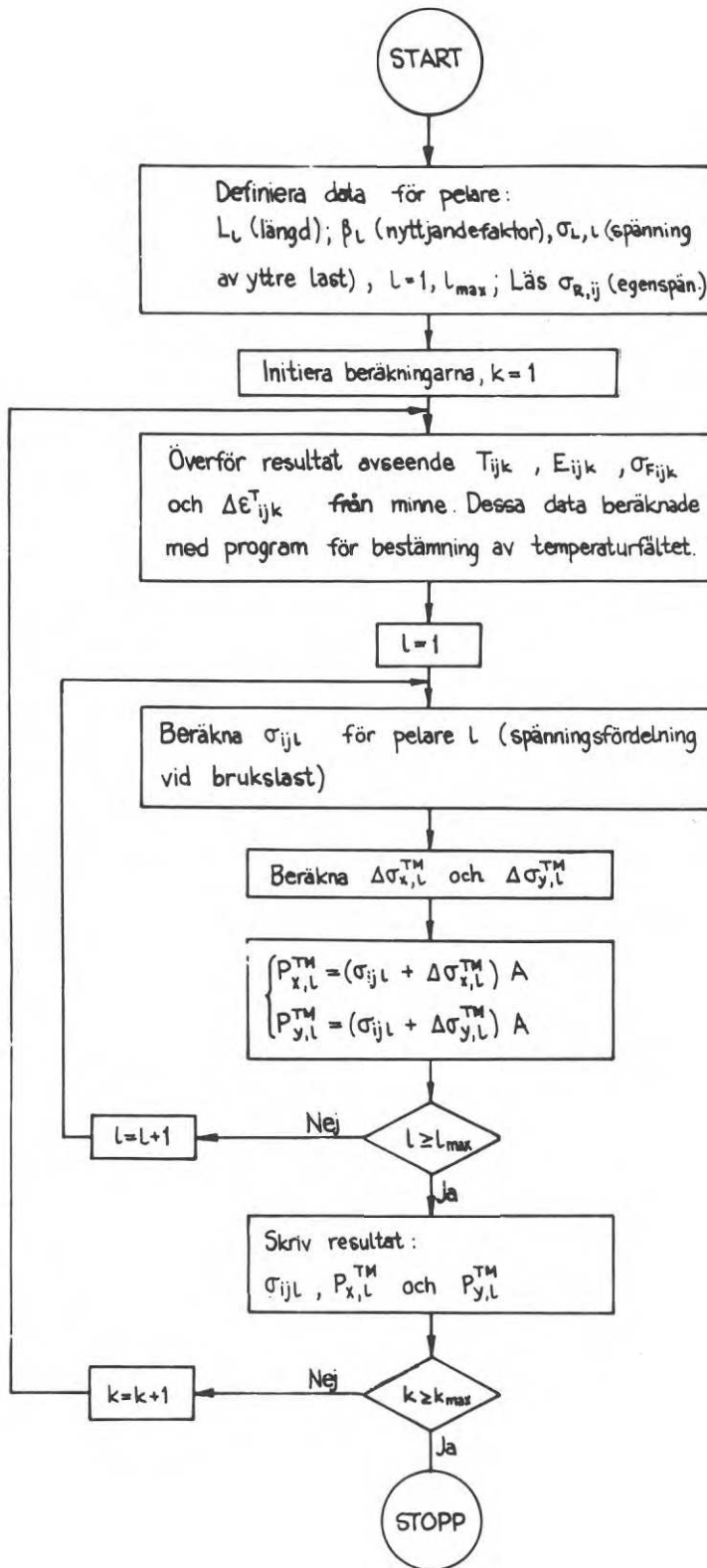


Fig. 4 Principiellt flödesschema för beräkning av tangentmodullasten (index  $i$  och  $j$  avser geometriska läget hos det betraktade elementet av tvärsnittet,  $k$  anger tidpunkten och  $l$  är index i vektorn för det betraktade antalet pelare).

Ordningen mellan de införda lasterna är som synes att de betraktade pelarna vid varje tidpunkt antas ha sin nominella brukslast varefter en momentan lastökning till tangentmodullasten beräknas. Jämför med fig. 5.

Exempel på förberedande beräkningsresultat visas i fig. 6 och 7.

Beräkningarna har baserats på en profil HE 200 B med initiella egenspanningar som angivits i fig. 7 samt ett beräknat temperaturfält enligt fig. 1. Fig 6 visar tangentmodullastens beroende av brandtiden för olika långa pelare och för de första fyra minuterna av brandtiden. Fig. 7 är ett vanligt knäckdiagram med tangentmodulkurvor inlagda motsvarande tidpunkterna 0, 1 m 20 s, 2 m 20 s och 3 m 20 s efter uppvärmningens början.

För flytgränsens beroende av temperaturen har använts samma kurva som i [4]. Denna kurva ansågs vara representativ under de förhållanden som råder vid en avsvälning. Flytgränsens temperaturberoende är således ej i detalj anpassad till brandförhållanden, varför fig. 6 och 7 endast bör användas för kvalitativa resonemang.

I fig. 7 har inlagts kurvor beräknade enligt Dutheil med  $f = 4,8 \cdot 10^{-5} L^2/d$ . Kurvorna kan direkt jämföras med motsvarande kurvor beräknade enligt tangentmodul teorin. För samtliga redovisade tidpunkter gäller att Dutheil-kurvan ligger avsevärt under motsvarande tangentmodulkurva vid slanka pelare, d.v.s vid  $L/i \geq 100$ . För korta pelare sammanfaller kurvorna i stort sett, men det finns en tendens till att tangentmodulkurvan

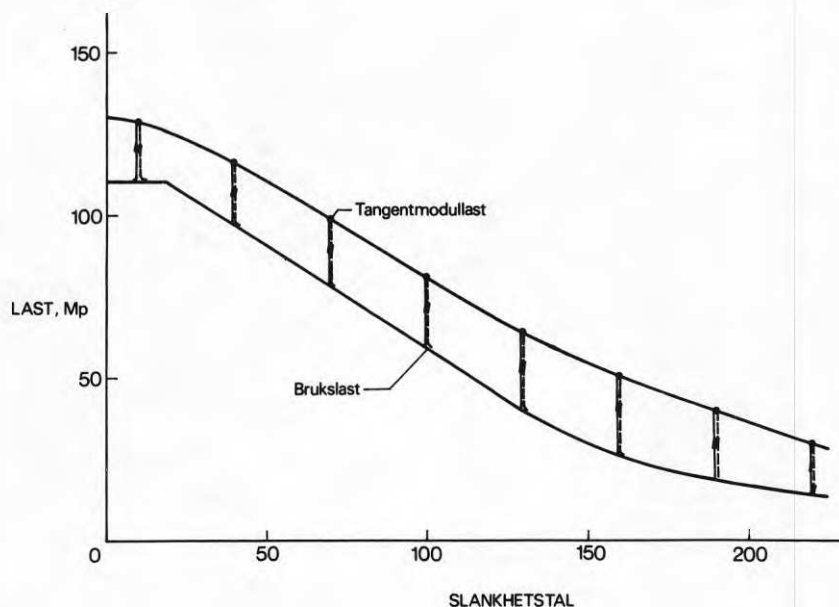


Fig. 5 Princip för ordning mellan införandet av de olika lastandelarna.

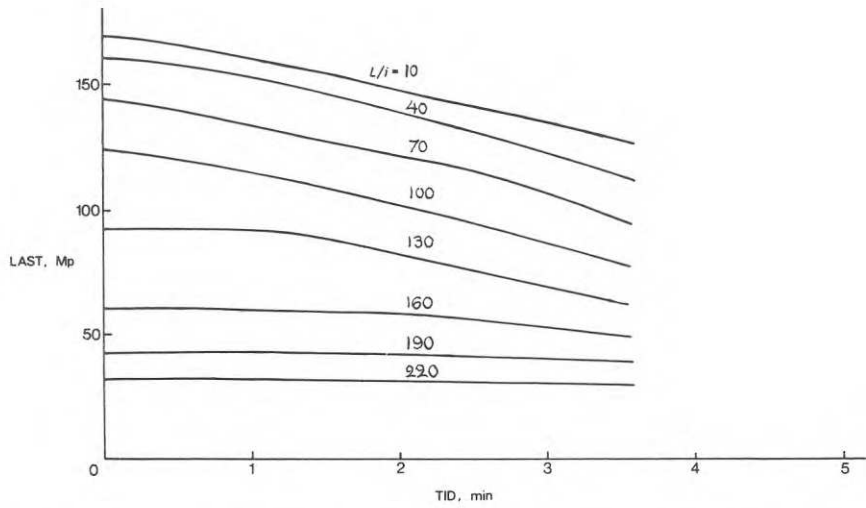


Fig. 6 Exempel på samband mellan last enligt tangentmodulteorin och brandtiden för HE 200 B (förberedande resultat). Egenspanningar enligt fig. 7.

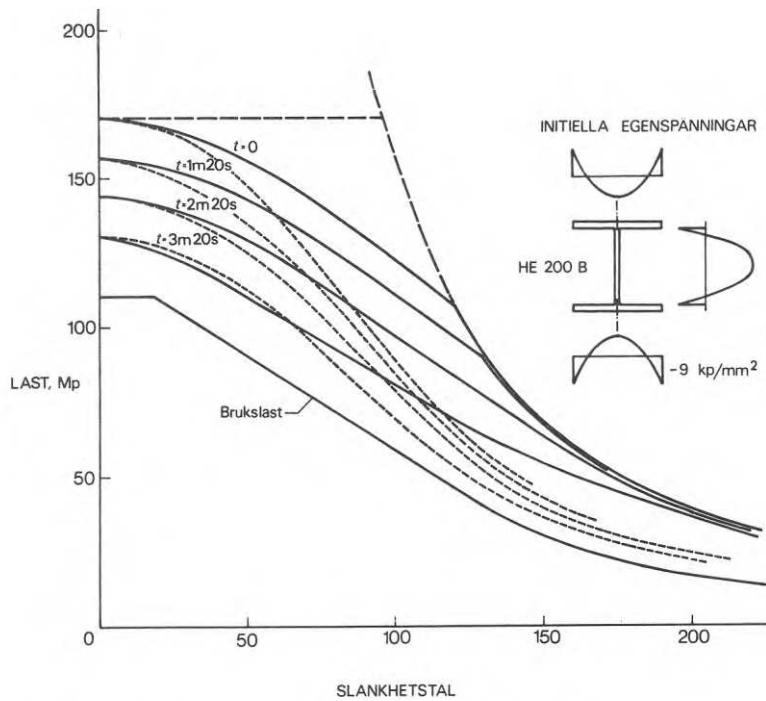


Fig. 7 Knäckkurvor baserade på tangentmodulteorin. Samma resultat som i fig. 6. Knäckkurvor beräknade med Dutheils ansats inlagda streckade för jämförelse.

ligger relativt sett lägre vid ökande temperatur. Detta sammanhänger med att temperaturdifferenserna och därmed de termiska spänningarna ökar under hela uppvärmningskedet. De förberedande knäckberäkningarna i fig. 7 är utförda endast till tiden 3 min 20 s efter uppvärmningens början. Maximivärdet för temperaturdifferensen inträffar först efter ca 8 min.

De preliminära resultaten antyder således att egenspanningarna har större inverkan på bärförmågan än geometriska imperfektioner vid korta och medellånga pelare. Vid mycket korta pelare kan den med Dutheil-ansatsen beräknade bärförmågan ge en överskattning jämfört med tangentmodullasten. Om detta resultat är giltigt också vid en betraktelse av den verkliga bärförmågan med hänsyn till såväl geometriska imperfektioner som egenspanningar kan bara bedömas ur jämförande beräkningar med hjälp av "maximum strength theory". Det synes också möjligt att sådana beräkningar kan komma att visa att Dutheil-kurvan ligger onödigt mycket på säkra sidan för långa pelare.

#### Sammanfattning

Rapporten redogör för vissa pågående studier av bärförmågan hos oisolerade stålpelare utsatta för brandpåverkan. Det antas att tid-temperaturkurvan för brandrummet är känd.

En beräkningsmetod för att bestämma temperaturfältet i pelaren och den därav betingade bärförmågan redovisas. Speciellt intresse ägnas inverkan av initiala egenspanningar och termiska spänningar. Preliminära beräkningsresultat avseende tangentmodullasten för ett relativt gynnsamt fall presenteras. Exemplet är gynnsamt i det temperaturfältet antas vara helt symmetriskt och de initiala egenspanningarna är relativt små. Beräkningarna antyder att egenspanningarna är av större betydelse än geometriska imperfektioner vid korta och medellånga pelare. Detta stämmer för övrigt med resultat som erhållits i knäckundersökningar vid rumstemperatur [12]. Eftersom den fiktiva initialutböjningen vid en beräkning enligt Dutheil ska inkludera inverkan av såväl egenspanningar som initialkrokighet måste initialutböjningen väljas relativt stor för att rimlig överensstämmelse ska erhållas också vid låga slankheter. Detta innebär samtidigt att Dutheil-kurvan kommer att ligga lågt, med i vissa fall onödigt stor extrareserv i bärförmåga, vid slanka pelare.

De förberedande beräkningarna kommer att kompletteras med ytterligare beräkningsresultat avseende såväl tangentmodul teorin som maximum strength theory. Avsikten är att belysa de parametrar som påverkar bärförmågan hos tryckta pelare utsatta för en temperaturpåverkan enligt en given tid-temperaturkurva. Arbetet kan leda fram till ett förslag med en skara knäckkurvor tillämpbara under brandförhållanden vilka är något justerade jämfört med sådana som baserats på Dutheilansatsen [13]. Det förefaller sannolikt att dessa kurvor kommer att ligga något lägre för korta pelare och högre, i vissa fall möjligen avsevärt högre, för slanka pelare jämfört med kurvor enligt Dutheil.

### Referenser

1. O. Pettersson: Se t.ex "Principer för en kvalificerad brandteknisk dimensionering av stålbärverk",  
Stålbyggnadsdagen 1968. Föredrag och diskussionsinlägg, Stålbyggnadsinstitutet, Stockholm, augusti 1969.
2. F. K. Ligtenberg: "Structural safety and catastrophic events", IABSE Symposium on Concepts of Safety of Structures and Methods of Design, London 1969.
3. "Brandskyddsteknisk utformning av envånings industri- och lagerbyggnader med bärande stomme av stål - Några råd och anvisningar",  
Stålbyggnadsinstitutet, Stockholm september 1969.
4. G. Alpsten: "Egenspänningar i varmvalsade stålprofiler",  
Institutionen för Brobyggnad, KTH, juni 1967.
5. Svensk Byggnorm 1967, Statens Planverk, publikation nr 1, 1967.
6. G. Alpsten: "Thermal residual stresses in hot-rolled steel members",  
Fritz Engineering Laboratory Report No. 337.3,  
Lehigh University, december 1968.  
(Kommer att publiceras i Welding Journal)
7. L. S. Beedle och L. Tall, "Basic column strength", Trans. ASCE, 127,  
Part II, 1962 sid 138-179.
8. N. R. Nagaraja Rao, F.R. Estuar och L. Tall: "Residual stresses in welded shapes", Welding Journal, 43, juli 1964.
9. G. Alpsten och L. Tall: "Residual stresses in heavy welded shapes",  
Welding Journal, mars 1970, sid 93-s-105-s.
10. L. Tall och G. Alpsten: "Prediction of behavior of steel columns under load", IABSE Symposium om Concepts of Safety of Structures and Methods of Design, London 1969.
11. G. Alpsten: "Numerical simulation of the behavior and maximum strength of steel columns", Fritz Engineering Laboratory Report No. 377.25,  
Lehigh University. (Under arbete.)
12. R. H. Batterman och B. G. Johnston: "Behavior and maximum strength of metal columns", Journal Struct Div, Proc. ASCE, april 1967, sid 205-230.
13. S.E Magnusson och O. Pettersson: "Kvalificerad brandteknisk dimensionering av stålbärverk", Byggmästaren nr 9, 1969 sid 23-31.

Tekn dr Kai Ödeen, Statens provningsanstalt, Stockholm och  
Ingenjör Bo Ånäs, Gränges Hedlund AB, Stockholm

#### Resumé

Mot bakgrund av de nya föreskrifterna och anvisningarna rörande byggnadstekniskt brandskydd i SBN 67 har en serie undersökningar av brandskyddsförmågan hos några typer av undertak utförts vid Statens provningsanstalts brandtekniska laboratorium. I artikeln beskrivs försöksanordningen, de studerade takkonstruktionerna presenteras och gjorda iakttagelser redovisas.

Det nya föreskrifter och anvisningar rörande det byggnadstekniska brandskyddet som ingår i Svensk Byggnorm 67 skiljer sig i stor utsträckning från tidigare gällande regler. Exempelvis tillåts teoretisk-beräkningsmässig brandteknisk dimensionering i analogi med vid statisk dimensionering normalt tillämpat förfarande. Vidare är en lindring av de brandtekniska kraven möjlig om brandbelastningen statistiskt kan påvisas vara särskilt låg och slutligen förutsätts att brandmotståndet hos en konstruktion skall bedömas med hänsyn till dess statistiska verkningssätt. Dessa nyanseringar av de byggnadstekniska brandskyddskraven har särskilt gynnsamt påverkat stålkonstruktionernas konkurrensförmåga, emedan för dessa konstruktionstyper brandskyddet svarar för en förhållandevis stor del av den totala kostnaden.

För de flesta vanliga byggnadstyper representerar brandskyddet av de horisontella bärverken väsentligt större kostnader än skyddet av pelarna. Intresset har därför kommit att riktas på möjligheterna av att utforma undertaken så att de kan ge stålstommen erforderligt brandskydd. Sådana möjligheter skulle erbjuda stora fördelar då krav på undertak ofta ställs av ett flertal andra orsaker, exempelvis estetiska, ljudisolerings-tekniska och hygieniska, samt för att dölja ledningsdragnings.

För att möjliggöra undersökning av brandskyddsförmågan hos olika i marknaden förekommande undertakstyper samt för att stimulera till utvecklingsarbete på området tog Gränges Hedlund AB och byggnadsfirman Ohlson & Skarne AB i samarbete med Statens provningsanstalts brandtekniska laboratorium initiativet till en större undersökningsserie, vilken genomfördes under hösten och vintern 1967. För detta ändamål bekostade de två nämnda företagen uppförandet av en försöksanordning bestående av ett på brandlaboratoriets horisontella provningsugn upplagt stålbalckbjälklag bestående av parallella stålbalckar med ett ovanförhängande prefabricerat, massivt betongelement. Ett stort antal tillverkare av undertak inbjöds därefter att genomföra provningar, vilket resulterade i 17 provningsuppdrag från sju olika företag.

Brandmotståndet hos en stålkonstruktion kan i allmänhet med god noggrannhet uppskattas med ledning av de temperaturer som uppnås i stålet under branden. Av denna anledning



genomfördes provningarna utan annan last än egenvikten åverkande provbjälklaget, men med temperaturmätningar i ett stort antal mätpunkter

Den för den enskilda stålkonstruktionen tolerabla ståltemperaturen är i hög grad beroende av konstruktionens statiska verkningsätt och kan variera från storleksordningen  $100^{\circ}\text{C}$  - i sådana fall där stora tilläggs krafter introduceras på grund av förhindrade deformationsmöjligheter - till över  $700^{\circ}\text{C}$  för vissa andra konstruktionstyper. För balkar med väsentligen transversell last och i huvudsak oförhindrade deformationsmöjligheter och där tillåtna spänningar utnyttjas ligger dock normalt den kritiska temperaturen omkring  $450^{\circ}\text{C}$ .

I det följande beskrivs försöksanordningens utformning, placering av temperaturmät-punkter med mera. Därefter presenteras de olika studerade undertaks konstruktionerna, varvid särskilt upphängningsmetoden uppmärksammas. De vid de enskilda provningarna gjorda iakttagelserna beskrivs kortfattat och försöksresultaten redovisas i tabellform.

#### Provmethod

Proven utfördes i ett provrum med väggar av lättbetong och tak av en 16 cm tjock massiv betongplatta. Takplattan vilade på fem stålbalkar. Rummets planmått var cirka 5 x 2,5 m och den invändiga höjden 2,15 m. Rummets golv utgjordes som nämnts av laborato-riets horisontella oljeeldade ugn. Konstruktionen framgår av bild 1.

I detta rum monterades de olika undertaken i enlighet med för aktuellt undertak gällande montageanvisningar. Respektive tillverkare eller försäljare svarade för monteringen, som utfördes av yrkesvan personal.

Samtliga undertak monterades med 20 cm fritt mått mellan undertakets översida och underkant på stålbalkarna. Detta mått valdes med hänsyn till att undertaket i det aktuella fallet utöver att vara brandisolering även skulle dölja en omfattande ledningsdragnig, något som ofta är fallet när undertak kommer till användning. De erhållna provningsresul-taten kan generellt anses gälla vid ett mellanrum mellan undertak och bjälklagsbalkar större än 10 cm.

För att undvika störande inverkan av vägganslutningarna utfördes vid samtliga provning-ar en tätning utmed väggarna med lättbetongelement. Detta med hänsyn dels till den lilla arean, dels till de av tidigare provningar något deformerade väggarna.

Under provningen uppmättes temperaturen på 14 ställen i provrummet, bland annat på ovansidan av undertaket och på balkarnas underflänsar. De olika mätpunkternas lägen i detalj framgår av bilderna 1 och 2.

Provingarna utfördes enligt Provningsanstaltens metod Br 5, vilken i stort innebär att provrummet upphettas efter den standardiserade tid-temperaturkurva som finns angiven i bland annat SBN 67. Den verkliga temperaturkurvan mättes och registrerades fortlöpande av en skrivarutrustning. Provingen pågick till dess antingen undertaket rasade ner eller en temperatur på 400 - 450° C uppnåts i någon av stålbalkarna. För det senare fallet registrerades även avsvlningsfasen. I ett fall avbröts provingen efter 90 min utan att någon av dessa gränser uppnåts.

#### Provade undertak

I proven deltog sju undertaktillverkare eller leverantörer, nämligen Svenska AB Gyproc, AB WST, ingenjörfirma Zero AB, AB Consentus, Eternit Försäljnings AB, Nordakustik AB och Rockwool AB. För Gyproc, WST och Consentus utfördes flera prov, det totala antalet provade undertak var 17.

Undertaken kan delas in med hänsyn till brandisolerande material. I takkonstruktionen från Gyproc, WST och Zero utgörs brandisoleringen av gips, i en del fall armerad med glasfiber och i WST:s fall kompletterad med halm- eller mineralullsisolering.

I den andra huvudgruppen, som omfattar undertaken från Consentus, Nordakustik, Rockwool och Eternit Försäljnings AB, utgörs brandisoleringen av mineralfiber, i det sistnämnda fallet kombinerad med asbestcement.

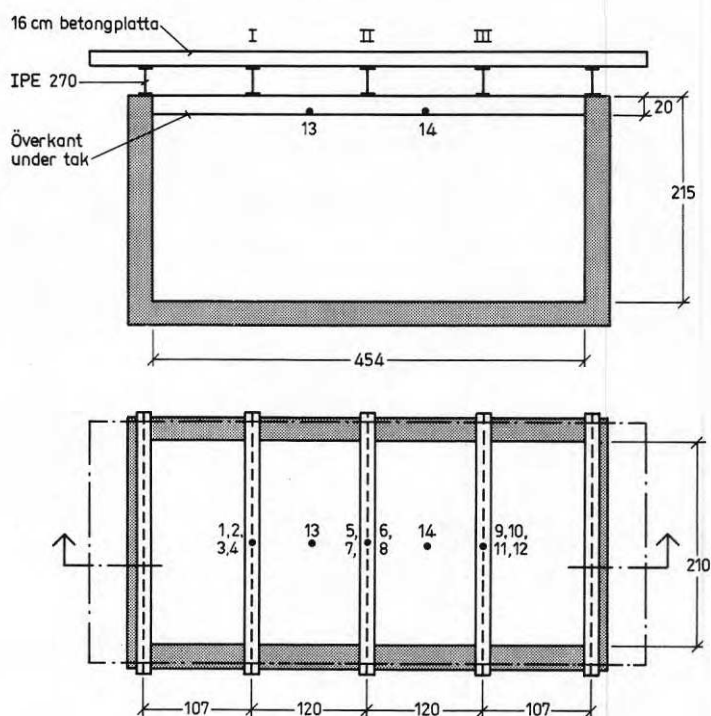


Fig. 1 Principskiss av provanordning där temperaturmätpunkternas placering anges.

Prov nr	Fabrikat	Provningsnummer och material	Skydds- tid min	Kr/m <sup>2</sup> monterat	Anmärkning
1	AB Gyproc	1. 2x13 mm gipsskivor, 0,25% glasfiberarmering	60	20-25	Samtliga prov avbröts på grund av att undertaket föll ned och ej att tillåten maxtemperatur uppnått i stålet
2		2. 3x13 mm gipsskivor, 0,25% glasfiberarmering	75-80		
3		3. 2x13 mm gipsskivor, utan glasfiberarmering	30-40	ej armerat	
4		4. 1x13 mm gipsskivor, utan glasfiberarmering	48	ej ytbehandlat	
5		5. 2x20 mm gipsskivor, 0,25% glasfiberarmering	80		
6		6. 1x16 mm gipsskivor, 0,25% glasfiberarmering	49		
7	AB WST	1. 2x13 mm gipsskivor med 13 mm mineralull emellan	45	30	Samtliga prov avbröts av samma skäl som ovan. Gipsskivorna ej armerade.
8		2. 2x13 mm gipsskivor med 43 mm halm emellan	54		
9		3. 2x13 mm gipsskivor med 43 mm halm emellan	47	exklusive	
10		4. 2x13 mm gipsskivor med 13 mm mineralull emellan	50	montage	
11	Ingenjör-firma Zero AB	Soundex-specialundertaksplatta. Gjuten glasfiberarmerad gipsplatta med "åsar" i rutmönster. Platt-tjocklek 18 mm vid åsar 38 mm	90	35	Delar av taket föll ned vid 90 min. Max ståltemperatur cirka 440° C.
12	AB Consentus	Armstrong 1.13 mm tjock bärsk C1220	(30)	30	Inga synbara skador på undertaket. Max ståltemperatur cirka 450° C.
13		Mineralullsakustik 2.16 mm tjock bärsk C610	80		
14		Typ minaboard 3.13 mm tjock bärsk C610	85		
15	Dansk Eternit fabrik A/S	Deflamit - Asbestolux (9 mm Deflamit + 15 mm mineralull + 8 mm eternit)	90		Inga synbara skador på undertaket. Max ståltemperatur cirka 300° C.
16	Nordakustik AB	Celotex Acoustiformat (15 mm sjock glasfiber-skiva)	90		Inga synbara skador på undertaket. Max ståltemperatur cirka 450° C.
17	Rockwool AB	Rockfon Decor 851 (15 mm tjock mineralullskiva)	60	38	Provet avbröts på grund av att undertaket föll ned och ej att tillåten maxtemperatur uppnått i stålet.

Tabell 1. Sammanställning av provningsresultaten.

### Konstruktion och provningsresultat

#### AB Gyproc (6 st prov)

Undertak av gipsskivor i ett eller flera lag, med eller utan glasfiberarmering. Skivorna skruvade i plåtreglar vilka hänger i pendlar. C-avstånd mellan sekundärreglar: 600 mm.

Provningarna visar att man med undertak av gipsskivor kan nå brandmotståndstider på mellan 30 och 80 min beroende på skivtjocklek och antal lager. Provningen avbröts i samtliga fall därför att undertaket rasade ned.

Resultaten av de enskilda proven framgår av tabell 1.

#### AB WST (4 st prov)

Dessa undertak består av element med standardmått 1200 x 2 400. Elementen finns i två utföranden. Ett delvis brännbart bestående av en träram med fyllning av pressad halm och klätt med en 13 mm gipsskiva på vardera sidan. Elementen fogas med not och lös fjäder och hängs upp med bandjärn som spikas i not, upphängningspunkter c 300. Vikt  $23 \text{ kg/m}^2$ , tjocklek 70 mm.

Den andra typen, som är helt obrännbar, består av två 13 mm gipsskivor med mellanlägg av 13 mm gipsstrimlor och fyllning av mineralull. Elementen fogas med not och lös fjäder och plåt. Upphängningen sker med upphängningsband c 300. Vikt  $23 \text{ kg/m}^2$ , tjocklek 39 mm.

Proven visar att båda undertakstyperna ger en brandmotståndstid på cirka 45 min. I samtliga fall avbröts upphettningen därför att undertaket rasade ned. Ståltemperaturen låg därvid mellan  $150^\circ$  och  $200^\circ \text{ C}$ .

#### Ingenjörsgesellschaft Zero AB

Undertaket typ Soundex-special, består av gjutna gipskassetter med tjockleken 18 mm. På ovansidan finns ett system av korsande "åsar" vid vilka totaltjockleken är 38 mm. Kassetterna är armerade med dels ett nät av glasfiber, dels lös glasfiber. Monteringen sker dolt med en T-formad plåtprofil i spår i kassettkanterna, och upphängningen sker med pendlar till dessa plåtprofiler. Undertakets vikt är cirka  $24 \text{ kg/m}^2$ .

Detta undertak provades i 90 min, varefter upphettningen avbröts på grund av att ståltemperaturen översteg  $400^\circ \text{ C}$ . Vid inspektion konstaterades att delar av taket fallit ned, vilket dock måste ha skett ungefär samtidigt som provningen avbröts.

#### AB Consentus.

Proven omfattar två olika tjocklekar av undertak typ Armstrong Minaboard, en platta av pressad mineralfiber. De monteras med speciella bärskenor som hängs i pendlar.

Skivstorlek 610 x 610 mm, vikt 4,5 kg/m<sup>2</sup> för 13 mm tjocklek, 6 kg/m<sup>2</sup> för 16 mm.  
Skivorna läggs upp på skenor vilket gör att skenornas undersida blir synlig.

Proven visar att detta undertak med lämpligt utförande av bärsystemet ger en motståndstid på 80 - 85 min vid aktuella tjocklekar, 13 respektive 16 mm. Upphetningen avbröts i båda fallen därför att ståltemperaturen uppgick till cirka 400<sup>o</sup> C.

Eternit Försäljnings AB.

Detta undertak, som kom från Dansk Eternitfabrik, Aalborg, och betecknas "deflamit-Asbestolux", fick provningarnas bästa resultat. Det består, underifrån räknat, av 9 mm asbestoluxskiva, 15 mm mineralull och 88 mm eternit. Elementen hålls ihop med rullformad spik och monteras på T-formade bärskenor c 1 200, vilka i sin tur hänger i primärskenor c 600. Upphängning i bjälklag sker med hängslen av ståltråd c 1 200. Taket väger cirka 20,5 kg/m<sup>2</sup>.

Undertaket var efter 90 min provning och avsvälning intakt och hade relativt god hållfasthet, bild 3. Den genomsnittliga ståltemperaturen uppgick efter 90 min till cirka 275<sup>o</sup> C.

Nordakustik AB.

Undertaket, med beteckningen Celotex-Acousiformat, består av pressade 15 mm tjocka glasfiberskivor 600 x 600 mm. Ytvikt cirka 3,5 kg/m<sup>2</sup>.

Skivorna läggs upp i ett rutformat bärverk av plåtprofiler, vilka hänger i hängslen av ståltråd.

Upphetningen avbröts efter 90 min på grund av att den genomsnittliga ståltemperaturen då uppgick till cirka 410<sup>o</sup> C. Efter avsvälning var undertaket intakt och hade relativt god hållfasthet.

Rockwool AB.

Provningsen gällde undertakskonstruktionen Rockfon Decor 851 bestående av 15 mm mineralullsskivor burna av ett system bärskenor, upphängda i pendlar c 1 200. Skivornas ytvikt är 6 kg/m<sup>2</sup>.

Provningsen visade att motståndstiden för detta undertak kan sättas till cirka 60 min. Vid försöket rasade två skivor efter 63 min. Ståltemperaturen var då cirka 200<sup>o</sup> C.

### Sammanställning

Provingarna visar att man med de undertak som finns i marknaden får ett brandmotstånd motsvarande en brandteknisk klass mellan A15 och A90. I de fall undertak fordras av andra orsaker, estetiska eller akustiska, får man alltså brandisoleringen av bjälklagsbalkarna, vilken normalt utgör den stora kostnaden när det gäller brandisolering, mer eller mindre gratis.

Resultaten av samtliga utförda prov sammanfattas i tabell 1 där förutom motståndstid även orsaken till att provningen avbröts, genomsnittstemperatur i stålet, samt ett ungefärligt pris per  $m^2$  för ett monterat tak anges.

Mer detaljerade uppgifter om takens konstruktion, ytbehandling, akustiska egenskaper med mera kan erhållas i KBS:s rapport nr 24, mars 1968, om undertak samt direkt från respektive tillverkare eller leverantör.

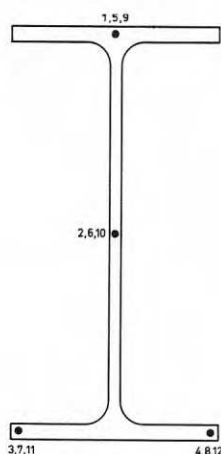


Fig. 2 Placering av temperaturmätpunkter i balktvärsnittet



Fig. 3 Undertak från Dansk Eternit efter provning i 90 min



## METOD FÖR BERÄKNING AV EXTREMA YTTEMPERATURER HOS LÄTTA ISOLERADE YTTERKONSTRUKTIONER – MED TILLÄMPNINGSEXEMPEL AVSEENDE ISOLERADE METALLDÄCK

Docent Ingemar Höglund, Institutionen för Byggnadsteknik, Kungliga Tekniska Högskolan, Stockholm

### Resumé

Kännedom om dimensionerande yttemperaturer är en nödvändig förutsättning för dimensionering, utformning och materialval vid ytterkonstruktioner.

Exempelvis har vid isolerade plåttak fuktskador inträffat på grund av rörelser orsakade av stora och snabba temperaturvariationer.

I rapporten beskrivs en metod för beräkning av extrema yttemperaturer med hänsyn till såväl det kort- som långvägiga strålningsutbytet vid en byggnads ytteryta. Kortfattat diskuteras inverkan av bl.a. konstruktionens värmemotstånd och värmekapacitet, ytans egenskaper med hänsyn till strålning och orientering.

Exempel på metodens användning lämnas för isolerade metalläck.

Profilerad tunnplåt användes i konstruktioner där plåtens statiska funktion kombineras med andra funktionskrav. Framställningstekniken, rullformning av profiler från ett långt band, medger långa enskilda plåtar. Ur bärighetssynpunkt är detta ofta fördelaktigt vilket även gäller då montagesynpunkter beaktas. Ur täthetssynpunkt önskar man vidare så få skarvar (ändöverlapp) som möjligt. Men med stora sammanhängande plåtlängder följer genom temperaturinverkan stort rörelsebehov hos plåtarna, vilket lätt kan ge upphov till otätheter intill fästdonen. Även otätheter på insidan kan naturligtvis uppstå.

För isolerade tak främst med dubbla profilerade plåtar och mellanliggande lätt isolering, har många misslyckanden på grund av fuktinträngning uppstått. Orsakerna torde främst vara två:

att den yttre plåten ej slutit tätt, inte minst på grund av de stora temperaturrörelser som denna utsätts för. Läckage kan uppstå antingen i skarvar mellan enskilda plåtar eller genom de med tiden förstorade hål som bildas i anslutning till fästdonen.

att den ångspärr och hinder mot direkt luftgenomströmning som lagts närmast den inre plåten inte fungerat på avsett sätt utan släppt varm, fuktig inneluft rakt igenom konstruktionen. Detta har då resulterat i kondens mot den yttre plåtytan.

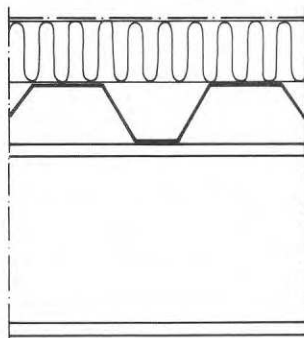
Taktypen undviks därför ofta trots god ekonomi till förmån för andra konstruktionstyper. Den vanligaste typen är det isolerade metalläck. Här fungerar den profilerade plåten som bärare för värmeisolerlager (mineralull, cellplast eller kork) och papptäckning.



Vid konstruktion av dessa taktyper är det nödvändigt att hänsyn tas till de mycket stora och hastiga temperaturvariationer som de utsätts för på grund av både kort- och långvågig strålning.

För beräkning av rörelser och spänningar i en byggnads ytterkonstruktioner måste man känna till de temperaturer som är dimensionerande. Detta är nödvändigt även t.ex. för bedömning av materials beständighet vid användning i ytterkonstruktioner. Exempelvis kan nedbrytningen av ett täckande bitumenskikt på ett tak väsentligt påskyndas om det utsätts för höga temperaturer och kraftig kortvågig strålning. Det till synes enklaste sättet att skaffa sig kunskap om de dimensionerande temperaturerna är att utföra direkta mätningar. Detta är dock i de flesta fall en mycket opraktisk metod. Vill man exempelvis studera de yttemperaturer ett taktäckningsmaterial kan komma att utsättas för, krävs bl.a. att mätningarna görs under tillräckligt lång tid på ett flertal orter och på ett stort antal konstruktionstyper.

I denna rapport visas en teoretisk metod för beräkning av extrema temperaturer på byggnaders ytterytter under icke-stationära förhållanden. Därvid tas hänsyn till såväl det kortvågiga (i form av solstrålning) som långvågiga strålningsutbytet med omgivningen. Metoden har hittills avpassats för beräkning av extrema yttemperaturer hos lätta hög-isolerade ytterkonstruktioner. I rapporten ges exempel på metodens tillämpning främst vid isolerade metalledäck (se figur 1).



Figur 1. I det isolerade metalledcket fungerar den profilerade tunnplåten som bärare för värmeisoleringen, som vanligen består av cellplast, mineralull eller kork. Den profilerade plåten bärs av primärbalkar och åsar av t.ex. stål. Som taktäckning används vanligen två- eller trelagstäckning av papp.

Den ekvivalenta utetemperaturen och de extrema yttemperaturerna.

Härledningen av ett uttryck för den extrema yttemperaturen vid icke-stationära förhållanden görs enklast genom att man först beräknar den s.k. ekvivalenta utetemperaturerna,  $\Theta_e$ . Denna kan karakteriseras som en fiktiv temperatur hos uteluften, som har egenskapen att den vid en "konventionell" beräkning av värmeövergången vid en ytteryta (d.v.s  $q = \alpha_y [\Theta_e - \Theta_y]$ ) ger ett värmeutbyte med omgivningen som innefattar den kombinerade inverkan av kort- och långvågig strålning samt konvektion.

Det första uttrycket för den ekvivalenta utetemperaturen angavs av Mackey och Wright /1943/:

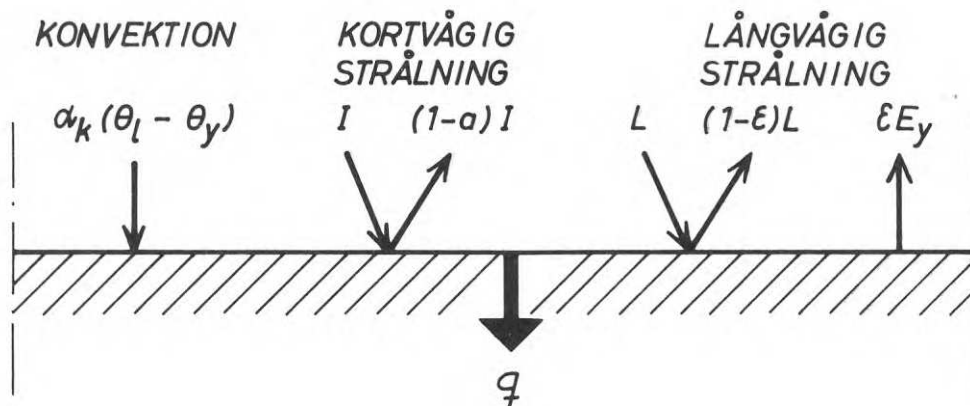
$$\Theta_e = \Theta_1 + \frac{aI}{\alpha_y}$$

där

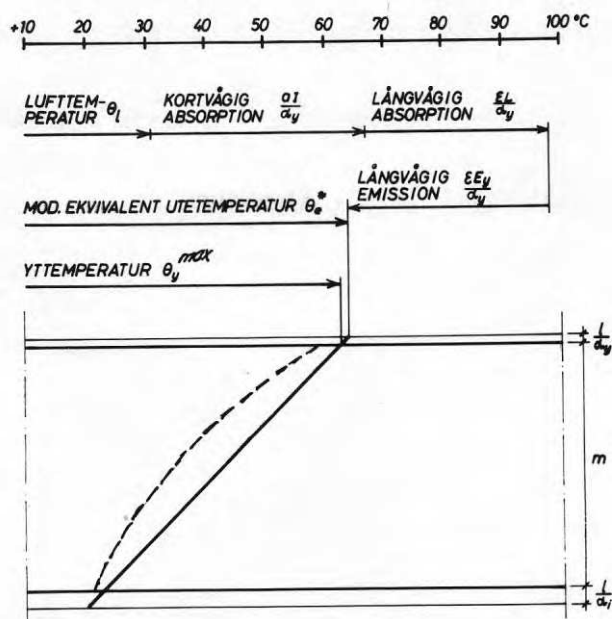
- $\Theta_e$  = ekvivalenta utetemperaturen
- $\Theta_1$  = utelufttemperaturen
- $a$  = ytans absorptionsfaktor för kortvågig strålning
- $I$  = solstrålningens intensitet (direkt och diffus strålning)
- $\alpha_y$  = yttre värmeövergångstalet

Detta uttryck för den ekvivalenta utetemperaturen innebär fysikaliskt att himlen och omgivningen betraktas som en i strålningshänseende svart kropp, vilkens yttemperatur är densamma som uteluftens. Detta betraktelsesätt innebär att himlens och omgivningens långvågiga utstrålning mot ytterytan ges för höga värden. De med denna formel beräknade ekvivalenta utetemperaturerna blir därför genomgående för höga. De största felen erhålls vintertid vid klart väder för en horisontell ytteryta eftersom himlen då i strålningshänseende som mest avviker från en svart kropp.

Ett uttryck för den ekvivalenta utetemperaturen, som bättre tar hänsyn även till det långvågiga strålningsutbytet vid en byggnads ytteryta, har angivits av Höglund /1967/. En härledning av denna s.k. modifierade ekvivalenta utetemperatur  $\Theta_e^*$  har utgående från figur 2 utförts i appendix. Se även figur 3.



Figur 2. Schematisk bild av värmebalansen vid en byggnads ytteryta. Konvektionsdelen ger ett värmetillskott eller en värmeförlust beroende på om luftens temperatur,  $\theta_l$ , är högre eller lägre än ytterytans temperatur,  $\theta_y$ . Den kortvågiga strålningen,  $I$ , består dels av direkt solstrålning och dels av diffus strålning i vilken ingår strålning från himlavalvet samt reflekterad strålning från marken och den övriga omgivningen. En vanligtvis större del av den kortvågiga strålningen absorberas,  $aI$ , eftersom absorptionsfaktorn  $a$  för de flesta material i byggnaders ytterytor antar värden mellan 0,4 och 0,9, se tabell 2. En mindre del,  $(1-a)I$ , reflekteras vid ytterytan. Från atmosfären och omgivningen inkommer långvågig strålning,  $L$ , av vilken största delen,  $\epsilon L$ , absorberas och ger ett värmetillskott. Resten,  $(1-\epsilon)L$ , reflekteras och utsänds tillsammans med den av ytterytan emitterade långvågiga strålningen,  $\epsilon E_y$ . För de flesta material i ytterytor ligger emissionsfaktorn för långvågig strålning omkring  $\epsilon = 0,9$ . För blanka metallytor kan värdet på  $\epsilon$  vara betydligt lägre, men ökas vanligen efterhand på grund av nedsmutsning och korrosion etc.



Figur 3. Den principiella uppbyggnaden av den modifierade ekvivalenta utetemperaturer och den extrema yttemperaturen för en horisontell takkonstruktion med mörk ytteryta ( $a = 0,9$ ) under en varm sommardag när solstrålningsintensiteten vid klar himmel är som störst och samtidigt den långvägiga motstrålningen är så stor som möjligt. Figuren visas för det tillfälle under dagen då den modifierade ekvivalenta utetemperaturer är som högst.

Den heldragna linjen visar temperaturerna i konstruktionen om denna förutsatts ha försumbar värmekapacitet. Även för en konstruktion med värmekapacitet kan temperaturerna under ickestationära förhållanden aldrig bli högre än de som motsvarar denna linje.

Istället för tjocklekarna hos de olika skikten i konstruktionen, har längs den vertikala axeln avsatts summan av de olika skiktens värmemotstånd ( $m$ ) samt inre ( $1/\alpha_i$ ) och yttre ( $1/\alpha_y$ ) värmeövergångsmotstånd. Temperaturfördelningen i konstruktionen har därför kunnat åskådliggöras med en rät linje.

Om värmekapaciteten är försumbar beror storleken av skillnaden mellan den extrema yttemperaturen och den modifierade ekvivalenta utetemperaturer på förhållandet mellan det yttre värmemotståndet och konstruktionens totala värmemotstånd. För högisolerade konstruktioner blir skillnaden mycket liten, varför approximationen  $\Theta_y \approx \Theta_e^*$  som använts vid härledningen av de extrema yttemperaturerna (se appendix), är mycket väl försvarbar. Approximationen skulle gälla exakt om värmemotståndet vore oändligt stort.

För konstruktioner med värmekapacitet (streckad kurva) blir normalt skillnaden mellan yttemperaturen och den ekvivalenta utetemperaturer större, men approximationen är dock alltid på den säkra sidan, d. v. s.  $\Theta_y^{\max}$  enligt i uppsatsen härledda uttryck för ett högre värde än den verkliga. På samma sätt blir värdet på  $\Theta_y^{\min}$  lägre än den verkliga yttemperaturen för en konstruktion med värmekapacitet.

Ur uttrycken för den modifierade ekvivalenta utetemperaturen har sedan härletts motsvarande uttryck för de extrema yttemperaturerna. Med de extrema yttemperaturerna  $\Theta_y^{\max}$  och  $\Theta_y^{\min}$  avses den högsta och den lägsta temperatur, som kan antas av en ytteryta med en viss orientering och lokalisering samt med givna absorptions- och emissionsegenskaper för kort- och långvågig strålning. Den högsta yttemperaturen erhålls under en varm sommardag när solstrålningsintensiteten vid klar himmel är som störst och samtidigt den långvågiga motstrålningen är så stor som möjligt, vilket ger för

$$\text{horisontella ytor} \quad \Theta_y^{\max} = \Theta_\ell + \frac{aI}{\alpha_y} - (3,0 - 0,06 \Theta_\ell)$$

$$\text{vertikala ytor} \quad \Theta_y^{\max} = \Theta_\ell + \frac{aI}{\alpha_y} - (1,2 - 0,04 \Theta_\ell)$$

Den lägsta yttemperaturen erhålls under en kall, klar vinternatt när samtidigt den långvågiga motstrålningen är så liten som möjligt, vilket ger för

$$\text{horisontella ytor} \quad \Theta_y^{\min} = \Theta_\ell - (7,2 - 0,08 \Theta_\ell)$$

$$\text{vertikala ytor} \quad \Theta_y^{\min} = \Theta_\ell - (3,5 - 0,05 \Theta_\ell)$$

För överslagsmässiga beräkningar kan följande förenklade uttryck användas (med värden på  $\alpha_y$  enligt nedanstående diskussion insatta)

$$\text{horisontella ytor} \quad \Theta_y^{\max} = \Theta_\ell + \frac{aI}{17}$$

$$\Theta_y^{\min} = \Theta_\ell - 10$$

$$\text{vertikala ytor} \quad \Theta_y^{\max} = \Theta_\ell + \frac{aI}{14}$$

$$\Theta_y^{\min} = \Theta_\ell - 5$$

Under speciella förhållanden kan den högsta yttemperaturen ( $\Theta_y^{\max}$ ) bli högre än de värden som erhålls vid beräkning enligt dessa ekvationer. Vid exempelvis höga byggnader erhålls ofta en uppåtriktad varm luftström vid fasaden, varför  $\Theta_y^{\max}$  kan bli 5-10° C högre vid fasadens övre del.

### Diskussion av $I$ , $\alpha_y$ , $a$ och $\Theta_l$ .

Vid beräkning av talvärden för de extrema yttemperaturerna enligt ovanstående formler måste användas lämpliga värden på variablerna  $I$ ,  $\alpha_y$ ,  $a$  och  $\Theta_l$ . Nedan genomförs endast en kortfattad diskussion av dessa, eftersom en mer ingående behandling ligger utom ramen för denna uppsats. I appendix diskuteras dessutom inverkan på de extrema yttemperaturerna av olika värmemotstånd och värmekapacitet hos ytterkonstruktionen.

Den kortvågiga strålningen,  $I$ , består av direkt solstrålning och diffus strålning. Den diffusa strålningen kan i sin tur uppdelas i dels strålning från solens absoluta närhet och himlavalvet i övrigt, dels i reflekterad strålning från marken och omgivningen. Storleken av den direkta solstrålningen och strålningen från himlavalvet mot en vägg- eller takyta beror i huvudsak på följande faktorer: ytans orientering, solhöjden d.v.s tidpunkten på dagen och kalenderdagen, latituden och atmosfärens klarhet. Storleken av den från marken och omgivningen reflekterade strålningen beror av den däremot infallande strålningen och hur stor del av strålningen som reflekteras, d.v.s reflektionsfaktorn. Med hänsyn till dessa faktorer har Höglund och Stephenson /1968/ uppställt tabeller för beräkning av solinstrålning mot byggnader. I dessa har tabellerats värden på den kortvågiga instrålningen genom englasfönster orienterade dels horisontellt och dels vertikalt mot de åtta huvudväderstrecken. Tabellerna anger för varje månad värden på instrålningens intensitet varje timme under den ljusa delen av dygnet. Värdena anges för varannan breddgrad mellan  $56^\circ$  N och  $68^\circ$  N (d.v.s täckande hela Sverige). Intensiteten av den kortvågiga strålningen mot horisontella och vertikala ytterytor hos byggnader erhålls genom att tabellvärdena (i kolumnerna 4-12) multipliceras med faktorn 1,15.

På grund av reflektion från ljusa intilliggande ytterytor kan intensiteten hos den kortvågiga strålningen mot en byggnads ytteryta bli större än normalt, vilket också förhöjer den högsta yttemperaturen. Om byggnadens ytteryta inte är fritt exponerad, t.ex. en väggyta i koncentrerad stadsbebyggelse, kan den kortvågiga strålningen mot ytan bli avsevärt mindre än normalt, vilket ger ett lägre värde på den högsta yttemperaturen.

Det yttre värmeövergångstalet  $\alpha_y = \alpha_k + \alpha_s$  beror bl.a. av vindstyrkan, ytans emissionstal för långvågig strålning samt temperaturskillnaden mellan väggytan och uteluften. Som genomsnittliga värden brukar anges  $\alpha_y = 17 \text{ kcal/m}^2 \text{ h}^\circ\text{C}$  för horisontella ytor och  $\alpha_y = 14 \text{ kcal/m}^2 \text{ h}^\circ\text{C}$  för vertikala ytor. Dessa värden förutsätter låg vindstyrka samt att emissionsfaktorn för långvågig strålning antar värden omkring  $\epsilon = 0,9$ , vilket gäller för de flesta material använda i byggnaders ytterytor. Dock kan vid vindstilla och under speciella förhållanden lägre värden på  $\alpha_y$  erhållas, t.ex.  $\alpha_y = 12 \text{ kcal/m}^2 \text{ h}^\circ\text{C}$ .

Absorptionsfaktorn  $a$  för kortvågig strålning varierar främst beroende på

ytterytans färg. Tabell 1 ger exempel på värden på  $a$  och även värden på emissionsfaktorn  $\epsilon$ . Hänsyn måste dock tas till att en byggnads ytteryta vanligtvis är mer eller mindre nedsmutsad. Praktiskt tillämpbara värden på  $a$  är angivna i tabell 2. Med hänsyn till nedsmutsning, oxidation etc. föreslås att man åtminstone tills vidare inte räknar med låga värden på  $\epsilon$ . Vid härledning av ovanstående uttryck för de extrema yttemperaturerna har därför använts värdet  $\epsilon = 0,9$ .

Lufttemperaturen  $\Theta_{\ell}$  väljs lämpligen med hjälp av SMHI:s statistik. I exempelvis VVS:handboken visas i tabeller den absoluta maximitemperaturen och den absoluta minimitemperaturen under åren 1880-1945 för ett trettioal orter i Sverige. Dessa temperaturer förekommer alltför sällan för att det skall vara motiverat att använda dem vid praktisk beräkning av de extrema yttemperaturerna. För beräkning av den lägsta yttemperaturen  $\Theta_y^{\min}$  föreslås istället att man använder den extrema utetemperatur (EUT 1), vilken finns redovisad i diagramform. Denna är den lägsta utetemperatur som kan beräknas komma igen vart trettionde år som dygnsmedeltal. För beräkning av den högsta yttemperaturen  $\Theta_y^{\max}$  föreslås att diagrammet "Medelvärden av de fem högsta årsmaxima 1901-1950" användes.

Tabell 1. Några exempel på i litteraturen angivna värden för absorptionsfaktorn för kortvågig strålning,  $a$ , och på emissionsfaktorn för långvågig strålning,  $\epsilon$ .

Färg eller material	Absorptionsfaktor $a$	Emissionstal $\epsilon$
Svart färg	0,90	0,90
Mörkgrön färg	0,70	0,90
Ljusgrön färg	0,40	0,90
Mörkgrå färg	0,70	0,90
Ljusgrå färg	0,40	0,90
Vit färg	0,20	0,90
Aluminiumfärg	0,50	0,50
Galvaniserat stål, blank yta	0,25	0,25
Aluminiumfolie, blank yta	0,05	0,05
Aluminiumfolie, oxiderad yta	0,15	0,12

Tabell 2. Praktiskt tillämpbara värden på absorptionsfaktorn för kortvågig strålning,  $a$ .

Ytans färg	Absorptionsfaktor för kortvågig strålning
Ljusa ytor	0,4 - 0,5
Mörkgrå ytor	0,7 - 0,8
Svarta ytor	0,9

### Tillämpningsexempel för isolerade metalledäck

Resultat av analogberäkningar enligt RC-nätverksmetod framgår av figur 4, i vilken visas temperaturvariationerna på olika djup i ett horisontellt metalledäck med isolering av 10 cm cellplast. Metalledäckets ytteryta har i det visade exemplet antagits bestå av en mörk ( $a = 0,9$ ) papptäckning. Temperaturvariationerna under dygnet blir på grund av solstrålningens inverkan mycket stora och sker mycket hastigt för denna konstruktion, som har mycket liten värmekapacitet. Den högsta yttemperaturen ligger vid drygt  $+60^{\circ}\text{C}$  och yttemperaturens totala variation under dygnet är ungefär  $50^{\circ}\text{C}$ .

De extrema temperaturerna (beräknade enligt i rapporten föreslagna metod) för metalledäcket under sommar resp. vinter framgår av figur 5. Ytterytans maximala temperaturvariation blir ungefär  $95^{\circ}\text{C}$ . Med en ljus takyta med absorptionsfaktorn  $a = 0,5$  blir den högsta yttemperaturen drygt  $15^{\circ}\text{C}$  lägre och temperaturvariationen minskar till ungefär  $80^{\circ}\text{C}$ .

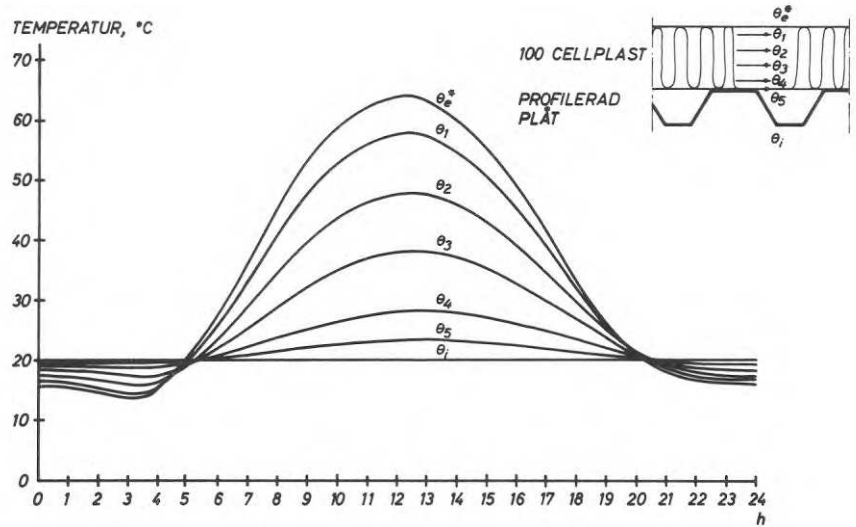
Ett sätt att minska temperaturen hos metalledäckets ytteryta är att lägga på ett lager ljus singel. Beroende främst på minskad absorption av solstrålning men även på singel-lagrets värmekapacitet sänks den högsta yttemperaturen för pappskiktet ungefär  $20^{\circ}\text{C}$  (för  $a = 0,5$ ). Se figur 6.

Något ytterligare exempel finns i appendix.

### Litteratur

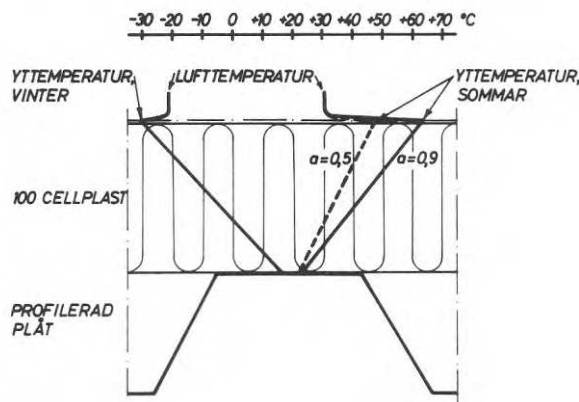
- BROWN, G: Värmeövergång vid byggnaders yttertytor. Statens nämnd för byggnadsforskning. Handlingar nr 27, Stockholm 1956.
- HÖGLUND, B.I. MITALAS, G.P. och STEPHENSON, D.G.: Surface Temperatures and Heat Fluxes for Flat Roofs. Building Science, London, Jan. 1967.
- HÖGLUND, B.I och STEPHENSON, D.G.: Tabeller för beräkning av solinstrålning mot byggnader. Rapport 49:1968 från Byggnadsforskningen.
- MACKEY, C.O. och WRIGHT, L.T.: Summer Comfort Factors as Influenced by the Thermal Properties of Building Materials. ASHVE Transactions. Vol. 49, 1943.
- VVS-handboken. Förlags AB VVS, Stockholm 1963.



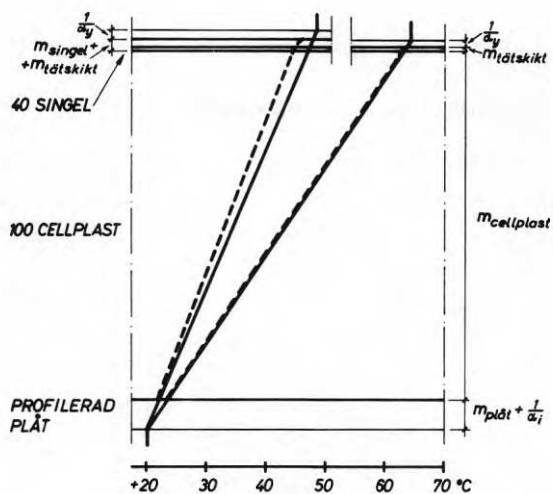


Figur 4. Temperaturvariationerna i ett horisontellt metallräck med isolering av 10 cm cellplast under ett extremt varmt och soligt sommarägn. Beräkningen har gjorts i analogmaskin med en RC-nätverksmetod. Inomhustemperaturen  $\theta_f$  har antagits vara konstant lika med  $+20^\circ\text{C}$ , medan den modifierade ekvivalenta utetemperatur  $\theta_e^*$  antagits variera dygnsperiodiskt enligt en tidsserie beräknad med ekvation (8a - d) i appendix. Ytterytan har förutsatts vara mörk,  $a = 0,9$ , och lufttemperaturen  $\theta_l$  har tagits från ett av de absolut varmaste dygnen i Stockholm under de senaste tio åren. Värdena på solstrålningsintensiteten  $I$  och yttre värmeövergångstalet  $\alpha_y$  har valts enligt den tidigare diskussionen.

Temperaturvariationerna under dygnet är mycket stora och sker mycket hastigt för denna konstruktion, som praktiskt taget saknar värmekapacitet. Eftersom  $\theta_y \approx \theta_e^*$  blir det totala temperaturspannet för takytan under detta dygn ungefär  $50^\circ\text{C}$ . För en ljus takyta med  $a = 0,5$  blir temperaturspannet ungefär  $35^\circ\text{C}$ .



Figur 5. Beräknade extrema temperaturer för ett isolerat metallräck under sommar resp. vinter. Det totala temperaturspannet för ytterytan blir (mörk taktäckning med absorptionsfaktorn  $a = 0,9$ ) ungefär  $95^\circ\text{C}$ . Med en ljus takyta med absorptionsfaktorn  $a = 0,5$  blir den högsta yttemperaturen  $\theta_y^{\max}$  ungefär  $15^\circ\text{C}$  lägre och det totala temperaturspannet minskar till ungefär  $80^\circ\text{C}$ .



Figur 6. Om metalledäcket i figur 5 förses med ett singellager på ovsidan blir yttemperaturen väsentligt lägre och temperaturvariationerna i konstruktionen mindre. Detta beror huvudsakligen på att singeln har en lägre absorptionsfaktor för kortvågig strålning (här har antagits  $a = 0,5$ ). Singelns värmekapacitet har också en viss inverkan. Den extrema yttemperaturen sänks ca  $20^{\circ}\text{C}$  med hjälp av singeln.

APPENDIXDen modifierade ekvivalenta utetemperaturen

Den modifierade ekvivalenta utetemperaturen är en fiktiv temperatur hos uteluften, som har egenskapen att den kombinerade inverkan av konvektion, solstrålning och långvågigt strålningsutbyte kan medtas i en "konventionell" formel för beräkning av värmeutbytet med omgivningen vid en byggnads ytteryta, d.v.s

$$q = \alpha_y (\Theta_e^* - \Theta_y) \quad (1)$$

där

- $q$  = totala värmestillskottet eller värmeförlusten vid ytterytan
- $\alpha_y$  = totalt värmeövergångstal vid ytterytan
- $\Theta_e^*$  = modifierad ekvivalent utetemperatur
- $\Theta_y$  = ytterytans temperatur

I figur 2 visas en schematisk bild av värmebalansen vid en byggnads ytteryta. Som inses av figuren kan värmeutbytet också skrivas

$$q = \alpha_k (\Theta_l - \Theta_y) + aI + \epsilon L - \epsilon E_y \quad (2)$$

där

- $\alpha_k$  = konvektivt värmeövergångstal
- $\Theta_l$  = uteluftens temperatur
- $a$  = absorptionsfaktor för kortvågig strålning
- $I$  = totala solstrålningens intensitet (direkt och diffus strålning)
- $\epsilon$  = emissionsfaktor för långvågig strålning
- $L$  = långvågiga strålningens intensitet
- $E_y$  = emissionsförmåga hos en svart kropp

För att förenkla uttrycket för den långvågiga instrålningen är det lämpligt att införa begreppet effektiv motstrålningstemperatur. Denna är temperaturen hos en fiktiv absolut svart yta ( $\epsilon = 1$ ), som omger ytterytan och ger samma motstrålning som den verkliga omgivningen. Stefan-Boltzmanns strålningslag ger

$$L = \sigma T_g^4 \quad (3)$$

där

- $\sigma$  = Stefan-Boltzmanns konstant
- $T_g$  = effektiva motstrålningstemperaturen, °K

Den av ytterytan emitterade långvågiga strålningen omskrivs på samma sätt

$$E_y = \sigma T_y^4 \quad (4)$$

där  $T_y$  = ytterytans temperatur, °K.

Det långvågiga strålningsutbytet vid ytterytan kan nu skrivas på två sätt

$$\epsilon(L - E_y) = \epsilon\sigma (T_g^4 - T_y^4) = \epsilon\sigma (T_g^2 + T_y^2) (T_g + T_y) (T_g - T_y) \quad (5)$$

$$\epsilon(L - E_y) = \alpha_s (\Theta_g - \Theta_y) = \alpha_s (T_g - T_y) \quad (6)$$

Där  $\alpha_s$  = värmeövergångstalet för långvågig strålning

Detta ger ett uttryck för  $\alpha_s$

$$\alpha_s = \epsilon\sigma (T_g^2 + T_y^2) (T_g + T_y) \approx 4 \epsilon\sigma \left( \frac{T_g + T_y}{2} \right)^3 \approx 4 \epsilon\sigma T_l^3 \quad (7)$$

där  $T_l$  = uteluftens temperatur, °K.

Ekvation (6) kan omskrivas

$$\epsilon(L - E_y) = \alpha_s (\Theta_g - \Theta_y) = \alpha_s (\Theta_g - \Theta_l) + \alpha_s (\Theta_l - \Theta_y) \quad (6a)$$

där  $\Theta_g$  = effektiva motstrålningstemperaturen, °C.

Ekvationerna (1), (2) och (6a) ger eftersom  $\alpha_k + \alpha_s = \alpha_y$  slutligen ett uttryck för den modifierade ekvivalenta utetemperaturen

$$\Theta_e = \Theta_l + \frac{aI}{\alpha_y} + \frac{\alpha_s}{\alpha_y} (\Theta_g - \Theta_l) \quad (8)$$

Med ledning av ekvation (7) samt av Brown /1956/ utförda bestämningar av det konvek-tiva värmeövergångstalet  $\alpha_k$  vid en byggnads yttertor erhålls approximativa medel-värden på kvoten  $\frac{\alpha_s}{\alpha_y}$ . Av tabell A:1 framgår dessa värden för horisontella och verti-kala ytor gällande under dag respektive natt. De flesta byggnadsmaterial i yttertor har emissionsfaktorer för långvågig strålning som antar värden tämligen nära  $\epsilon = 0,9$ , varför kvoten  $\frac{\alpha_s}{\alpha_y}$  beräknats för detta värde.

Tabell A:1. Approximativa medelvärden på kvoten  $\frac{\alpha_s}{\alpha_v}$  för horisontella och vertikala yttertor till byggnader. Emissionsfaktorn för långvågig strålning har vid beräkningen givits värdet  $\epsilon = 0,9$ .

	DAG	NATT
Horisontella ytor	0,3	0,4
Vertikala ytor	0,4	0,5

Med hjälp av mätningar utförda av Brown /1956/ i Stockholm erhålls approximativa värden för den effektiva motstrålningstemperaturen  $\Theta_g$ .

För en helt klar himmel gäller (se figur A:1)

$$\text{för horisontella ytor} \quad 0,2 \Theta_l - 18 \leq \Theta_g - \Theta_l \leq 0,2 \Theta_l - 10 \quad (9)$$

$$\text{för vertikala ytor} \quad 0,1 \Theta_l - 7 \leq \Theta_g - \Theta_l \leq 0,1 \Theta_l - 3 \quad (10)$$

För beräkning av den modifierade ekvivalenta utetemperaturen väljs medelvärdena ur ovanstående uttryck, d.v.s för

$$\text{horisontella ytor} \quad \Theta_g - \Theta_l \approx 0,2 \Theta_l - 14 \quad (9a)$$

$$\text{vertikala ytor} \quad \Theta_g - \Theta_l \approx 0,1 \Theta_l - 5 \quad (10a)$$

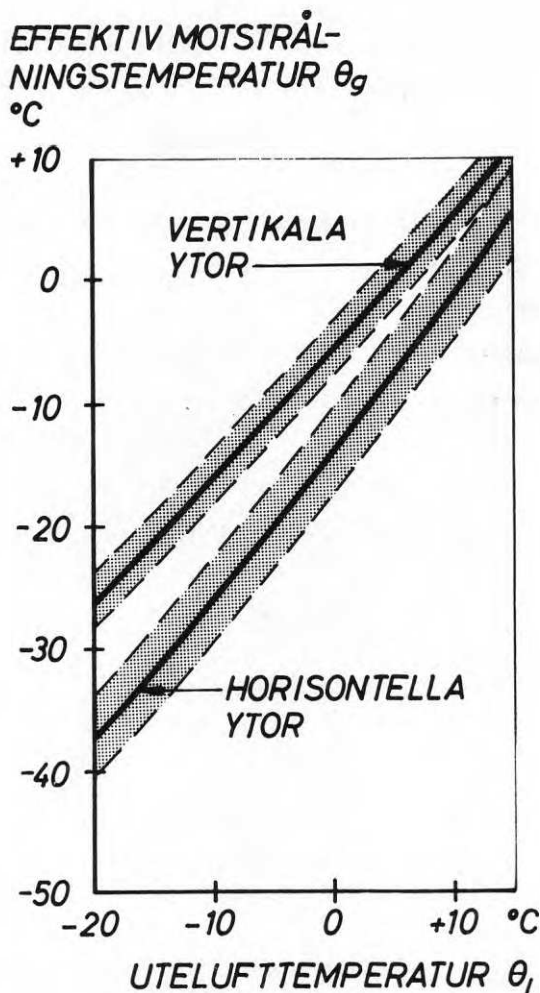
Vid molnig himmel ändras det långvågiga strålningsutbytet mellan ytterytan och omgivningen. Hänsyn till detta tas genom beräkning av en kvot mellan strålningen  $R_m$  vid molnighetsgraden  $m$  och strålningen  $R_0$  vid klar himmel. Molnighetsgraden  $m$  anges i oktas där  $m = 0$  betyder helt klar och  $m = 8$  betyder helt mulen himmel. Kvoten blir då

$$\frac{R_m}{R_0} = \frac{9 - m}{9} \quad (11)$$

Vid en molnighetsgrad av  $m$  oktas erhålls därför för

$$\text{horisontella ytor} \quad \Theta_g - \Theta_l \approx \frac{9 - m}{9} (0,2 \Theta_l - 14) \quad (9b)$$

$$\text{vertikala ytor} \quad \Theta_g - \Theta_l \approx \frac{9 - m}{9} (0,1 \Theta_l - 5) \quad (10b)$$



Figur A:1. Den effektiva motstrålningstemperaturen  $\theta_g$  under helt klara nätter som funktion av utelufttemperaturen  $\theta_l$  enligt mätningar utförda av Brown åren 1949-51. För horisontella ytor ligger den effektiva motstrålningstemperaturen mellan gränserna  $1,2 \theta_l - 18 \leq \theta_g \leq 1,2 \theta_l - 10$ . För vertikala ytor gäller  $1,1 \theta_l - 7 \leq \theta_g \leq 1,1 \theta_l - 3$ .

Insätts värdena i tabell 1 tillsammans med ekvationerna (9b) och (10b) i ekvation (8) erhålls slutligen den modifierade ekvivalenta utetemperatur (under natten är  $I = 0$ ):

$$\text{horisontella ytor} \quad \theta_{\text{edag}}^* = \theta_l + \frac{aI}{\alpha_y} - \frac{(9-m)}{9}(4,2 - 0,06 \theta_l) \quad (8a)$$

$$\theta_{\text{enatt}}^* = \theta_l - \frac{(9-m)}{9}(5,6 - 0,08 \theta_l) \quad (8b)$$

$$\text{vertikala ytor} \quad \theta_{\text{edag}}^* = \theta_l + \frac{aI}{\alpha_y} - \frac{(9-m)}{9}(2,0 - 0,04 \theta_l) \quad (8c)$$

$$\theta_{\text{enatt}}^* = \theta_l - \frac{(9-m)}{9}(2,5 - 0,05 \theta_l) \quad (8d)$$

Dessa uttryck är avsedda för beräkning av byggnadstekniska ickestationära värmeströmsproblem.

Extrema yttemperaturer

Spridningen hos de uppmätta värdena på den effektiva motstrålningstemperaturen i uttrycken (9) och (10) beror på att bl.a. den relativa fuktigheten, koloxidhalten och mängden fasta partiklar i luften har betydelse för motstrålningens storlek.

Den övre gränsen motsvarar ett rikligare innehåll av vattenånga, koldioxid och fasta partiklar än normalt, medan vid den undre gränsen luften är klarare än normalt. De extrema yttemperaturerna är den högsta  $\Theta_y^{\max}$  och den lägsta temperaturen  $\Theta_y^{\min}$  som kan antas av en ytteryta med en given färg och orientering hos en byggnad med en given lokalisering. Den högsta yttemperaturen erhålls under en varm sommardag när solstrålningensintensiteten vid klar himmel (d.v.s  $m = 0$ ) är som störst och samtidigt den långvågiga motstrålningen är så stor som möjligt, varför i detta fall vid beräkning av den extrema yttemperaturen den övre gränsen i olikheterna (9) och (10) används, d.v.s för

$$\text{horisontella ytor} \quad \Theta_g - \Theta_l \approx 0,2 \Theta_l - 10 \quad (9c)$$

$$\text{vertikala ytor} \quad \Theta_g - \Theta_l \approx 0,1 \Theta_l - 3 \quad (10c)$$

Den lägsta yttemperaturen erhålls under en kall, klar vinternatt när den långvågiga motstrålningen är så liten som möjligt. Detta ger att undre gränsen i olikheterna skall användas, d.v.s. för

$$\text{horisontella ytor} \quad \Theta_g - \Theta_l \approx 0,2 \Theta_l - 18 \quad (9d)$$

$$\text{vertikala ytor} \quad \Theta_g - \Theta_l \approx 0,1 \Theta_l - 7 \quad (10d)$$

Genom kombination av ekvation (8) med ekvationerna (9c-d) och (10c-d) samt värdena på  $\frac{\alpha_s}{\alpha_y}$  enligt tabell A:1 och genom införande av approximationen

$$\Theta_y \approx \Theta_e^*$$

erhålls följande uttryck för de extrema yttemperaturerna  $\Theta_y^{\max}$  och  $\Theta_y^{\min}$

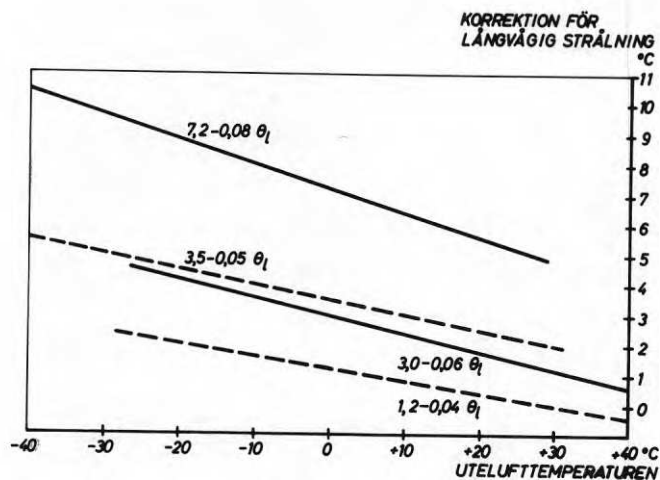
$$\text{horisontella ytor} \quad \Theta_y^{\max} = \Theta_l + \frac{aI}{\alpha_y} - (3,0 - 0,06 \Theta_l) \quad (12)$$

$$\Theta_y^{\min} = \Theta_l - (7,2 - 0,08 \Theta_l) \quad (13)$$

vertikala ytor 
$$\Theta_y^{\max} = \Theta_\ell + \frac{aI}{\alpha_y} - (1,2 - 0,04 \Theta_\ell) \quad (14)$$

$$\Theta_y^{\min} = \Theta_\ell - (3,5 - 0,05 \Theta_\ell) \quad (15)$$

De negativa termerna i ekvationerna (12-15) har åskådliggjorts i figur A:2. Som framgår av figuren ändras de ganska litet vid variation av lufttemperaturen. Det är därför motiverat att välja de konstanta värdena på de negativa termerna som framgår av figurtexten.



Figur A:2. De på grund av det långvågiga strålningsutbytet erhållna negativa termerna i ekvationerna (12-15) visade som funktion av utelufttemperaturen. Vid beräkning av  $\Theta_y^{\max}$  kan för horisontella ytor som framgår av figuren sättas  $(3,0 - 0,06 \Theta_\ell) \approx 0$  och för vertikala ytor  $(1,2 - 0,04 \Theta_\ell) \approx 0$ . Vid beräkning av  $\Theta_y^{\min}$  är det motiverat att för horisontella ytor sätta  $(7,2 - 0,08 \Theta_\ell) \approx 10$  och för vertikala ytor  $(3,5 - 0,05 \Theta_\ell) \approx 5$ . När dessa värden insätts i ekvationerna (12-15) erhålls de förenklade versionerna (12a-15a).

Uttrycken för de extrema yttemperaturerna blir då för

horisontella ytor 
$$\Theta_y^{\max} = \Theta_\ell + \frac{aI}{\alpha_y} \quad (12a)$$

$$\Theta_y^{\min} = \Theta_\ell - 10 \quad (13a)$$

vertikala ytor 
$$\Theta_y^{\max} = \Theta_\ell + \frac{aI}{\alpha_y} \quad (14a)$$

$$\Theta_y^{\min} = \Theta_\ell - 5 \quad (15a)$$

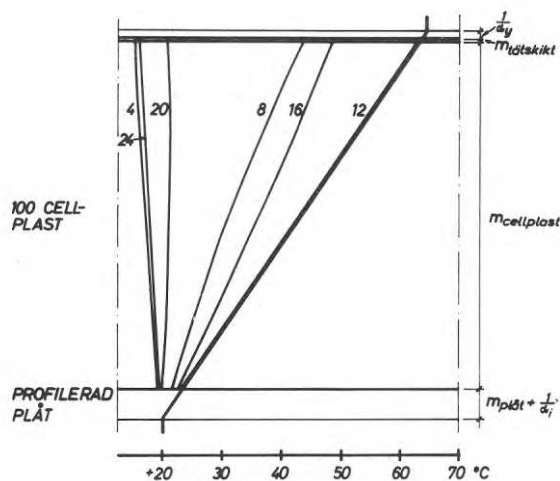
Dessa uttryck, (12a - 15a), är lämpliga att använda vid överslagsmässiga beräkningar.



Approximationen  $\Theta_y \approx \Theta_e^*$ , som ovan antogs gälla, är exakt om värmeisoleringen är oändligt stor och under förutsättning att temperaturförhållandena är stationära eller att värmekapacitet saknas.

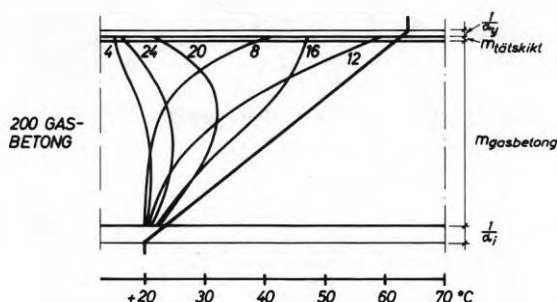
För konstruktioner med liten värmekapacitet och stort värmemotstånd, som exempelvis isolerade metallräck, är approximationen dock mycket väl försvarbar under såväl stationära som icke-stationära temperaturförhållanden. Ett exempel på detta ges i figur A:3, i vilken för ett metallräck med isolering av 10 cm cellplast visas temperaturfördelningen vid några olika tidpunkter under ett varmt sommardagn. Temperaturvariationerna blir mycket stora och sker hastigt. Temperaturkurvorna för denna konstruktion blir praktiskt taget linjära vid varje tidpunkt. Approximationen  $\Theta_y \approx \Theta_e^*$  gäller därför med mycket god noggrannhet.

Vid konstruktioner med värmekapacitet i skikten nära ytterytan dämpas och fördröjs temperaturvariationerna. På grund av detta blir bl.a. yttemperaturns variationer mindre än för en konstruktion med liten värmekapacitet. Som exempel visas figur A:4, i vilken för ett 20 cm gasbetongtak visas temperaturfördelningen vid några olika tidpunkter under ett varmt sommardagn.



Figur A:3. Temperaturfördelningen vid några olika tidpunkter under dygnet för metallräcket i fig. 4. Temperaturkurvorna är praktiskt taget linjära. För detta metallräck med stort värmemotstånd och liten värmekapacitet gäller approximationen  $\Theta_y \approx \Theta_e^*$  med mycket god noggrannhet.

Temperaturerna kan teoretiskt aldrig bli högre än de som skulle uppkomma under stationära förhållanden om den modifierade ekvivalenta utetemperaturen antages vara konstant och lika med den högsta som erhålls under en extremt varm sommardag (den kraftigt markerade linjen). Jämför fig. A:5, där de högsta temperaturerna i konstruktionen (streckad kurva) inritats.



Figur A:4. Temperaturfördelningen vid några olika tidpunkter under dygnet för ett horisontellt tak av 20 cm gasbetong. Samma yttre förutsättningar som för figur 4.

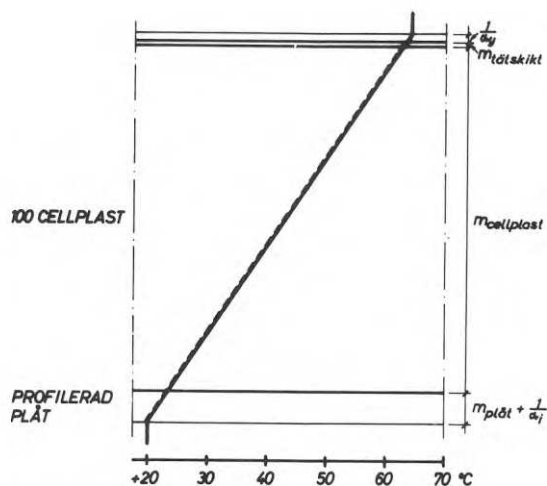
På grund av gasbetongens värmekapacitet dämpas och fördröjs temperaturvariationerna, varför bl.a. yttemperaturens variationer blir mindre och yttemperaturens högsta värde lägre än för konstruktioner med liten värmekapacitet.

Under icke-stationära förhållanden kan temperaturerna i en ytterkonstruktion aldrig bli högre än de som skulle uppkomma under stationära förhållanden om den modifierade ekvivalenta utetemperatur antages vara konstant och lika med den högsta som erhålls under en varm sommardag när solstrålningsintensiteten vid klar himmel är som störst och samtidigt den långvågiga motstrålningen är så stor som möjligt. Detta framgår bl.a. av figurerna A:5 och A:6, vilka visar de högsta temperaturerna under stationära resp. icke-stationära förhållanden för ovan nämnda metalldeck och gasbetongtak. På grund av gasbetongens värmekapacitet blir under icke-stationära förhållanden yttemperaturen något lägre än den extrema. Däremot blir yttemperaturen för metalldeck, som praktiskt taget saknar värmekapacitet, i den närmaste lika med den extrema yttemperaturen  $\Theta_y^{\max}$  beräknad enligt i rapporten angiven metod. Generellt gäller att vid beräkning av  $\Theta_y^{\max}$  enligt denna metod erhålles värden på den säkra sidan.

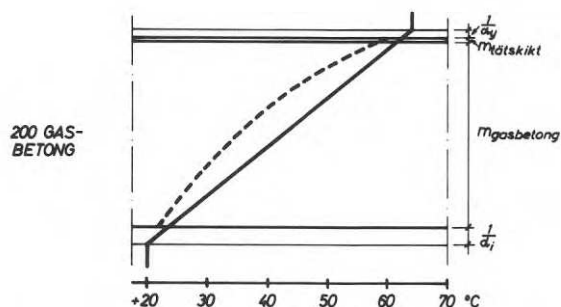
På samma sätt kan temperaturerna i en ytterkonstruktion aldrig bli lägre än de som skulle uppkomma under stationära förhållanden om den modifierade ekvivalenta utetemperatur antages vara konstant och lika med den lägsta som erhålls under en kall klar vinternatt när den långvågiga motstrålningen är så liten som möjligt. Vid beräkning av  $\Theta_y^{\min}$  enligt angiven metod erhålles därför även här värden på den säkra sidan.

För att approximationen  $\Theta_y \approx \Theta_e^*$  skall gälla med god noggrannhet får konstruktionens värmemotstånd inte vara alltför litet. I figur A:7 visas temperaturfördelningen under stationära förhållanden i några ytterkonstruktioner med olika värmemotstånd. Likheten  $\Theta_y = \Theta_e^*$  gäller exakt om isoleringstjockleken är oändligt stor. För högisolerade konstruktioner, som t.ex. isolerade metalldeck, är approximationen väl försvarbar, se

exempelvis kurvan för  $m = 3 \text{ m}^2 \text{ h}^\circ \text{C/kcal}$ . Approximationen och därmed uttrycken för de extrema yttemperaturerna är, beroende på hur stora noggrannhetskrav som uppställts, användbara för konstruktioner med liten värmekapacitet med värmemotstånd på ned till  $m \approx 1 \text{ m}^2 \text{ h}^\circ \text{C/kcal}$ .



Figur A:5. De högsta temperaturerna under stationära (heldragen kurva) och icke-stationära förhållanden (streckad kurva) för metalldäcket i figur 4. På grund av konstruktionens ringa värmekapacitet sammanfaller de båda kurvorna praktiskt taget.



Figur A:6. De högsta temperaturerna under stationära (heldragen kurva) och icke-stationära förhållanden (streckad kurva) för gasbetongtaket i figur A:4. På grund av gasbetongens värmekapacitet blir under icke-stationära förhållanden yttemperaturen lägre än den extrema.

## UTFORMNING AV STÅLKONSTRUKTIONER MED HÄNSYN TILL LJUDISOLERING

Civ ing Leif Cederfeldt, Inst för Byggnadsteknik II, Lunds Tekniska Högskola, Lund

1. Allmänt

Beträffande ljudisoleringproblem hos stålkonstruktioner kan tre problem väljas ut:

- a) Ljudisolering hos bjälklag
- b) Ljudisolering hos avstyvade lätta dubbelväggar
- c) Ljudöverföring via stålstommar

2. Stålbjälklag

Det problem som jag först tagit upp till behandling är ljudisolering hos stålbjälklag. En litteraturinventering som gjorts av Stålbyggnadsinstitutet 1969-70 visar att redovisning av ljudisoleringsegenskaper hos stålbjälklag saknas praktiskt taget helt. För att få ett underlag till bedömning av olika stålbjälklags ljudisoleringsegenskaper avser jag prova ett antal olika typer.

Den bjälklagstyp som först tagits upp till behandling är ett "rent" stålbjälklag och består av två korrugerade plåtar på träreglar med mineralull mellan. Med "rent" avses att ingen betongplatta finns, som förbättrar ljudisoleringen.

Denna provning pågår för närvarande och utföres som ett examensarbete inom institutionen för Byggnadsteknik II.

Jag hoppas här få fakta om hur olika ingående faktorer påverkar ljudisoleringen hos bjälklaget. Ingående faktorer är:

- a) Regelhöjd
- b) Regelavstånd
- c) Mineralullsmängd
- d) Uppläggning av övergolv

Resultat hoppas jag skall föreligga till de nordiska forskningsdagarna för stålbyggnad.

3. Funktionssätt hos det beskrivna bjälklaget

För att kunna värdera resultatet från provningarna enligt ovan är det angeläget att känna funktionssättet hos bjälklaget. De korrugerade plåtarna är skruvade i träreglarna. Inspänningsgraden mellan träreglar och plåt anger svängningsformen hos bjälklaget och

därmed ljudisoleringen. Under sommaren avses påbörjas en undersökning med både statiska och dynamiska försök.

4. Teoretisk behandling

Den vanligen använda beräkningsmodellen för beräkning av reduktionstal för luftljud baserar sig på isotropa, oändligt utsträckta plattor. Denna modell är alltför grov vid låga frekvenser. För konstruktioner med liten massa och stor styvhet (stålbjälklag) är denna modell mindre lämpad. För närvarande pågår arbete med användning av finita-elementmetoden och dator för att finna en mera lämpad beräkningsmodell. Arbetet är nyligen påbörjat med litteraturstudier.

## MODULSAMORDNING

Ingenjör Ove Engström, Byggstandardiseringen, Stockholm

Resumé

Modulsamordning innebär samordning av mått hos byggnader och byggkomponenter på grundval av basmodulen 1 M med tillhörande allmängiltiga tillämpningsregler för programmering, projektering, komponentdimensionering och produktion. Syftet är att genom måttstandardisering erhålla variantbegränsade, inbördes kombinerbara och utbytbara byggkomponenter. Den kan också utnyttjas för positionsbestämning av byggnader och byggkomponenter. Modulsamordningen är internationellt accepterad.

Standardisering är en förutsättning för industriell produktion. Den möjliggör variantbegränsning, långa serier och massproduktion. Då Byggstandardiseringen, BST, som handhar standardiseringen inom byggområdet startade sin verksamhet, inriktades denna på måttstandardisering av vissa vanliga och lätt avgränsade produktgrupper, såsom dörrar och fönster. Genom att välja ut de mest frekventa storlekarna för en produkt fick man en måttserie som sedan hyfsades så att jämna tal erhöles. På liknande sätt utarbetades svensk standard för många andra produkter. Detta medförde stora rationaliseringsvinster för byggverksamheten.

Det karakteristiska för detta skede i standardiseringsprocessen var att de standardiserade produkterna sinsemellan inte var måttmässigt samordnade. På arbetsplatsen var man fortfarande ofta tvungen att kapa och fixa för att få komponenterna på plats. Genom att allt fler och fler byggkomponenter kom förtillverkade till byggnadsplatsen restes kravet på att dessa komponenter skulle vara måttsamordnade för att direkt kunna monteras på platsen.

Modulsamordning innebär samordning av mått hos byggnader och byggkomponenter på grundval av basmodulen 1 M med tillhörande allmängiltiga tillämpningsregler för programmering, projektering, komponentdimensionering och produktion. Syftet är att genom måttstandardisering erhålla variantbegränsade, inbördes kombinerbara och utbytbara byggkomponenter. Modulsamordningen kan också utnyttjas för positionsbestämning av byggnader och byggkomponenter.

BST:s modulsamordningsarbete kom igång i början av 1940-talet. Svensk standard för basmodulen 1 M = 100 mm fastställdes 1952 och multimodulen 3 M för horisontala stommått 1965. Den senare standarden avsågs ligga till grund för inte bara produktstandardisering, utan även för projektering av byggnader. Revidering och komplettering av nu gällande modulstandarder kommer att ske under 1970.

Genom ett nordiskt samarbete inom Nordiska Kommittén för Byggnadsbestämmelser, NKB, lyckades man år 1960 enas om de grundläggande principerna för en generell mått-

samordning på byggområdet. Detta samarbete har legat till grund för överensstämmande standarder för modulsamordningens grundläggande principer i de nordiska länderna. Därmed ökade också förutsättningarna för en rationell samordning av arbetet på måttstandardisering av byggprodukter i de nordiska länderna.

På det internationella planet har modulsamordningen fått en ökad tillämpning. Så gott som hela Europa och många utomeuropeiska länder har standardiserat  $M = 100$  mm som basmodul för byggnadsindustrin. I den internationella standardiseringsorganisationen ISO, pågår för närvarande ett intensivt arbete på att snabbt nå internationell enighet om tillämpningen av modulsamordningen. ISO-rekommendationer finns fastställda för basmodulen  $M = 100$  mm och för de horisontala multimodulerna 3 M, 6 M och 12 M. Arbete pågår beträffande vertikala multimoduler och tillämpning av modulmått för olika byggnadskategorier och produkter.

Under arbetet på tillämpning av modulsamordningen, såväl nationellt som internationellt, har ett vidgat synsätt utvecklats på modulsamordningen, som medfört att projekteringen av byggnaderna fått ökad betydelse. Detta innebär inte att byggkomponenternas måttsamordning har minskat i betydelse utan snarare att en tillämpning av modulsamordningen redan på projekteringsstadiet är en förutsättning för en systematiserad användning av modulsamordnade byggkomponenter.

Den allmänna utvecklingstrenden mot mindre specifikt funktionsberoende byggnadsstrukturer s.k. "funktionsanonym arkitektur" har medfört att modulsamordningen så långt som möjligt inriktas på generella, för alla byggnadskategorier giltiga regler och anvisningar.

Det nya synsättet kan illustreras med nedanstående nivåschema, som visar BST målsättning och inriktning i standardiseringsarbetet.

#### Nivå 1

Grundläggande principer:

Basmodul	1 M	Toleranser
Horisontala multimoduler	3 M, 6 M, 12 M	
Vertikala multimoduler	3 M, 6 M	

#### Nivå 2

Tillämpningsregler för olika byggnader och stomtyper:

Regler för modulprojektering

Generella preferensmått: horisontala och vertikala mått

#### Nivå 3

Ramstandarder:

Grundläggande mått (modulmått) för olika grupper av samhörande produkter

#### Nivå 4

Produktstandarder:

Tillverkningsmått för olika produkter

En standard på en viss nivå styr alltid standarden på en lägre nivå. På nivå 1 ligger de grundläggande principerna för modulsamordning och för toleranser. Modulsamordningens grundläggande principer fastlägger på nivå 2 tillämpningsregler för olika byggnader och stomtyper. För att vid produktstandardisering försäkra sig om enhetlig tillämpning av reglerna på nivå 1 och 2 utarbetas på nivå 3 s.k. ramstandarder som fastlägger grundläggande mått för huvudgrupper av produkter t.ex. modulmått för fönster, oavsett typ och material. På grundval av dessa ramstandarder kan sedan den egentliga produktstandardiseringen på nivå 4 ske t.ex. mått för inåtgående sidhängda fönster av trä. Först på denna nivå standardiseras tillverkningsmått och detaljer.

Trots att svensk standard tidigare tillämpats helt frivilligt har den vunnit stor utbredning och haft ett avgörande inflytande på byggverksamhetens utveckling. Genom Kungl. Maj:ts kungörelse nr 558 som trädde i kraft den 1 januari 1968 har tillämpningen av svensk standard blivit obligatorisk vid statlig byggverksamhet och villkor för statligt bostadslån. Kravet gäller främst tillämpning av svensk standard beträffande mått på nivå 1, 2 och 3. Kungörelsen berör ca 50 % av den totala husbyggnadsinvesteringen och ca 90 % av den totala investeringen i bostäder.

Syftet med kungörelsen är att främja rationaliseringen inom byggverksamheten. Målen för rationaliseringssträvandena är bättre produktionsmetoder, lägre byggkostnader och en slutprodukt som bättre motsvarar skiftande och föränderliga funktionskrav. Detta innebär bl.a. en strävan mot ökad grad av utbytbarhet hos sådana delar av byggnaden som har förhållandevis kort livslängd, t.ex. inredning, installationer eller är starkt beroende av byggnadens speciella funktion. Medlet att nå dessa mål är standardisering, d.v.s. måttsamordning och variantbegränsning.

Erfarenheterna av såväl nationellt som internationellt arbete med modulsamordning har aktualiserat en översyn av tidigare gällande svensk standard beträffande modulsamordning. Denna översyn har resulterat i följande standarder, som gäller från den 15 nov. 1970.

- SIS 050101 Modulsamordning. Grundläggande principer
- SIS 050102 Modulsamordning. Regler för modulprojektering
- SIS 050100 Modulsamordning. Terminologi

Dessa standarder avses sedan att kompletteras med svensk standard för generella preferensmått. Modulstandarderna kommer med all sannolikhet få en avgörande inverkan på morgondagens byggande och det framtida standardiseringsarbetet.





## DISKUSSIONSINLÄGG

BIDRAG NR 55

S. Eggwertz (Flygtekniska Försöksanstalten): visade ett diagram där den ur standardkrypprov bestämda krypknäckspänningen uppritats som funktion av slankhetstalet för en stålpelare vid temperaturen  $600^{\circ}\text{C}$ . Olika kurvor förutsatte konstant last under olika tider från 15 min till 2 timmar. Jämförelse med korttidsknäckningskurva för  $600^{\circ}\text{C}$  presenterad av Ove Pettersson visade att krypknäckspänningen blir 20-25 % lägre redan vid 15 min belastningstid. Han ifrågasatte om man kunde låta bli att beakta krypningens inverkan på bärförmågan vid en brand där temperaturen under uppvärmnings- och avsvälningsskedena en längre tid befinner sig över  $500^{\circ}\text{C}$ .

O. Pettersson (LTH): svarade, att de knäckningskurvor, som han och Sven Erik Magnusson redovisat, är baserade på vid holländska undersökningar framtaget samband mellan mjukt konstruktionsståls 0,2-gräns och temperaturen. Sambandet har bestämts för dragprovstavar, som vid temperaturjämvikt för respektive temperaturnivå belastats till brott med en konstant belastningshastighet av  $0,12\text{ kp/mm}^2$  och min. Det innebär en pålastningstid för 0,2-gränsens uppnående, som vid  $500^{\circ}\text{C}$  uppgår till ca 1,5 h och vid  $600^{\circ}\text{C}$  till inte fullt 1 h. I sambandet är alltså inkluderad en icke oväsentlig effekt av korttidskrypning. För en resultatbedömning är vidare väsentligt att konstatera, att mjukt konstruktionsståls  $\sigma - \epsilon$ -kurvor med ökad temperatur får en alltmer avrundad form med som konsekvens, att förhållandet mellan brotthållfasthet och 0,2-gräns inom temperaturområdet  $500 - 600^{\circ}\text{C}$  är 40 - 50 % högre än vid ordinär rumstemperatur.

Det av Eggwertz studerade delproblemet är av exklusiv karaktär därigenom, att vald temperaturnivå  $600^{\circ}\text{C}$  ligger cirka  $100^{\circ}\text{C}$  över de kritiska ståltemperaturvärden, som ordinärt har aktualitet vid en brandteknisk knäckningsdimensionering. Som Eggwertz själv framhållit avviker vidare det av honom behandlade problemet från praktikens dimensioneringsproblem i det avseendet, att Eggwertz förutsatt en konstant temperaturnivå, medan vid en reell brandpåverkan ståltemperaturen varierar med tiden och att därvid det maximala ståltemperaturvärdet har aktualitet för endast en relativt kort tid. En övergång från det av Eggwertz behandlade problemet till reellt dimensioneringsproblem inför som en ofrånkomlig och betydande komplikation formulering av brottkriterium.

Mot bakgrunden av att den av Eggwertz nu givna kritiken, vilken också framförts tidigare i andra sammanhang, skulle kunna uppfattas som ett ifrågasättande i stort av det av Magnusson och Pettersson framlagda brandtekniska dimensioneringsförfarandet för stål-bärverk fann Pettersson angeläget att i sammanhanget understryka, att detta dimensioneringsförfarande utgör en sammanhängande enhet. Det innehåller i sina enskilda etapper approximationer, som i vissa avseenden ligger på säkra sidan och i andra avseenden kan

ligga något på osäkra sidan. Exempelvis förutsätter förfarandet, vad gäller brandförloppskaraktistika, att den för reella bränder representativa, maximala brandgastemperaturen för varje tidpunkt skall omfatta hela brandcellsvolymer, medan brandgastemperaturen vid verkligt brandförlopp väsentligt kan variera inom brandcellen. Tillsammans leder approximationerna i det samlade dimensioneringsförfarandet till kritiska ståltemperaturer eller brandmotståndstider, som på grundval av jämförelser med experimentella resultat från fullskaleprovningar genomgående kan bedömas ligga på säkra sidan.

K-G Bernander (Strängbetong): frågande om man vid de teoretiska beräkningarna har möjlighet att ta hänsyn till mycket ojämnt fördelad brandbelastning.

O. Pettersson (LTH): svarade att man idag inte har det, men att man för närvarande utreder problemet.

#### BIDRAG NR 57

L. Nilsson (LTH): kompletterade med att redogöra för vissa pågående försök, för att utvärdera porositetens inverkan på förbränningshastigheten och därmed på temperaturförloppet vid en brand med träbränsle. I en försöksserie har förbränningsstudier av brand i träribbstapel i slutna brandcell med fönsteröppning utförts. Syftet har varit att kartlägga förbränningshastighetens beroende av dels fönsteröppningarnas storlek och form dels träribbstaplarnas porositetsfaktor, definierad enligt GROSS. En rapport över försöksserien kan väntas inom kort.

#### BIDRAG NR 60

O. Pettersson (LTH): framförde sin uppskattning av den av Göran Alpsten genomförda undersökningen rörande effekten av termoegenspänningar från ojämn temperatur över ett pelartvårsnitt. Han bedömde effekten som icke försumbar i en framtida, mera nyanserad brandteknisk dimensionering. Han betonade som väsentligt, att vid en övergång till ett sådant förfinat dimensioneringsförfarande parallellställda delproblem inkluderas, t.ex ett hänsynstagande till gynnsam effekt av den temperaturvariation längs en pelare, som är karakteristisk för reell brandpåverkan.

## AVSLUTNING

De Nordiska Forskningsdagarna för stålbyggnad avslutades av professor Arne Johnson, KTH som framförde ett varmt tack till alla som bidragit till att göra forskningsdagarna så givande - författare, diskussionsdeltagare, sessionsordförandena och övriga deltagare. Han uttryckte också sin stora tillfredsställelse över att så många deltagare från de övriga nordiska länderna hörsammat kallelsen till dessa första nordiska forskningsdagar för stålbyggnad.

De första nordiska forskningsdagarna för stålbyggnad skall åtföljas av nya forskningsdagar. Tanken är därvid att forskningsdagarna skall återkomma med förslagsvis tre års mellanrum samt alternera mellan de nordiska länderna. Nästa nordiska forskningsdagar för stålbyggnad skulle därmed bli 1973. Diskussioner har tagits upp med norske representanter - dr Kristoffer Apeland, ordförande i Norsk Ingenjörsförenings utskott för fackliga frågor, civ.ing. Odd Grønhaug, Norsk Ingenjörsförening, dir. Finn Högmärk, ordförande i stålbyggnadsgruppen inom Mekaniska Verkstädernas Landsförening samt prof. Arne Selberg, Norges Tekniska Högskola om möjligheterna att arrangera forskningsdagarna 1973 i Norge. Om detta trots alla ansträngningar inte skulle lyckas har Stålbyggnadsinstitutet lovat arrangera forskningsdagarna 1973.



NORDISKA FORSKNINGSDAGAR FÖR STÅLBYGGNAD 1970

Deltagarförteckning

Abrahamsson, Eddy, dr	Fortifikationsförvaltningen, Stockholm
Abrahamsson, Gunnar, ingenjör	BPA Byggproduktion AB, Bromma
Agranius, Bo, civilingenjör	AB Samuelsson & Bonnier, Stockholm
Aldrin, Lars, överingenjör	AB Lättbetong, Stockholm
Ahlin, Bertil, sekreterare	Statens Stålbyggnadskommitté, Stockholm
Alm, Ola, ingenjör	Söderberg & Haak AB, Köping
Almqvist, Sture, ingenjör	Kockums Jernverksaktiebolag, Kallinge
Alpsten, Göran, tekn. dr.	Stålbyggnadsinstitutet, Stockholm
Anderssen, Helge, ingenjör	AB Flygfältsbyrå Göteborg
Andersson, Isidor, civilingenjör	John Mattson Byggnads AB, Stockholm
Andersson, Sture, civilingenjör	Kjell Magnusson AB, Malmö
Apeland, Kristoffer, Dr. techn	Sivilingeniørerne Apeland & Mjøset A/S, Oslo
Appeltofft, Göran, teknolog	Stålbyggnadsinstitutet, Stockholm
Aronsson, Bertil, docent	Institutet för Metallforskning, Stockholm
Asplund, Sven Olof, professor em	S O Asplund AB, Göteborg
Baehre, Rolf, docent	Kungl. Tekniska Högskolan, Stålbyggnad och Tekn dr Arne Johnson Ingenjörbyrå, Stockholm
Bengtsson, Birger, byggmästare	Junga Verkstäder AB, Vara
Bengtsson, Bengt Åke, lektor	Statens Råd för Byggnadsforskning, Stockholm
Bergh, K-G, direktör	Domnarvets Jernverk, Borlänge
Bergfelt, Allan, professor	Chalmers Tekniska Högskola, Stål- och träbyggnad, Göteborg
Bernander, K-G, tekn lic	AB Strängbetong, Stockholm
Beranius, Björn Åke, civilingenjör	BPA Byggproduktion AB, Stockholm
Bigseth, Björn, civilingenjör	AB Flygfältsbyrå, Göteborg
Bjerke, Harald, civilingenjör	Kadesjös Ingenjörbyrå AB, Västerås
Björk, Sven-Olof, civilingenjör	Statens Planverk, Stockholm
Björklund, Börje, civilingenjör	KFAI AB, Stockholm
Björkman, Per O, överingenjör	Norrbottnens Järnverk AB, Luleå
Blom, Karl-Johan, bergsingenjör	Fagersta Bruks AB, Fagersta
Bossner, Gunnar, ingenjör	AB Järnmontering, Malmö

Bröchner, Ivar, avdelningsdirektör	Fortifikationsförvaltningen, Stockholm
Bylund, Bo A, ingenjör	United Shoe Machinery Company AB, Örebro
Bäcklund, Jan, civilingenjör	Chalmers Tekniska Högskola, Byggnads- statik, Göteborg
Cederfeldt, Leif, civilingenjör	Tekniska Högskolan i Lund, Byggnads- teknik II, Lund
Dagnaes-Hansen, Erik, civilingenjör	Kampsax, Köpenhamn
Dahlfors, Johan, direktör	Gränges Hedlund AB, Stockholm
Drougge, Göran, civilingenjör	AB Samuelsson & Bonnier, Stockholm
Edlund, Bo universitetslektor	Chalmers Tekniska Högskola, Stål- och träbyggnad, Göteborg
Eggwertz, Sigge, laborator	Flygtekniska Försöksanstalten, Bromma
Eckered, Mikaela, arkitekt	Statens Institut för Byggnadsforskning, Stockholm
Eklund, Olle, laborator	Fortifikationsförvaltningen, Stockholm
Ekvall, B Olle, universitetslektor	Kungl Tekniska Högskolan, Svetsteknologi, Stockholm
Elmroth, Arne, tekn lic	Kungl Tekniska Högskolan, Byggnadstek- nik, Stockholm
Engström, Ove, ingenjör	Byggstandardiseringen, Stockholm
Eriksson, Bertil, civilingenjör	Norrbottnens Järnverk AB, Luleå
Ersvik, Olle, teknolog	Stålbyggnadsinstitutet, Stockholm
von Essen, Wilhelm, överingenjör	Fortifikationsförvaltningen, Stockholm
Fabricius, Ole, civilingenjör	Kungl Tekniska Högskolan, Stålbyggnad och Jacobson & Widmark AB, Stockholm
Fagerlund, Göran, civilingenjör	Tekniska Högskolan i Lund, Byggnads- materiallära, Lund
Falk, Örjan, civilingenjör	Tekn dr Arne Johnson Ingenjörbyrå, Stockholm
Falkenberg, J C, Dr	Norges Byggeforskningsinstitut, Oslo
Férenz, L, civilingenjör	HSB Riksförbund, Stockholm
Forsler, Hans, civilingenjör	AB Västanfors Industrier, Fagersta
Forthmeijer, Carl-Ola, direktör	Svenska Industribyggen AB, Stockholm
Franklin, Bertil, arkitekt	MAF-Arkitektkontor AB, Luleå
Franzén, Gunnar, civilingenjör	SIAB, Stockholm
Friis, Lars-Eije, bergsingenjör	Oxelösunds Järnverk, Oxelösund
Fritzell, Göte, avdelningsdirektör	Statens Vägverk, Stockholm
Frölich, Åke, direktör	Gränges, Stockholm

Goldberg, Fred, civilingenjör	Kungl Tekniska Högskolan, Svetsteknologi, Stockholm
Granholm, Carl-Adolf, civilingenjör	Hjalmar Granholm AB, Göteborg
Granström, Anders, civilingenjör	Stålbyggnadsinstitutet, Stockholm
Gredborn, Karl-Erik, direktör	Tekniska Röntgencentralen AB, Stockholm
Grytt, Hans, arkitekt	KFAI AB, Stockholm
Grønhaug, Odd, sivilingeniør	Den Norske Ingeniørförening, Oslo
Gunnarsson, Åke, ingenjör	Larsson, Seaton & Co AB, Göteborg
Gustafsson, Klas, ingenjör	AB Mohögs Mek Verkstad, Sundsvall
Halvorsen, Finn, tekn dr	Källersjö & Trepp AB, Solna
Hansson, Hans, civilingenjör	Hans Hansson & Co AB Byggekonsulter, Stockholm
Hansson, Tore, universitetslektor	Kungl Tekniska Högskolan, Konstruktionslära, Stockholm
Happach, Kaj, civilingenjör	Byggnadsnämnden, Stadsarkitektkontoret, Malmö
Hedbäcker, Robert, civilingenjör	AB Skånska Cementgjuteriet, Malmö
Hedström, Åke, tekn lic	Försvarets Materielverk, Stockholm
Hermansson, Lars R, direktör	Söderberg & Haak AB, Köping
Hoffstedt, Hans, fil mag	Jernkontoret, Stockholm
Holmer, Gunnar, civilingenjör	Jacobson & Widmark AB, Stockholm
Hällgren, Lars, byrådirektör	Byggnadsstyrelsen, Stockholm
Höglund, Ingemar, docent	Kungl Tekniska Högskolan, Byggnadsteknik, Stockholm
Höglund, Torsten, tekn lic	Kungl Tekniska Högskolan, Byggnadsstatik, Stockholm
Høgmark, Finn, tekn dir	A/S Vulkan, Oslo
Høvik, Jardar, tekn lic	Chalmers Tekniska Högskola, Stål- och träbyggnad, Göteborg
Høyer, Helge, ingeniør	A/S Rockwool, Hedehusene, Danmark
Isaksson, Ingvar, civilingenjör	Bulten-Kanthal AB, Hallstahammar
Ingwall, Carl T, docent	Kungl Tekniska Högskolan, Svetsteknologi, Stockholm
Jacobsson, Bengt, ingenjör	Ellner & Jacobsson AB, Stockholm
Jarfall, Lars-Eric, tekn lic	Flygtekniska Försöksanstalten, Bromma
Jensen, Aage P, civilingenjör	Danmarks Ingeniørakademi, København
Johansson, Bernt, civilingenjör	Kungl Tekniska Högskolan, Byggnadsstatik, Stockholm
Johanson, Einar, direktör	AB Järnmontering, Malmö
Johansson, Eskil, ingenjör	Smedjebackens Valsverks AB, Smedjebacken



Johansson, Frank, civilingenjör	Byggnadsfirman Ohlsson & Skarne AB, Stockholm
Johansson, Germund, tekn lic	Chalmers Tekniska Högskola, Stål- och träbyggnad, Göteborg
Johansson, Gösta H E, ingenjör	Allmänna Ingenjörbyrå AB, Stockholm
Johnson, Arne, professor	Kungl Tekniska Högskolan, Konstruktionslära och Tekn dr Arne Johnson Ingenjörbyrå, Stockholm
Jäderlund, Gunnar, civilingenjör	Byggkonsult AB, Västerås
Jönsson, Bertil, marknadschef	Götaverken Stålbyggen AB, Malmö
Jönsson, Yngve, ingenjör	Bröderna Jönsson AB, Uppsala
Carling, Olle, civilingenjör	Tekn dr Arne Johnson Ingenjörbyrå, Stockholm
Carlsson, Janne, professor	Kungl Tekniska Högskolan, Hållfasthetslära, Stockholm
Carlsson, Karl-Ingemar, civilingenjör	Jacobson & Widmark AB, Stockholm
Kjersem, Poul, sivilingeniør	Röbertson Nordisk A/S, Oslo
Kjölhede, Find, avdelningsdirektör	Statens Vägverk, Stockholm
Claesson, Gösta, ingenjör	AB Maku-Produkter, Borås
Kontinen, Tapani, dipl ing	Oy Tampella AB, Tammerfors
Kruse, Jan Otto, sivilingeniør	Alfr, Andersen Mek, Verksted og Støberi A/S, Larvik, Norge
Kullander, Håkan, ingenjör	Svenska Metallverken, Västerås
Källsner, Bo, civilingenjör	Tekniska Högskolan i Lund, Byggnadsteknik II, Lund
Larsson, Göran, tekn lic	Byggkonsult Västerås AB, Västerås
Larsson, Göte, ingenjör	Statens Provvningsanstalt, Stockholm
Larsson, Hans, civilingenjör	Chalmers Tekniska Högskola, Stål- och träbyggnad, Göteborg
Larsson, Hans-Lennart, ingenjör	Statens Vattenfallsverk, Vällingby
Larsson, Per-Arne, ingenjör	ai-gruppen AB, Stockholm
Larsson, Roland, civilingenjör	ai-gruppen AB, Stockholm
Leopoldson, Ulf, civilingenjör	Chalmers Tekniska Högskola, Stål- och träbyggnad, Göteborg
Lesley, Torsten, direktör	Götaverken Stålbyggen AB, Malmö
Letmark, Åke, bergsingenjör	Smedjebackens Valsverks AB, Smedjebacken
Lindblad, Åke, civilingenjör	AB Skånska Cementgjuteriet, Stockholm
Lindell, Edvin, 1:e ingenjör	Stockholms Stads Fastighetskontor, Stockholm
Lindén, Lars, civilingenjör	AB Flygfältsbyrå, Göteborg
Lindgren, Carl-Erik, intendent	Domnarvets Jernverk, Borlänge
Lindnerova, Alena, civilingenjör	Svenska Riksbyggen, Göteborg

Lindwall, Bengt, bergsingenjör	Oxelösunds Järnverk, Oxelösund
Lindström, Stig-Alvar, ingenjör	Termo-Industrier AB, Eskilstuna
Lundén, Einar, överingenjör	E.L.U. konsult AB, Stockholm
Lundin, Kurt, civilingenjör	Stålbyggnadsinstitutet, Stockholm
Lundkvist, Jan, civilingenjör	Byggkonsult Västerås AB, Västerås
Lundqvist, John Evert, byrådirektör	Statens Vattenfallsverk, Vällingby
Lundqvist, Thor, civilingenjör	AB Gekonsult, Stockholm
Lundström, Kurt, civilingenjör	Blomgren & Co Ingeniörsfirma AB, Stockholm
Magnusson, Emil, forskningsingenjör	Fortifikationsförvaltningen, Stockholm
Magnusson, Sven Erik, forskningsingenjör	Tekniska Högskolan i Lund, Byggnadsstatik, Lund
Mattsson, Bertil, civilingenjör	Kungl Tekniska Högskolan, Byggnadsteknik, Stockholm
Mattson, Einar, docent	Styrelsen för Teknisk Utveckling, Stockholm
Mellström, Bertil, civilingenjör	Allmänna Ingenjörbyrå AB, Sundsvall
Mix, Lennart, civilingenjör	Domnarvets Jernverk, Borlänge
Mohr, Olaf, civilingenjör	Danmarks Ingeniørakademi, København
Müllersdorf, Uko, överingenjör	AB Gekonsult, Stockholm
Måseide, Martin, lab ingenjör	Norges Tekniska Högskola, Stålkonstruktioner, Trondheim
Määttänen, Mauri, dipl ingenjör	Tekniska Högskolan i Helsingfors, Otnäs, Finland
Nielsen, Henning, civilingenjör	Danmarks Tekniske Højskole, København
Nilsen, Halvor, sivilingeniør	Robertson Nordisk A/S, Oslo
Nilsson, Arne, försäljningschef	Larsson, Seaton & Co AB, Göteborg
Nilsson, Lars, civilingenjör	Kungl Tekniska Högskolan, Konstruktionslära, Stockholm
Nilsson, Leif, civilingenjör	Tekniska Högskolan i Lund, Byggnadsstatik, Lund
Niskanen, Erkki, professor	Tekniska Högskolan i Helsingfors, Hållfasthetslära, Otnäs, Finland
Nordgaard, L, sivilingeniør	A/S Vulkan, Oslo
Norin, Mats, civilingenjör	Sveriges Mekanförbund, Stockholm
Norrby, Lars, civilingenjör	Västsvenska Byggkonsult AB, Göteborg
Nygren, Olof, civilingenjör	Bjerking Ingenjörbyrå AB, Uppsala
Nylander, Henrik, professor	Kungl, Tekniska Högskolan, Byggnadsstatik, Stockholm
Nordström, Christer, bergsingenjör	Oxelösunds Järnverk, Oxelösund
Odenö, Hasse, tekn lic	Fortifikationsförvaltningen, Stockholm

von Olnhausen, Werner, avdelningsdirektör	Statens Vägverk, Stockholm
Ohlson, Hans, civilingenjör	Stockholms Stads Stadsbyggnadskontor, Stockholm
Olsson, Tore, civilingenjör	Vattenbyggnadsbyrån AB, Stockholm
Osterling, Torbjörn, ingenjör	Byggtjänsts Kontorsservice, Stockholm
Pennala, Erkki, dipl ingenjör	Tekniska Högskolan i Helsingfors, Otnäs Finland
Pers, Carl-Axel, ingenjör	Gavle Verken AB, Gävle
Persson, Hans Åke, civilingenjör	ASEA, Hälsingborg
Persson, Sven-Åke, ingenjör	Institutet för Verkstadsteknisk Forskning, Göteborg och Kockums Mekaniska Verk- stad, Malmö
Pettersson, Håkan, ingenjör	Försvarets Materielverk, Stockholm
Pettersson, Ove professor	Tekniska Högskolan i Lund, Byggnads- statik, Lund
Pontén, Ruben, direktör	Stålbyggnadsbyrån AB, Malmö
Poulsen, Ervin, ingeniørdocent	Danmarks Ingeniørakademi, København
Puupponen, Osmo, dipl ingenjör	Osmo Puupponen & Co, Helsingfors
Ridderstråle, Carl-Erik, tekn lic	Norrbottnens Järnverk AB, Luleå
Ring, Henry, ingenjör	Svenska Industribyggen AB, Stockholm
Rintala, Eero, dipl ingenjör	Valmet AB, Åbo
Riska, Lars, dipl, ingenjör	Oy Tampella AB, Tammerfors
Roghe, Sten, civilingenjör	Stålbyggnadsinstitutet, Stockholm
Roos, Åke, ingenjör	Statens Råd för Byggnadsforskning, Stockholm
Rosendahl, Carl-Henrik, bergsingenjör	ESAB, Göteborg
Rågdahl, Lars-Erik, civilingenjör	Rågdahls Ingenjörbyrå AB, Stockholm
Sabelström, Sture, överingenjör	Stockholms Hamn, Stockholm
Samuelson, Ingemar, civilingenjör	Tekniska Högskolan i Lund, Byggnadstek- nik I, Lund
Scherman, K-A, överingenjör	Statens Vattenfallsverk, Vällingby
Sebardt, Carl, bruksdisponent	Grängesbergsbolaget, Stockholm
Selberg, Arne, professor	Norges Tekniska Högskola, Stålkonstruk- tioner, Trondheim
Sehlå, Bengt, ingenjör	Stålbyggnadsinstitutet, Stockholm
Siim, Raivo, civilingenjör	Statens Vattenfallsverk, Vällingby
Simon, Eino, civilingenjör	AB Skånska Cementgjuteriet, Malmö
Sjödín, Vidar, ingenjör	Rockwool AB, Skövde
Sjögren, John, byrådirektör	Försvarets Materielverk, Stockholm
Sjöland, Ralph, ingenjör	Byggstandardisering, Stockholm

Sjöström, Sigurd, civilingenjör	Stockholms Stads Gatukontor, Stockholm
Skjeggestad, Bernt, docent	Norges Tekniska Högskola, Stålkonstruktioner, Trondheim
Sköld, Sverket, civilingenjör	Åke Kull AB, Göteborg
Sommerhein, Per, civilingenjör	Tekn dr Arne Johnson Ingenjörbyrå, Stockholm
Stenberg, Nils Uno, ingenjör	A Z Sellberg AB, Stockholm
Storm, Bert, ingenjör	Brokonsult AB, Solna
Strömberg, Jan civilingenjör	Stålbyggnadsinstitutet, Stockholm
Stuart, Walter, bergsingenjör	Ångpanneföreningen, Stockholm
Sundberg, Anders, civilingenjör	AB Flygfältsbyrå, Göteborg
Sundberg, Hillevi, sekreterare	Stålbyggnadsinstitutet, Stockholm
Thelandersson, Sven, civilingenjör	Tekniska Högskolan i Lund, Byggnadsstatik, Lund
Tengroth, Jan, civilingenjör	AB Armerad Betong, Malmö
Tjernberg, Jan, ingenjör	Kemi-Intressen AB, Sundbyberg
Tolestam, Stig, civilingenjör	AB Vattenbyggnadsbyrå, Malmö
Thomasson, Per-Olof, civilingenjör	Kungl Tekniska Högskolan, Stålbyggnad, Stockholm
Thomsen, Kjeld, lektor	Danmarks Tekniske Højskole, København
Thor, Jörgen, civilingenjör	Stålbyggnadsinstitutet, Stockholm
Thrane, Esben, lic techn	Norges Tekniska Högskola, Stålkonstruktioner, Trondheim
Troedson, Arne, civilingenjör	Algurén & Troedson Ingenjörbyrå, Karlstad
Tyrén, Hans, ingenjör	AB Järnmontering, Malmö
Ulfvarson, Ulf, tekn lic	Statens Provningsanstalt, Stockholm
Vahanen, Mikko, dipl ins	Insinööriömisto Mikko Vahanen, Helsingfors
Wallin, Lars, tekn lic	Stålbyggnadsinstitutet, Stockholm
Wasmuth, Johs, overingenjör	Stora Kopparberg Norge A/S, Sandvika, Norge
Wasner, Heinz, konstruktionschef	Götaverken Stålbyggen AB, Malmö
Westerlund, Gösta, ingenjör	Civilingenjör Sven Jonsson AB, Malmö
Westerlund, Rolf, avdelningsingenjör	Statens Vattenfallsverk, Västerås
Vestlund, Elof, civilingenjör	Chalmers Tekniska Högskola, Stål- och träbyggnad, Göteborg
Wiking, Sven Åke, ingenjör	AB Maku-Produkter, Borås
Wikström, Paul, civilingenjör	Domnarvets Jernverk, Borlänge
Vihlhelmsson, Anders, ingenjör	Svenska Icopalfabriken, Solna
Willén, Nils, ingenjör	Byggstandardiseringen, Stockholm

Vinberg, Hans A, tekn lic	Gränges Hedlund AB, Stockholm
Winter, Fred, civilingenjör	F. Winter AB, Örebro
Wirén, Bengt, civilingenjör	Kungl Tekniska Högskolan, Flygteknik, Stockholm
Wirne, Rolf, direktör	RW-Konsult AB, Stockholm
Vretblad, Bengt, civilingenjör	Kungl Tekniska Högskolan, Brobyggnad, Stockholm
Vähäkallio, Pentti, bitr professor	Tekniska Högskolan i Helsingfors, Otnäs Finland
Wästlund, Georg, professor	Kungl Tekniska Högskolan, Brobyggnad, Stockholm
Zetterberg, Olle, ingenjör	AB Roslagens Byggprojektering, Norrtälje
Åkesson, Bengt, docent	Chalmers Tekniska Högskola, Byggnads- statik, Göteborg
Ånäs, Bo, ingenjör	Gränges Hedlund AB, Stockholm
Ödeen, Kai, docent	Statens Provningsanstalt, Stockholm
Ölund, Carl-Elov, överingenjör	Ångpanneföreningen, Stockholm
Östlund, Lars, professor	Tekniska Högskolan i Lund, Byggnads- teknik II, Lund

**R39:1971**

**Denna rapport avser anslag nr C 742 från Statens råd för byggnadsforskning till Stålbyggnadsinstitutet**

**Distribution: Svensk Byggtjänst, Box 1403, 111 84 Stockholm  
Grupp: konstruktion**

**Pris: 58 kronor**