

Rapport

R31:1970

Inst. för Byggnadsstatik

**Bärförmågan hos
byggnadsställningar
av stålrör**

TEKNISKA HOGSKOLAN I LUND
SEKTIONEN FOR VAG- OCH VATTEN
BIBLIOTEKET

Lars Almqvist

Bo-Göran Hellers

Byggeforskningen

Bärförmågan hos byggnadsställningar av stålrör

Lars Almkvist & Bo-Göran Hellers

De provade ställningselementen är uppbyggda av rör och kopplingar. Med provning bestäms hållfastheten vid utböjning vinkelrätt mot huslivet.

Vid bedömning av en ställnings hållfasthet är det fem faktorer som särskilt bör beaktas:

1. Ställningslaget, dess last och lastfördelning
2. Ställningens känslighet för ett ojämnt, eventuellt sjunkande underlag
3. Kopplingarnas förmåga att överföra last till spirorna
4. Kopplingarnas momentupptagande förmåga, även med samtidig överföring av axiellast
5. Knäcklasten för spirorna; ramaras brottlast.

Punkterna 3 och 4 kan sägas höra samman som ett mått på kopplingarnas funktioner. I undersökningen ingår speciellt punkterna 4 och 5, de övriga kommenteras.

Materialet till ramproven har testats. Rörmaterialen uppvisar en sträckgräns $\sigma_{su} = 44 \text{ kp/mm}^2$ och en brottgräns $\sigma_B = 50 \text{ kp/mm}^2$.

Knutpunkterna (kopplingarna) i ställningselementen är eftergivliga, vilket påverkar elementens deformationer och hållfasthet. Kopplingar förekommer svarta eller galvaniserade. Den momentupptagande förmågan för båda kvaliteterna har provats i två försöksserier. Resultaten från den första, som gjorts med bäst försöksmetodik, sammanfattas i FIG. 1.

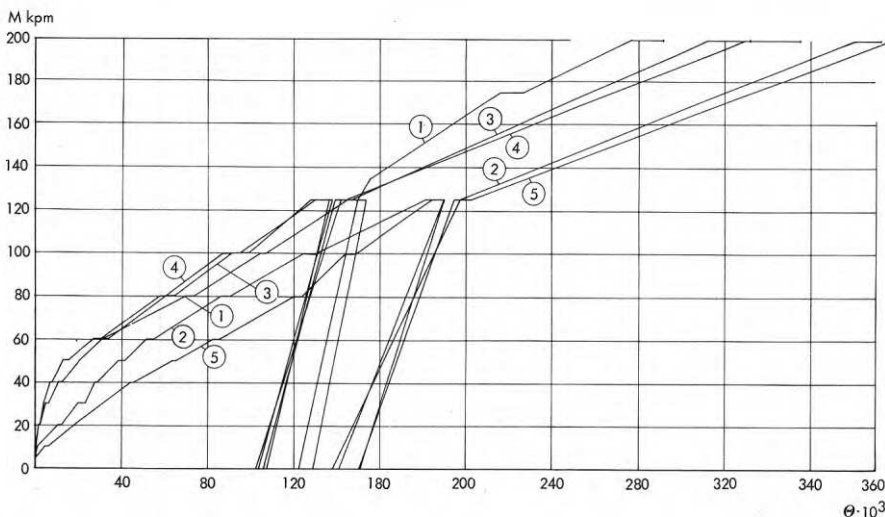


FIG. 1. Samband mellan pålagt moment (M) på rörkoppling och vinkeländring (Θ) i kopplingen. Begagnade rör och kopplingar. 5 prov.

Av resultaten framgår att galvaniserade kopplingar i medeltal är något mer eftergivliga än svarta kopplingar.

Ställningsrör har en standardlängd om 6 mm. De provade ställningselementen är en rörlängd höga och tänkes förankrade endast i ändarna vid skarv till nästa längd. Skarvning på var 6:e meter är allmänt förekommande. Hållfastheten kan varieras med antalet insatta bomlag.

Provningarna omfattar ställningselement med 2 till 5 fack. Varje ställningselement kan utföras i 3 alternativa typer, se exemplen i FIG. 2.

Lasten påföres centriskt resp. excentriskt på ställningselementens rörändar.

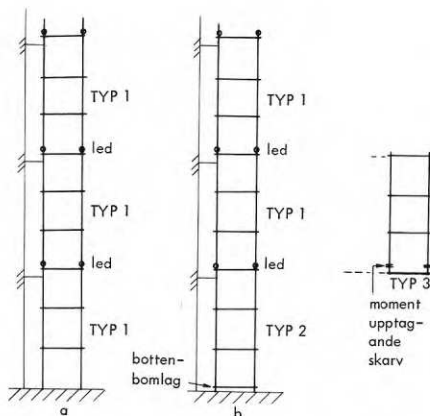


FIG. 2. Provade ramtyper, 1, 2 och 3.

Byggeforskningen Sammanfattningar

Inst. för Byggnadsstatik

R31:1970

Denna rapport avser anslag nr C 349 från Statens råd för byggnadsforskning till Lars Almkvist.

Provningar har utförts av 6 m höga ställningselement uppbyggda av rör och kopplingar. Fem faktorer är av särskild vikt för att bedöma en ställnings hållfasthet:

1. Ställningslaget, dess last och lastfördelning
2. Ställningens känslighet för ett ojämnt, eventuellt sjunkande underlag
3. Kopplingarnas förmåga att överföra last till spirorna
4. Kopplingarnas momentupptagande förmåga, även med samtidig överföring av axiellast
5. Knäcklasten för spirorna; ramaras brottlast.

I undersökningen ingår speciellt punkterna 4 och 5. Både galvaniserade och svarta kopplingar i knutpunkterna förekommer, varav de galvaniserade i medeltal är något mer eftergivliga än de svarta. Vid provningen av ställningsramar framkom att inverkan av kopplingarnas varierande eftergivlighet på brottlasterna var obetydlig.

Som underlag för bedömning av tillåtliga laster på ställningsramar, har resultaten från excentriska prov på ställningselementen utnyttjats. Ett förslag på tillåtliga laster lämnas.

UDK 69.057.6
624.046
624.014.27

Sammanfattning av

Almkvist, L & Hellers, B-G, 1970, Bärförmågan hos byggnader av stålrör. (Statens institut för byggnadsforskning) Stockholm. Rapport R31:1970, ill. 80 s., 16 kr.

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

Abonnemangsgrupp: (p) produktion

Måttet på excentriciteterna är halva rördiametern, den största excentricitet som praktiskt uppkommer.

Som exempel på resultaten visas FIG. 3.

Vid de excentriska proven är maximallasterna och deformationsegenskaperna nära lika för ramar med svarta resp. galvaniserade kopplingar. Detta gäller allmänt.

Vid bedömningen av tillåtliga laster på ställningsramar är resultaten från de excentriska proven bestämmande. Ingen skillnad behöver göras mellan svarta och galvaniserade rör och kopplingar.

Ett förslag till tillåtliga laster lämnas i TAB. 1.

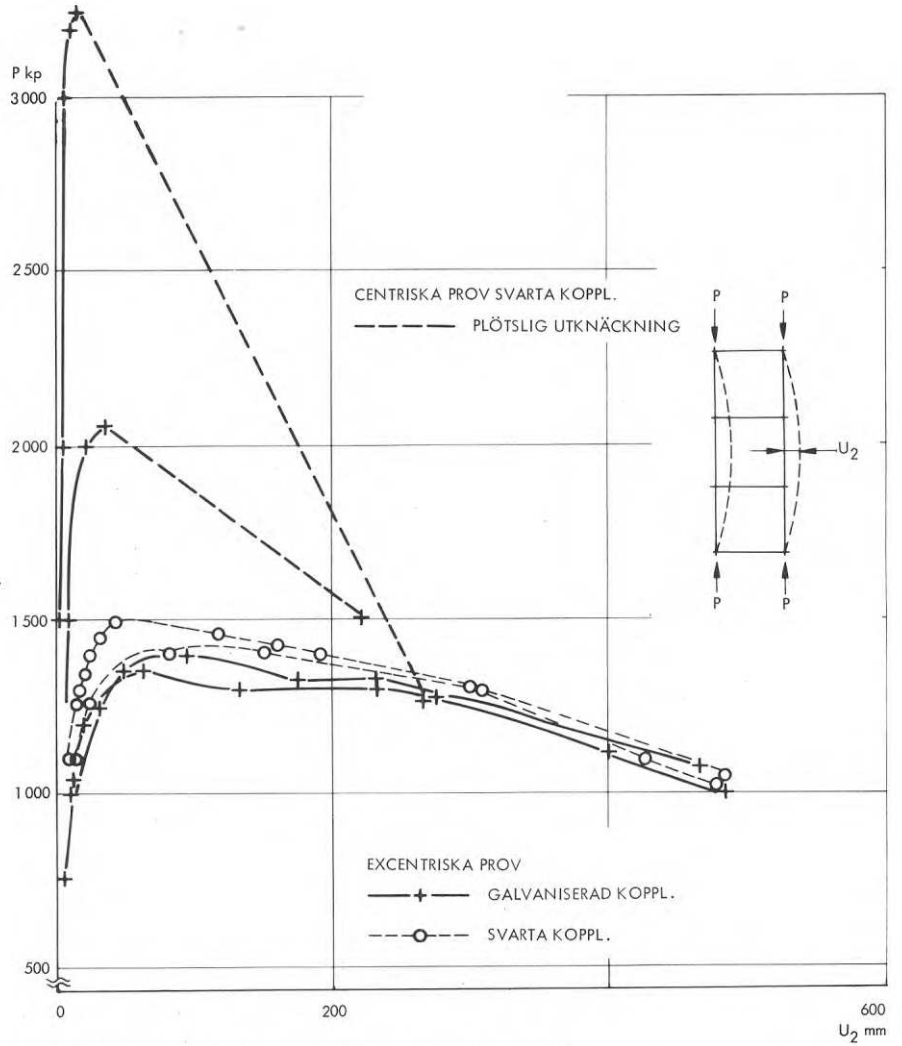


FIG. 3. Provningsresultat för ramar med 3 fack av typ 2.

RAMSTÄLLNING					
	3 M FACK	2 M FACK	1,5 M FACK	1,25 M FACK	
RAMSTÄLLNING UTAN BOTTENBOMLAG 2 ELLER FLERA RAMAR HÖG	RAK	700	1000	1100	1200
	SNED	500	800	900	1000
RAMSTÄLLNING MED BOTTENBOMLAG, 2 ELLER FLERA RAMAR SKARVADE MED MOMENTSTYV SKARV (TYP BURTON [®])	RAK	800	1200	1350	1500
	SNED	600	1000	1100	1200
RAM 6 M HÖG UTAN BOTTENBOMLAG	RAK	700	1000	1100	1200
	SNED	500	800	900	1000
RAM 6 M HÖG MED BOTTENBOMLAG	RAK	900	1400	1600	1800
	SNED	700	1100	1300	1400

TAB. 1. Förslag till tillåtliga laster i kp.

The load-carrying capacity of building scaffolds constructed with steel tubes

Lars Almkvist & Bo-Göran Hellers

The scaffold elements tested are made up of tubing and couplers. In the course of the tests, the strength was determined while the scaffold was caused to deflect at right angles to the wall of the building.

The following five factors must be given special consideration in assessing the strength of a scaffold:

1. The working platform, the load applied to this and the distribution of this load
2. The effect on the strength of the scaffold of an uneven and possibly settling foundation
3. The ability of the couplers to transmit the loading to the standards
4. The ability of the couplers to take up moments, even while simultaneously transmitting axial loading
5. The buckling load of the standards; the ultimate load of the scaffold.

Items 3 and 4 may be said to be a combined measure of the method of working of the couplers. Items 4 and 5 were examined in particular in the course of the tests, the others are commented on.

The material used in the investigation has been tested. The tube material was found to have a yield strength $\sigma_{su} = 44 \text{ kg/mm}^2$ and an ultimate strength of $\sigma_B = 50 \text{ kg/mm}^2$.

The nodes (couplers) in the scaffold elements are flexible and this affects the deformations and strength of the elements. Couplers may be black or galvanized. The ability of each of these to

take up moment has been examined in two tests series. The results of the first of these, which was carried out using the best testing method, are summarised in FIG. 1.

It will be seen from the results that galvanized couplers are on an average somewhat more flexible than black couplers.

Tubes for the standards have a standard length of 6 m. The scaffold elements tested are one tube tall and are assumed to be fixed only at the ends where the next tube is joined on by means of a sleeve coupler. Jointing every 6 metres is the most usual. The strength can be varied by means of altering the number of transoms inserted into the scaffold.

The tests comprise scaffold elements with two to five bays. Each scaffold

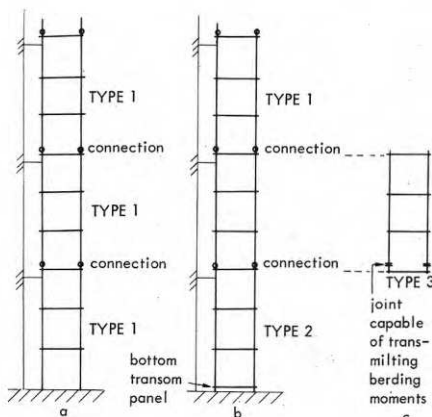


FIG. 2. Frame types tested, types 1, 2 and 3.

National Swedish Building Research Summaries

R31:1970

This report refers to Grant No C 349 from the National Building Research Council to Lars Almkvist.

Tests were carried out on 6-m tall scaffolding sections made up of tubes and couplers. Five factors are of particular importance in determining the strength of a scaffold:

1. The working platform, the load on this and the distribution of this load
2. The effect on the strength of the scaffold of an uneven and possibly settling foundation
3. The ability of the couplers to transmit the loading to the standards
4. The ability of the couplers to take up moments, even while simultaneously transmitting axial loading
5. The buckling load of the standards; the ultimate load of the scaffold

Items 4 and 5 were given special attention in the tests.

There are both galvanized and black couplers at the junction points of the scaffold frame, the galvanized couplers exhibiting a somewhat greater flexibility than the black ones. It was however found in the course of the tests that the variable flexibility of the couplers had negligible effect on the ultimate load.

The results of tests with the loading applied eccentrically to the scaffold sections have been used to estimate permissible loads on scaffolds. A proposal is put forward for permissible loads.

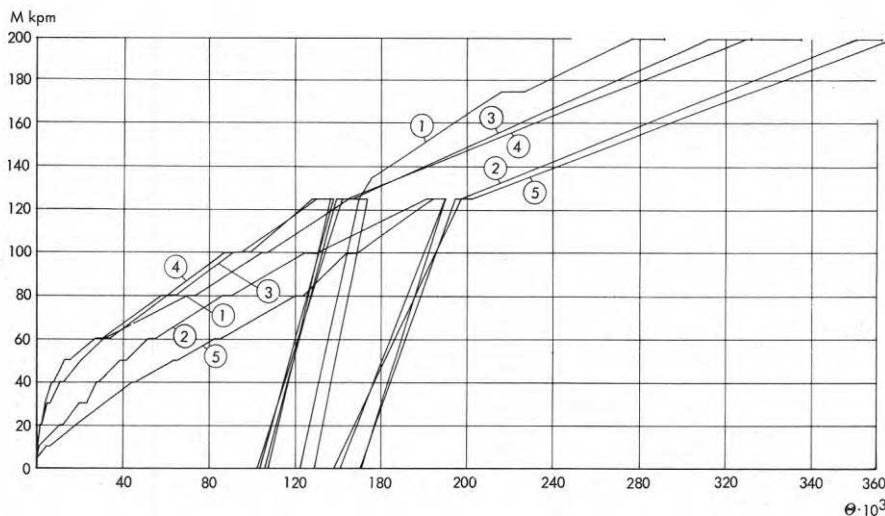


FIG. 1. Relationship between moment (M) applied to coupler and the angular displacement (Θ) in the coupler. Used tubes and couplers. 5 tests.

UDC 69.057.6
624.046
624.014.27

Summary of:

Almkvist, L & Hellers, B-G, 1970, *Bärförmågan hos byggnader av stålror. / The load-carrying capacity of building scaffolds constructed with steel tubes. / (Statens institut för byggnadsforskning) Stockholm. Rapport R31:1970, ill. 80 p., 16 Sw. kr.*

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

element may be constructed in three alternative types. See the examples in FIG. 2.

Load is applied both concentrically and eccentrically at the ends of the tubes in the scaffold elements. The eccentricity is half a tube diameter, the greatest eccentricity which occurs in practice.

An example of the results is shown in FIG. 3.

In tests with the load applied eccentrically, the maximum load and the deformation characteristics are practically the same for the scaffolds, whether these have galvanized couplers or black ones. This was found to apply generally.

Determination of the permissible load on a scaffold is to be based on the results of tests in which load was applied eccentrically. There is no need to differentiate between black and galvanized tubes and couplers.

A proposal for permissible loads is put forward in Table 1.

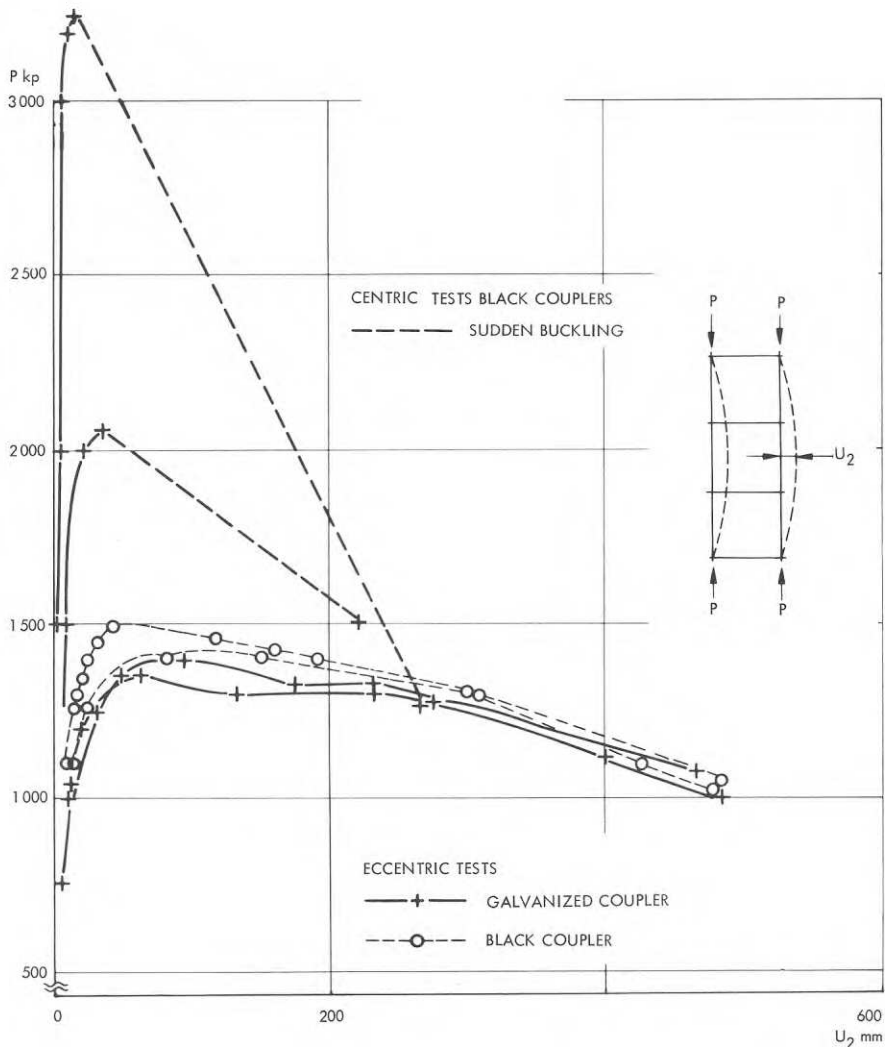


FIG. 3. Test results for scaffold frames with 3 bays, type 2.

SCAFFOLDING					
SCAFFOLD WITHOUT BOTTOM TRANSOM PANEL, 2 OR MORE FRAMES HIGH	RIGHT	700	1000	1100	1200
	SKEW	500	800	900	1000
SCAFFOLD WITH BOTTOM TRANSOM PANEL, 2 OR MORE SCAFFOLDS JOINTED BY COUPLERS CAPABLE OF RESISTING MOMENT (TYPE BURTON ^(B))	RIGHT	800	1200	1350	1500
	SKEW	600	1000	1100	1200
FRAME 6-M HIGH WITHOUT BOTTOM TRANSOM PANEL	RIGHT	700	1000	1100	1200
	SKEW	500	800	900	1000
FRAME 6-M HIGH WITH BOTTOM TRANSOM PANEL	RIGHT	900	1400	1600	1800
	SKEW	700	1100	1300	1400

TAB. 1. A proposal for permissible loads in kp .

Rapport R31:1970

BÄRFÖRMÅGAN HOS BYGGNADSSTÄLLNINGAR AV STÅLRÖR

THE LOAD-CARRYING CAPACITY OF BUILDING SCAFFOLDS
CONSTRUCTED WITH STEEL TUBES

Provningar av 6 m höga ställningselement uppbyggda av 1 1/2" (49 mm)
Wirsbo[®] ställningsrör och byggnadskopplingar typ Burton[®]

Av Lars Almkvist & Bo-Göran Hellers

Denna rapport avser anslag nr C 349 från Statens råd för byggnadsforskning till Lars Almkvist.

Författare är civilingenjör Lars Almkvist, Byggnadsställningsbranschens Malmö- och Stockholmsförening, och tekn. lic. Bo-Göran Hellers, Institutionen för byggnadsstatik, KTH, Stockholm.

Försäljningsintäkterna tillfaller fonden för byggnadsforskning.

Statens institut för byggnadsforskning, Stockholm

Rotobekman 1970 10 8531 0

INNEHÅLL

Nomenklatur	4
Tekniska begrepp och definitioner	7
Inledning	9
Kopplingarnas förmåga att överföra last till spirorna	15
Kopplingarnas momentupptagande förmåga, även med samtidig överföring av last	15
Knäcklaster för spirorna; ramarnas brottlast	15
Materialet till ramproven	19
Rör	19
Kopplingar	21
Provningar 1963	21
Provningar 1967	23
Kommentar till provningsresultaten för kopplingarna	27
Skarvarna	29
Ramarna i en ramställning	30
Provningsprogram för ramarna	32
Valet av excentriciteter	36
Provningsanordning och provningsmetodik	42
Resultat av ramproven	44
Kommentarer till provningsresultaten för ramarna	61
Allmänt	61
Excentriska prov	62
Centriska prov	63
Teoretiska knäcklaster för ramarna med antagande av stela knutpunkter	66
Egensvängningar	68
Inverkan av stödsjunkning	70
Horisontalkrafter på ställningar	71
Säkerhetsproblemet för byggnadsställningar. Förslag till till- låtna laster	72
Slutord	77
Litteratur	78

Byggnadsställning Fasadställning (se FIG. 1)	utgörs av nedanstående <u>delar</u> och <u>element</u> (delarna kan bestå av flera element)

Belastning last	består av a) egenvikt för ställning (stomme) b) egenvikt från helt eller delvis inplankade <u>bomlag</u> c) nyttolast (på <u>bomlagen</u>)
Bom	en horisontal del vinkelrät mot husliv som förenar spirorna till <u>spirpar</u>
Bomlag	nivå för <u>bommarna</u>
Bottenbomlag	<u>bomlag</u> vid marken
Diagonal, diagonalstag	del, som förekommer oftast i yttre spira- liggarplanet för uppstagning. Diagonal förekommer även i bom-spiraplanet och ofta vid fristående ställningar i bom- liggarplanet, <u>plandiagonal</u>
Fack	avstånd längs med en ställning mellan <u>spirpar</u> (eller vertikalt mellan <u>bommar</u>)
Fotplatta	fördelar trycket från <u>spiran</u> på <u>under- laget</u>
Förankring	del, som är fästad i ställningen och fasaden. Förankringen skall tjänstgöra som knäckavsträvning och skall även för- hindra att ställningen stjälpes
Koppling, "rät vinkel"	element, som förenar <u>spira</u> och <u>bom</u> eller <u>spira</u> och <u>liggare</u> med varandra till ett ortogonalt (vinkelrätt) system
Koppling, "variabel vinkel"	ledat element, som förenar delar under olika vinklar (<u>diagonalstagen</u>)
Liggare	en horisontal del i ställningen längs huslivet

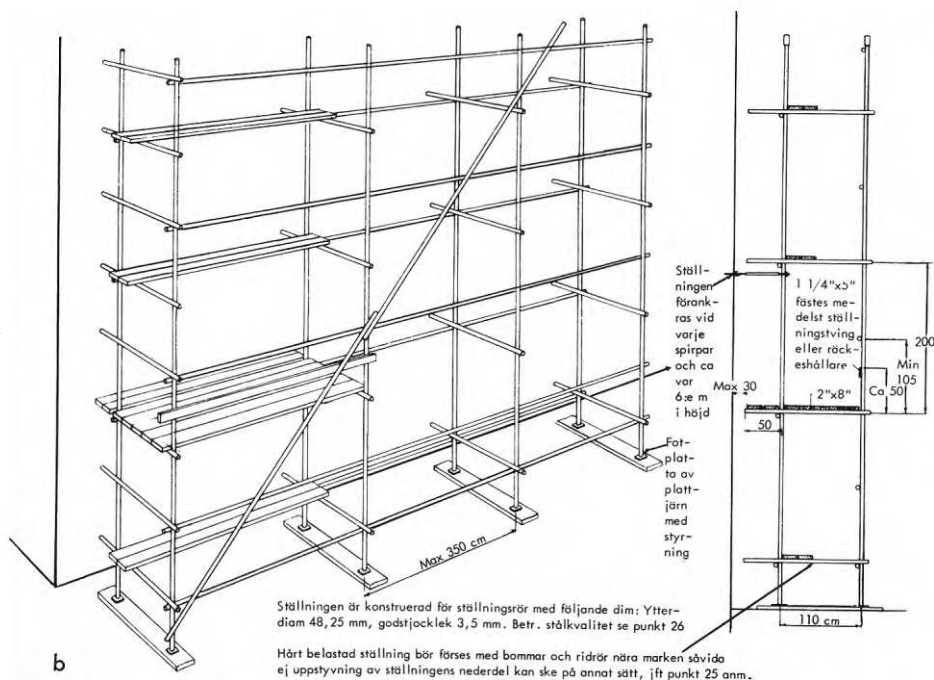
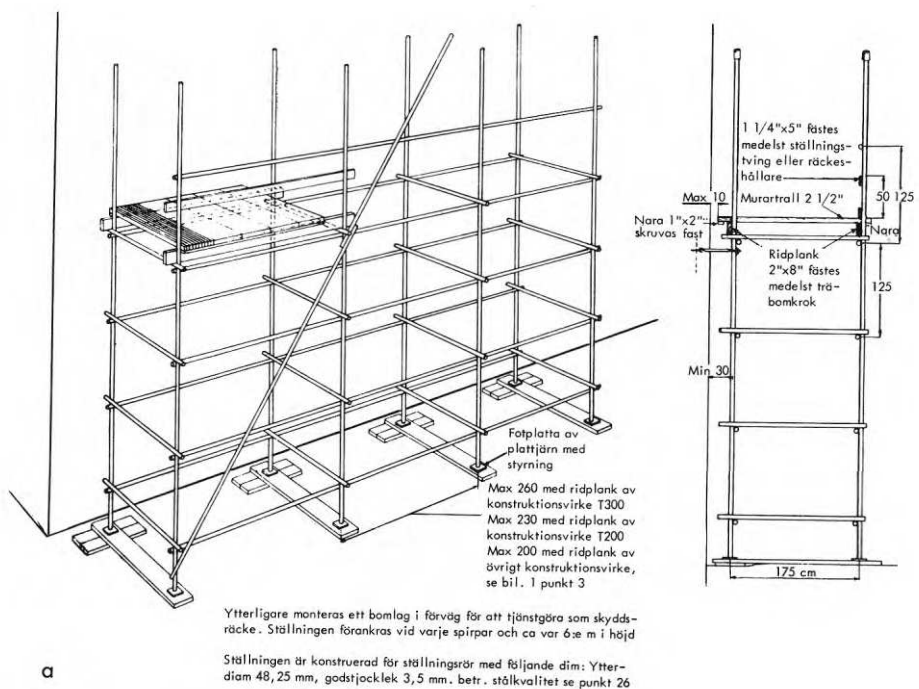


FIG. 1. Rörställning för murning (a) och rörställning för putsning (b) enligt Arbetarskyddsstyrelsens anvisningar nr 32 (Bygganvisningar).

Bricklayer's and plasterer's scaffold in accordance with Specification No 32 (Building Specifications) of the National Swedish Board of Industrial Safety.

Ram ställningsram	spirpar bestående av spirelement av viss längd, här 6 m, förenade med ett antal bommar, oftast på lika avstånd (se även FIG. 16)
Ramställning	ställning uppbyggd av <u>ramar</u> , här 6 m, med centriskt skarvade <u>spiror</u> och med <u>förankringar</u> nära skarvarna <u>Anm.</u> Vid "korta" ramar, t.ex. 2 m, förankras endast vid varannan eller var tredje skarv. Denna typ lämnas här utan avseende
Skarv	<u>Spirelementen</u> och även <u>liggarelementen</u> skarvas centriskt eller excentriskt med ett särskilt element
Spira	en vertikal och bärande del, ofta parvis förenade med <u>bommar</u> till <u>spirpar</u>
Ställningslag, inplankning	del av ställning mellan <u>spirparen</u> , som är avsedd att beträdas och uppbära viss <u>nyttolast</u> . <u>Ställningslaget</u> är konstruerat så, att antingen <u>bommarna</u> eller <u>liggarna</u> överför lasten till spirorna
Ställningsrör	de rör av vilka <u>bommarna</u> och <u>spirorna</u> och ofta <u>liggarna</u> består

En byggnadsställning skall i Sverige vara utförd i enlighet med Arbetarskyddsstyrelsens anvisningar. Traditionen inom ställningsbyggandet är emellertid äldre än Arbetarskyddsstyrelsen, vilket kan vara en förklaring till att bestämmelserna ej alltid följs.

För att skapa bättre underlag för bestämmelser och respekt för dessa belyses i denna undersökning rörställningars verkningssätt fram till brott. Vid tolkningen av resultaten görs hänvisningar till gällande bestämmelser varigenom dessa kommenteras.

Provningarna utförs med ett visst ställningsfabrikat, Wirsbo[®] rör och byggnadskopplingar av typ Burton[®]. För andra fabrikat av rörställningar med motsvarande uppbyggnad belyser provningarna brottfenomenen. En detaljerad analys av sådana ställningar kan därför göras, om man känner de enskilda elementens, rörens och kopplingarnas, egenskaper.

I utredningens avslutning görs en kommentar till belastningsbestämmelserna för ställningarna och till valet av säkerhetsfaktorer.

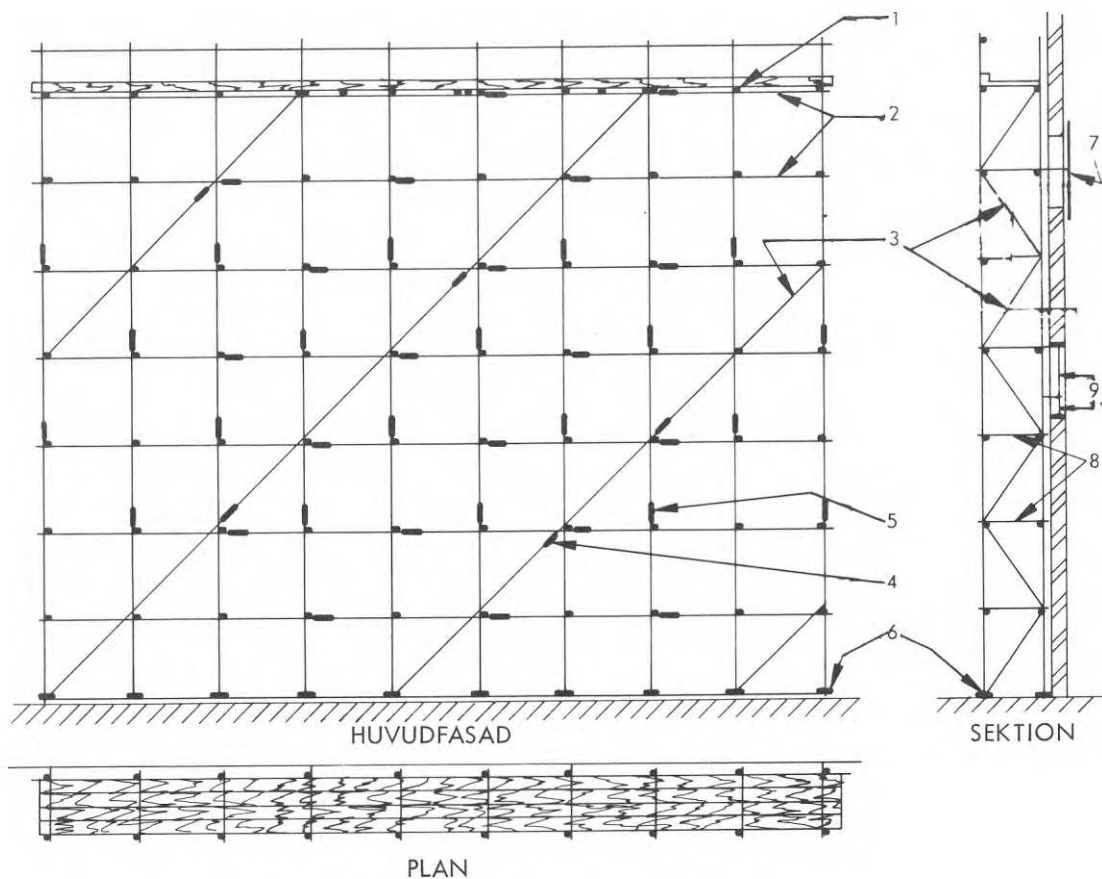
I några andra länder förekommer normer i vilka kopplingarnas momentupptagande förmåga försummas, FIG. 2, 3, 4. Där har man för enkelhets skull föreskrivit att ställningarna skall förses med en förankring vid varje bomlag eller, om glesare förankring används, att diagonaler skall sättas in i spira-bomplanet (vilket hindrar arbetet på ställningslaget). Respekten för sådana bestämmelser är emellertid dålig efter vad man själv kan övertyga sig om vid besök på arbetsplatser i dessa länder.

Det svenska arbetarskyddet har inga anvisningar av denna typ. Varje ställning godkänns för sig, varvid momentöverföringen i knutpunkterna beaktas.

Vid beräkningar på ställningsramar med hänsyn till knutpunkternas momentupptagande förmåga har metoderna varierat.

I handböcker kan man finna knäckklaster med stor noggrannhet för slutna ramar med momentstyva knutpunkter. Ramar med knutpunkter av flyttledstyp (dvs. då skillnaden mellan horisontalens och vertikalens vinkeländringar i knutpunkten växer under konstant upptaget moment) är lämpade för handräkning.

En annan idealiseringsmöjlighet är att vinkeländringsskillnaden växer lineärt med pålagt moment. Detta antas i en beräkningsmetod från Statens vattenfallsverk, vilken berörs kortfattat nedan i sam-

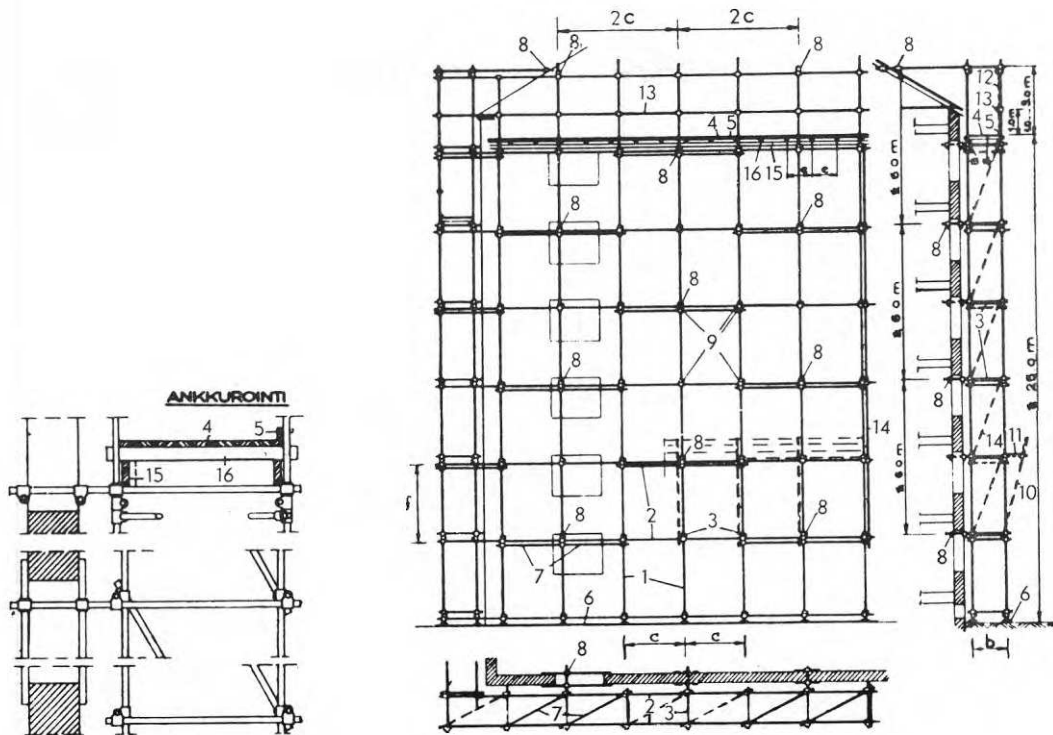


- | | |
|---|---|
| 1) Bom fästes vid liggare med bomkoppling | 1) Transom to ledgers with putlog couplers |
| 2) Liggare fästes vid spiror med rätvinkliga kopplingar | 2) Ledgers to standards with right-angle couplers |
| 3) Diagonaler fästes vid liggare eller spiror med justerbara vinkelkopplingar eller vid bommar med rätvinkliga kopplingar | 3) Braces to standards with swivel couplers or to transoms with right-angle couplers |
| 4) Skarv | 4) Sleeve couplers or joint pins |
| 5) Skarv eller sprint | 5) Sleeve couplers |
| 6) Fotplattor | 6) Base plates |
| 7) Fastsatt med rätvinklig koppling | 7) Tied in with right-angle couplers |
| 8) Bommar fästes vid spiror med rätvinkliga kopplingar. Bommar fästes vid liggare med bomkopplingar | 8) Transoms to standards with right-angle couplers transoms to ledgers with putlog couplers |
| 9) Förankringsstång (inspänd i fönsterkarm) | 9) Reveal pin |

FIG. 2. Typisk bomlagsställning med beskrivning av delarnas fastsättning, enligt British Standard 1139:1964.

Typical independent tied scaffold showing applications of fittings, in accordance with British Standard No 1139:1964.

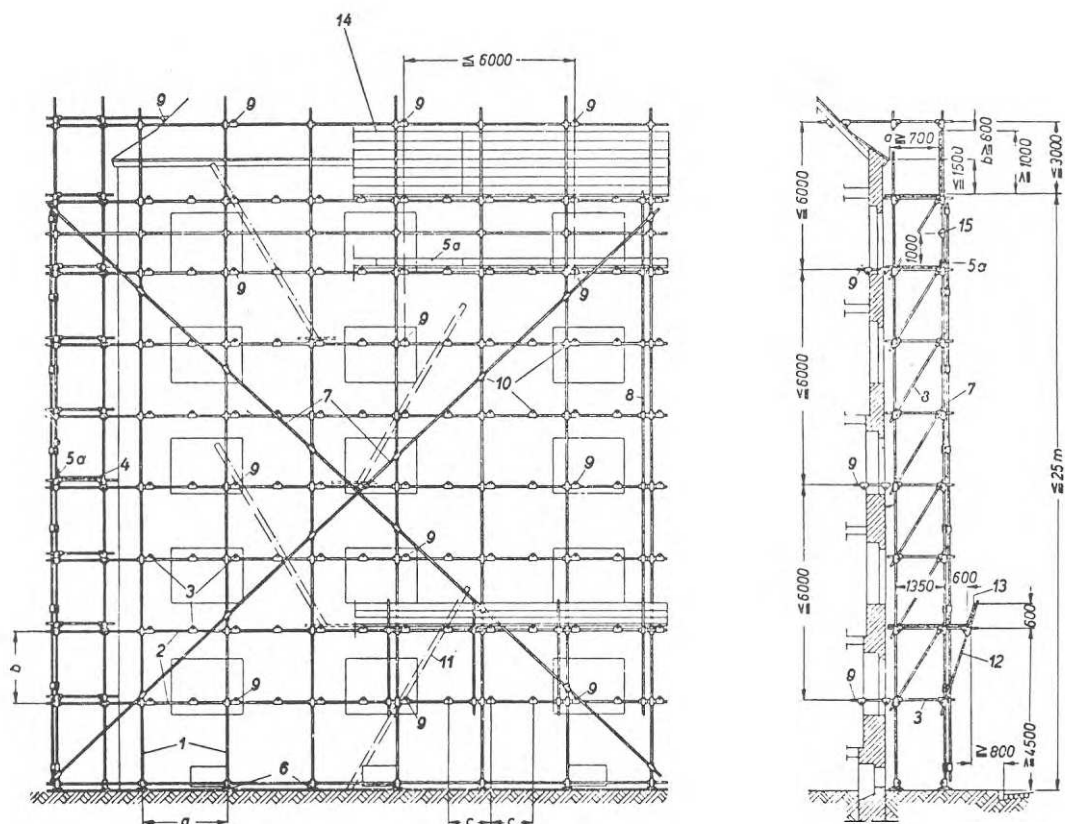
NORMAALIPUTKITELINE



- | | |
|--------------------------|-------------------------------------|
| 1) Spira | 1) Standard |
| 2) Liggare | 2) Ledger |
| 3) Bom | 3) Transom |
| 4) Ställningslag | 4) Working platform |
| 5) Fotbräda | 5) Edge plank |
| 6) Underplank (Fotplank) | 6) Foundation plank |
| 7) Plandiagonal | 7) Bracing |
| 8) Förankring | 8) Fixing |
| 9) Koppling | 9) Coupler |
| 10) Rör för skyddstak | 10) Tube to support protective roof |
| 11) Skyddstak | 11) Protective roof |
| 12) Skyddsvägg | 12) Protective wall |
| 13) Räckesrör | 13) Guard rail |
| 14) Diagonalrör | 14) Bracing |
| 15) Bockrygg | 15) Ridge plank |
| 16) Tvärbjälke | 16) Transverse baulk |

FIG. 3. Normal rörställning med detaljer enligt RIL 37, Finlands byggnadsingenjörers förbund

Normal tubular scaffolding with components according to RIL 37, Association of Finnish Structural Engineers.



- | | |
|--------------------------------------|--|
| 1) Spiror | 1) Standards |
| 2) Liggare | 2) Ledger |
| 3) Bommar | 3) Transoms |
| 4) Ställningslag | 4) Working platform |
| 5) Fotbräda | 5) Edge plank |
| 6) Fotplatta | 6) Base plate |
| 7) Längsdiagonaler | 7) Longitudinal bracing |
| 8) Tvärdiagonaler | 8) Cross bracing |
| 9) Förankring | 9) Fixing |
| 10) Koppling | 10) Coupler |
| 11) Stege | 11) Ladder |
| 12) Rör för skyddstak | 12) Tube to support protective roof |
| 13) Skyddstak | 13) Protective roof |
| 14) Skyddsvägg (anv. vid takarbeten) | 14) Protective wall (used on roofing work) |
| 15) Skyddsräcke | 15) Guard rail |

FIG. 4. Tysk stålrörssram enligt DIN 4420. Höjden begränsad till 25 m.

German steel tubular scaffold according to DIN 4420. Height limited to 25 m.

band med teoretiska knäcklaster. De kopplingar som ingår i de provade ställningarna har emellertid parabolisk karakteristika för små moment, varom mera nedan (se t.ex. FIG. 13). Först för större pålagda moment växer vinkeländringsskillnaden lineärt. En beräkning av en ram med sådana knutpunkter är mycket omständlig. Då kopplingarnas egenskaper dessutom uppvisar betydande spridning framstår provningar av hela ställningsramar som angelägna.

Vid bedömning av en ställnings hållfasthet är det fem faktorer som särskilt bör beaktas:

1. Ställningslaget, dess last och lastfördelning.
2. Ställningens känslighet för ett ojämnt, eventuellt sjunkande underlag.
3. Kopplingarnas förmåga att överföra last till spirorna.
4. Kopplingarnas momentupptagande förmåga, även med samtidig överföring av axiellast.
5. Knäcklaster för spirorna; ramarnas brottlast.

Punkterna 3 och 4 kan sägas höra samman som ett mått på kopplingarnas funktion.

I undersökningen ingår speciellt punkterna 4 och 5; de övriga kommenteras.

Det är väsentligt vid bedömningen av en rörställnings bärförmåga att förstå att kopplingarnas eftergivlighet, jämfört med det teoretiska fallet med momentstyva knutpunkter, innebär en försvagning. Vid ställningens deformation under last yttrar sig detta i en förlängning av den fria knäcklängden för spirorna. Normalt har spirorna i en ställning mycket stor slankhet, varför en felbedömning av den fria knäcklängden kan ha katastrofala följder.

Sådana felbedömningar förekommer, vilket utredningen av ett ställningsras i Tyskland utvisar. Ställningen visas i FIG. 5 före och efter raset. Den 37 m höga ställningen var uppbyggd av bomramar med 3 fack. Ställningen var troligen förankrad i höjddled på var sjätte meter, som anges i DIN 4420, FIG. 4.

Likväl hade man med ledning av beräkningsmetod i DIN 4114 antagit en fri knäcklängd om endast 2 m. Detta sammanhänger troligen med den föreskrivna diagonalstagningen i planet vinkelrätt mot huslivet, det plan i vilket fara för utknäckning föreligger. Utredaren påpekar att normen inte föreskriver hur tätt dessa diagonalstagningar skall återkomma. Dessutom är stagningen svår att genomdriva på en arbetsplats av det skälet att den hindrar arbetet på bomlaget.

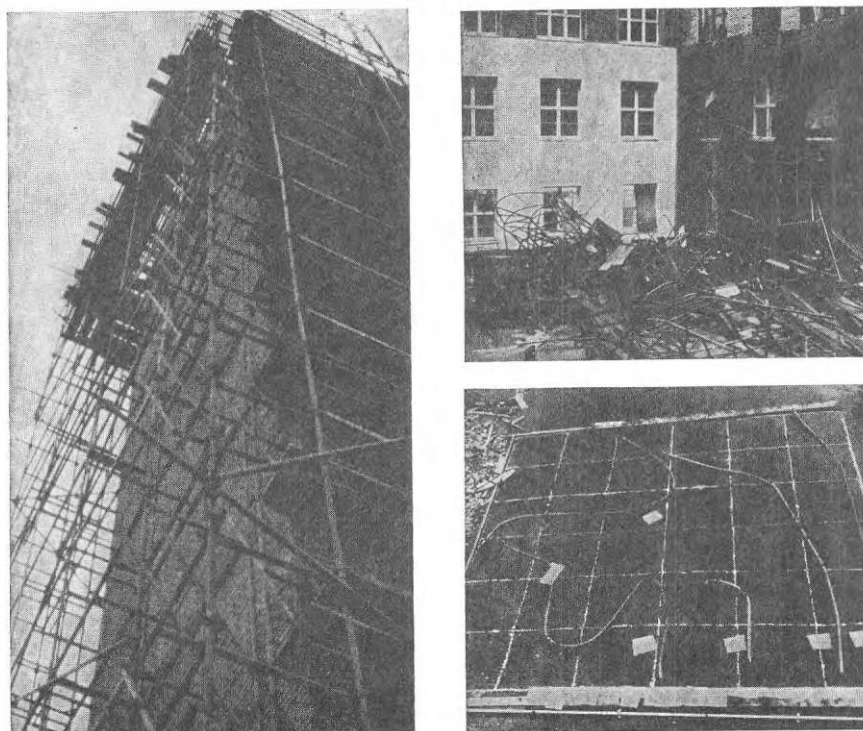


FIG. 5. En 37 m hög tysk byggnadsställning före och efter raset.

A 37-m German scaffold before and after collapse.

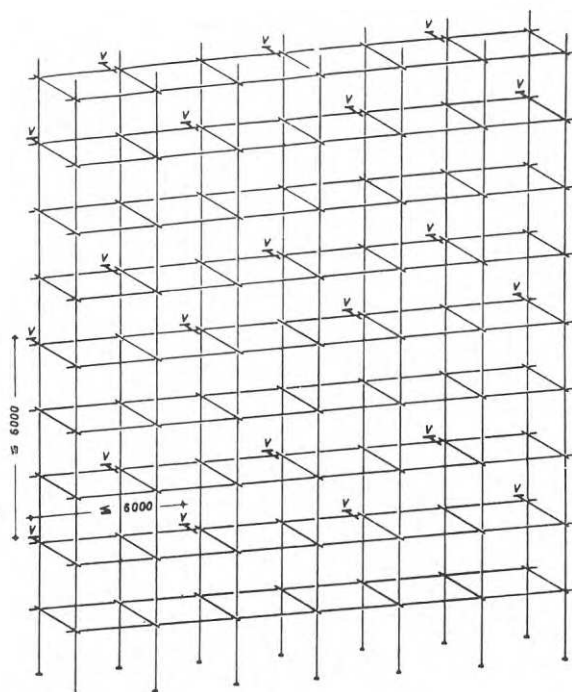


FIG. 6. Förslag till uppbyggnad och förankringsschema enligt Paul Roloff.

Proposed arrangement of fixing points according to Paul Roloff.

Utredningen fastslår att lasten på spirorna i botten på ställningen varit 2 000-2 200 kp. Dessa spiror hade en något grövre godstjocklek än spirorna i denna undersökning. Som visas i försöken nedan har ramarna med motsvarande uppbyggnad som i den tyska ställningen och utan diagonalstagnung en centrisk knäcklast om ungefär 2 000 kp. Det ligger därför nära till hands att misstänka att diagonalstagnung ej utförts eller suttit för glest för att uppstyvningen skall ha blivit effektiv.

I utredningen av den tyska olyckan föreslås för dessa höga ställningar en tätare förankring, 4 m, för att den fria knäcklängden säkert ej skall bli större än 4 m.

Dessutom förskjuts förankringarna 2 m för vartannat spirpar. Därigenom tänks ställningen styrd på varannan meter genom att liggarnas förmåga att överföra tvärkraft utnyttjas. Därmed antas det att fria knäcklängden blir omkring 2 m.

Även författaren till Das Stahlrohrgerüst, Paul Roloff, tvivlar på hållfastheten för ställningar byggda enligt DIN 4420. Han föreslår i stället en uppbyggnad och ett förankringsschema enligt FIG. 6.

Kopplingarnas förmåga att överföra last till spirorna

För att få använda kopplingar av ett visst fabrikat krävs typgodkännande från Arbetarskyddsstyrelsen. Kopplingen skall provas för vertikal last. En säkerhetsfaktor på 2 för glidning är en vanlig föreskrift, dock skall kopplingar kunna bära maximal brukslast utan att glida alls. I FIG. 7 visas hur provningen skall utföras.

Kopplingarnas momentupptagande förmåga, även med samtidig överföring av last

I verkligheten överför kopplingarna i en byggnadsställning såväl böjande moment som avskärningskrafter. Provningen av denna sammansatta funktion är därför särskilt viktig. I FIG. 7 visas hur provningen skall utföras. Kopplingarnas verkningssätt ligger till grund för tolkningen av ramproven. I praktiken antas vanligen att lastöverföring och någon snedställning ej påverkar den momentupptagande förmågan.

Knäcklaster för spirorna; ramarnas brottlast

Den fria knäcklängden för spirorna antas ibland vara lika med avståndet mellan bommarna. Som påtalats vid beskrivningen av ställningsraset i Tyskland är detta sällan riktigt. Om bommarna är mycket styvare än spirorna, FIG. 8, är antagandet teoretiskt riktigt. Praktiskt blir inspänningen åtskilligt försvagad av att kopplingarna

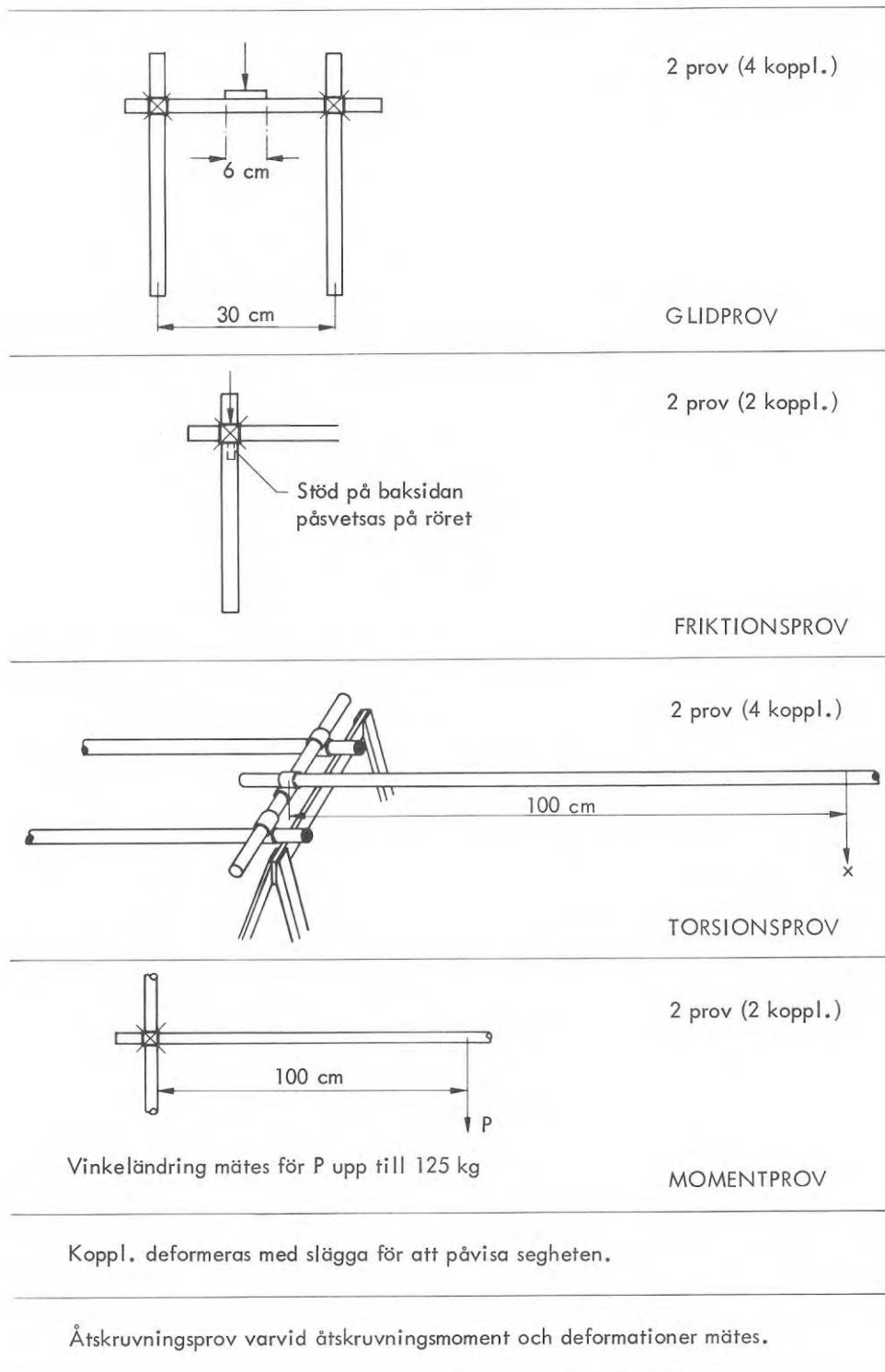


FIG. 7. Typprovning av kopplingar enligt Arbetarskyddsstyrelsen.

Type testing of couplers according to the National Swedish Board of Industrial Safety.

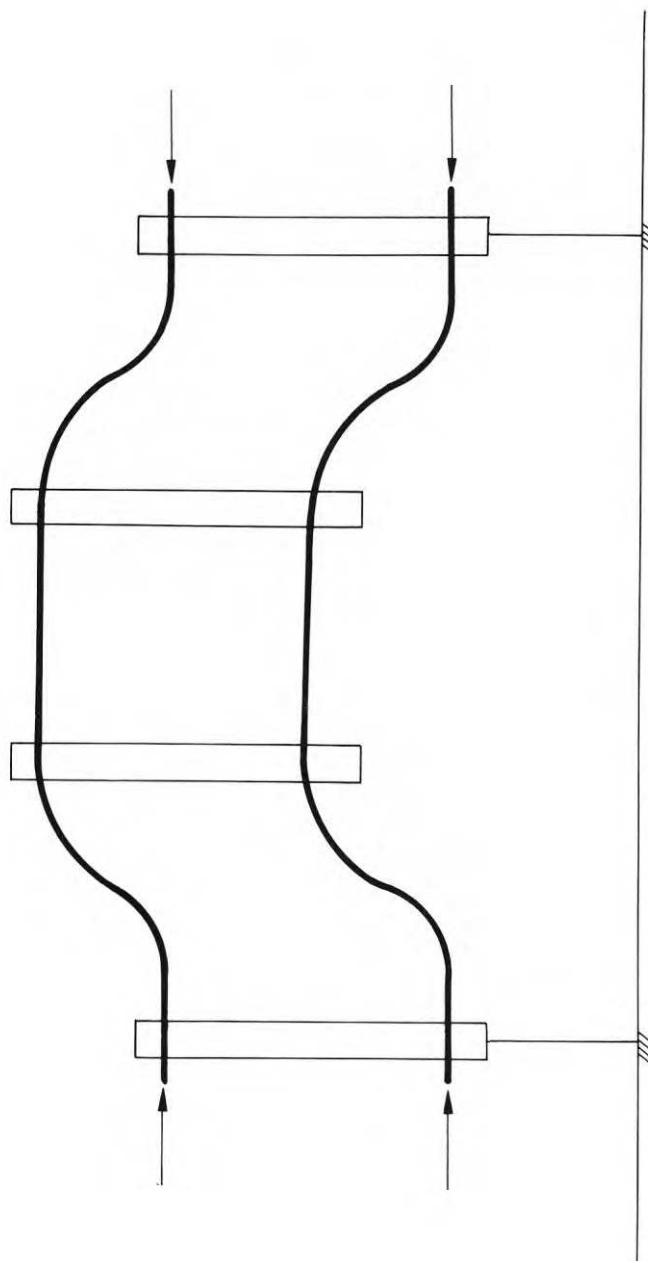


FIG. 8. Deformation av ställningsram med mycket styva bommar.
Teoretiskt stela kopplingar.

Deformation of a scaffold with very stiff transoms.
Theoretically stiff couplers.

inte är stela. Det enda som är säkert är att den fria knäcklängden inte är större än avståndet mellan förankringarna.

Ett annat förenklat antagande är att lasten verkar centriskt i spirorna vid skarvarna. Antagandet grundas på att skarvens momentöverföring är rätt obetydlig. Normalt finns brytningar i skarvarna, se FIG. 19, varför lasten överförs excentriskt. Då förankringen är placerad vid skarven är det inte nödvändigt att skarven kan överföra moment.

Knäckstyvheten i ställningens längsled beaktas inte i denna utredning. I normala fall är denna mindre kritisk än knäckstyvheten i tvärlid. Med diagonaler kopplade vid nästan varje bomlag någonstans utefter ställningen uppnås erforderlig stagning med bred marginal.

Den maximala belastningen uppstår självfallet i botten på ställningarna, där hela ställningens egenvikt adderas till nyttolasten. Belastningen av egenvikten kan vara avsevärd om alla bomlagen är inplankade.

Provningarna i denna utredning har planerats och utförts under överinseende av Lars Almkvist under kontakt med Sven Sahlin och Bo-Göran Hellers från Institutionen för byggnadsstatik, KTH. Rapporten har utarbetats av Lars Almkvist och Bo-Göran Hellers.

Rör till vertikaler (spiror) och horisontaler (bommar)

Ställningsrören är av dimensionen 1 1/2", kallas ibland också 49 mm-rör eller 48 mm-rör, framställda vid Wirsbo Bruk. Fyra rörprov redovisas i TAB. 1. De har tagits från två rör som böjts till flytmoment, så att rören bockats.

TAB. 1.

Rör- prov	Dimension mm	Sträckgräns σ_{su} kp/mm ²	Brottgräns σ_B kp/mm ²	Brott- töjning ¹⁾ %	Anmärkning
{1	48,4 × 3,50	43,7	49,8	20	Wirsbo-rör
{2	48,4 × 3,50	44,2	50,5	19	" "
					1 dm från bock
{3	48,4 × 3,55	45,3	50,8	19	Wirsbo-rör
{4	48,4 × 3,55	45,0	51,2	19	" "
					1 dm från bock

1) Brottöjningen mäts på en rörlängd som är 5 ggr den fiktiva diametern för en massiv rörsektion med samma yta som det ihåliga röret. Denna rörlängd är här 120 mm.

Till resultaten skall fogas att rörtjockleken skall vara större än 3,35 mm. I beräkningarna används fortsättningsvis

$$W = 5,14 \text{ cm}^3 \qquad I = 12,4 \text{ cm}^4 \qquad M_{su} = 229 \text{ kpm}$$

Ytterligare mätningar på rörens dimensioner gjordes vid prov på kopplingarnas momentupptagande förmåga, varom mera nedan.

Mätningarna gjordes på 10 rörpar, där det ena röret var 700 mm och det andra 1 300 mm. Mätningarna redovisas i TAB. 2, hämtad från intryg SP U 63 - 2480.

TAB. 2.

Längd	Försök 1		2		3		4		5	
	a	b	a	b	a	b	a	b	a	b
700 diameter	48,5	48,5	48,3	48,4	48,3	48,5	48,5	48,4	48,4	48,5
700 godstjocklek	3,57	3,59	3,51	3,53	3,51	3,50	3,59	3,49	3,53	3,54
1 300 diameter	48,5	48,5	48,3	48,5	48,3	48,5	48,4	48,3	48,4	48,4
1 300 godstjocklek	3,55	3,46	3,49	3,52	3,55	3,51	3,52	3,57	3,43	3,53

Längd	Försök 6		7		8		9		10	
	a	b	a	b	a	b	a	b	a	b
700 diameter	48,5	48,7	48,6	48,5	48,5	48,4	48,3	48,7	48,4	48,4
700 godstjocklek	3,56	3,56	3,56	3,57	3,54	3,56	3,28	3,28	3,56	3,58
1 300 diameter	48,5	48,5	48,6	48,5	48,5	48,5	48,5	48,5	48,7	48,4
1 300 godstjocklek	3,22	3,26	3,29	3,23	3,19	3,26	3,22	3,28	3,50	3,54

Rörens längd, ytterdiameter och godstjocklek i mm; a och b betecknar rörens respektive ändrar.

Mätningarna ger för diametern $d_{med} = 48,5$ mm med standardavvikelsen 0,2 %, och för godstjockleken $t_{med} = 3,46$ mm med standardavvikelsen 3,7 %.

Spirorna är i denna utredning liksom oftast i praktiken genomgående av 6 m längd. Bommarna är 2 m långa. I praktiken används även kortare bommar med längden 1 à 1,5 m.

Bommarnas längd, inom praktiska gränser, inverkar inte mycket på ramarnas bärförmåga. Fjädringen i kopplingen vid excentrisk belastning överstiger vida vinkeländringen hos bommen. Denna kan vid brott uppfattas som nära nog stel.

Alla rör var vid provningarna galvaniserade och nya.

Ursprungligen användes som ställningsrör vanliga vattenledningsrör vilkas sträckgräns efter hand höjdes. Diametern hos rören, ~49 mm, är förhärskande i de flesta länder i Europa och dessutom i U.S.A. Godstjockleken är oftast 3-3,5 mm, dvs. fortfarande som för vattenledningsrör. Den maximala längd som används för spirorna är 6 m. Detta anses vara den längsta hanterbara längden för en rörställning. Med en godstjocklek om 3,5 mm väger ett 6 m rör 23 kg.

Ställningarna byggs oftast med etage på varannan meter, vilket medför att en människa kan gå rak på inplankningen mellan etagen. Med detta byggnadssätt blir rörlängden en multipel av etageavstånden.

Kopplingar

Kopplingarna vid provningarna är av typ Burton, vars modell nu (1969) är minst tjugufemårig. Kopplingen visas i FIG. 9. Av intresse ur funktionssynpunkt är att jämföra begagnade kopplingar med nya. Därför gjordes försöken dels med nya, galvaniserade kopplingar och dels med oljiga "svarta" kopplingar. Proven med de nya kopplingarna antogs först ge den högre momentupptagande förmågan, då den sträva anliggningsytan för dessa mot rören troddes vara avgörande. Axialkrafterna i bultarna blir emellertid ej lika för samma åtdragningsmoment. Eftersom de svarta kopplingarnas bultar är smorda, blir axialkraften i dessa störst. Detta är i verkligheten avgörande för momentupptagningen. Praktiska slutsatser av proven bör dock dras i huvudsak från prov med "svarta" kopplingar eftersom dessa är vanligast förekommande och en koppling under större delen av sin funktionstid är smord och begagnad.

Kopplingarna dras med momentnyckel med ca 5 kpm åtdragningsmoment.

I praktiken överför vissa kopplingar samtidigt moment och upplagsreaktioner av rörlig last. Detta belastningsfall är dock av mindre betydelse, eftersom överföring av upplagsreaktioner för rörlig last normalt sker i högre grad endast vid det översta bomlaget, medan ställningens bärförmåga i sin helhet bestäms av de understa mest ansträngda ramarna.

Provningar 1963

På uppdrag av Byggmästarnes Material AB utförde Statens provningsanstalt år 1963 provningar av Burton-kopplingens förmåga att överföra moment. Därvid provades 5 galvaniserade och 5 svarta kopplingar och användes 20 st 1 1/2" stålrör, varav 10 galvaniserade. Kopplingarna och rören var begagnade.

Provningsanordning framgår av FIG. 10.

Provningarna redovisas i Provningsanstaltens intyg nr U 63 - 2480.

Provningarna blev mycket noggrant utförda. Rören byttes för varje koppling som provades. Åtdragningsmomentet var 6 kpm. Lasten (F) påfördes det horisontella röret lodrätt i belastningsföljden 5, 10, 20, 30, 40, 50, 60, 80, 100 och 125 kp. Därefter avlastades till 0 kp. Efter 5 minuters uppehåll belastades röret med 125 och 250 kp. Vid en av kopplingarna i varje serie (2 st.) utfördes dessutom en provning med lastföljden 135, 175, 250, 300 och 390 kp. Rörets nedböjning under last vid A och B mättes omedelbart efter pålastning och efter 5 minuter. Därefter ökades lasten.

Provningen utfördes i 2 serier, varav försök 1-5 med galvaniserad koppling och försök 6-10 med svart stålkoppling.



FIG. 9. Tube coupler, type Burton[®].
Rörkoppling av typ Burton[®].

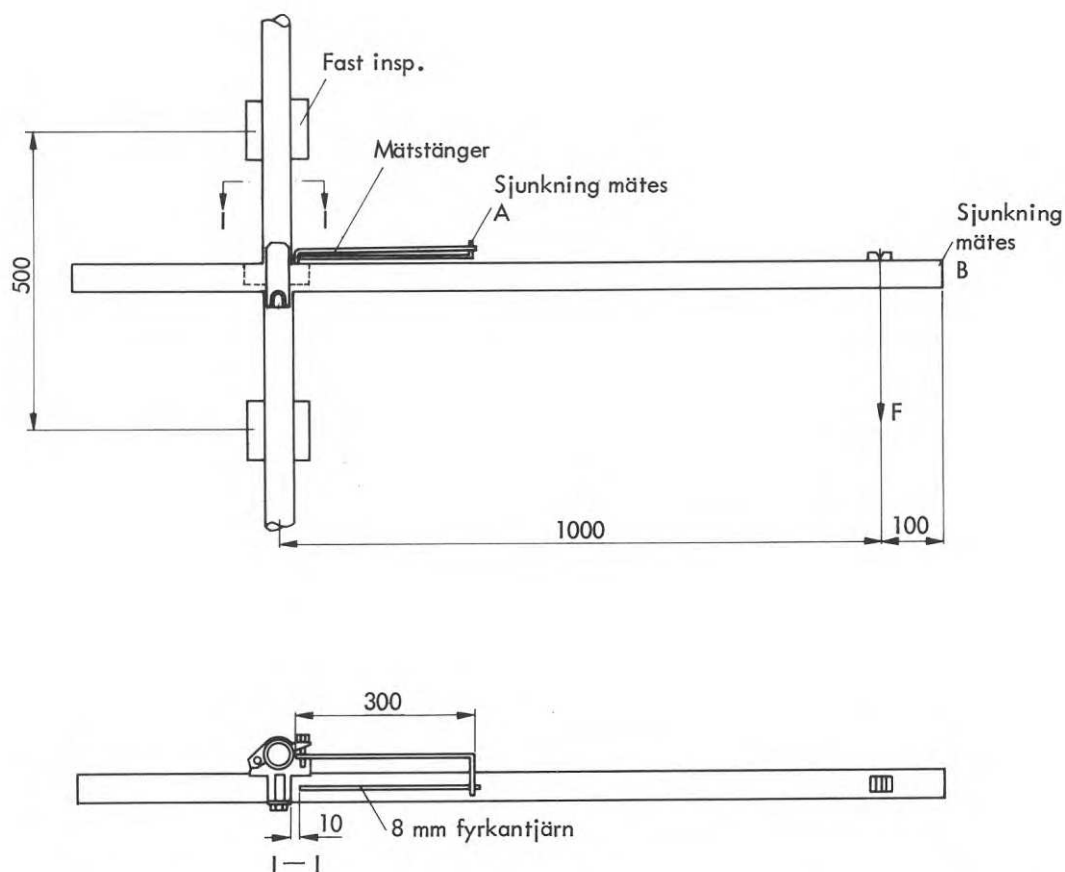


FIG. 10. Provningsanordning för mätning av vinkelräta rörkopplingars momentupptagning och knutpunktsverkan vid provningarna 1963.

Testing equipment for measurement of the capacity of right-angle tube couplers to transmit a moment, and the bearing stress, used in the tests in 1963.

Resultaten redovisas i FIG. 11a och b. Brott uppstod ej på någon av kopplingarna. Samtliga kopplingar visade kvarstående formförändring.

Redovisningen avslutas på en nivå (200 kpm) under M_{su} (≈ 229 kpm), det moment för vilket rörmaterialet börjar flyta.

I FIG. 11c anges sambanden mellan pålagt moment och vinkeländring med spridningsområden. Av sambanden framgår att vinkeländringen i svarta kopplingar är mindre i medeltal än i galvaniserade kopplingar.

Provningar_1967

Provningarna omfattade 30 begagnade, "svarta" kopplingar och 15 nya, galvaniserade. Provningarna utfördes enklare än vid föregående tillfälle (1963). Rören byttes endast vid ett par tillfällen under hela försöksserien. Arrangemangen för uppmätningen av nedböjningen var ej så noggranna som tidigare och pålastningen utfördes snabbare. Belastningsanordningen visas i FIG. 12. Skälet för det enklare förfarandet var att minska kostnaderna för dessa prov. Inverkan på resultaten bedömdes som små.

Provningarna redovisas i Provningsanstaltens intyg nr 7011, 992.

Lasten (P) påfördes i serien 0, 5, 10, 15, 20, 30, 40, 50, 60, (100), 0 kp. Rören var genomgående nya och galvaniserade. Provningarna avslutades med 4 prov, där överfallen på kopplingarna, se FIG. 9, monterades olika, enligt text till FIG. 12.

Åtdragningsmomentet på kopplingsbulten var här 5 kpm.

Resultaten redovisas i FIG. 13a och b.

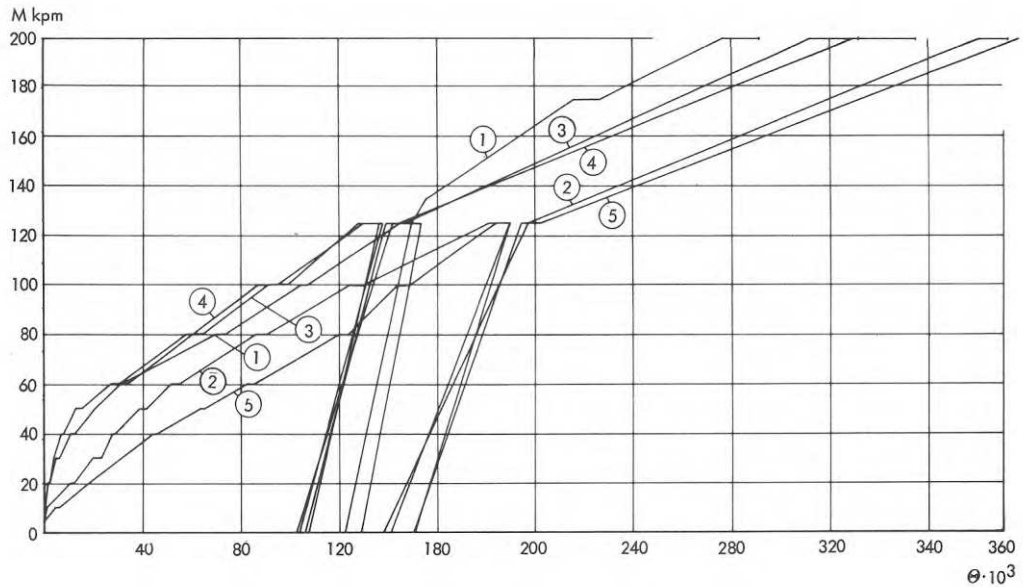


FIG. 11a. Samband mellan pålagt moment (M) på rörkoppling och vinkeländring (θ) i kopplingen. Begagnade, galvaniserade kopplingar och rör. 5 prov. (1963).

Relationship between moment (M) applied to a tube coupler and the angular displacement (θ) of the coupler. Used, galvanized couplers and tubes. 5 tests. (1963)

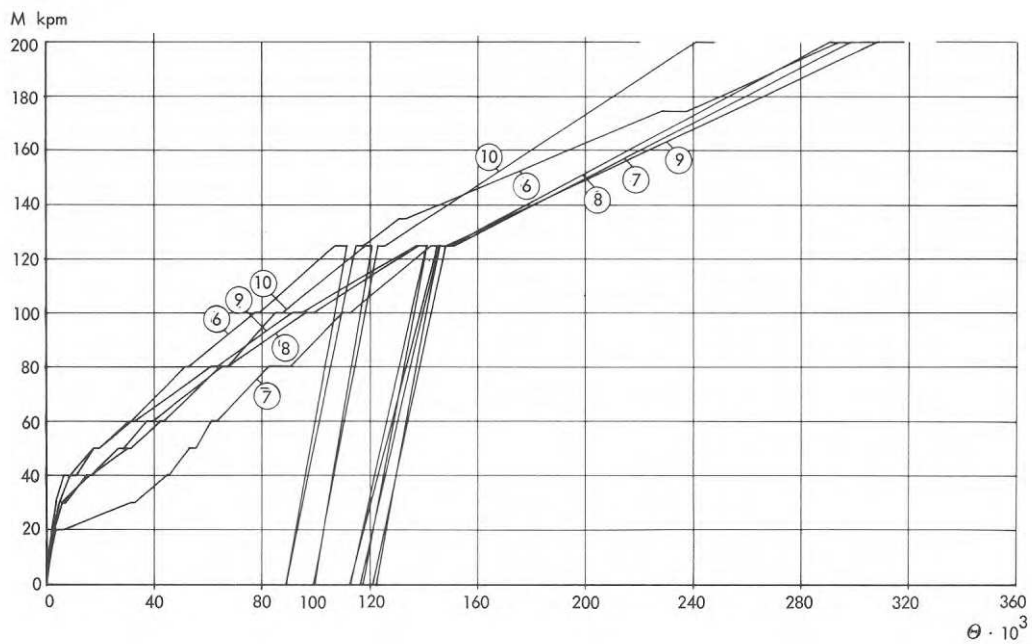


FIG. 11b. Samband mellan pålagt moment (M) på rörkoppling och vinkeländring (θ) i kopplingen. Begagnade, svarta kopplingar och rör. 5 prov. (1963).

Relationship between moment (M) applied to a tube coupler and the angular displacement in the coupler (θ). Used, black couplers and tubes. 5 tests. (1963).

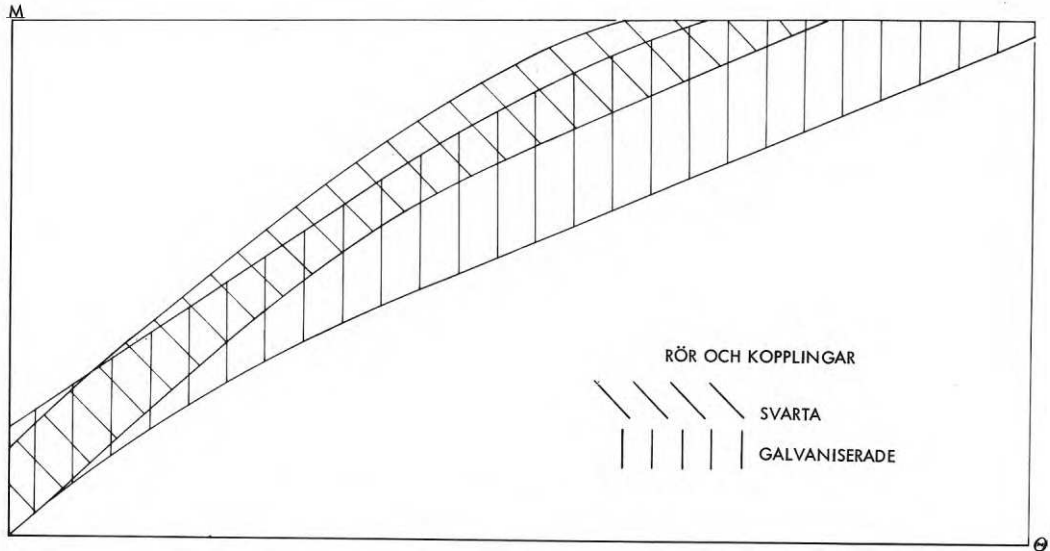


FIG. 11c. Sammanfattning av sambanden i FIG. 11a och b med spridningsområden.

Summation of curves in FIG. 11a and 11b, showing the range of scatter.

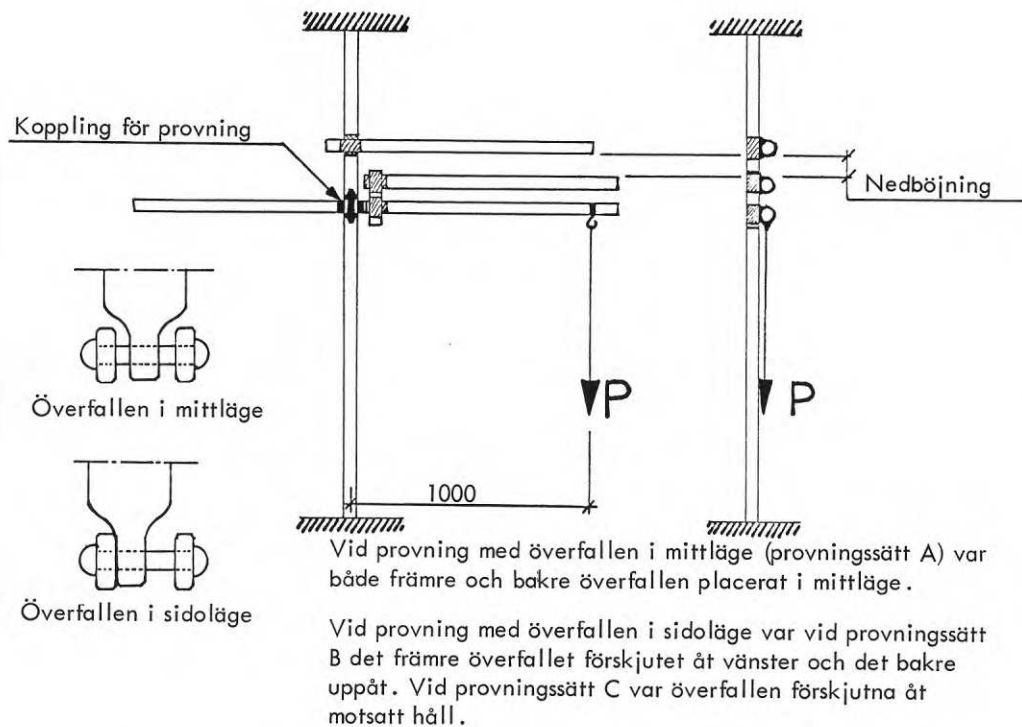


FIG. 12. Momentprovning av vinkelräta rörkopplingar. Provningssätt (1967).

Testing the capacity of tube couplers to resist bending moment. Testing equipment (1967).

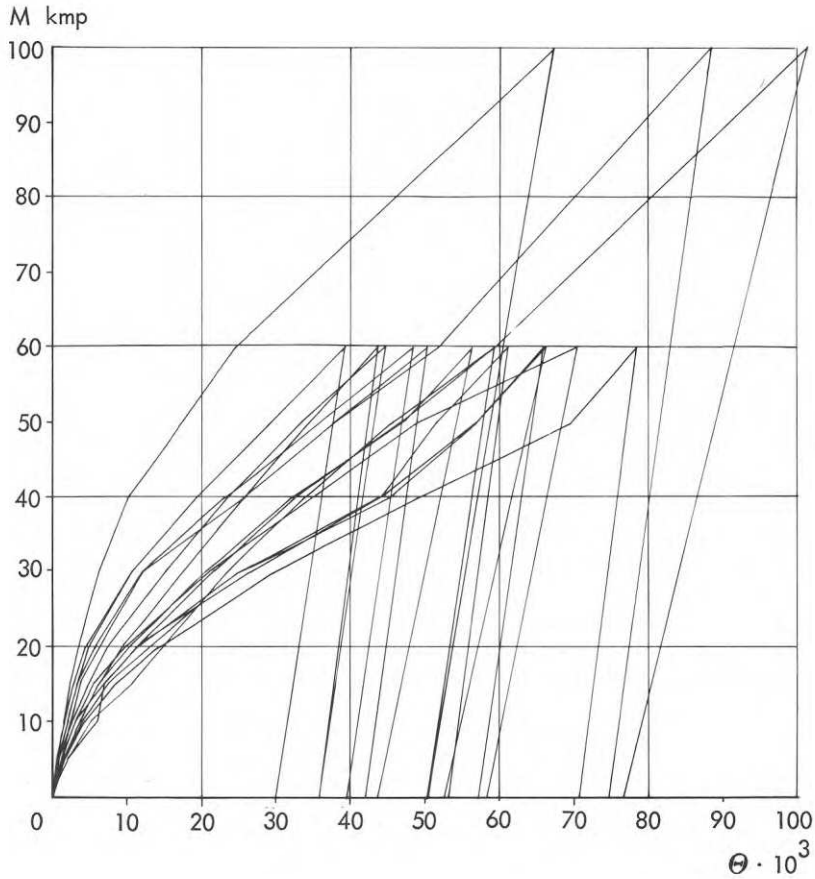


FIG. 13a. Samband mellan pålagt moment (M) på rörkoppling och vinkeländring (θ) i kopplingen. Nya, galvaniserade kopplingar; nya, galvaniserade rör. 15 prov.

Relationship between moment (M) applied to coupler and the angular displacement (θ) in the coupler. New, galvanized couplers; new, galvanized tubes. 15 tests.

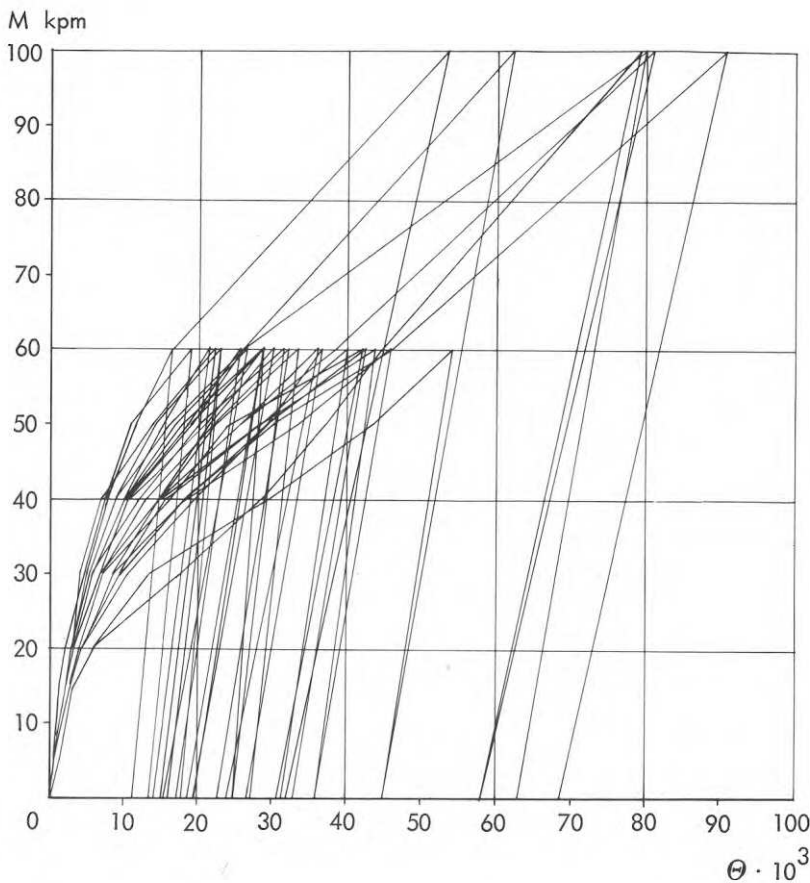


FIG. 13b. Samband mellan pålagt moment (M) på rörkoppling och vinkeländring (θ) i kopplingen. Begagnade, svarta kopplingar; nya, galvaniserade rör. 30 prov.

Relationship between moment (M) applied to coupler and the angular displacement (θ) in the coupler. Black, used couplers; new, galvanized tubes. 30 tests.

KOMMENTAR TILL PROVNINGSRESULTATEN FÖR KOPPLINGARNA

Allmänt kan sägas att kopplingarna företer en betydande spridning vid momentbelastning, som framgår av FIG. 13aa och bb. Detta sammanhänger med anläggningen mot rörets mantelyta i kopplingarna, vilket har betydelse vid åtdragningen av kopplingsbulten. Vid provningar av ramar vari fler kopplingar ingår måste resultatet tolkas med hänsyn till att momentupptagningen i kopplingarna varierar och att glapp uppträder i knutpunkterna för bommar och spiror. Om kopplingarnas antal är stort, är det troligt att ramen skall bete sig som om samtliga kopplingar har genomsnittliga egenskaper. Medelvärden visas därför i FIG. 13c. Man skall emellertid inte glömma att det även för ramar med ett betydande antal kopplingar finns en liten risk att ett stort antal av dessa är mycket eftergivliga. Inverkan av detta diskuteras i kommentarerna till provningsresultaten för ramarna.

Av resultaten framgår att den s.k. karakteristikan för kopplingarna är ungefär parabolisk för små pålagda moment, medan den är mera linjär för större moment.

En jämförelse mellan provningarna 1963 och 1967 (FIG. 13aa och bb) visar, att resultaten från den senare provningen har samma tendens och någorlunda överensstämmer med resultaten från den tidigare, mycket noggranna provningen.

Överensstämmelsen är bäst för galvaniserade kopplingar, som 1963 var begagnade men 1967 nya. För de svarta kopplingarna, som genomgående var begagnade, är överensstämmelsen sämre.

Detta skulle tala för att den förenklade provningsmetodiken, som användes i det senare fallet, kan störa resultaten något men att denna störning för de galvaniserade kopplingarna kan ha utjämnats genom att kopplingarna var begagnade, respektive nya. Ett åtdragningsmoment om 6 kpm i stället för 5 kpm har troligen obetydlig inverkan. För en smord bult är 6 kpm så mycket att den är på gränsen att plasticera.

I FIG. 13c visas att "svarta" kopplingar vinkeländras mindre än galvaniserade kopplingar. Detta beror väl på den "svarta" kopplingens smorda bult, som ger större axialkraft för samma moment. Montering av kopplingarna i olika snedställda lägen synes ej ha någon väsentlig inverkan.

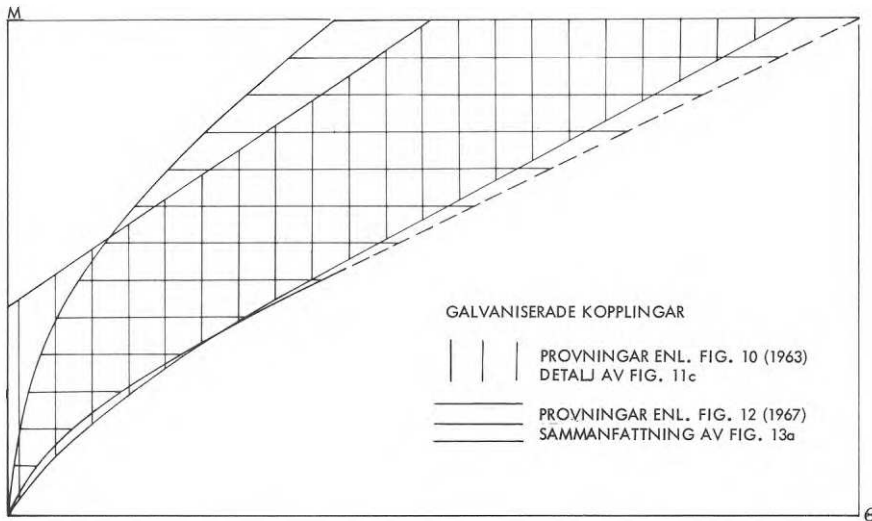


FIG. 13aa. Jämförelse för galvaniserade rätvinkliga rörkopplingar upp till 100 kpm mellan resultaten i 1963 och 1967 års provningar.

Comparison of the results of the 1963 and 1967 tests on galvanized right-angle couplers, up to 100 kpm.

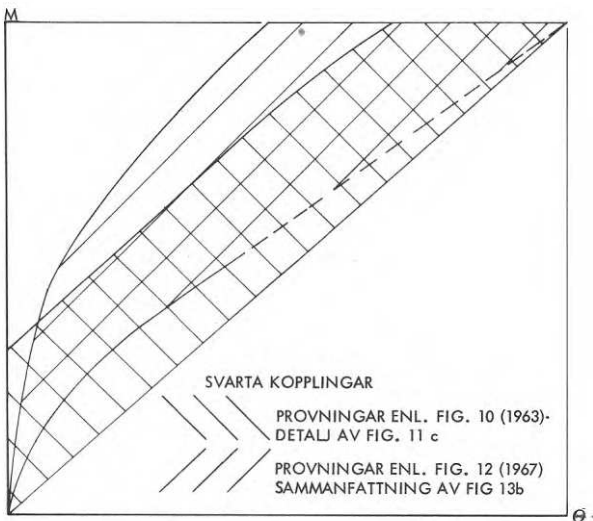


FIG. 13bb. Jämförelse för "svarta" rätvinkliga rörkopplingar upp till 100 kpm mellan resultaten i 1963 och 1967 års provningar.

Comparison of the results of the 1963 and 1967 tests on black right-angle couplers, up to 100 kpm.

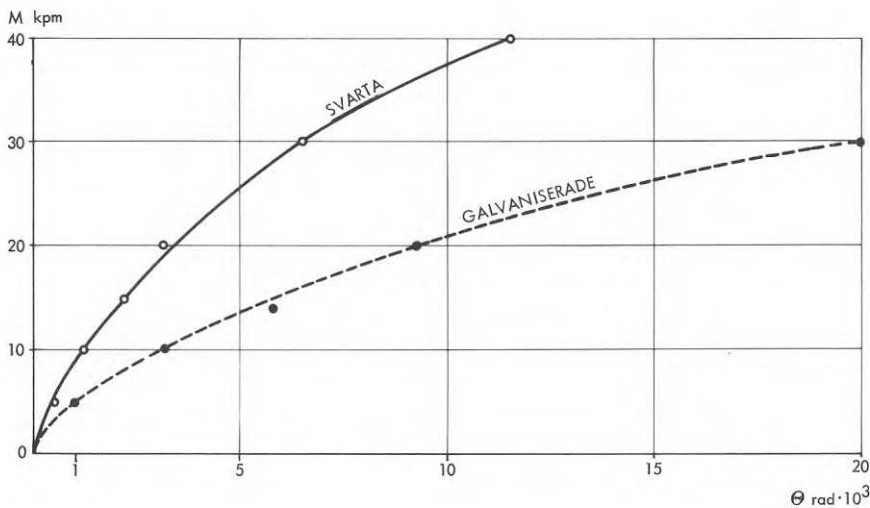


FIG. 13c. Medelvärden av sambanden mellan pålagt moment (M) på rörkoppling och vinkeländring (θ) i kopplingen av galvaniserat respektive svart material. Initiella delar ($M \leq 40$ kpm). 1967 års försök.

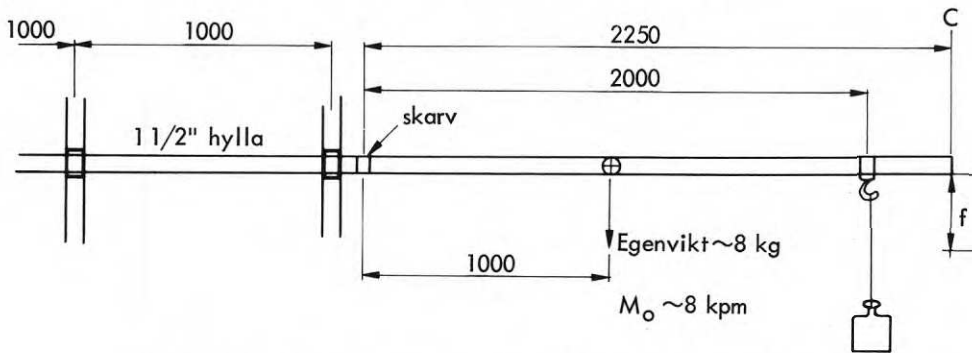
Mean values of the relationship between applied moment (M) and angular displacement (θ) for couplers of galvanized and black material respectively. Initial values ($M \leq 40$ kpm). 1967 tests.

Skarvarna

Skarvarna som används i denna undersökning är av typ Burton[®]. De är av lång, expanderande typ.

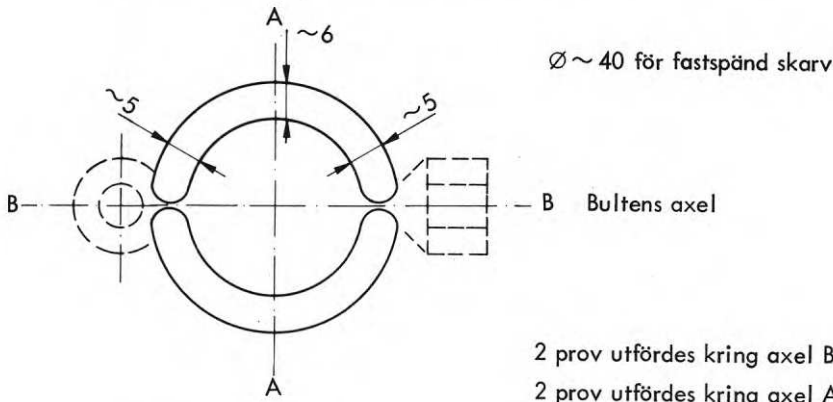
Skarvarna har provats av den ene författaren Lars Almkvist med provningsanordning enligt FIG. 14. Som anges i texten till figuren har två prov gjorts med böjningsaxel A och två prov med böjningsaxel B. Pålastningen upp till maximalt 84 kpm skedde snabbt. Skarvarna var alla begagnade, "svarta" och oljiga.

Resultaten av provningarna visas i FIG. 15. Som väntat är skarven styvare kring axeln A än axeln B. Utgångsmomentet 8 kpm (av egenvikten) kan tänkas störa resultatet något.



Ett 2250 mm långt rör inspändes i en 1 1/2" rörhylla med hjälp av skarven, provföremålet. Åtdragsmoment 5 - 6 kpm för bulten.

Dimensionerande tvärsektion för de provade skarvarna



Ø ~ 40 för fastspänd skarv

2 prov utfördes kring axel B
2 prov utfördes kring axel A

Fjädringen i hyllan och nedböjningen på 2250 mm röret försummas!

FIG. 14. Provningsanordning för enkelt momentprov på Burtons[®] skarv, svart, lång, expanderande.

Testing equipment for simple moment tests on Burtons[®] sleeve coupler, black, long, expanding type.

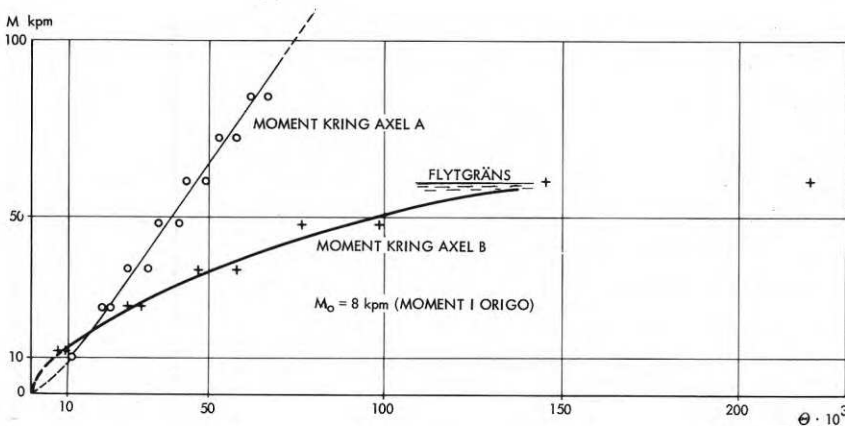


FIG. 15. Samband mellan vinkeländring och pålagt moment på Burtons[®] skarv, svart, lång, expanderande.

Relationship between angular displacement and applied moment for Burtons[®] sleeve coupler, black, long, expanding type.

RAMARNA I EN RAMSTÄLLNING

Rörställningar är oftast byggda av 6 m-rör med olika antal förankringar. Bomlagsavstånden är från ca 1 m till ca 2 m. I denna undersökning antas att förankringarna placeras genomgående vid skarvarna. De ramar som därvid framkommer återges i FIG. 16, kolumn 1 avseende en förankring per 6-m ram. Vid 2 eller flera förankringar kan allmänt sägas att bärförmågan är så stor, eller att den kan bestämmas med så stor säkerhet, att dessa ramformer inte utgör något problem. Att använda många förankringar är emellertid dyrbart. Ibland utnyttjas möjligheten att ersätta en förankring med t.ex. ett diagonalstag. Oviljan att förankra ställningarna mer än nödvändigt leder till att ramformer med endast en förankring föredras. Bärförmågan för sådana ramformer är emellertid inte känd, vilket var huvudskälet för denna utredning.

Ramformer med endast en eller två bomlag har huvudsakligen teoretiskt intresse. På uppdrag av civilingenjör Eika, som arbetar med norska ställningsproblem, har dock provningar på ramformer med endast 2 bomlag medtagits. Denna typ kallas "norsk ställning".

Exempel på svensk ställningsbyggnad visas i FIG. 1.

Det förtjänar framhållas att man praktiskt kan komma långt vid bedömningen av en ställning genom att känna på dess fjädring och studera frekvensen för dess egensvängningar. I kommentarerna till provningsresultaten kommer detta förfarande att närmare belysas.

Höga ställningar, 30-40 m, brukar ha spirorna dubblerade till ca 15 m under spirtoppen. Denna dubblering sker ofta då ställningarna är över ca 20 m i höjd utan att belastningarna på ställningen noggrannare undersökts. Ofta förskjuts skarvarna i verkligheten 3 m. Dessa höga ställningar beaktas inte i föreliggande utredning.

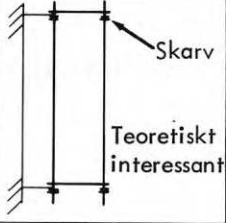

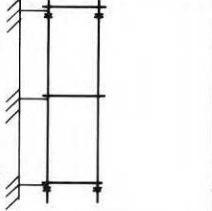
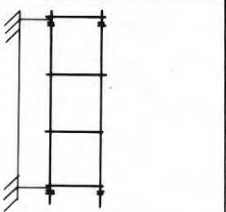
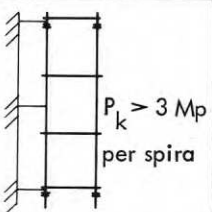
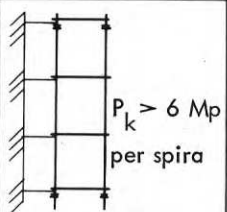
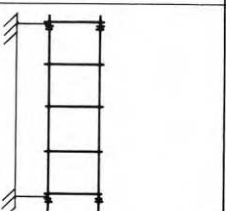
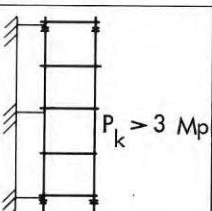
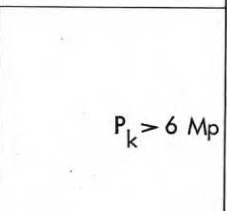
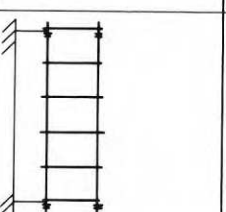
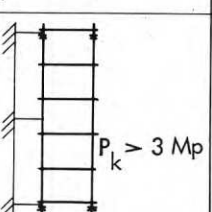
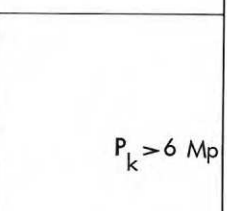
ANTAL BOMLAG	ANTAL FÖRANKRINGAR		
	1	2	3
1			
2			
3			
4			
5			

FIG. 16. Ramar av 6-m spiror med olika antal bomlag och förankringar. P_k är knäcklast per spira.

Scaffolds with 6-m standards and a variable number of transom panels and fixings. P_k is buckling load per standard.

Provningarna inriktas på ramformer med enkla 6 m-rör i spirorna och med förankringar endast vid skarvarna (kolumnen 1, FIG. 16). Vid ett bestämt antal fack per 6 m-rör är 3 olika ramformer aktuella, här kallade typ 1, 2 och 3, se FIG. 17.

Typ 1 är en ram utan "bottenbomlag", dvs. har det nedersta facket öppet. Om skarvarna antas fungera som leder, vilket kan vara en lämplig approximation, består en ställning av ramar, alla med öppet bottenfack, FIG. 17a.

Vid ställningar högre än 12 m, FIG. 17b, är det brukligt att sätta in ett bottenbomlag på den understa ramen för att höja ställningens bärförmåga; den nedersta ramformen kallas här typ 2. Övriga ramar är fortsatt av typ 1, vilket medför att inverkan av det undre bottenbomlaget på den totala bärförmågan, i synnerhet för en hög ställning, är rätt liten. Det är att märka att för en hög ställning är oftast egenvikten av dominerande betydelse.

Insättningen av ett bottenbomlag i en sådan ställning kan dock medföra att denna verkar stadigare och därmed behagligare att arbeta på.

Om skarvarna slutligen antas momentupptagande, analyseras detta med en ramform enligt FIG. 17c, typ 3. Denna form utgör snarast en hjälppform, eftersom ramen avslutas med bomlag i båda ändar. Detta utgör en överskattning av verkliga förhållanden som framgår av FIG. 17. Denna ramform har medtagits för att man med prov skall kunna påvisa och eventuellt uppskatta den styrkeökning en momentupptagande skarv ger.

Hela provningsprogrammet återges i TAB. 3. I tabellen anges antalet prov för varje kombination av typ och antal fack. Som tidigare framhållits tillkom provningarna av ramformen med 2 fack på norskt initiativ (civilingenjör Eika).

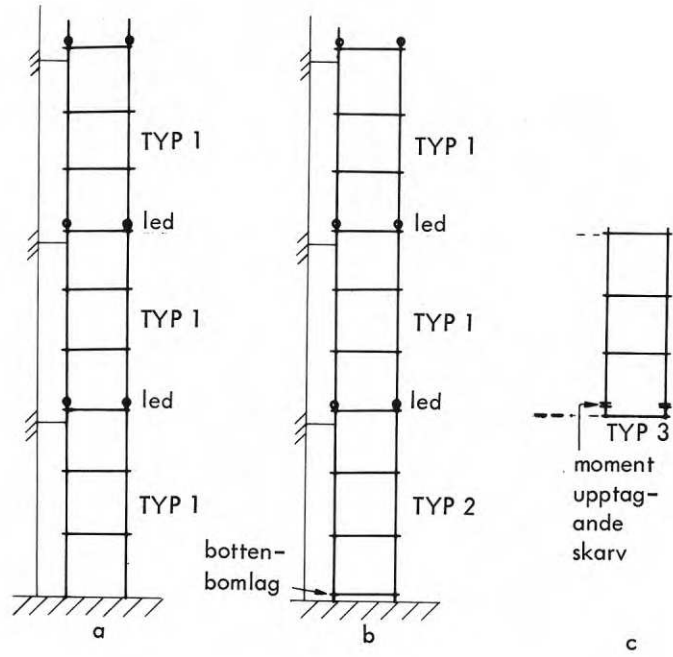


FIG. 17. Provade ramtyper, 1, 2 och 3.
Scaffold types Nos 1, 2 and 3
tested.

TAB. 3.

	Typ 1	Typ 2	Typ 3
<u>2-fack</u>			
excentriskt svart	1	1	1
<u>3-fack</u>			
excentriskt galv.	3	2	3
" svart	3	2	0
centriskt svart	2	2	1
<u>4-fack</u>			
excentriskt galv.	2	0	0
" svart	1	2	2
centriskt svart	2	2	1
<u>5-fack</u>			
excentriskt galv.	2	0	0
" svart	1	2	2
centriskt svart	2	2	1

De provade ramformerna återges i FIG. 18. Utöver programmet i TAB. 3 utfördes på begäran av Arbetarskyddsstyrelsen (avd.dir. Birger Danielsson) ett prov av en ram med centriskt lastangrepp, 3-fack och typ 2, dock med en skarv placerad mitt i mittfacket, se FIG. 18. Vid detta prov stod ramen utböjd i sidled före pålastning 22 mm, respektive 14 mm vid skarvarna (maximal initialutböjning, uppnådd med kraftig utböjning och långsam återfjädring).

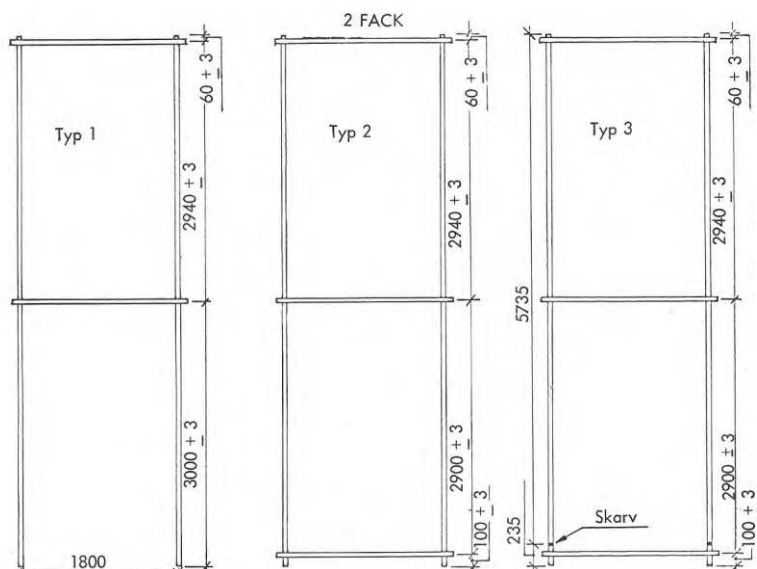


FIG. 18. Mått hos provade ställningsramar, 2 fack.
Dimensions of scaffolds tested. 2 panels.

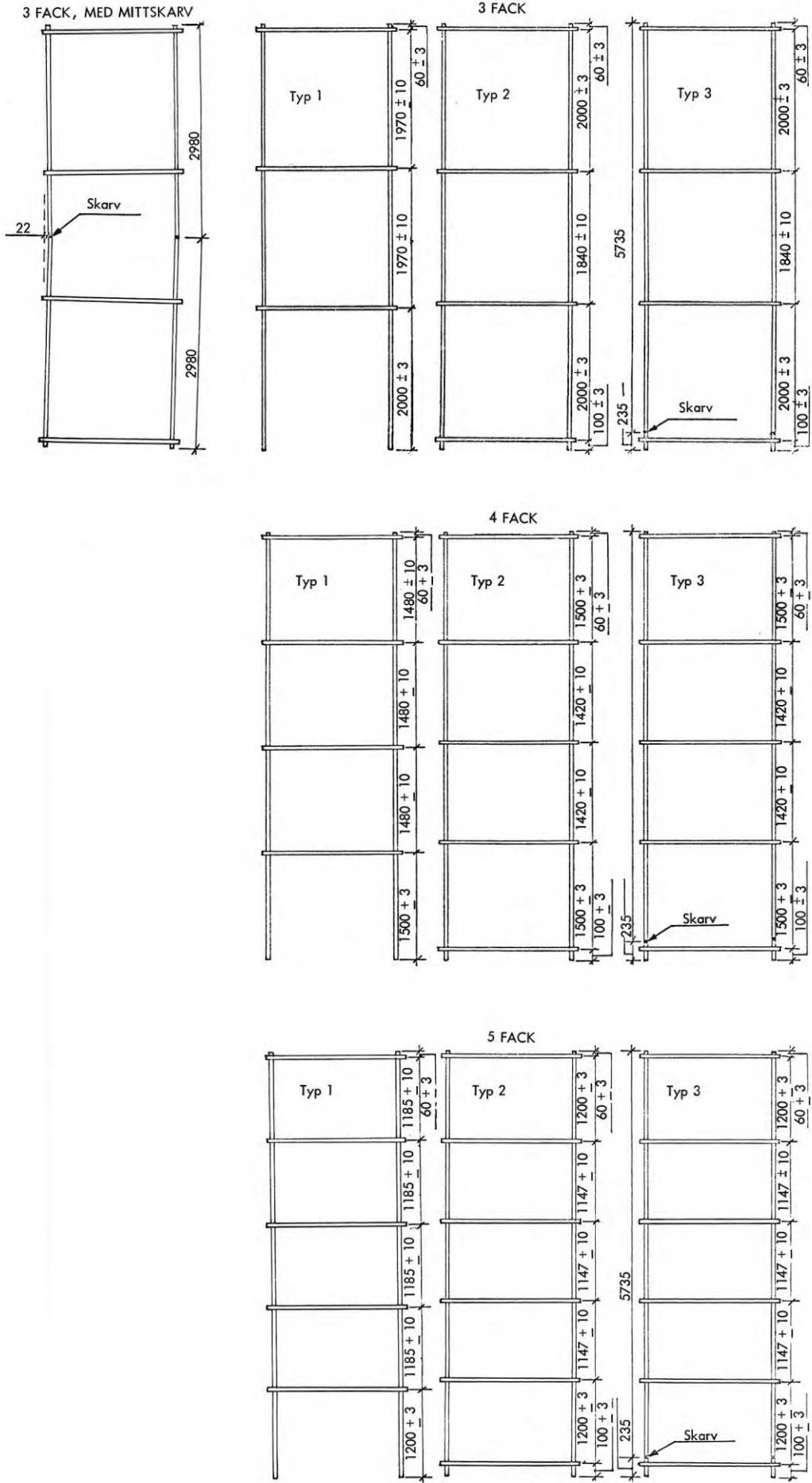


FIG. 18 forts. Mått hos provade ställningsramar. 3, 4 och 5 fack. Dimensions of scaffolds tested. 3, 4 and 5 panels.

Överföringen av lasten från bomlagen till spirorna sker via kopplingarna. I allmänhet är bommarnas inspänning sådan att lasten från ett bomlag strävar att böja spirorna i ett spirpar åt olika håll (svarande mot invändiga excentriciteter på spirorna i bom-spiraplanet).

Den huvudsakliga belastningen på en hög ställning består ofta av enbart egenvikten av ställning och inplankade bomlag. I linje med anvisningarna nr 32 från Arbetarskyddsstyrelsen är det därför en försvarlig förenkling att nyttolasten tänks verka normalt endast på ett enda ställningslag i höjddled. Detta ställningslag är då det högsta, vilket oftast stämmer med verkliga förhållanden. Belastningen på de maximalt påkända ramarna, belägna i botten på ställningen, överförs alltså i huvudsak via skarvarna.

Vid bedömningen av belastningsexcentriciteternas inverkan på bärförmågan ger det värden på säkra sidan att utgå från antagandet att skarvarna saknar momentstyvhet. I skarven möts två rörändar. Vid minsta snedställning av rörens längdaxlar eller oplanhet eller sned avskärning av röränden förskjuts lastöverföringen mot rörkanten. Om rören ej har kontakt sker överföringen via manteln. En snedställning av rörens längdaxlar är oundviklig vid praktisk montering av en ställning. Spirorna av 6 m-rör är inte i lod i praktiken utan företter en zig-zag-liknande polygon, se FIG. 19. Vid ogynnsamma fall kan en ram bli belastad vid rörkanterna i båda ändar med samma riktning för excentriciteterna. Ett värde på bärförmågan som ligger på säkra sidan får man genom prov på en sådan ram med lastexcentriciteten i ändarna lika med halva rördiametern. Det är av värde att ligga på säkra sidan med hänsyn till de skillnader som kan föreligga i initialkrokighet mellan rören i prov och i verkligheten. I detta sammanhang påpekas att vid förfärdigandet av provramarna användes vid monteringen av kopplingarna på bommarna en mall av samma typ som är vanlig hos ställningsbyggare, se FIG. 20. Därefter lades de mallade bommarna på spirorna, och den andra kopplingshalvan monterades. Denna mallning av bommarna reducerar initialkrokigheter avsevärt. Det är inte tänkbart att bygga en större ställning av begagnade delar utan föregående mallning av bommarna.

Provningarna omfattar huvudsakligen excentriska prov med valda excentriciteter på 22 mm, se FIG. 23 och 24.

Som referensprov utfördes ett mindre antal centriskt tryckta prov.



FIG. 19. Den monterade byggnadsställningen företer en zig-zag-liknande polygon med brytpunkter i skarvarna.

On erection, the building scaffold assumes the shape of a zig-zag polygon with changes of direction at the sleeve couplers.

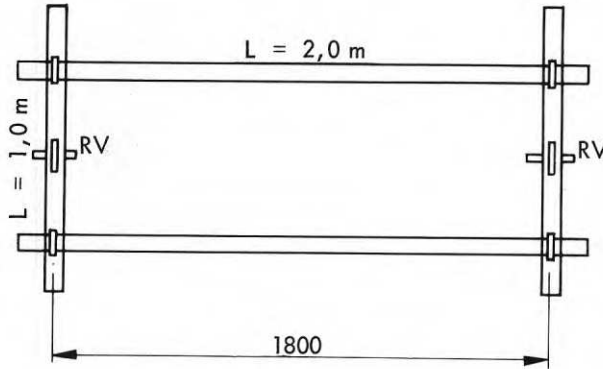


FIG. 20. Monteringsgigg - mall.
Assembly template.

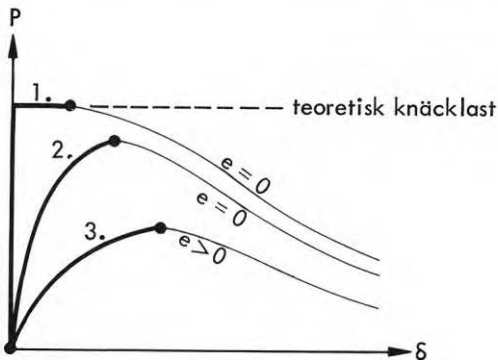


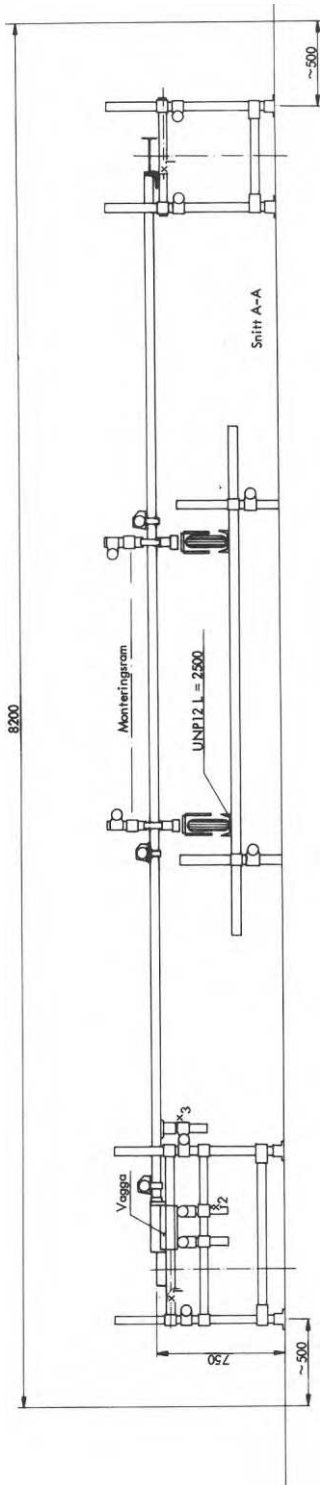
FIG. 21. Samband mellan last (P) och mittutböjning (δ).
Kurva 1: centriskt lastangrepp ($e = 0$) och utan initialutböjning
Kurva 2: centriskt lastangrepp ($e = 0$) och med initialutböjning
Kurva 3: excentriskt lastangrepp ($e > 0$).

Relationship between load (P) and central deflection (δ).

Curve 1: load applied centrally ($e = 0$), no initial curvature.

Curve 2: load applied centrally ($e = 0$), some initial curvature

Curve 3: load applied eccentrically ($e > 0$)



x_1 = Stöd för balk INP20
 x_2 = Stöd för RC-251
 x_3 = Stöd för ram

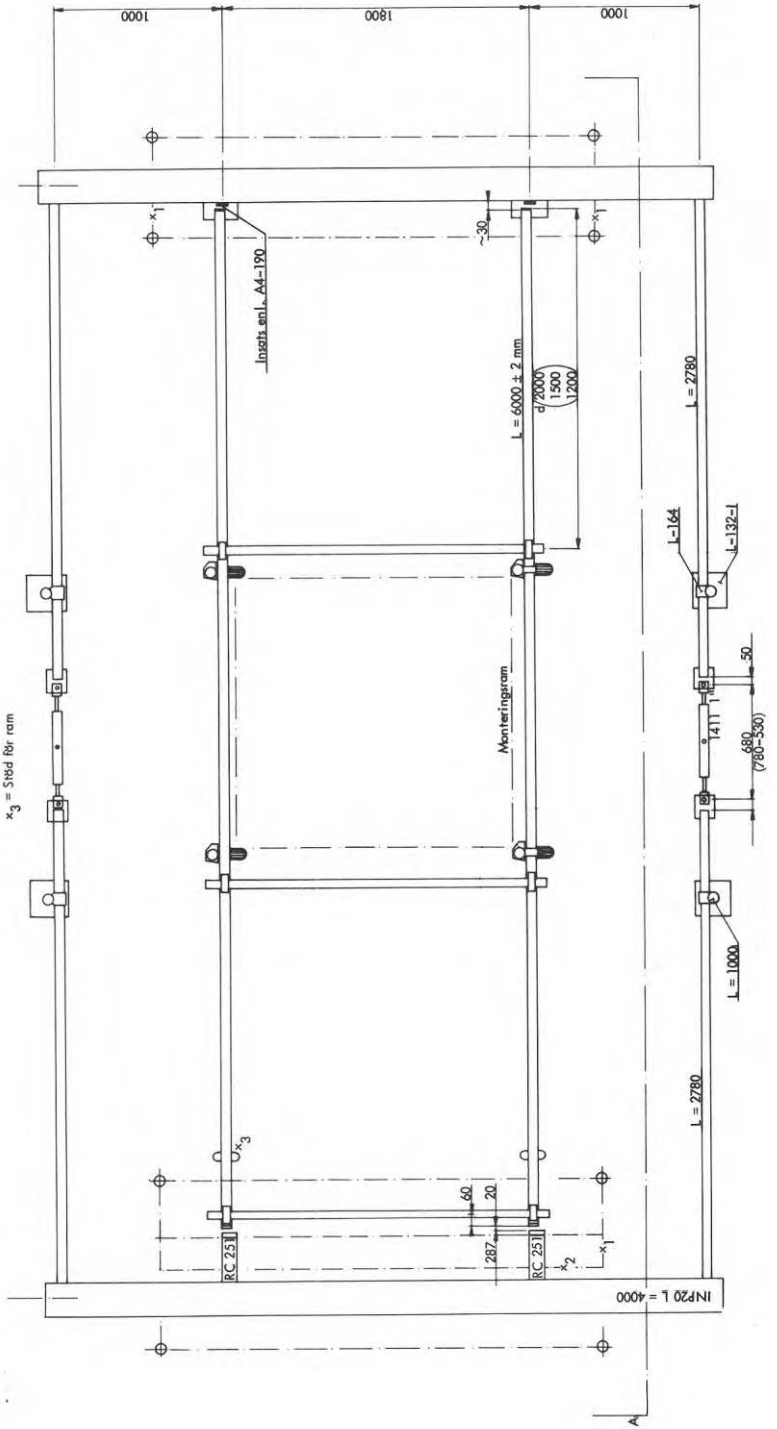


FIG. 22. Provgigg för ställningsramar.

Test jig for scaffold frames.

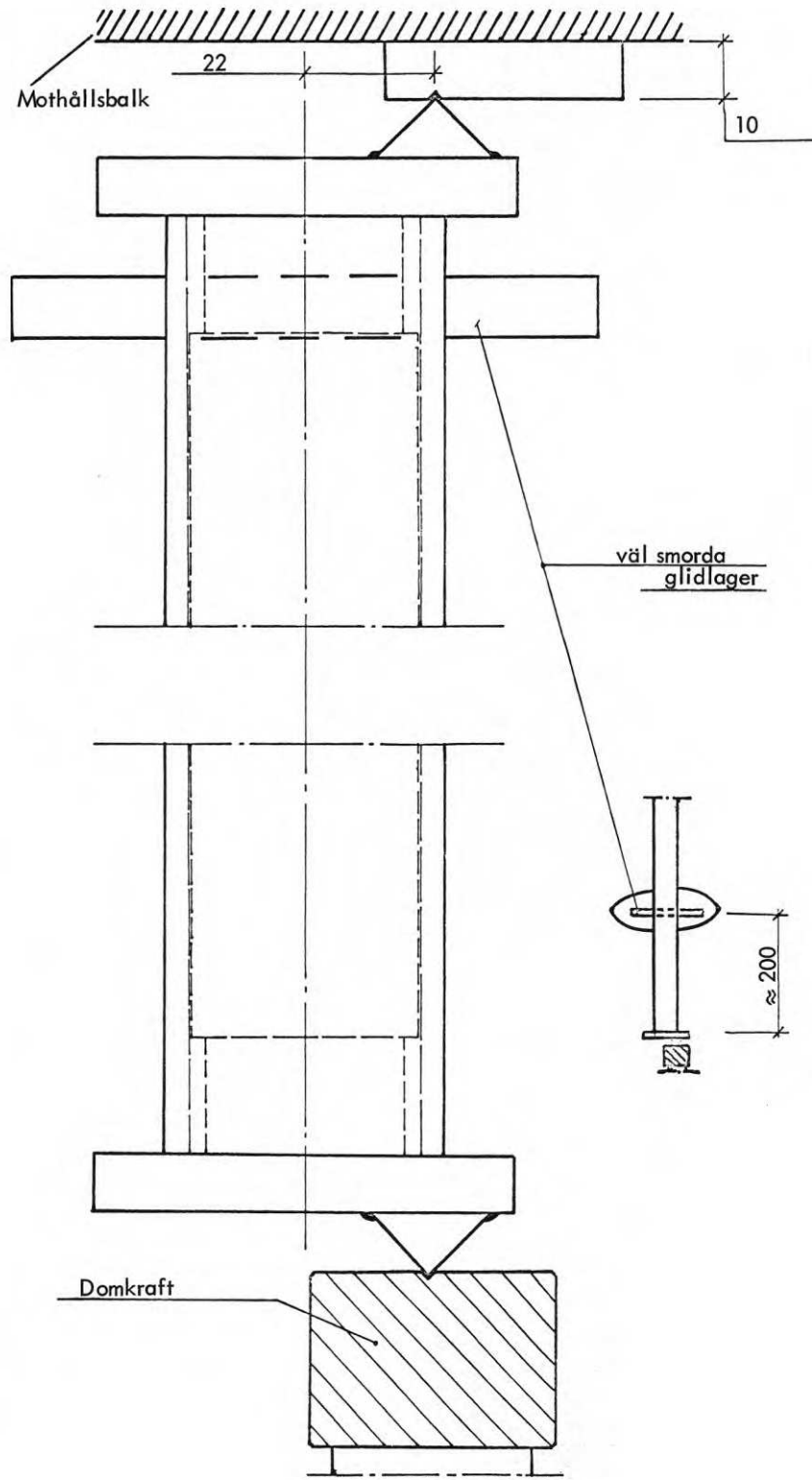


FIG. 23. Detalj av belastningsanordning.
Detail of loading device.

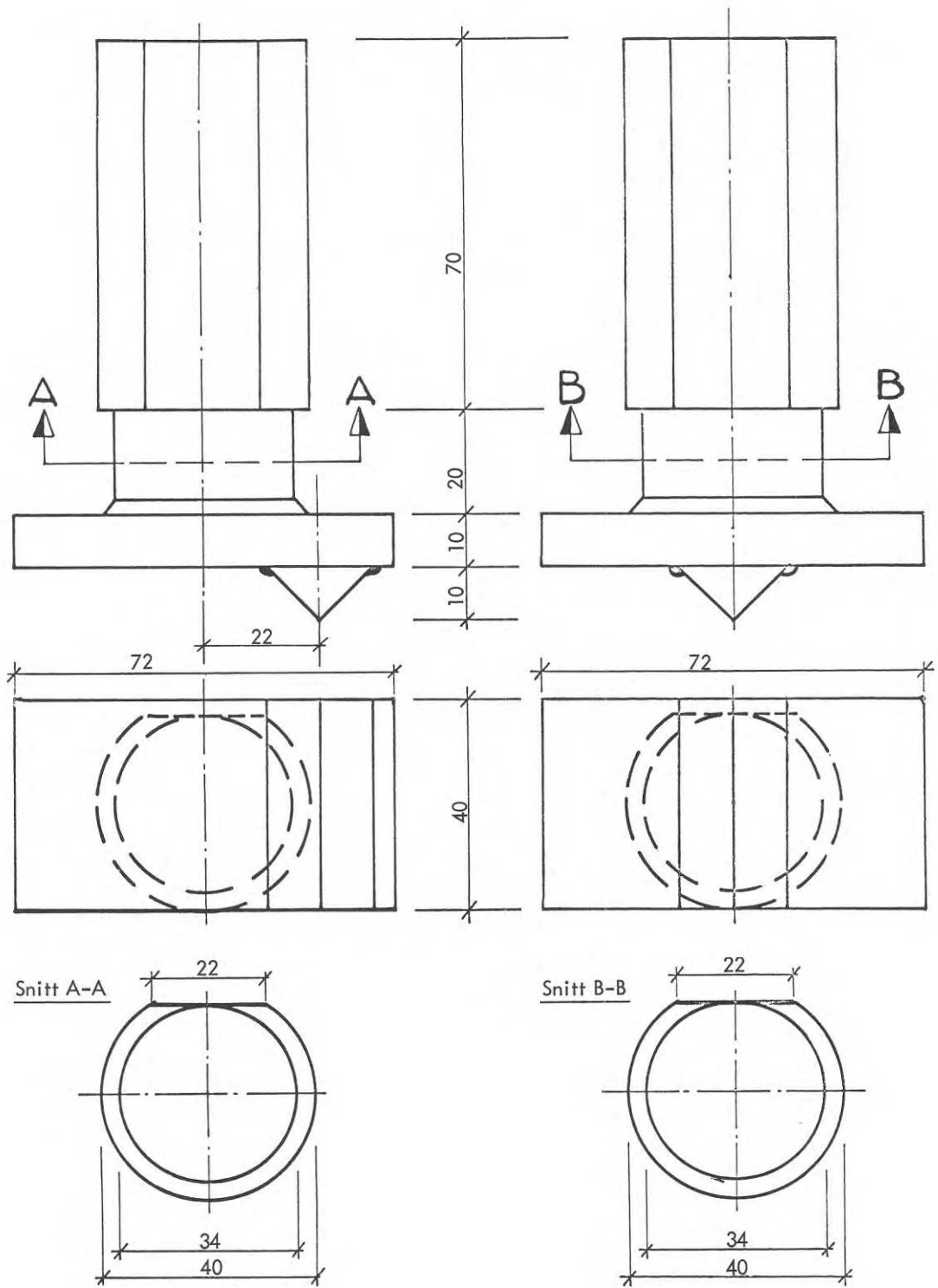


FIG. 24. Insatser med eggar för excentrisk respektive centrisk belastning.

Knife-edge inserts for eccentric and central loading.

De kopplingar som här användes har nära origo i belastningsdiagrammet ett vertikalt förlopp, dvs. nollvinkeländring i kopplingen för små moment. För större moment har kopplingarna en ungefärligen parabelformad karakteristika, se föregående kapitel. Karakteristikan visar en lineär tendens för ytterligare höjning av pålagt moment.

En ideellt rak ram kommer vid centriskt lastangrepp att stå rak upp till den teoretiska knäcklasten. Mittutböjningen δ av ramen kommer därefter att växa under konstant last till den punkt nås då vinkeländringar i kopplingarna börjar uppträda. Därefter är sambandet mellan last och utböjning avtagande som visas i kurva 1, FIG. 21.

Vid provningar av centriskt belastade ramar kan utknäckningen få ett mycket häftigt förlopp beroende på att ramens rörelse är okontrollerad. Utböjningen sker dynamiskt. Detta visas med streckade linjer i FIG. 29, för den fallande grenen på sambandet mellan last och utböjning. Provningsstekniskt hade det varit möjligt att följa grenen punkt för punkt genom att styra ramens rörelser. Detta har emellertid ingen motsvarighet i en verklig byggnadsställning. Det är intressantare att få veta var den okontrollerade rörelsen upphör av sig själv under de provningsbetingelser som här föreligger. Detta anges med den punkt i vilken den fallande linjen upphör (i FIG. 29).

För en centriskt belastad ram med initialutböjning kommer motsvarande samband att följa kurva 2 i FIG. 21. För en excentriskt belastad ram följer sambandet kurva 3. Maximalpunkterna på kurvorna kallas brottlaster. Vid centrisk belastning gäller som karakteristiskt att blott några få mm initialutböjning medför en relativt stor nedsättning av brottlaster. Vid excentrisk belastning är inverkan av initialutböjning relativt sett mindre.

Ställningsramarna monterades och provades i horisontalt läge. Kopplingarnas åtdragningsmoment var 5 kpm. Vid monteringen av kopplingarna användes en mall av samma typ som är vanlig hos ställningsbyggare, se FIG. 20. Provningsgiggen monterades i enlighet med FIG. 22, varvid höjdläget hos hörnpunkterna och upplagen för stödhjulen inställdes med hjälp av avvägningsinstrument. Ställningsramen placerades i giggen på 4 glidlager, väl insmorda med konsistensfett, se FIG. 23. Vid rörändarna anbringades eggjar (insatser) för överförande av belastningen till ställningsramen, se FIG. 24. Initialkrokigheten uppmättes för båda spirorna före provbelastningens början. Sidoutböjningen mättes i två lägen, U_1 och U_2 , vars placering framgår av FIG. 25. Mätläget U_1 låg för slutna ramar omedelbart intill andra bommen, för öppna ramar intill första bommen.

För ramar provade med excentrisk last eliminerades friktionen i stödhjulen genom relativt kraftiga ryck i ställningen före varje avläsning. Rycken gjordes i ställningens utböjningsriktning.

För centriskt provade ramar med undantag för ramar med 3 fack och mittskarv, anbringades en horisontal dragkraft av 10 kp (4 kp för 3-facksram, typ 1, prov 1) på mitten av längden, varvid kraften verkade i samma riktning vid provet som initialkrokigheten. Sidolaster 10 kp gav en utböjning på 2-3 mm för alla typer av ramar. Dessutom eliminerades hjulfriktionen genom lodräta slag på ramen med en gummiklubba för varje avläsning. Belastningshastigheten var för varje ram under första delen av provningen (upp till 60-75 % av brottlasten) 250 kp/min. och under senare delen 50 kp/min. Efter varje belastningsminut gjordes ett kort uppehåll för avläsningar.

För två ställningar kontrollerades åtdragningsmomentets sjunkning under två dygn. Resultatet av dessa kontrollprov återges i FIG. 26.

En realistisk provning kräver att skarvarna monteras på för ramen ogynnsammaste sätt. Därför monterades skarvarna med botten uppåt på ramarna, dvs. så att skarven böjs kring axel B (se FIG. 14).

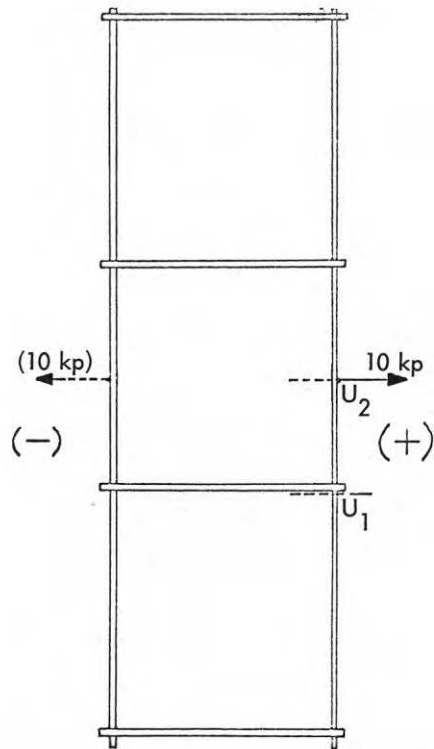


FIG. 25. Utböjningsriktningar samt mätställets placering.

Deflection directions and positioning of gauge points.

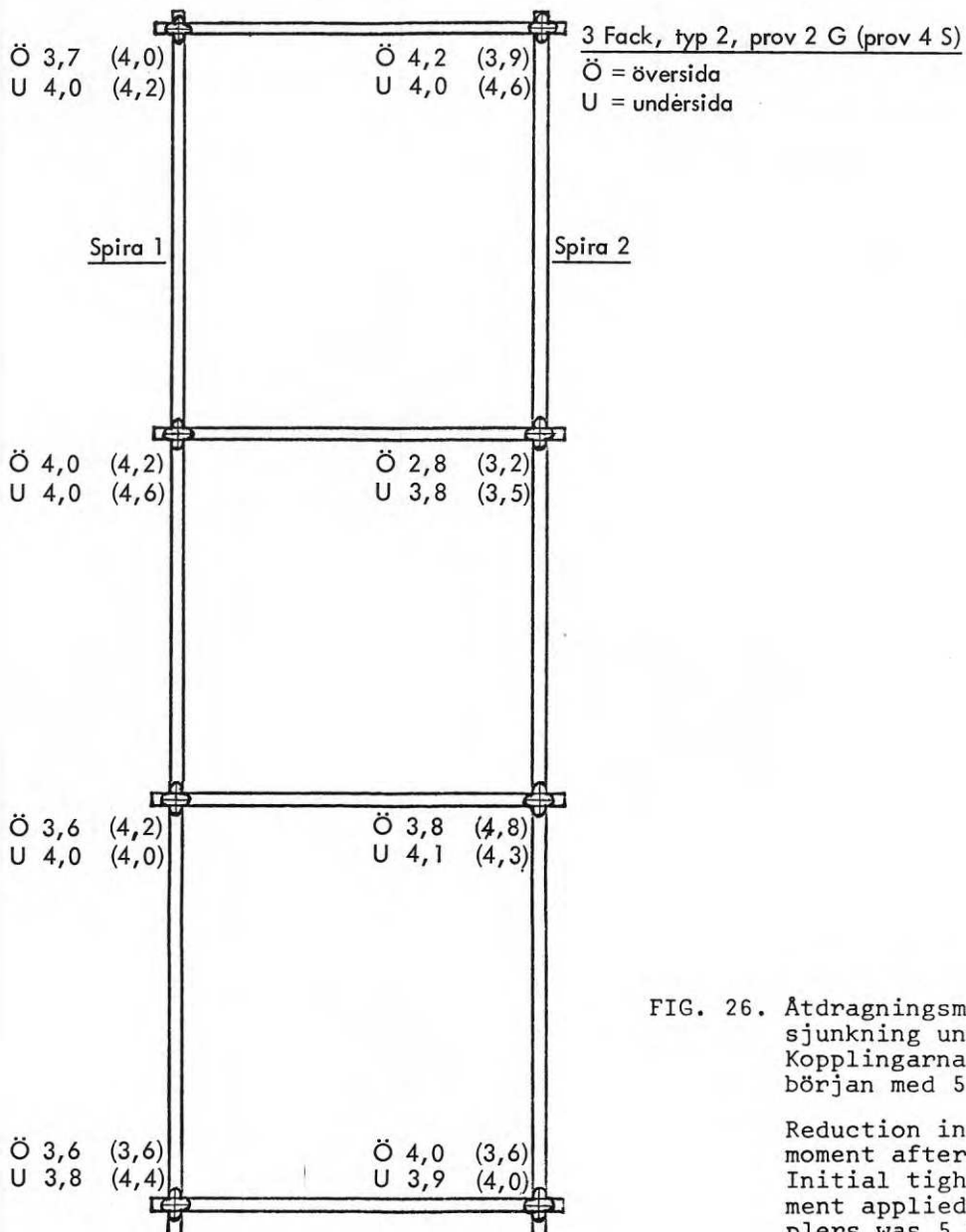


FIG. 26. Åtdragningsmomentets sjunkning under 2 dygn. Kopplingarna drogs från början med 5 kpm.

Reduction in tightening moment after 48 hours. Initial tightening moment applied to couplers was 5 kpm.

Som väntat medgav ramarna en mycket betydande utböjning vid stor belastning. Valet av domkrafter gjorde det möjligt att följa belastningskurvan, enligt FIG. 21, väl bortom brottlasten (maximipunkten).

I FIG. 27 visas som exempel 3-facksramar med och utan mittskarv vid maximal utböjning. I FIG. 28 visas skarvrör och koppling vid maximal utböjning. Det är tydligt att betydande vinkelställningar i de enskilda elementen kan uppstå utan att ramen fördenskull bryts sönder. Momentupptagningen i skarven är dock liten.

Resultaten av provningarna med 2-, 3-, 4- och 5-facksramarna visas i FIG. 29, i form av samband mellan pålagd last P per spira och mittutböjningen U_2 . De olika ramtyperna visas mera i detalj i FIG. 18.

För de tekniskt viktigaste proven, de excentriska, har resultaten av proven sammanställts i form av medelvärdeskurvor som redovisas för de tre typerna i FIG. 30. Då resultaten för provningar med svarta respektive galvaniserade kopplingar är genomgående mycket lika, har de sammanförts i gemensamma medelvärden. Om spridningen omkring dessa medelvärden, se FIG. 29.

Tilläggsprovet med centriskt lastangrepp på en ram med mittskarvar redovisas i FIG. 31.

Initialkrokigheten mättes före varje prov. En tråd spändes från ramens ändar och den fria utböjningen mättes i snitten U_1 och U_2 , se FIG. 25. Resultaten redovisas i TAB. 4.

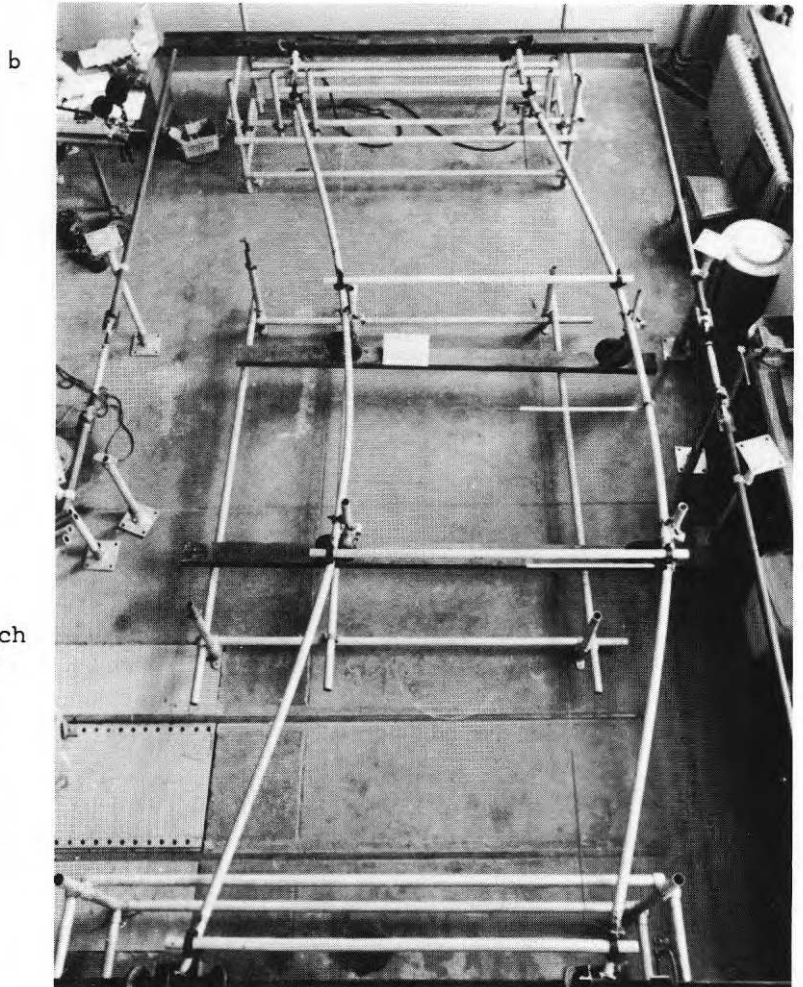
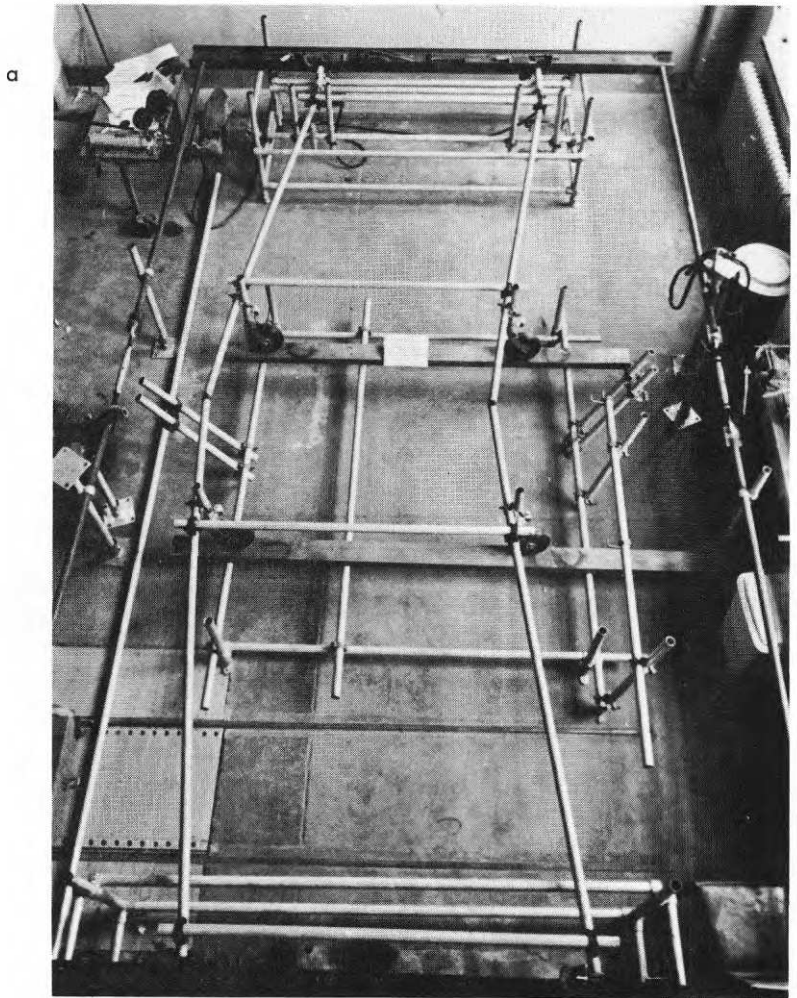


FIG. 27. 3-facksramar (a) med och (b) utan mittskarv vid maximal utböjning.

3-panel scaffolds with (a) and without (b) a central sleeve coupler respectively, on maximum deflection.

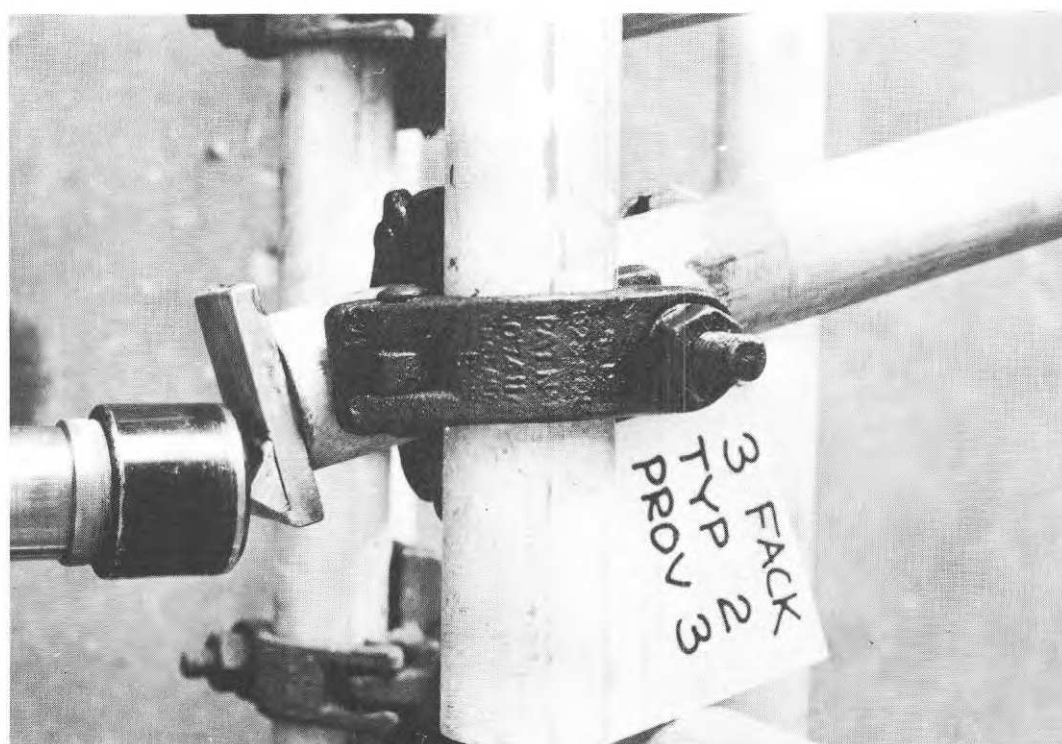
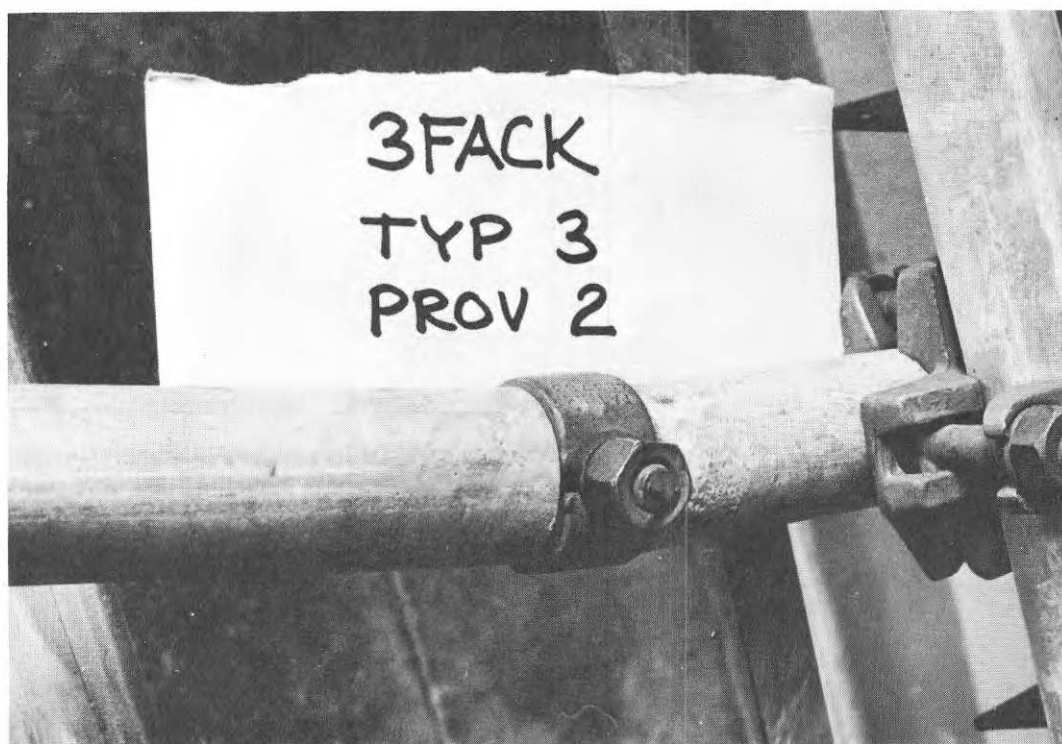


FIG. 28. Skarvrör och koppling vid maximal utböjning.
Sleeve couplers and couplers at maximum deflection.

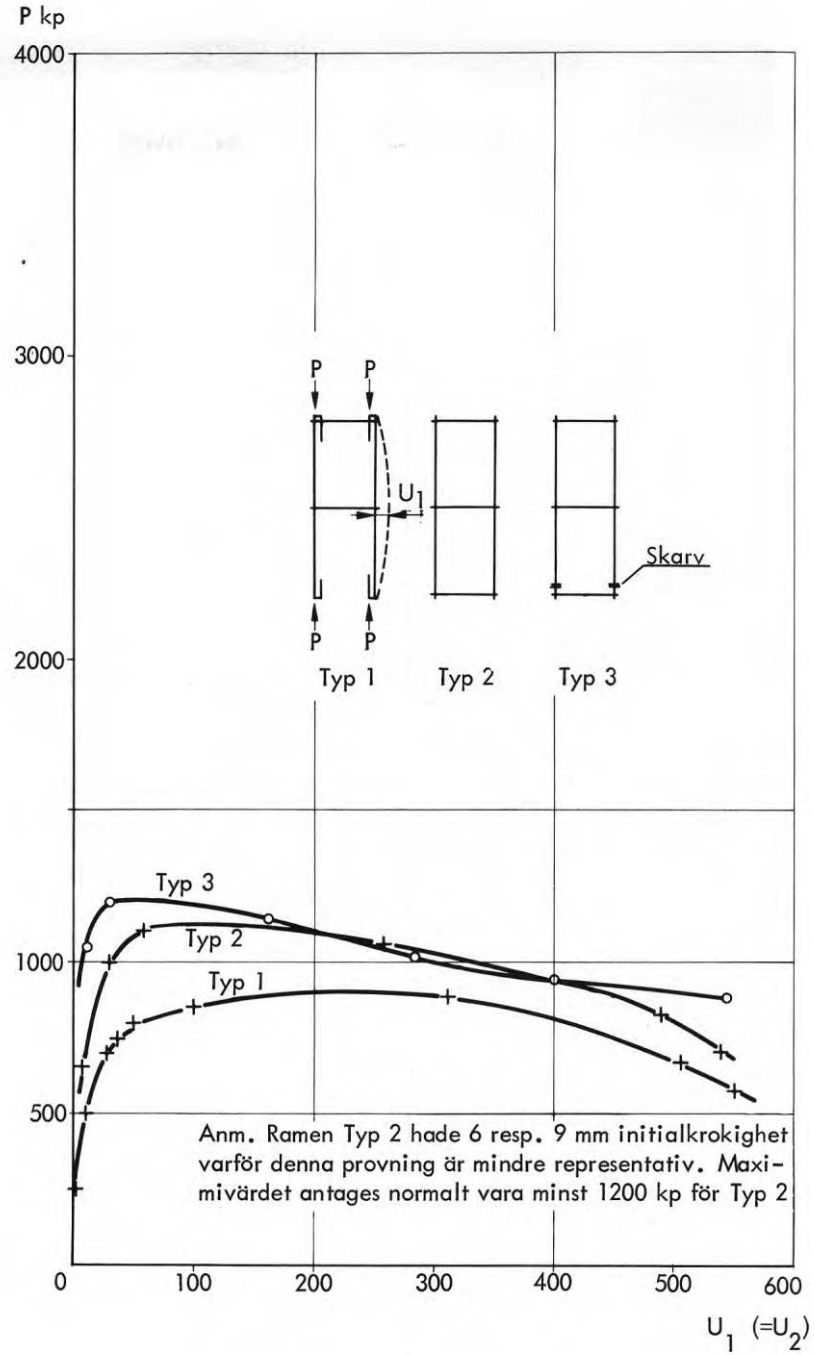


FIG. 29a. 2-facksramar, Typ 1, 2 och 3. Excentriska prov. Svarta kopplingar.

2 panels of Types 1, 2 and 3. Eccentric application of the load. Black couplers.

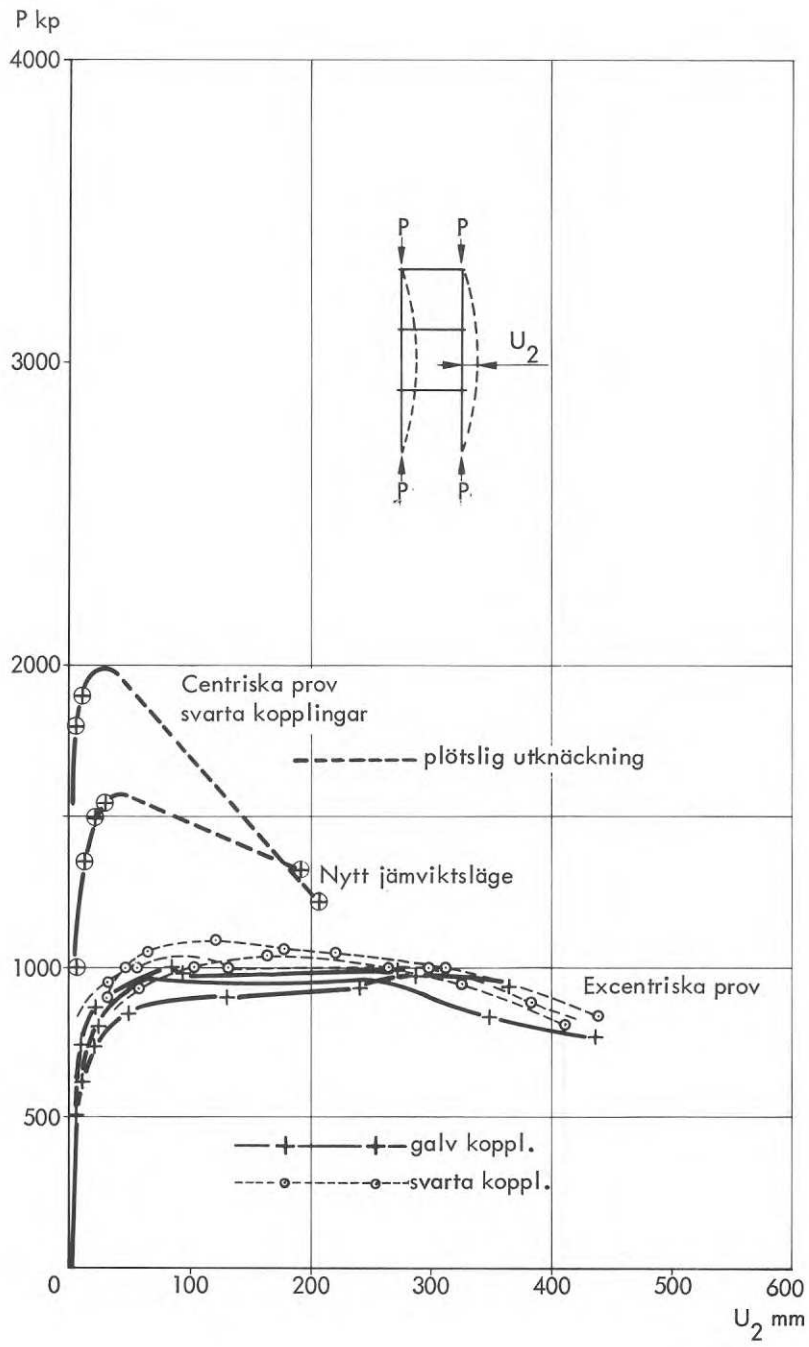


FIG. 29b. 3-facksramar, Typ 1. Centriska och excentriska prov.

3 panels of Type 1. Centric and eccentric application of the load.

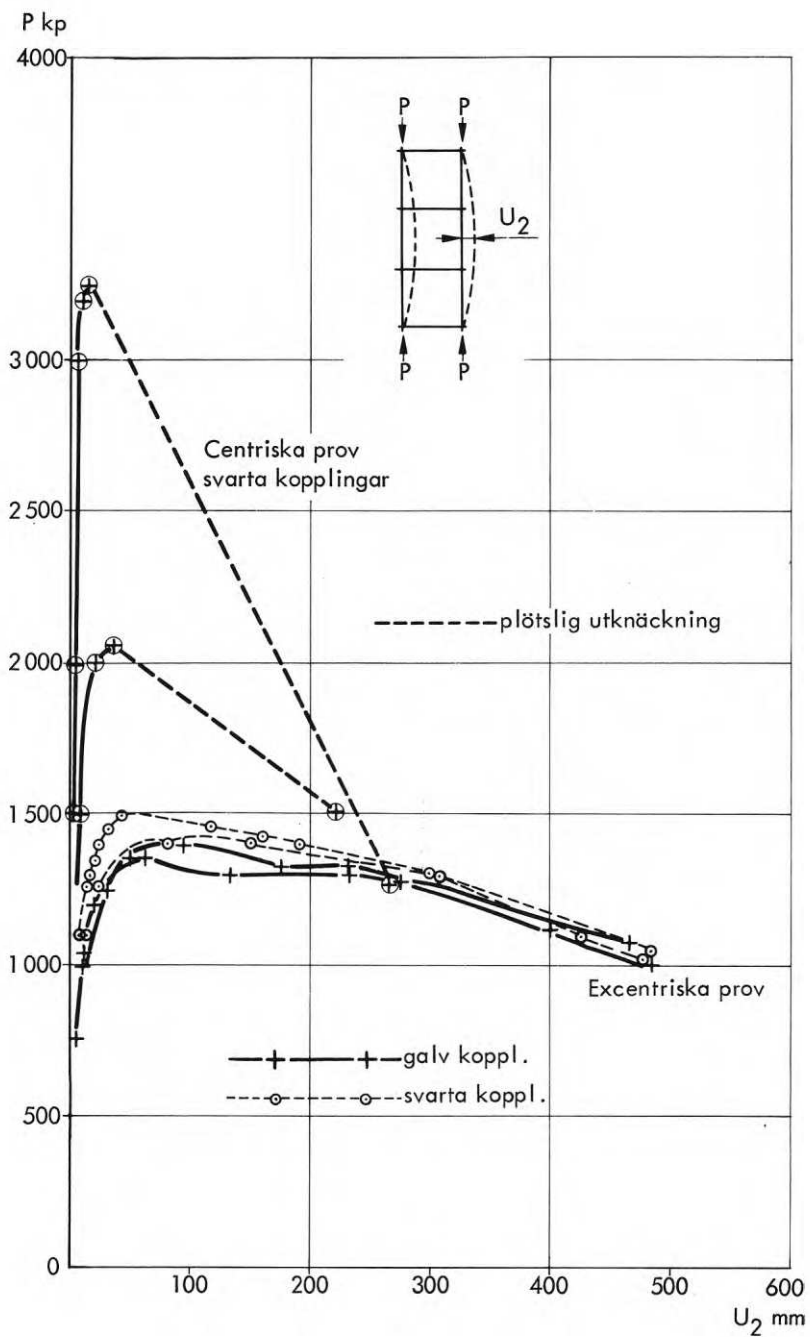


FIG. 29c. 3-facksramar, Typ 2. Centriska och excentriska prov.

3 panels of Type 2. Centric and eccentric application of the load.

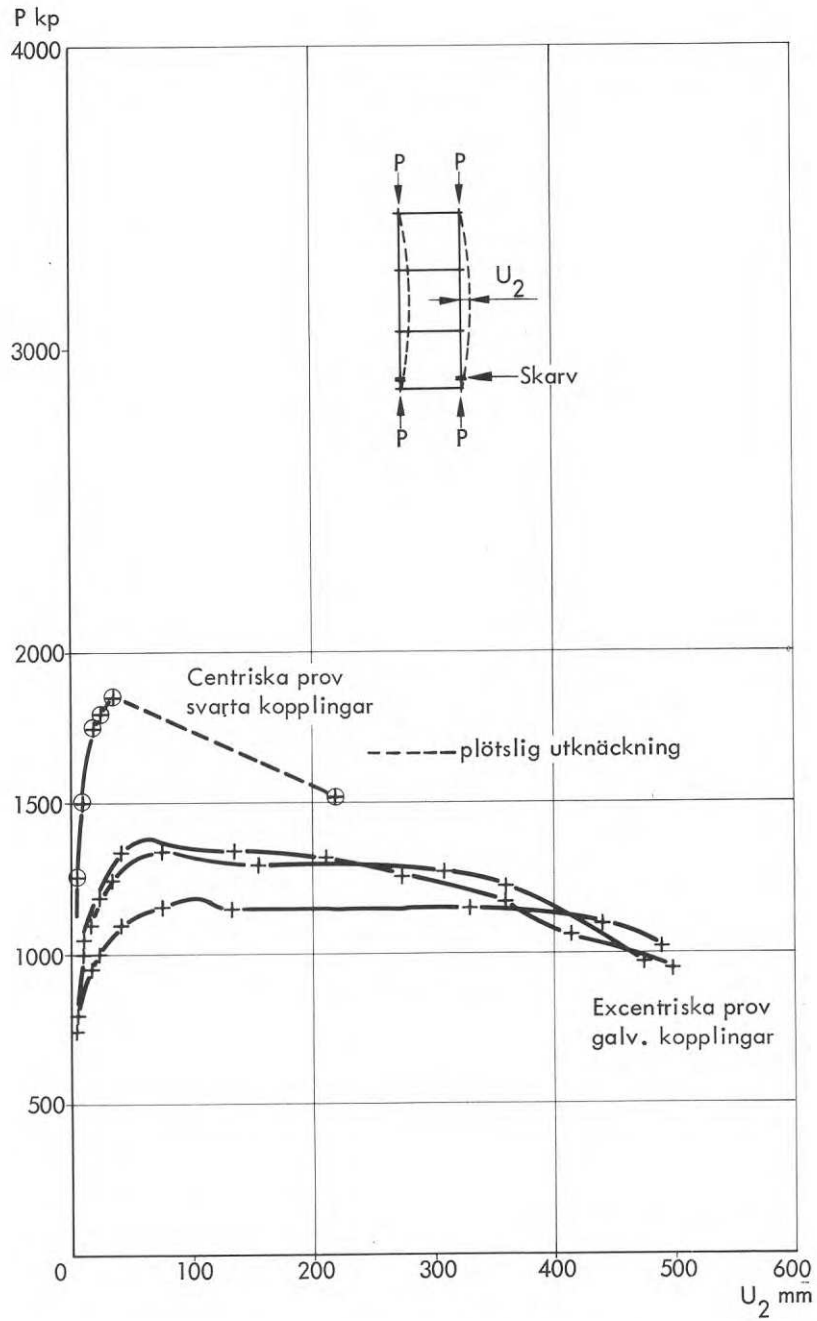


FIG. 29d. 3-facksramar, Typ 3. Centriska och excentriska prov.
3 panels of Type 3. Centric and eccentric application of the load.

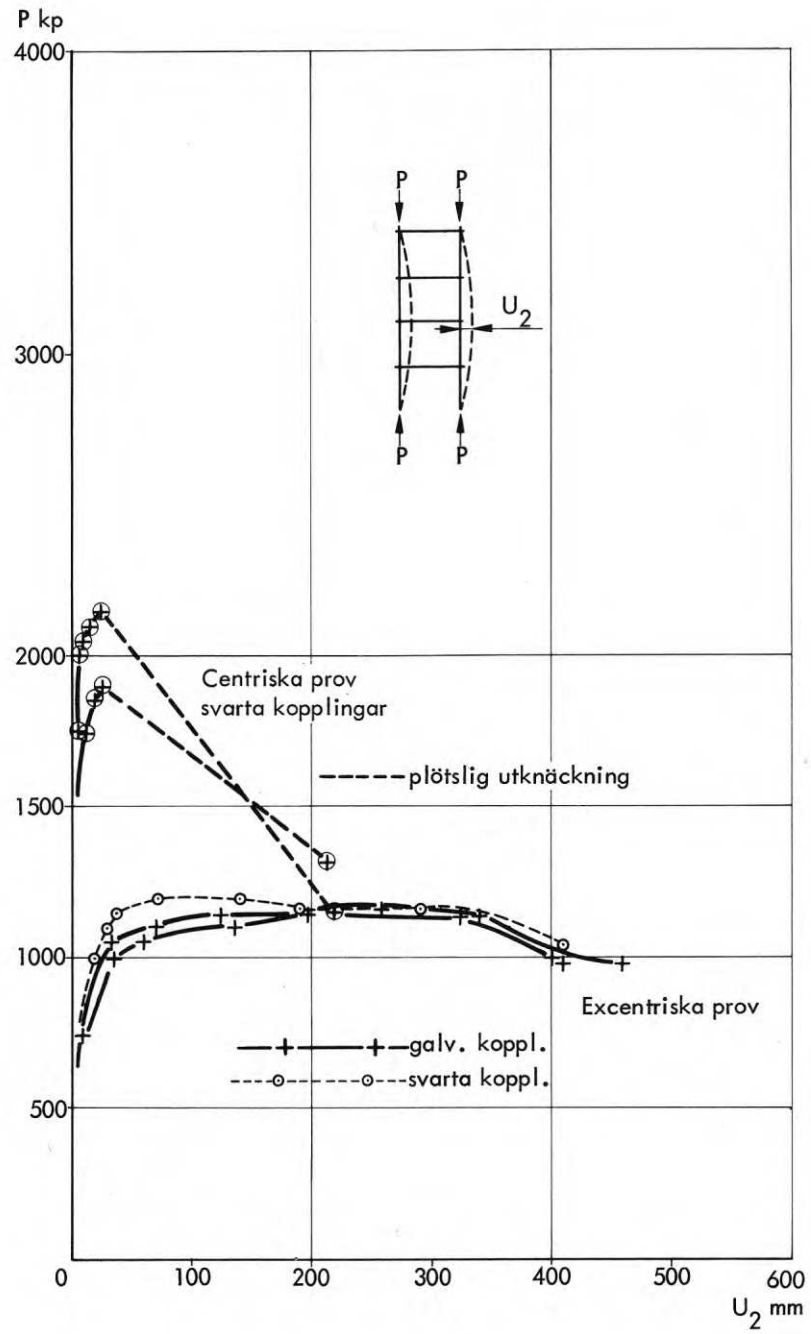


FIG. 29e. 4-facksramar, Typ 1. Centriska och excentriska prov.

4 panels of Type 1. Centric and eccentric application of the load.

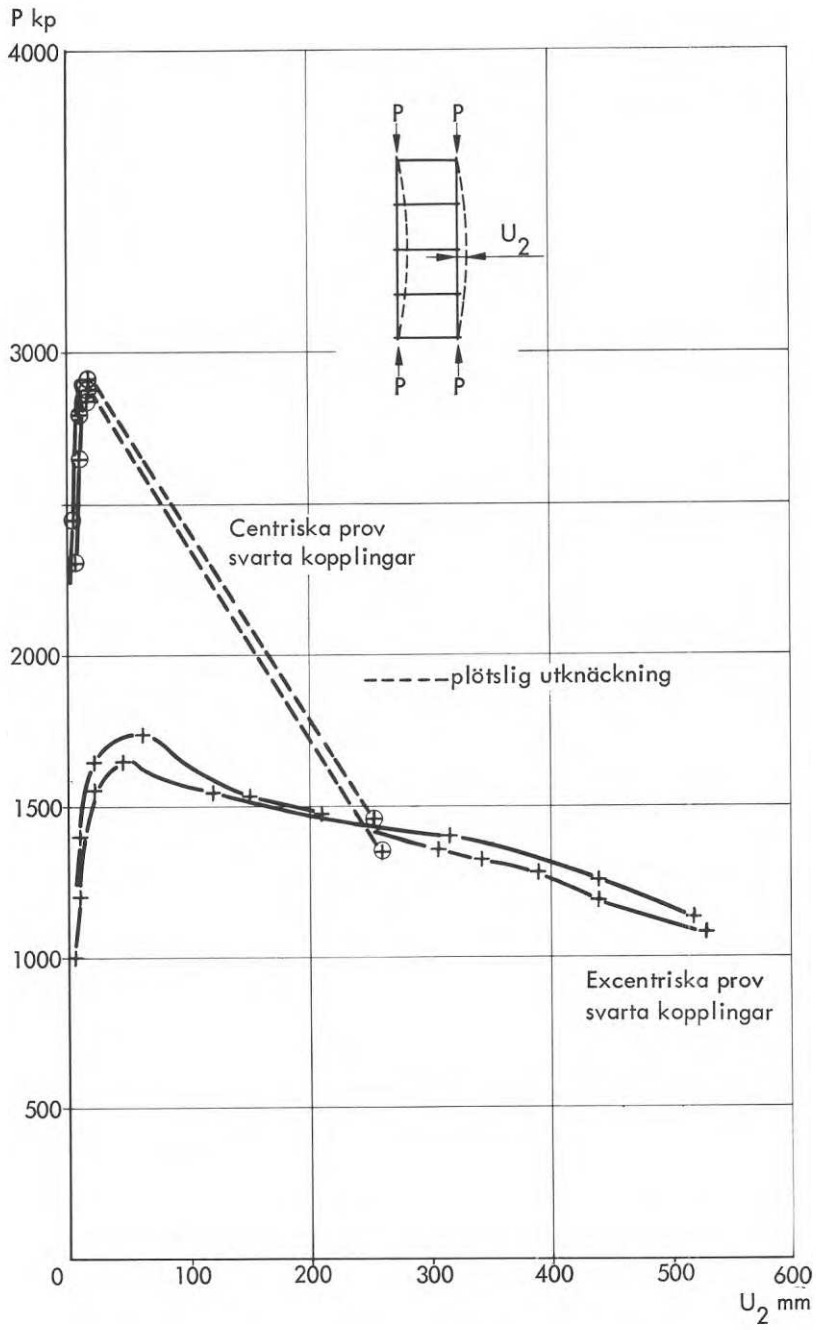


FIG. 29f. 4-facksramar, Typ 2. Centriska och excentriska prov.
 4 panels of Type 2. Centric and eccentric application of the load.

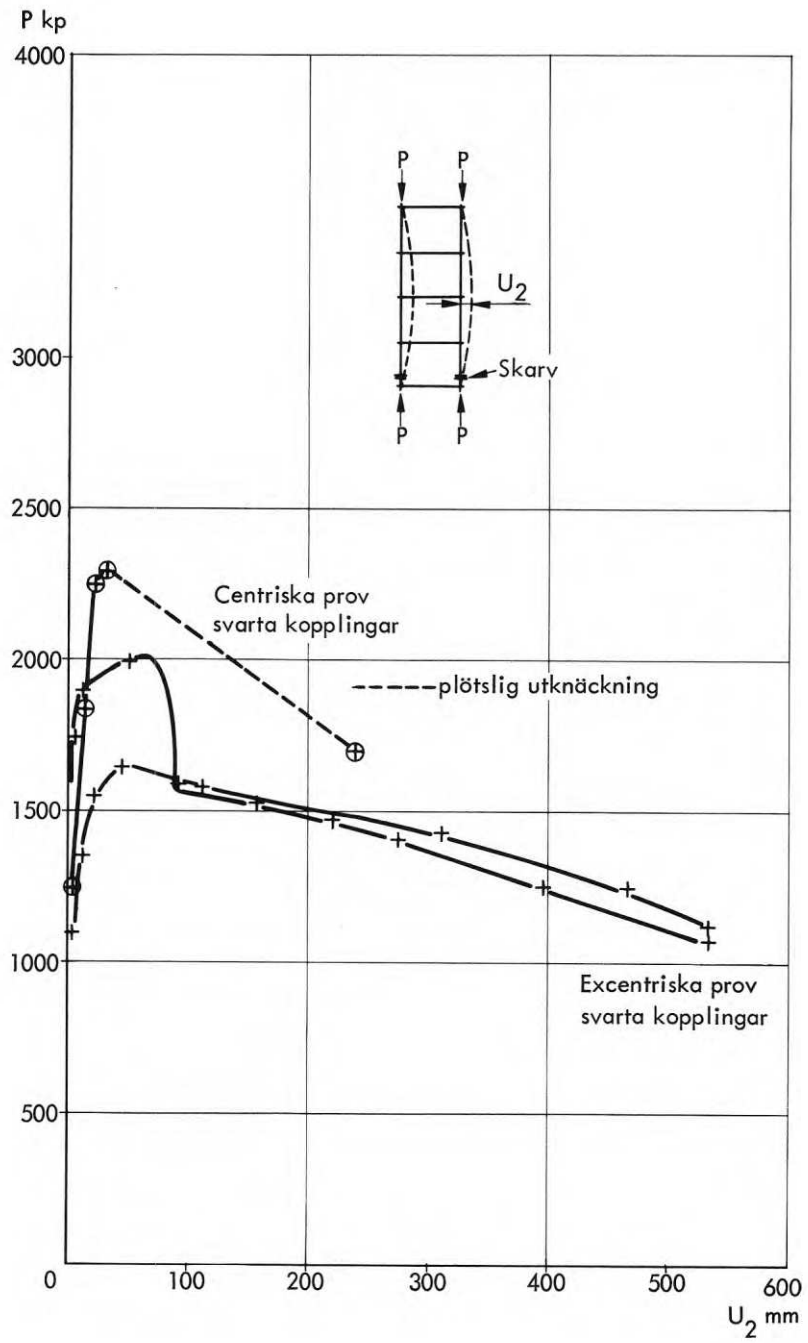


FIG. 29g. 4-facksramar, Typ 3. Centriska och excentriska prov.

4 panels of Type 3. Centric and eccentric application of the load.

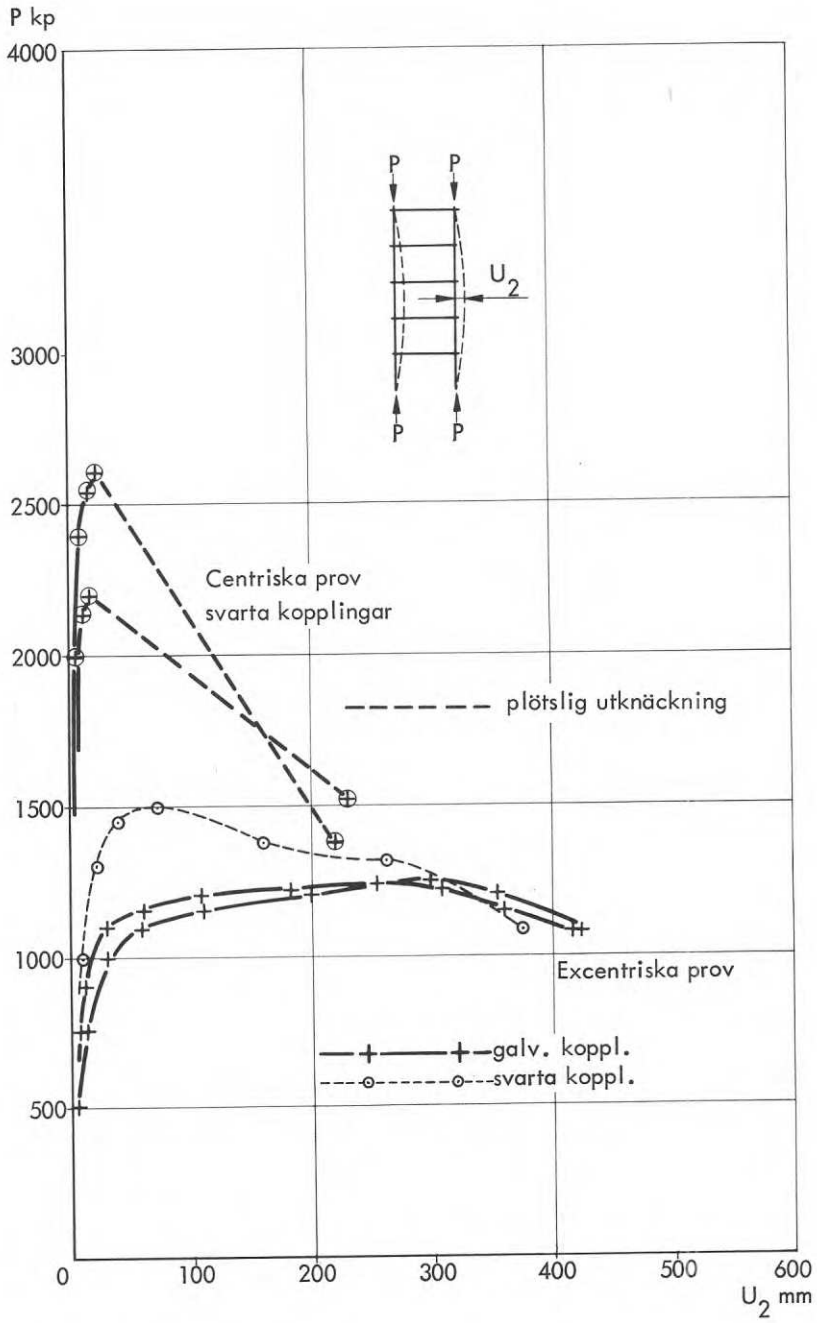


FIG. 29h. 5-facksramar, Typ 1. Centriska och excentriska prov.

5 panels of Type 1. Centric and eccentric application of the load.

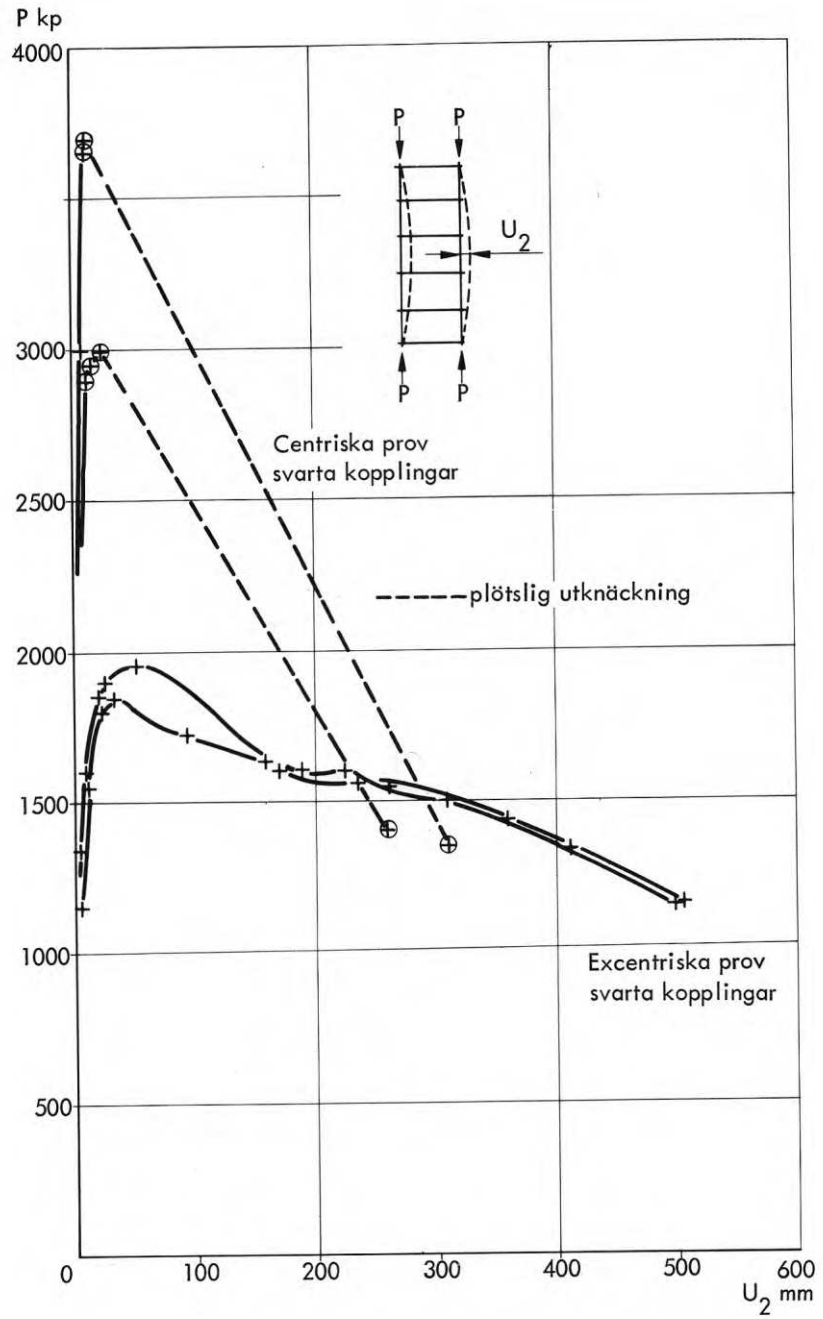


FIG. 29i. 5-facksramar, Typ 2. Centriska och excentriska prov.

5 panels of Type 2. Centric and eccentric application of the load.

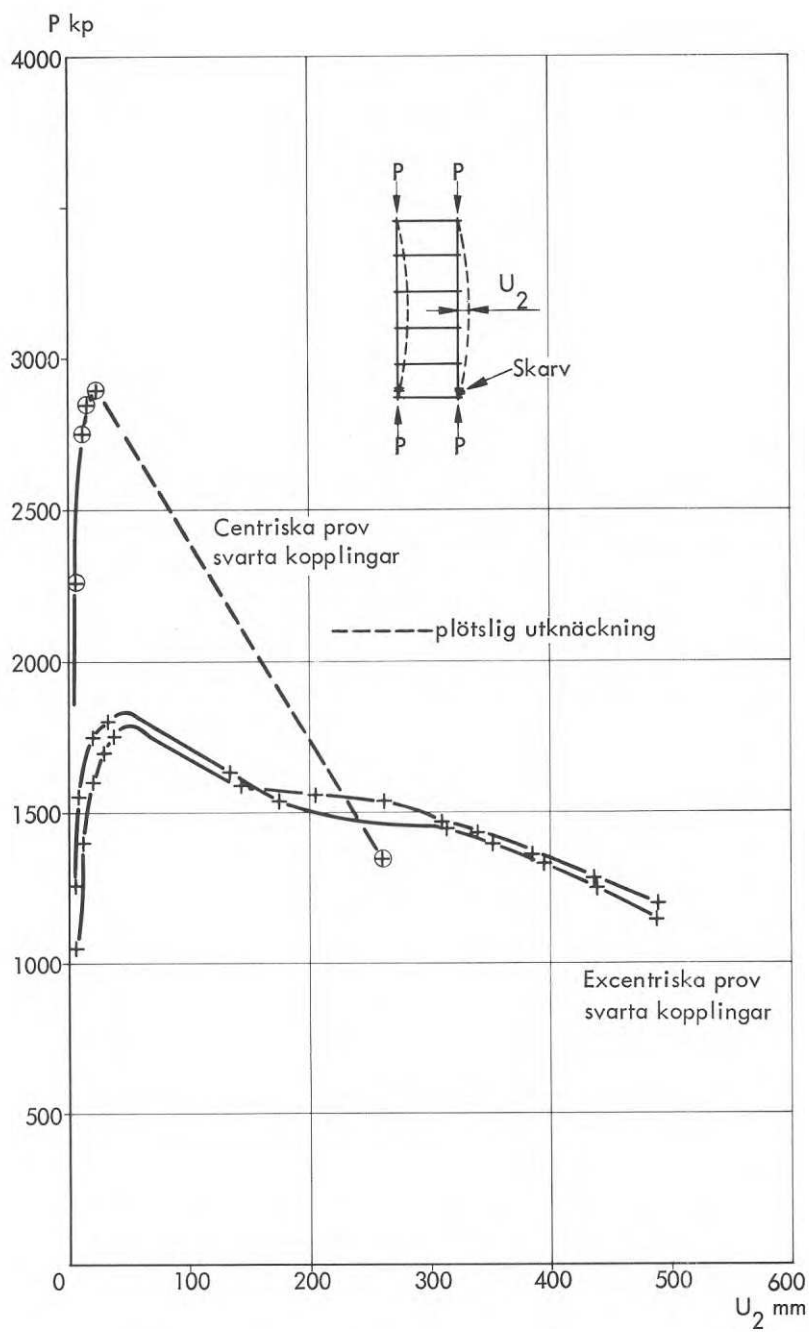


FIG. 29j. 5-facksramar, Typ 3. Centriska och excentriska prov.

5 panels of Type 3. Centric and eccentric application of the load.

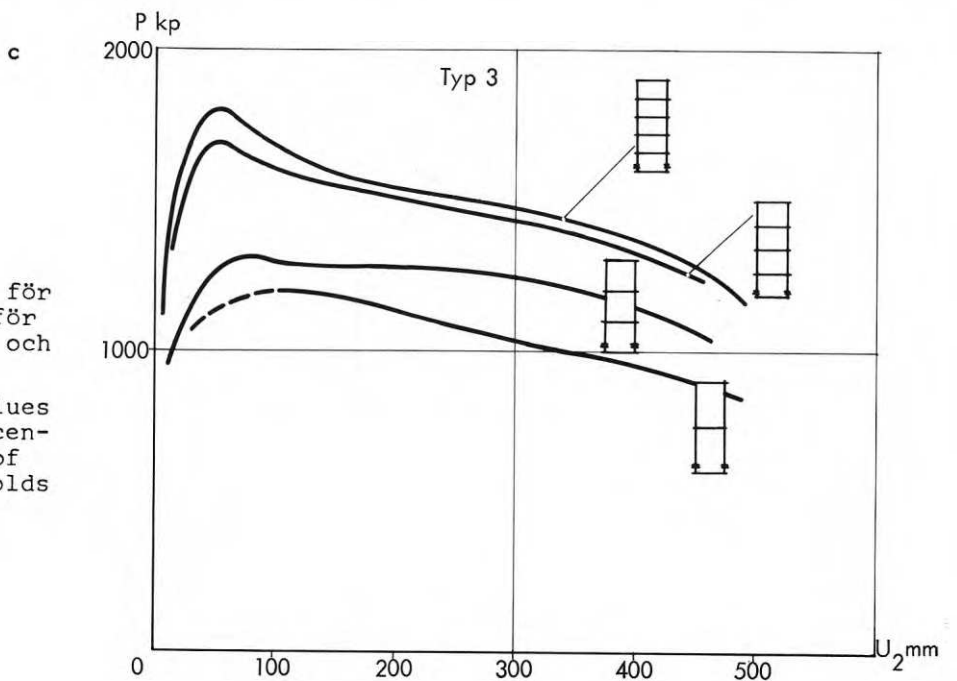
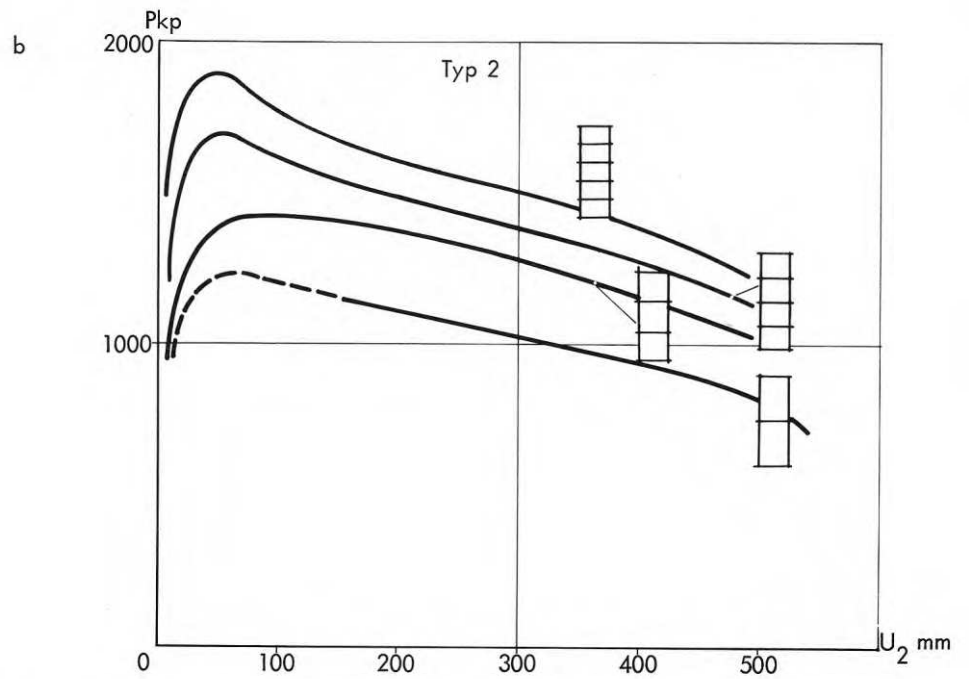
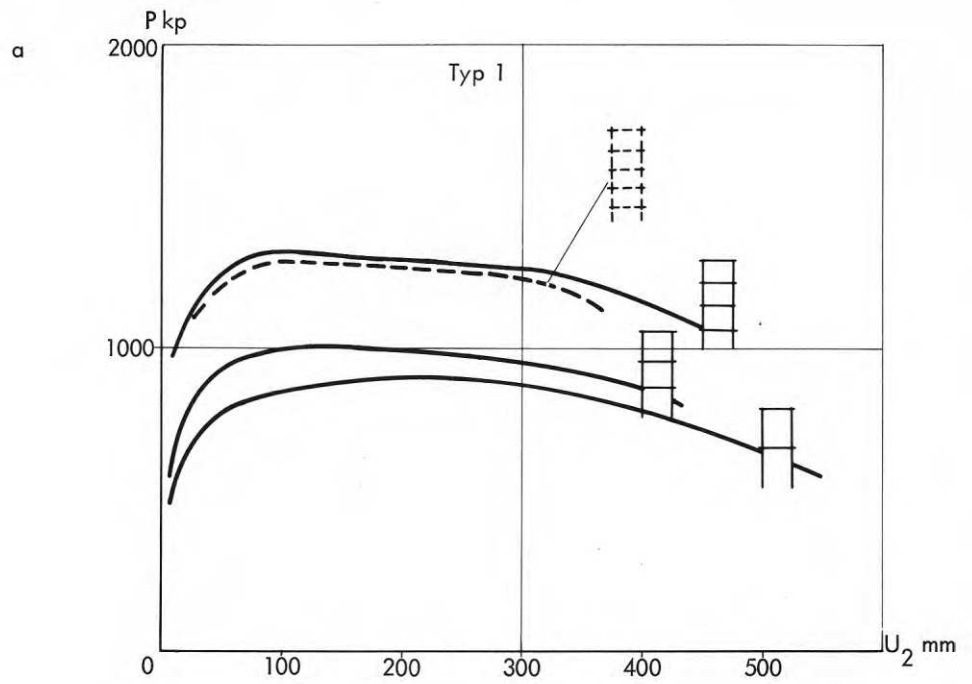


FIG. 30. Medelvärdeskurvor för excentriska prov för ramar av typ 1, 2 och 3.

Curves of mean values for tests with eccentric application of the load on scaffolds types 1, 2 and 3.

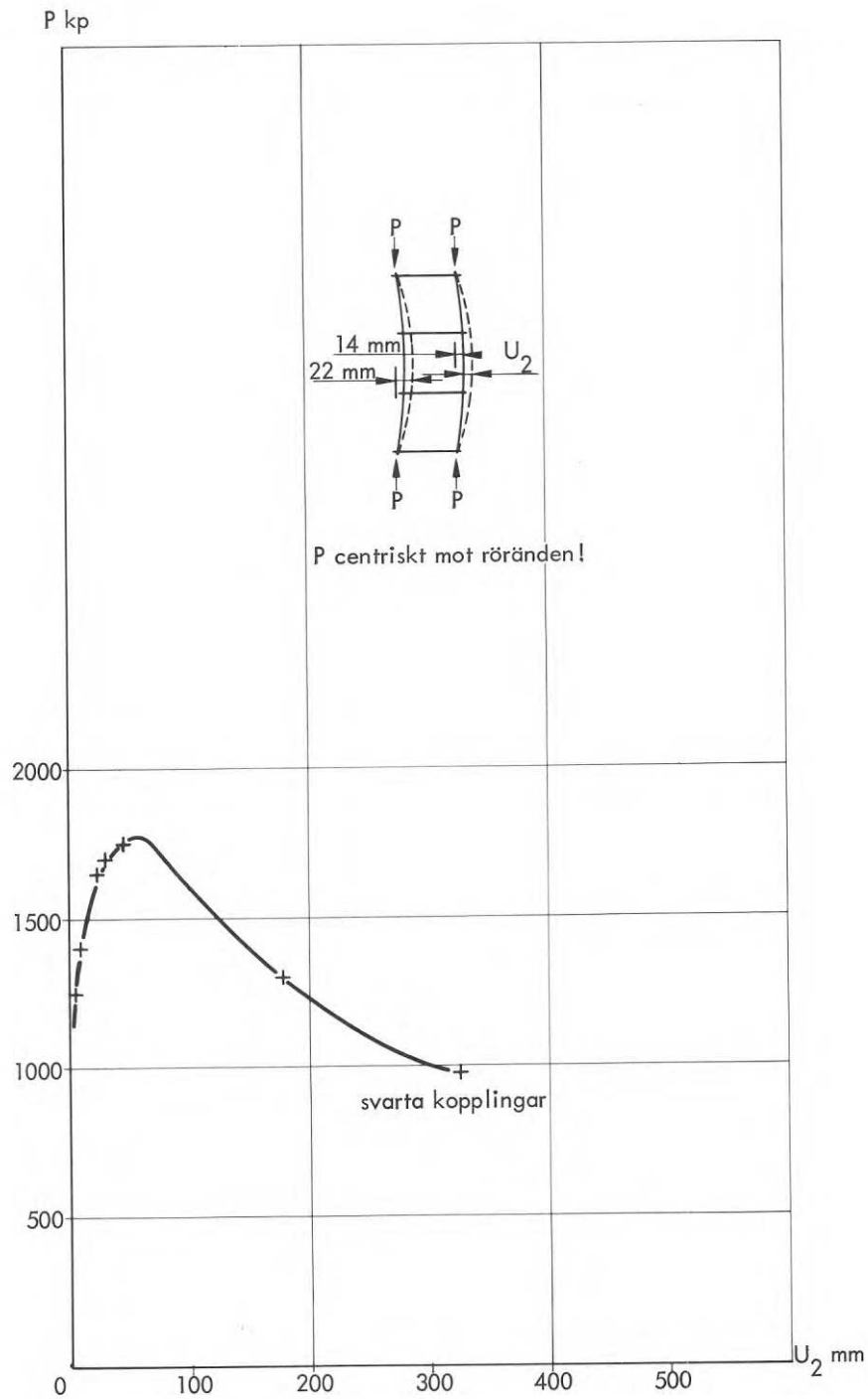


FIG. 31. Prov på ram med 3 fack. Skarvarna mitt i mittfacket. Begynnelseexcentriciteter 22 mm respektive 14 mm.

Tests on 3-panel scaffolds with the sleeve couplers at the centre of the central panel. Initial eccentricity 22 mm and 14 mm respectively.

TAB. 4. S = svart G = galvaniserad
 + anger att initialkrokighet och belastningsexcentricitet samverkar.

Excentriska prov	I n i t i a l u t b ö j n i n g mm					
	Typ 1 S		Typ 2 S		Typ 3 S	
2 Fack	U ₁		U ₁		U ₁	
Spira 1	-0,5		+6,0		+0,0	
Spira 2	+1,0		+9,0		+0,5	
3 Fack, Typ 1	Prov 1 G		Prov 2 G		Prov 3 G	
	U ₁	U ₂	U ₁	U ₂	U ₁	U ₂
Spira 1	+4,0	+4,0	+2,5	+3,0	+2,0	+1,0
Spira 2	+4,0	+3,5	-5,0	-4,5	-2,0	-3,5
3 Fack, Typ 2	Prov 4 S		Prov 5 S		Prov 6 S	
	U ₁	U ₂	U ₁	U ₂	U ₁	U ₂
Spira 1	+2,0	+2,0	+7,0	+8,0	+1,0	+0,5
Spira 2	+5,0	+4,5	+7,0	+6,0	-1,5	-2,0
3 Fack, Typ 2	Prov 1 G		Prov 2 G			
	U ₁	U ₂	U ₁	U ₂		
Spira 1	-1,0	-0,5	+2,0	+2,0		
Spira 2	-0,5	-0,5	+1,0	+1,0		
3 Fack, Typ 2	Prov 3 S		Prov 4 S			
	U ₁	U ₂	U ₁	U ₂		
Spira 1	+0,5	+0,5	+0,5	+0,5		
Spira 2	±0,0	±0,0	+2,0	+1,5		
3 Fack, Typ 3	Prov 1 G		Prov 2 G		Prov 3 G	
	U ₁	U ₂	U ₁	U ₂	U ₁	U ₂
Spira 1	+0,0	-0,5	-1,0	-1,5	-1,0	-1,0
Spira 2	+0,0	-0,5	-2,0	-2,5	+0,5	+1,0
4 Fack, Typ 1	Prov 1 G		Prov 2 G		Prov 3 G	
	U ₁	U ₂	U ₁	U ₂	U ₁	U ₂
Spira 1	+1,0	+1,0	+3,0	+3,0	+0,5	+2,0
Spira 2	+2,0	+2,0	+1,5	+1,5	+1,0	+2,0
4 Fack, Typ 2	Prov 1 S		Prov 2 S			
	U ₁	U ₂	U ₁	U ₂		
Spira 1	+1,0	+1,5	+0,5	+1,0		
Spira 2	+1,5	+2,5	+0,5	+1,0		
4 Fack, Typ 3	Prov 1 S		Prov 2 S			
	U ₁	U ₂	U ₁	U ₂		
Spira 1	+0,5	±0,0	+2,0	+3,0		
Spira 2	-0,5	-1,0	-2,0	-3,5		
5 Fack, Typ 1	Prov 1 G		Prov 2 G		Prov 3 S	
	U ₁	U ₂	U ₁	U ₂	U ₁	U ₂
Spira 1	±0,0	+1,0	+0,5	+1,5	±0,0	+2,0
Spira 2	±0,0	-0,5	-0,5	-1,5	±0,0	-0,5
5 Fack, Typ 2	Prov 1 S		Prov 2 S			
	U ₁	U ₂	U ₁	U ₂		
Spira 1	+1,0	+0,5	-0,5	-1,5		
Spira 2	-0,5	±0,0	-0,5	-1,5		
5 Fack, Typ 3	Prov 1 S		Prov 2 S			
	U ₁	U ₂	U ₁	U ₂		
Spira 1	+1,0	+1,5	+3,5	+5,0		
Spira 2	-0,5	-1,0	+4,0	+6,0		

Centriska prov (Till nedan angiven initialkrokighet kommer utböjning på 2-3 mm av 10 kp sidolast i initialutböjningens riktning.)

I n i t i a l u t b ö j n i n g m m

	Prov 1 S		Prov 2 S	
	U ₁	U ₂	U ₁	U ₂
3 Fack, Typ 1				
Spira 1	+1,0	+1,5	-1,0	±0,0
Spira 2	+0,5	±0,0	+1,5	+2,0
3 Fack, Typ 2				
Spira 1	±0,0	±0,0	+3,0	+3,5
Spira 2	+0,5	±0,0	+3,0	+2,5
3 Fack, Typ 3				
Spira 1	+3,5	+4,0		
Spira 2	+1,5	+2,0		
4 Fack, Typ 1				
Spira 1	-0,5	-1,0	-0,5	-0,5
Spira 2	+2,5	+2,5	+2,0	+3,0
4 Fack, Typ 2				
Spira 1	+1,5	+1,5	+0,5	+2,0
Spira 2	+3,0	+2,5	+2,0	+4,0
4 Fack, Typ 3				
Spira 1	+3,0	+4,5		
Spira 2	+0,5	+2,5		
5 Fack, Typ 1				
Spira 1	-0,5	+1,0	+0,5	+1,5
Spira 2	±0,0	+1,0	+2,0	+3,0
5 Fack, Typ 2				
Spira 1	±0,0	+0,5	+2,0	+3,0
Spira 2	±0,0	+0,5	+0,5	+2,0
5 Fack, Typ 3				
Spira 1	+1,0	+2,0		
Spira 2	+2,0	+3,0		
3 Fack, med mittskarv				
Spira 1	+14,0	+22,0		
Spira 2	+14,0	+22,0		

Allmänt

Ramar med svarta kopplingar ger genomgående högre brottvärden än ramar med galvaniserade kopplingar, som framgår av FIG. 29. Som framhållits i samband med provningen av kopplingarna har detta sin förklaring i att de svarta kopplingarna har större styvhet vid momentbelastning beroende på större axialkraft i den smorda bulten.

Under provningens gång upptäcktes att åtdragningsmomentet avtar med tiden. En sjunkning om 1-2 kpm konstaterades. Några av ramarna efterdrogs av misstag före provningen. För att få någon jämförelse "lagrares" 2 ramar i två dygn. Sjunkningen av åtdragningsmomentet före provningen mättes och redovisas i FIG. 26. Vid provningen förebedde dessa ramar ingen märkbar skillnad jämförda med de efterdragna eller de övriga. Att märka var att åtdragningsmomentet sjönk mest för de galvaniserade (och nya) kopplingarna.

Initialkrokigheten hos de nya 6 m-rören direkt från fabrik är 1-2 cm. Denna krokighet reduceras enligt TAB. 4 till storleksordningen 2-3 mm av de mallade bommarna.

Ramar provades med skarvarna monterade så att skarven böjdes kring den veka axeln B, FIG. 14. Dock prövades en ram med skarvbulten monterad på sidan. Ingen avvikelse kunde i detta fall konstateras. En tänkbar förklaring är att vinkelställningen i skarven för detta fall var ganska liten. Karakteristikorna för böjning omkring axel A respektive axel B, se FIG. 15, är likartade omkring origo. Centriska prov berörs alltså knappast av variationer i skarvarnas montering.

Ramarnas förmåga att bära en avsevärd del av brottlasten även vid mycket stor utböjning var delvis en överraskning. Vid kontroll av maximalmomentet vid U_1 på en ram av typ 1 befanns att ett rör bar ett moment 350-400 kpm, vilket med ungefär 50 % överskrider maximalmomentet enligt elasticitetsteorin. Maximalmomentet enligt plasticitetsteorin är 310-320 kpm grundat på de data som ges i TAB. 1. Iakttagelsen av att det verkliga momentet är 10-30 % större skulle tyda på att plasticeringsområdet är relativt snävt och att delar av den momentbelastade rörsektionen befinner sig i överplastiskt område. För att kontrollera detta kontrollerades en rörbit vid Wirsbo Bruk. Rörbiten utsattes för åtminstone 350 kpm. Sträckgränsen σ_{su} befanns vara ca 4 400 kp/cm². Detta prov är med i TAB. 1. Som extra kontroll av resultaten dragprovades och böjdes rör ($\sigma_{su} = 3\,900$ kp/cm²) vid Wirsbo Bruk. Plasticeringsmomentet är här teoretiskt ~275 kpm. Likväl nåddes böjmomentet 300 kpm, innan rören bucklades vid inspänningsnittet. Det förtjänar framhållas att alla kopplingar var brukbara efter proven trots de stora påfrestningar som de utsatts för.

Excentriska prov

Det är påtagligt att ramarna vid excentrisk belastning uppvisar ett mycket flackt maximum för bärförmågan. Först vid en utböjning av 40-50 cm börjar bärförmågan avta markant.

För de excentriska proven med ramar med skarv (typ 3) kan konstateras att brottlasten och sambandet mellan last och utböjning var nästan samma som för ramar utan skarv (typ 2). Se FIG. 30b och FIG. 30c. Brottlasterna för typerna 2 och 3 är ungefär 30 % större än brottlasterna för typ 1, se FIG. 30a, b, c. Detta får betydelse vid bedömningen av bärförmågan hos en ramställning med bottenbomlag, där ramen ovanpå bottenramen är försvagad av skarvarna. Med utgångspunkt från de excentriska provresultaten skall ramställningens bärförmåga beräknas ligga mellan brottvärdena för ramarna typ 1 och 3.

Inverkan på ramarnas brottlast och utböjning av variation i kopplingarnas eftergivlighet

Trots den skillnad mellan karakteristikerna för galvaniserade och svarta kopplingar som redovisats i FIG. 13c, uppvisar excentriska ramprovningar med galvaniserade och svarta kopplingar regelbundet liten skillnad i brottvärden.

Av betydelse är att karakteristikerna i FIG. 13c är medelvärdeskurvor; spridningsområdena täcker delvis varandra. Detta framgår speciellt av FIG. 11c men även av en sammanställning av FIG. 13a och b.

Väsentlig är observationen att brottlasten för ramarna med galvaniserade kopplingar uppnås vid större utböjning, större vinkeländringskillnader, än för ramarna med svarta kopplingar. I ett sent utböjningsskede närmar sig lastutböjningskurvorna varandra för ramar med galvaniserade och svarta kopplingar, tydligen beroende på att kopplingarna då arbetar på likartat sätt.

En slutsats av resultaten är att hållfastheten hos en hel byggnadsställning inte påverkas stort av spridningen hos kopplingarnas eftergivlighet. Man behöver för en normal ställning med enbart svarta kopplingar inte befara, att bärförmågan nedsätts väsentligt, om ett stort antal kopplingar är mera eftergivliga än den medelkoppling man räknat med. I samma riktning pekar också det förhållandet att det förekommer en utjämning mellan kopplingarna vid belastning på ställningen. I en mycket eftergivlig koppling uppkommer därvid stora vinkeländringar, vilket innebär att näralliggande kopplingar, om dessa är styvare, övertar en del av momenten.

För byggnadsställningar av 1 1/2"-rör men med andra kopplingar än typ Burton är provningarna klassificerande, om kopplingarnas karakteristika faller mellan Burton-kopplingens gränser.

Av det ovanstående kan man emellertid inte dra några bestämda slutsatser för ramor med kopplingar, vilkas karakteristika avviker stort från Burton-kopplingens.

Centriska prov

Initialkrokighetens inverkan på brottlasten kan med ledning av försöksresultaten sägas vara stor. En initialutböjning av storleksordningen några få mm verkar sänka brottlasten med ca en fjärdedel. Hur mycket den anbringade sidokraften på 10 kp inverkar är svårare att ange. Kraften gav en utböjning på 2-3 mm oberoende av ramtyp. Provvärdena på utböjningen utgår alltså från initialutböjning + utböjningen av sidokraften.

Brottlasterna för ramorna av typ 3 är av samma storleksordning som brottlasterna för typ 1. I motsats till fallen med excentrisk belastning har skarvarna alltså liten uppstyvande verkan vid centrisk belastning.

För ramen med 3 slutna fack och med skarvar i (centrum av) mittfacket är provningsresultatet liknande det för centriskt prov av ramorna typ 1 med 3 fack. Jämvikten för ramen med mittskarvar kan studeras approximativt vid maximal utböjning, se FIG. 27 och 31.

Yttre moment = $2 P U_2$ för halva ramen.

Inre moment = $4 M_{\text{rät vinkel}} + 2 M_{\text{skarv}}$ för halva ramen.

Om det bortses från elastiska deformationer, kan man för vinkeländringsskillnaden θ teckna

$$\theta = \frac{U_2}{3000} = \frac{325}{3000} = 108 \cdot 10^{-3}$$

$M_{\text{rät vinkel}} \approx 130$ kpm enligt FIG. 11b

$M_{\text{skarv}} \approx 50$ kpm enligt FIG. 15

Yttre moment = $2 \cdot 1000 \cdot 0,325 = 650$ kpm

Inre moment = $4 \cdot 130 + 2 \cdot 50 = 620$ kpm

∴ Yttre moment \approx Inre moment

Som nämnts kan ramorna av typerna 1 och 3 sägas vara ungefärligen likvärda vid centrisk belastning. Ramorna av typ 2 kan bära ~40 % mer. Se FIG. 32 och FIG. 33.

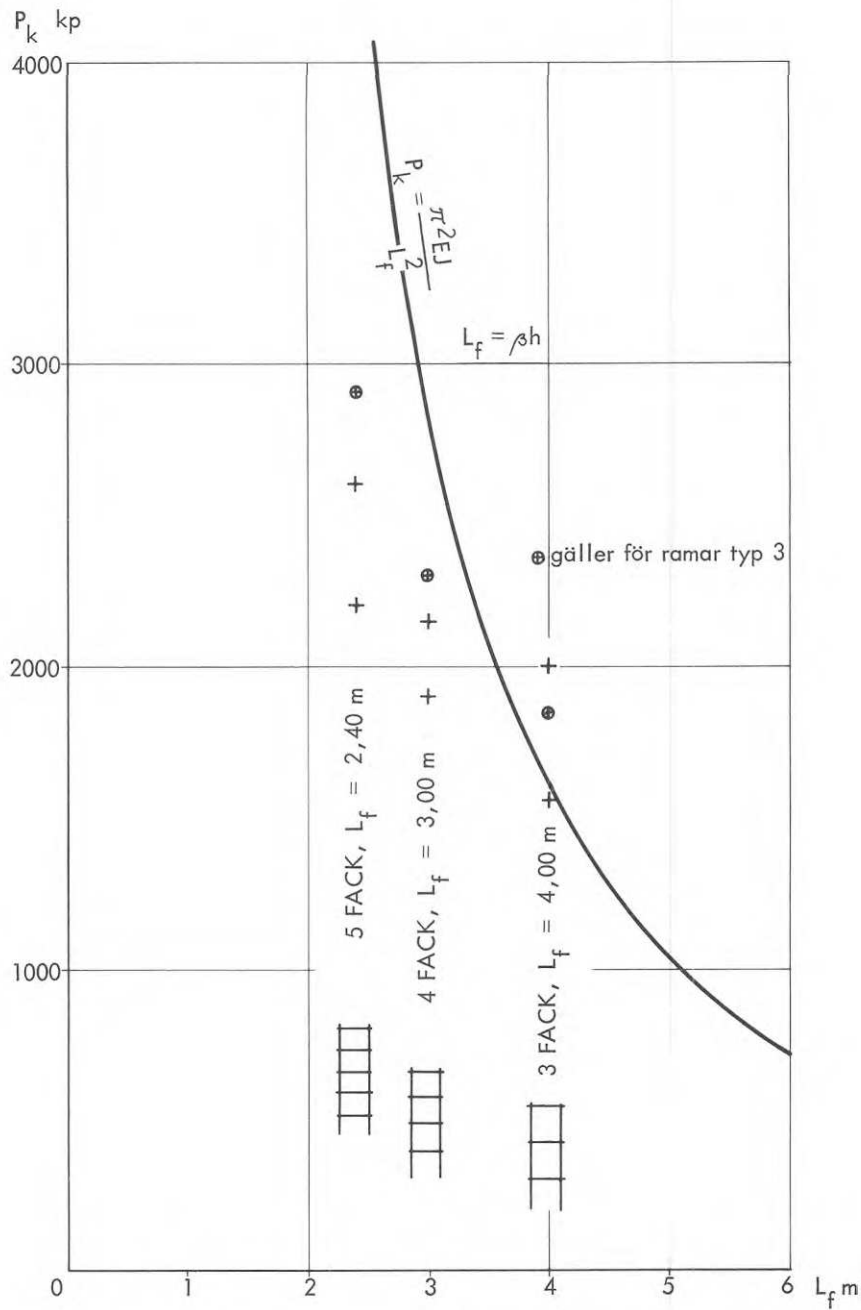


FIG. 32. Brottlaster vid centriska prov och teoretiska knäcklaster, $\beta = 2$. Ramar Typ 1 och 3.

Comparison between ultimate loads in tests with central application of the load and the theoretical buckling loads for $\beta = 2$. Scaffolds types 1 and 3.

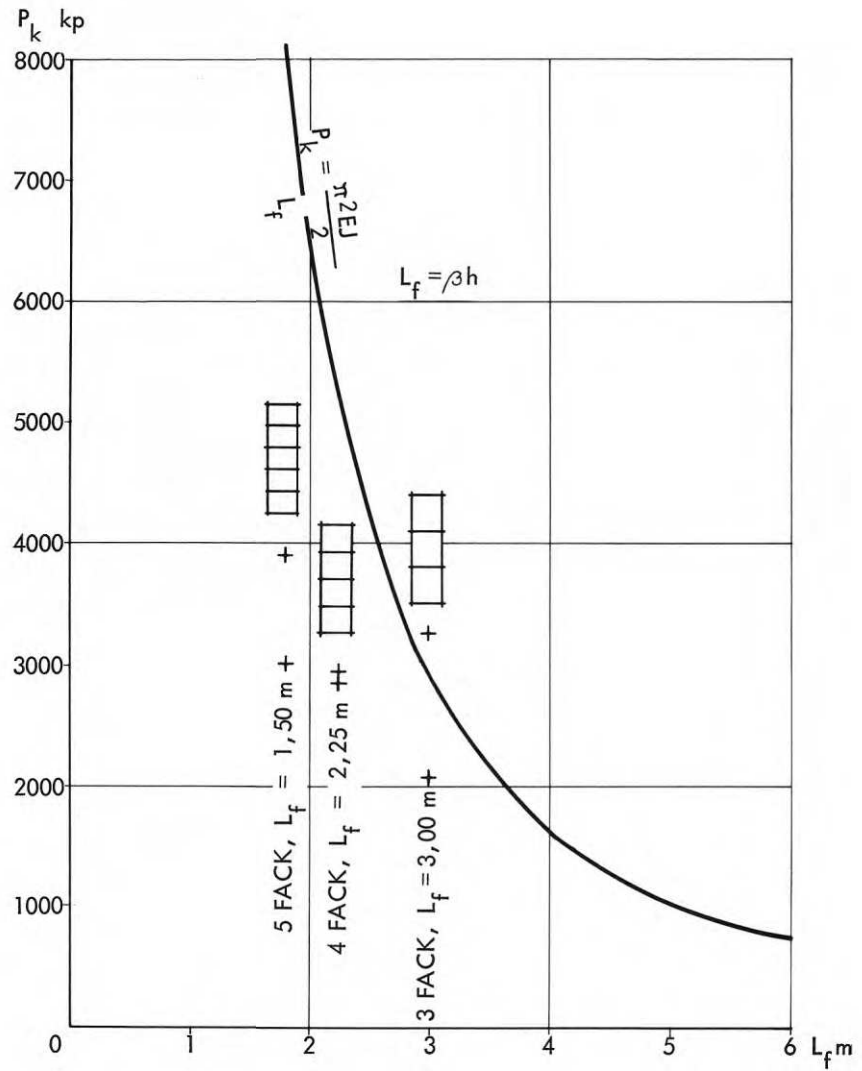


Fig. 33. Brottlaster vid centriska prov och teoretiska knäcklaster, $\beta = 1,5$. Ramar Typ 2.

Comparison between ultimate loads in tests with central application of the load and the theoretical buckling load for $\beta = 1.5$. Scaffolds type 2.

Det har begränsat värde att utföra en korrekt teoretisk beräkning av knäcklasterna, eftersom ramarnas verkningssätt kraftigt avviker från ideala förhållanden, se FIG. 21.

Med ledning av ett litet kontrollförsök utfört med en ram av plaströr och stela kopplingar, se FIG. 34, inläggs provningsresultaten för de centriskt tryckta ramarna av typ 1 (och 3) i diagrammet enligt FIG. 32 med ett antaget $\beta = 2$. Detta β -värde är en underskattning av det verkliga. Likväl är provningsresultaten goda. Den fallande tendensen är tydlig.

På samma sätt ansätts för ramarna av typ 2 ett $\beta = 1,5$. Resultaten avsätts i diagrammet, FIG. 33. Värdet på $\beta (= 1,5)$ har valts med stöd av de teoretiskt riktiga β -värdena som kan erhållas med hjälp av t.ex. Bygg 155:5. Överensstämmelsen är här sämre och den fallande tendensen knappt så tydlig.

Det är rimligt att överensstämmelsen mellan teori och praktik är bättre vid stora slankhetstal än vid mindre.

Bäst överensstämmelse erhålls, då initialutböjningen för ramen är liten. Kopplingarna får därvid tillfälle att arbeta i botten på karakteristikan, som där är nästan vertikal. Detta svarar mot så gott som stela knutpunkter.

Det är möjligt att beräkna brottlaster för ramar med momentupptagande, ej stela knutpunkter med beräkningsmetod enligt Statens vattenfallsverk 1957. Metoden beaktar vinkeländringsskillnaden θ i knutpunkterna på ett sådant sätt att θ antas proportionellt mot pålagt moment. Detta antagande motsvaras inte av verkliga förhållanden i Burton-kopplingen. Endast med passning av proportionalitetskonstanten kan överensstämmelse nås mellan teori och provningsresultat.

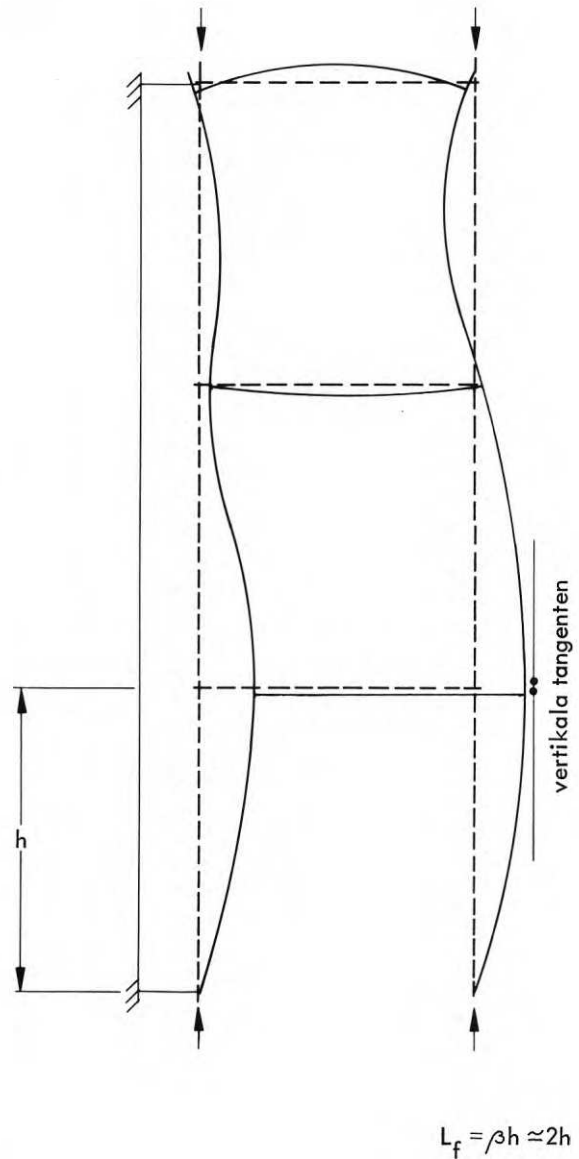


FIG. 34. Ungefärlig utböjning för ram i plaströr med stela kopplingar (enl. provning).

Approximate deflection for scaffolds of plastic tubing with stiff couplers (according to test results).

EGENSVÄNGNINGAR

Fjädringen är fullt märkbar hos en ställning. Praktiskt är det enkelt att försätta en del av ställningen mellan förankringarna i egensvängningar.

En uppskattning av egensvängningstalet kan göras med en enkel formel:

$$n_{kr} = 300 \sqrt{\frac{1}{f}} \text{ r/min}$$

där n_{kr} är kritiskt svängningstal och f utböjning.

Om 60 % av den utbredda egenvikten av ramen antas som punktlast, (ramens vikt är 100 kg, plank och den person som skakar ställningen mitt emellan förankringarna väger 100 kg), fås

$$f = 200 \cdot 0,6 \cdot \frac{0,3}{10} \text{ (cm/kp sidolast, enligt tidigare omnämnda mätningar)} = 3,6 \text{ cm}$$

$$n_{kr} = 300 \sqrt{\frac{1}{3,6}} = 158 \text{ r/min.}$$

Denna egensvängning om 2-3 per/sek avklingar enligt erfarenhet snabbt.

Ramen typ 1 med 2 fack är mycket känslig för sidokrafter, eftersom mittbommen ger ett lågt bidrag till uppstyvningen.

Mätningar saknas på denna ram för inverkan av sidokraft men erfarenheten från Norge talar för att ramen är mycket "livlig", i synnerhet då bomlaget i mitten är belastat med plank. Amplituderna kan bli oroväckande stora och egenfrekvensen kanske så låg som 1 per/sek.

Det är intressant att beräkna den last (G) koncentrerad till ramens mitt som erfordras för att en ram av svensk typ (3, 4 eller 5 fack) skall svänga så långsamt som 1 per/sek.

$$60 = 300 \sqrt{\frac{1}{f}}$$

$$f = 25 \text{ cm.}$$

$$\text{Fjädringen i ramen } \frac{0,3}{10} \text{ cm/kp}$$

$$G = \frac{250}{0,3} = 840 \text{ kg}$$

Vid kontroll av sidokraftens inverkan måste den rörliga lastens läge på ramen beaktas. Normalt är att det fullt inplankade bomlaget bidrar till att sänka egensvängningstalet utan att brottlasten påverkas

nämnvärt. Den "känsla" man kan få för en ställnings hållfasthet påverkas i hög grad av det ytterligare tillskott till massan som ett fullt inplankat bomlag utgör.

Provningarna visar att ramarna har en avsevärd förmåga att uppta energi. I första hand är det kopplingarna som arbetar. Jämförelser mellan de olika ramtyperna görs lämpligen genom att studera ytorna under $P-U_2$ -kurvorna för de excentriska proven. Den stora energiupptagande förmågan är värdefull vid ej avsiktliga belastningar, som stötar vid kranrörelser och dylikt.

Ett något annorlunda verkningssätt kan uppträda om särskilt korta bommar används. Därvid kan inträffa att bommen fungerar som tvärkraftsöverförande förbindning i en sammansatt sträva, vilket förändrar ställningens deformationsegenskaper.

INVERKAN AV STÖDSJUNKNING

Alla ställningar rekommenderas ett bra underlag. Likväl händer det ofta att innerspiran måste ställas på nyligen nyuppfylld mark, som är sättningsbenägen, se FIG. 35. Olika ställningar är olika känsliga för stödsjunkning, beroende på hur kopplingarna arbetar. De här provade kopplingarna tål en rätt avsevärd snedställning, eftersom de kan uppta en mycket stor vinkeländringsskillnad vid momentbelastning utan att skadas.

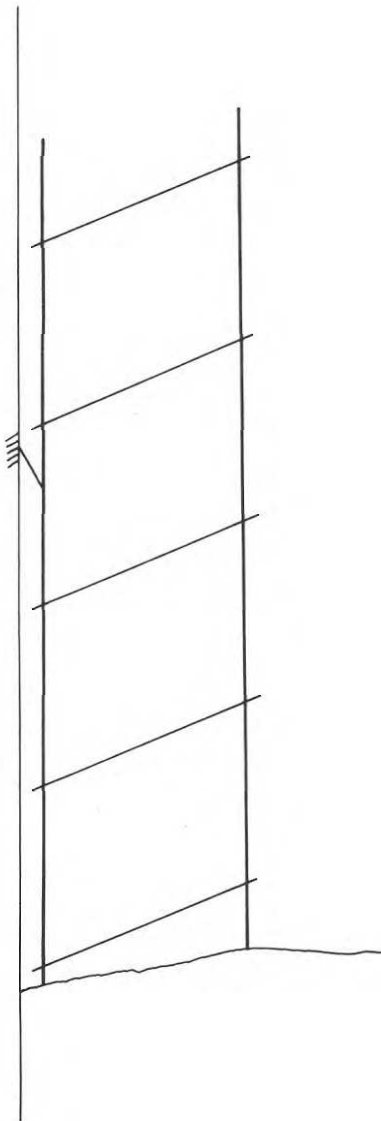


FIG. 35.

HORISONTALKRAFTER PÅ STÄLLNINGAR

En riktig dimensionering av en byggnadsställning måste innefatta hänsynstagande till horisontalkrafter på ställningen av vind och dylikt. Enligt tidigare omnämnda observationer böjdes provramarna ut 2-3 mm vid påförandet av punktlasten 10 kp i mitten. Om totala horisontalkrafter på ställningen uppskattas till det rimliga 100 kp/ram, skulle motsvarande utböjning bli 2-3 cm. Inverkan av en sådan kraft på en centriskt tryckt ram skulle därmed vara av samma storleksordning som åsättandet av en excentricitet för tryckkraften som vid här genomförda prov (22 mm).

SÄKERHETSPROBLEMET FÖR BYGGNADSSTÄLLNINGAR. FÖRSLAG TILL TILLÅTNA LASTER

Den beräkningsmässiga säkerhetsfaktorn för byggnadsställningar har traditionellt varierat med slankheten. Vid en fri knäcklängd på t.ex. 4 m har en säkerhetsfaktor på ca 2 tillämpats och vid 2 m faktorn 4 till 5. I praktiken ökas säkerheten därigenom att de normerade belastningarna ej samtidigt förekommer på hela ställningens längd.

De normerade belastningarna anges för Sverige i Arbetarskyddsstyrelsens anvisningar nr 32. Belastningsföreskrifterna utgör resultaten av statistiska undersökningar. Man har studerat arbetsplatser på ställningslagen och antagit att lasten placeras i huvudsak på mitten av ställningslaget med förskjutning mot fasaden. Den normerade lasten antas emellertid jämnt fördelad. Dess intensitet på bomlaget bestäms av att den skall ge samma största påkänning i den mest belastade primärbalken som den koncentrerade lasten; dess intensitet för spirorna bestäms av att påkänningen i den mest belastade innerspiran skall vara som för den koncentrerade lasten. Av det skälet får man dock inte dra slutsatsen att belastningsföreskrifterna kan mildras; ganska allmänt förekommer uppladdning av byggnadsmaterial som t.ex. tegelpallar i en omfattning som gör det troligt att belastningsföreskrifternas värden till och med kan överträffas.

Med ledning av försöksresultaten för de excentriska proven i denna utredning föreslås tillåtna laster enligt TAB. 5. De tillåtna lasterna skall i första hand gälla för en ramställning varför ställningar med endast en ram blir ett specialfall.

Ställningarna kan indelas i fyra huvudgrupper:

1. Ställningar utan bottenbomlag bestående av 2 eller flera ramar.
2. Ställningar med bottenbomlag bestående av 2 eller flera ramar.
3. Ställningar endast en ram höga utan bottenbomlag.
4. Ställningar endast en ram höga med bottenbomlag.

Inom varje grupp kommer sedan variationer för 2, 3, 4 och 5 fack. En ytterligare uppdelning görs mellan "raka" och "sneda" ställningar; med "sneda" ställningar förstås ställningar som står på sjunkande underlag. Denna klass införes av säkerhetsskäl och bör tillämpas närhelst avvikelser från det normala byggnadssättet påfordrar försiktighet.

De tillåtna lasterna för de raka ställningarna grundar sig på resultaten från de excentriska proven.

Den formella säkerhetsfaktorn (förhållandet mellan brottlast och förslagens tillåtna last) är endast 1,1-1,2. På grund av den seghet med vilken ramarna böjer ut och jämnheten i provningsresultaten bedöms det som tillräckligt att reducera de tillåtna lasterna för sneda ställningar med 10 % till 90 % av de tillåtna lasterna för de raka.

En låg formell säkerhetsfaktor kan väljas av flera skäl. Provningarna för bestämning av praktiska brottlaster har utförts på excentriskt belastade ramar. Valet av excentriciteter är därvid maximalt ogynnsamt både till storlek och kombination. Det är inte säkert att man i dimensionerande ram skall få excentriciteter lika med halva rördiametern åt samma håll i båda ändar. För en ställning med någon längd förekommer dessutom en stödjande samverkan mellan spirparen. Detta gör att man ur säkerhetssynpunkt kan intressera sig först och främst för en medelbelastning på en ställning. En måttlig överbelastning av ett enstaka spirpar behöver inte medföra totalkollaps för ställningen. I praktiken förekommer det att ett eller flera spirpar i en ställning böjer ut kraftigt, antingen på grund av sjunkande underlag eller överbelastning utan att totalkollaps inträffar. Ställningen förstärks då med dubblering av spirorna. För en rakbyggd ställning med stora laster i samtliga spiror är risken dock den att utknäckning av hela ställningen kan inträffa utan förvarning.

För att undgå risker för sådana ställningar bör man omsorgsfullt hålla uppsikt med den verkliga belastningen, egenvikt och rörlig last. De enligt TAB. 5 föreslagna värdena på tillåtna laster förekommer allmänt för närvarande utan att ställningarna anses riskabla. Under byggnadstiden och under användningen kan ställningen prövas på platsen med subjektiva metoder. En erfaren ställningsbyggare kan genom att trycka en spira åt sidan "känna" dess böjstyvhet (fjädring) och uppskatta var man ligger i förhållande till brottlast (böjstyvheten noll). Metoden är givetvis riskabel men är av värde därigenom att den kan avslöja direkta felaktigheter i belastningsförutsättningarna (påförande av för stor rörlig last, ställningen känns "mjuk") eller att förankringar saknas.

Här följer två exempel på beräkningar av dimensionerande laster enligt Arbetarskyddsstyrelsens anvisningar nr 32.

Putsställning

Ram med 3 fack

Ställningen skall räknas för en nyttolast av 150 kp/m^2 på ett bomlag (för själva ställningslaget 250 kp/m^2).

Är ställningslagets bredd 1,8 m och facklängden 3,5 m blir belastningen på ramen 950 kp.

Egenvikten av inplankningen 200 kg/ram.

Ställningens egenvikt 10 kg/m^2 fasad.

Montage plank 50 kg/bomlag .

Belastningen för en 10 m hög ställning (ungefär 2 ramar om 6 m) blir då $P = \frac{1}{2} (950 + 200 + 35 \cdot 10 + 4 \cdot 50) = 850 \text{ kp}$,

och för en 20 m hög ställning (3 eller 4 ramar om 6 m)
 $P = \frac{1}{2} (950 + 200 + 70 \cdot 10 + 9 \cdot 50) = 1\,150 \text{ kp}$.

Vid fullt inplankade bomlag ökar belastningen till

$H = 10 \text{ m}$, $P = 1\,150 \text{ kp}$;

$H = 20 \text{ m}$, $P = 1\,875 \text{ kp}$.

Murställning

Ram med 5 fack

Ställningen skall räknas för en nyttolast av 375 kp/m^2 på ett bomlag (för själva ställningslaget 450 kp/m^2).

Är ställningslagets bredd 2 m och facklängden 3 m, blir belastningen på ramen 2 250 kp.

Egenvikten av inplankningen 200 kg/ram.

Ställningens egenvikt 15 kg/m^2 fasad.

Montageplank ingår normalt ej, då facken i höjddled är bara 1,20 m.

Belastningen/spira för en 10 m hög ställning blir då:

$$P = \frac{1}{2} (2\,250 + 200 + 30 \cdot 15) = 1\,450 \text{ kp},$$

och för en 20 m hög ställning

$$P = \frac{1}{2} (2\,250 + 200 + 60 \cdot 15) = 1\,675 \text{ kp}.$$

Mur- och putsställningarna, enligt exemplen, har i 10 m-alternativen utan bottenbomlag att bära laster som nära överensstämmer med de föreslagna enligt TAB. 5, om det antas att ställningarna har bottenbomlag och är raka. I verkligheten har dessa ställningsalternativ redan använts i över 10 år. Det är klart att medelbelastningarna på dessa ställningar normalt varit betydligt lägre än normens belastningar. Däremot kan det i ett enstaka fall förekomma en uppladdning som motsvarar en belastning enligt normen. För en ställning av någon längd är det klart oekonomiskt vid dimensioneringen att en sådan uppladdning skall förutsättas i varje fack. Man skulle alternativt kunna tänka sig att införa olika lastintensiteter för olika fack och att dubblera spirorna på utsatta delar som vid hissanordningar för tegelpallar och liknande. Det har förekommit att nu gällande regler lett till att vissa spirpar knäckts på grund av överbelastning utan att ställningen rasat.

Ställningar över 12 m monteras alltid med bottenbomlag. Vid en jämförelse av siffrorna i exemplen och i TAB. 5 framgår det att en putsställning med fullt inplankade bomlag måste dimensioneras med omsorg.

Klart står att en 20 m hög ställning måste förstärkas. Detta sker genom införandet av bottenbomlag (alltid), dubblering av spiror eller användning av tätare förankringar.

Ett bottenbomlag monteras ej i onödan, eftersom det är vanligt att man har många passager under ställningen. Används en skarv som liknar en led (kvasiled), t.ex. skarv av icke expanderande typ som sitter med ett relativt stort glapp i rören, innebär bottenbomlaget inte heller någon teoretisk förstärkning. Bottenbomlaget har emellertid god effekt vid stödsjunkning.

I Arbetarskyddsstyrelsens anvisningar nr 32 sägs att "skarvarna i ställningen bör sinsemellan vara förskjutna". Detta är avsett att förstärka ställningen. Förankringarnas närhet till skarvarna framhålls ej särskilt. I denna utredning är det regel liksom i allt högre grad i praktiken, att förankring och skarv sammanförs i läge. Vid montering av en ställning är det en praktisk regel att göra en förankring för varje ram i höjddled och för endast varannan ram i sidled, om liggarna är tillräckligt styva.

En åtgärd som tillgrips vid höga ställningar (> 30 m) är att dubblera spirorna, men mera sällan att förankra tätare.

Vid dubbleringen ser man till att skarvarna förskjuts 3 m. Därigenom försäkras man sig om kontinuitet hos ramen, vilket är värdefullt, speciellt om en förankring skulle vara dåligt utförd. Att göra många goda förankringar är oftast kostsamt. Därför föredras allmänt dubblering av spirorna, då en uppstyvning önskas av en byggnadsställning.

De idag använda ställningarna av stålrör har en ganska låg säkerhet mot brott, jfr TAB. 5. Att observera är att den enligt bestämmelserna dimensionerande lasten också normalt är långt större än den verkliga, vilket innebär en ytterligare säkerhet. För mycket höga ställningar kan dock egenvikten bli dominerande vid dimensioneringen, vilket åter sänker säkerheten.

Det är troligt att den hittillsvarande osäkerheten om ställningsramarnas hållfasthet i Sverige medfört en övervältring av säkerhetskravet på nyttolastantagandena.

TAB. 5. Förslag till tillåtna laster för ramar i en ramställning.
P kp/spira.

RAMSTÄLLNING					
	3 m FACK	2 m FACK	1,5 m FACK	1,2 m FACK	
RAMSTÄLLNING UTAN BOTTENBOMLAG 2 ELLER FLERA RAMAR HÖG	RAK	700	1000	1100	1200
	SNED	500	800	900	1000
RAMSTÄLLNING MED BOTTENBOMLAG, 2 ELLER FLERA RAMAR SKARVADE MED MOMENTSTYV SKARV (TYP BURTON®)	RAK	800	1200	1350	1500
	SNED	600	1000	1100	1200
RAM 6 M HÖG UTAN BOTTENBOMLAG	RAK	700	1000	1100	1200
	SNED	500	800	900	1000
RAM 6 M HÖG MED BOTTENBOMLAG	RAK	900	1400	1600	1800
	SNED	700	1100	1300	1400

Ramarna består av 2 st. 6 m-rör 48,25 x 3,50, $\sigma_{su} \approx 40 \text{ kp/mm}^2$ med varierande antal (rör-) bommar fästa med kopplingar med karakteristika¹⁾ enligt FIG. 11 och 13. Skarvarna är eftergivliga (typ Burton®), lång, expanderande). Bommarnas längd 1-2 m.

1) Burtons® koppling rätvinkel med smord bult och i övrigt nedsölad med olja.

SLUTORD

Med de i denna utredning redovisade provningsresultaten bör det bli möjligt att anlägga en riktigare syn på rörställningars bärförmåga än tidigare. Det presenterade förslaget till tillåtna laster (TAB. 5) skall förstås som ett diskussionsinlägg, som kan modifieras, om säkerhetsproblemet skall lösas enligt andra avväganden. Förslaget utgår från att man i praktiken alltid skall sammanföra skarv och förankring i den aktuella typen av ställningar. I alla händelser bör utredningen kunna underlätta fortsatta diskussioner på området, t.ex. om möjliga förstärkningar och om krav på förankringar. Dessa bör allmänt kunna överföra 3 % - 5 % av den vertikala lasten i både drag och tryck. För närvarande råder ofta osäkerhet om förankringarnas kraftöverförande förmåga. Konstruktörer frestas att föreskriva för "tät" förankring i vetenskapen om att ställningsbyggarna gärna prutar. Dessa prövar ställningen under uppförandet genom att böja ut spirorna och känna på fjädringen. Subjektivt fås därigenom en uppskattning av ställningens bärighet. Om ställningen känns "svajig", införs ytterligare förankringar. Allt talar för att förankringsområdet är i behov av teknisk utredning. Det vore bra om förankringarna kunde testas under byggandet, då ställningen är obelastad.

För att få ställningar med jämnare och högre säkerhet än för närvarande kan den möjligheten utnyttjas att man gör nyttolastföreskrifterna mera detaljerade. Det är väsentligt i en diskussion om säkerheten att de olika faktorerna som lastföreskrifter, ställningens hållfasthet, markförhållanden och förankringarnas effektivitet kan analyseras var för sig. En kombination av faktorerna kan för en ställning ge ett uttryck för dess totalsäkerhet.

LITTERATUR

- /1/ Anvisningar angående skydd mot yrkesfara vid husbyggnadsarbete (Bygganvisningar). Utfärdade av Arbetarskyddsstyrelsen i juni 1966. Stockholm 1966. 209 s. - Arbetarskyddsstyrelsens anvisningar, nr 32.
- /2/ Bygg. Handbok för hus-, väg- och vattenbyggnad. 1. Allmänna grunder. 3:e upplagan. Stockholm 1961. 1 032 s.
- /3/ Roloff, Paul, Das Stahlrohrgerüst. Berlin 1957. 183 s.
- /4/ Die Knickstabilität eines Stahlrohrgerüstes an einem Beispiel erläutert: ein folgenschwerer Gerüsteinsturz. - Bau-BG Wuppertal 1965:5, s. 130-131.
- /5/ Deutsche Normen 1952, DIN 4420, Gerüstordnung. 23 s.
- /6/ Specification for metal scaffolding. British Standards Institution. London 1964. 44 s. - British Standard 1134:1964.
- /7/ Telineennormit huoneenrakennustöitä varten. RIL 37. Finlands byggnadsingenjörers förbund. Helsinki 1967. 39 s.
- /8/ Instruktion för byggande av stålörsställningar. Vattenfallsstyrelsen: Byggnadsteknik. 2:a omarbetade upplagan. Stockholm 1959. 58 s.
- /9/ Monterbara fasadställningar. Av Lennart Klingberg, Eskil Olsson m.fl. Stockholm 1958. 28 s. - Statens nämnd för byggnadsforskning. Särtryck 1:1958.
- /10/ Metal scaffolding. Pt. 1. Common scaffolds in steel. British Standards Institution. London 1967. 41 s. - British standard code of practice. CP 97. Pt. 1:1967.

R31 : 1970

Denna rapport avser anslag nr C 349 från Statens råd för byggnadsforskning till Lars Almqvist

Distribution: Svensk Byggtjänst, Box 1403, 111 84 Stockholm

Abonnemangsgrupp: k (konstruktion)

Pris: 16 kronor