

**Rapport**

**R20:1971**

TEKNISKA HOGSKOLAN I LUND  
SEKTIONEN FOR VAG- OCH VATTEN  
BIBLIOTEK

# **Byggnaders stabilitet efter katastrofskador**

**Sune Granström**

**Byggforskningen**

# Byggnaders stabilitet efter katastrofskador Krafter i elementfogar — modellförsök

Sune Granström

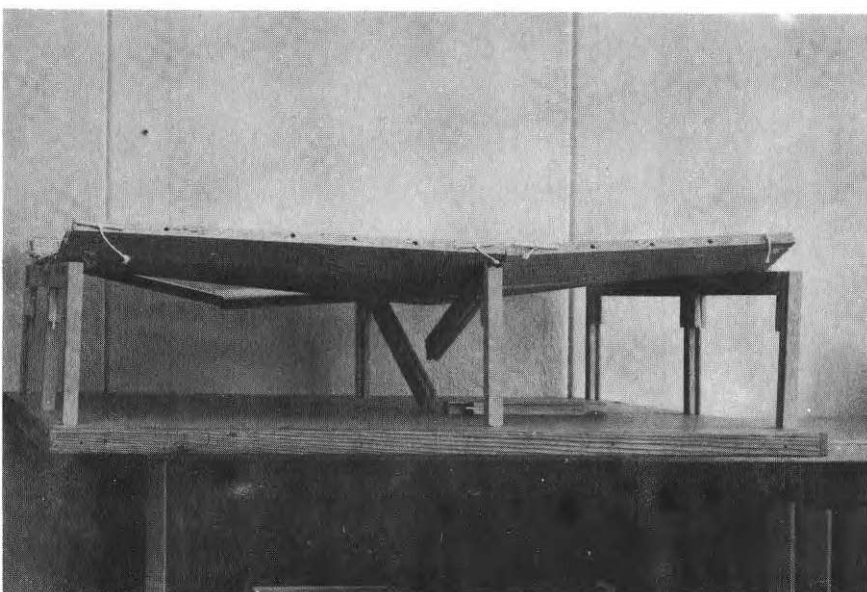
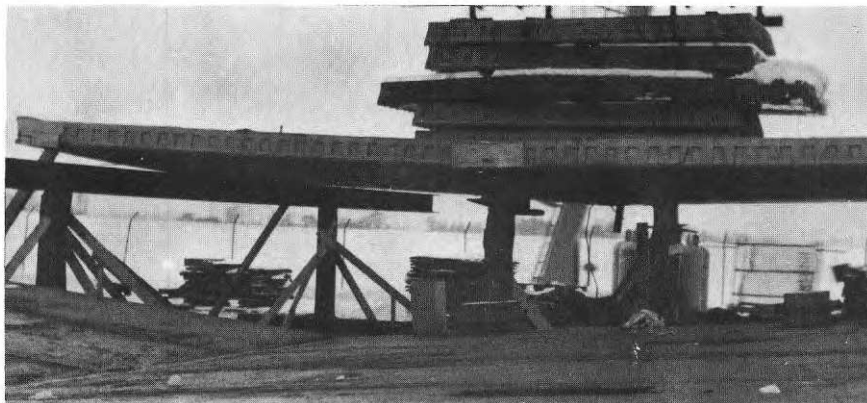
*I rapporten redogörs för modellförsök i skala 1:20 avseende studier av krafter i fogar och deformationer hos byggnadsstommar som drabbats av en partiell skada. Försöken gäller främst förhållanden vid elementbyggda bostads- och kontorshus av betong.*

*Försöksresultaten antyder att en konsekvent tillämpning av fogförbindningar med även ganska liten bärförmåga på ett avgörande sätt minskar byggnaders rasbenägenhet.*

## Bakgrund

I samband med flera på senare år inträffade husras har det konstaterats att många byggnader inte har tillfredsställande stabilitet om de drabbas av en lokal skada. Mest uppmärksam-

mat är det ras som ägde rum i Ronan Point i London, maj 1968, när en mindre gasexplosion i 18. våningen ledde till ras genom alla våningar, såväl nedanför som ovanför explosionsstället. Efter denna olyckshändelse har man i England och även på andra håll gjort omfattande utredningar och diskuterat de tekniska frågorna. Det har då framkommit att tidigare gällande normer inte gett önskad styrning för att förhindra sådana fortskridande ras. Utvecklingen har också gått mot sämre sammanhållna byggnader samtidigt som tänkbara orsaker till initialskador har ökat till följd av bland annat tyngre arbetsmaskiner, tyngre och snabbare fordon samt ökad förekomst av explosiva gasblandningar.



Studium av plattverkan vid bjälklag sammansatt av element.  
Övre bilden: fullskaleförsök. Undre bilden: modellförsök.

## Byggforskningen Sammanfattningar

R20:1971

Nyckelord:

*stabilitetsberäkningar, modellförsök, hus (skadefall, ras), normer (svenska)*

Rapporten R20:1971 avser anslag C 653 från Statens råd för byggnadsforskning till Bergkonsult AB. Undersökningen ingår som en del i en större forskningsuppgift vari frågeställningar om "byggnaders stabilitet efter katastrofskador" kommer att belysas genom bl.a. litteraturstudier och sammanställning av uppgifter om inträffade olycksfall.

UDK 624.04  
69.059.2  
620.17.001.57  
SfB (29)

Sammanfattning av:

Granström, S, 1971, *Byggnaders stabilitet efter katastrofskador. Krafter i elementfogar-modellförsök.* (Statens institut för byggnadsforskning) Stockholm. Rapport R20:1971, 31 s., ill. 9 kr.

Rapporten är skriven på svenska med svensk och engelsk sammanfattning.

Distribution:

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

Abonnemangsgrupp:

(k) produktion

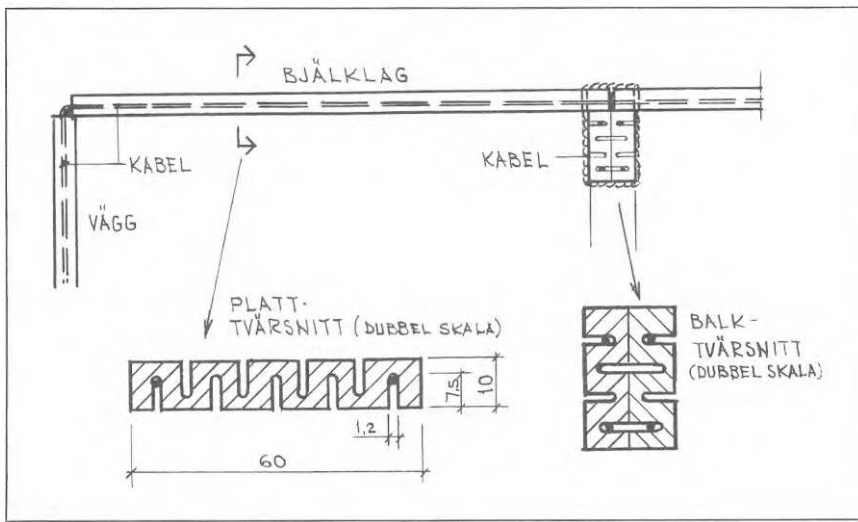


FIG. 1. Förspända gummikablar försänkta i slitsar i modellelement.

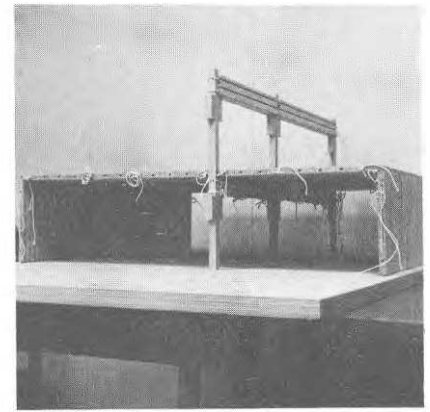


FIG. 2. Stomme med oskadad mittpelare.

I England har nu nya normer trätt i kraft som innebär att en husbyggnad antingen skall stabilitetsberäknas under antagande av vissa specificerade skadefall eller också utföras så att den motstår övertryck, flera gånger den normala bjälklagsbelastningen, på väggar, tak och golv. Vid pågående arbete med kompletterande svenska normer har det ansetts önskvärt att om möjligt slippa krav på tidsödande skadealternativberäkningar eller krav på hänsyn till stora, hypotetiska överbelastningar.

En intressant och närliggande möjlighet skulle i stället vara att koncentrera uppmärksamheten på studiet av sammanhållningen mellan de olika byggnadselementen. Om det visar sig att måttliga anspråk på sammanhållningen i fogarna leder till minskad rasbenägenhet, kan man tänka sig att lösa problemet genom att införa vissa enkla schablonregler för beräkning av sammanhållningskrafternas storlek. Detta i stället för tidigare nämnda komplicerade regler och kanske onödigt högt ställda krav.

I rapporten redovisas modellförsök som har gjorts för att med en begränsad insats av tid och kostnader ge en viss vägledning för bedömning av nämnda möjligheter. Försöken får inte uppfattas som prov med "naturtrogna" modellhus utan som illustrationer av kraft- och töjningsförlopp i samband med stora deformationer hos den bärande stommen, främst i elementbyggda hus.

#### Försöksmetodik

Försöken som utförts med modeller i skala 1:20 avser väsentligen att vara studier av fogkrafter och deformationer. Plastisk formändring under approximativt konstant kraft i fogförbindningar återges här med användande av förspända kalibrerade gummikablar. Dessa ligger försänkta i slitsar

i modellelement, tillverkade av spånskivor. Principen framgår av FIGUR 1 och fotografierna FIGUR 2-4. Påförd last av stålbrickor på modellen är avpassad så att fogförbindningarna står i ett givet förhållande till belastningarna motsvarande det som föreslås i aktuella svenska normförslag. Olika skadefall har studerats i anslutning till några vanliga konstruktions typer. Illustrationerna visar dels pelarbortfall under balk i husmitt, dels bortfall av viss del av bärande yttervägg. Dessutom illustreras modellteknikens användning vid förstudier för fullskaleprov. I det aktuella fallet gäller provet en bedömning av samverkan inom ett bjälklag sammanfogat av element som hålls samman genom armering i fogarna.

#### Slutsatser

De utförda försöksserierna har haft till uppgift att belysa vissa frågeställningar i samband med skadade byggnaders stabilitet och att ge viss vägledning om hur stora sammanhållningskrafter som behövs för att på ett betydelsefullt sätt minska byggnaders rasbenägenhet. Erfarenheterna av försöken har varit positiva. Metodiken möjliggör fördjupad insikt i de alternativa möjligheter för lastbärning som existerar i en skadad byggnad, vilket knappast framgår med samma tydlighet av analytiska betraktelsesätt. Vad gäller effekten av sammanhållning i fogarna så visar försöken, att en konsekvent tillämpning av fogförbindningar på ett avgörande sätt minskar byggnaders rasbenägenhet. De krafter som fordras är betydligt mindre än vad man kan tro utifrån enkla överslagsberäkningar. De genomförda försöken stöder därmed den i det pågående svenska normarbetet uttryckta uppfattningen om erforderliga krafters storleksordning.

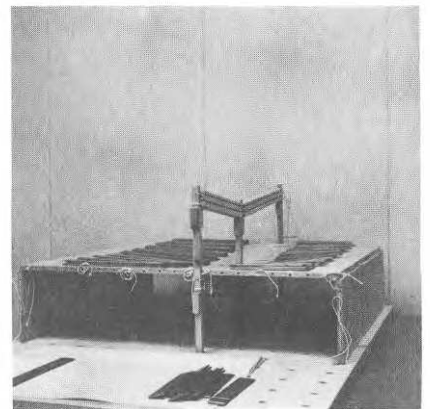


FIG. 3. Stomme med avbruten mittpelare.

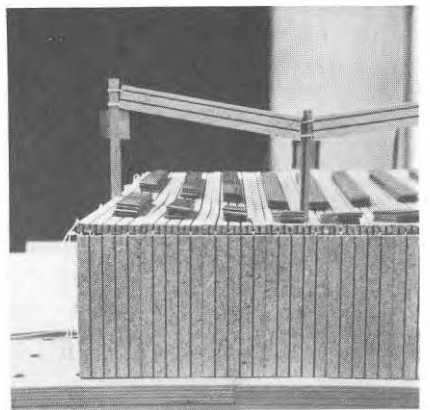


FIG. 4. Detalj visande plattverkan och hörnlykt.

# Stability of buildings after accidental damage

## Forces in element joints — model tests

### Sune Granström

*This report describes model tests to a scale of 1:20 involving studies of forces in joints and framework deformations in buildings which have sustained a local damage. The tests mainly refer to conditions in domestic and office buildings of precast concrete.*

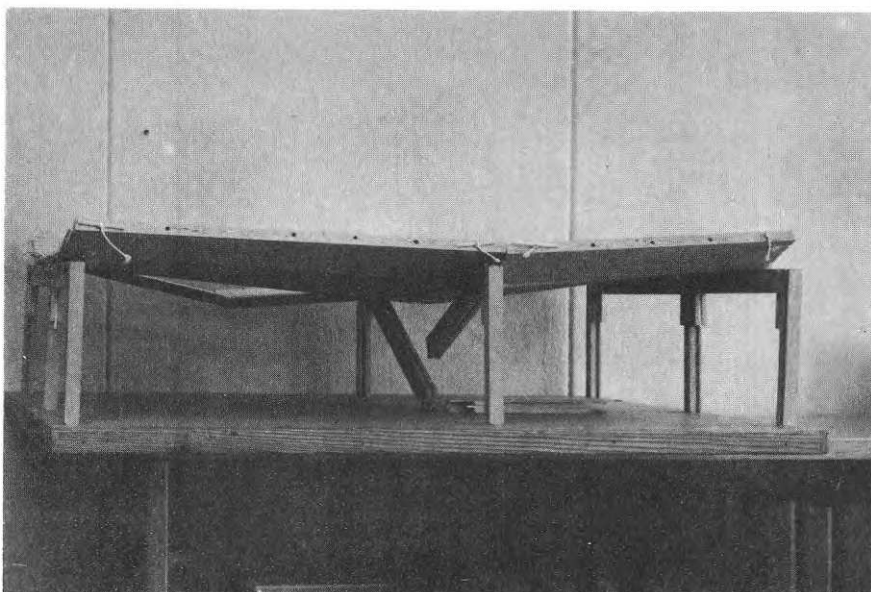
*The test results indicate that a consequent application of joint connections even with moderate strength in a decisive way reduces the liability of collapse of buildings.*

#### Background

In connection with building collapses occurring in recent years it has been proved that many buildings do not provide satisfactory stability if they are subjected to a local damage. The best

known is the collapse which took place at Ronan Point in London, May 1968, when a minor gas explosion in the 18th storey led to a collapse through all the floors below as well as above the place of explosion.

After this accident extensive investigations have been carried out and the technical aspects have been discussed in England as well as in other countries. It has become evident that earlier relevant standards had not given satisfactory direction to prevent progressive collapses of this kind. Development has gone towards less structural continuity in buildings and simultaneously conceivable causes of initial damages have increased as a consequence of heavier working machines, heavier and faster vehicles, increas-



*Study of slab action for floor assembled by elements.  
Upper figure: Full-scale test. Lower figure: Model-test.*

## National Swedish Building Research Summaries

### R20:1971

Key words:

*stability calculations, model tests, buildings (damage, collapse), regulations (Swedish).*

Report R20:1971 refers to Grant No. C 653 from the National Swedish Council for Building Research to Bergkonsult AB, Stockholm. The investigation forms a part of a larger research project in which the question of "stability of buildings after accidental damage" will be elucidated by literature studies, collection of information about accidents etc.

UDC 624.04  
69.059.2  
620.17.001.57  
SfB (29)

#### Summary of:

Granström, S, 1971, *Byggnaders stabilitet efter katastrofskador. Krafter i elementfogar-modellförsök*. Stability of buildings after accidental damage. Forces in element joints-model tests. (Statens institut för byggnadsforskning) Stockholm. Report R20:1971, 31 p., ill. 9 Sw. Kr.

The report is in Swedish with Swedish and English summaries.

#### Distribution:

Svensk Byggtjänst  
Box 1403, S-111 84 Stockholm  
Sweden

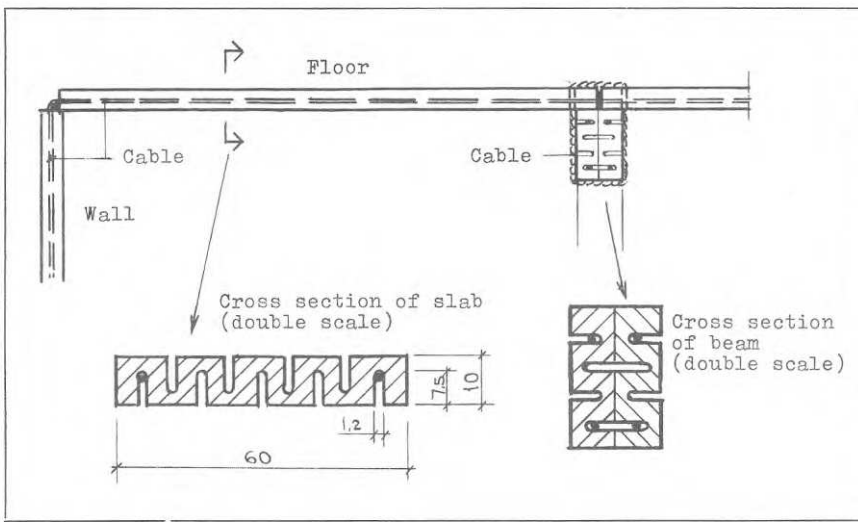


FIG. 1. Pre-stressed rubber cables embedded in slits in model elements.

ed occurrence of explosive gas mixtures etc.

In England new regulations have now come into operation implying that a building shall either be proved stable under the assumption of certain specified cases of damage, or be so constructed that it resists an overpressure on walls, ceilings and floors several times in excess of the normal floor loading. In the present work with supplementary Swedish regulations it has been considered desirable to avoid, if possible, requirements leading to time-consuming alternative damage calculations or requirements for considerations concerning large hypothetical excessive loadings.

An interesting and nearby possibility would instead be to concentrate the attention to the study of the structural continuity between the different building members. If it shows that moderate requirements for tensile strength would lead to decreased liability of collapse, one could consider solving the problem by introducing certain simple rules according to a fixed pattern for calculation of desired magnitude of the joining forces, these being instead of the earlier mentioned complicated rules and maybe unnecessarily high requirements.

The model tests presented in this report have been carried out to provide a certain guidance for an estimate of the possibilities mentioned above with a limited investment of time and money. The tests must not be interpreted as tests with accurate houses in model scale but as illustrations of force and strain action in connection with major deformations in the load-bearing framework, especially in element buildings.

### Test procedure

The tests which have been carried out with models to a scale of 1:20 essentially involve studies of joint forces and deformations. Plastic deformation under approximately constant force in joint connections are here reproduced by the

use of prestressed, calibrated rubber cables. These are lying embedded in slits in model elements, fabricated from chip board. The principle is illustrated by FIG. 1 and the photographs, FIG. 2—4. The imposed load, consisting of steel plates on the model is so adjusted that the strength of the joint connections has a given relationship to the loadings corresponding to that proposed in actual Swedish draft regulations. Different cases of damage have been studied in connection with some usual types of constructions. The illustrations show partly the removal of column under beam at the center of the building, partly removal of a certain portion of supporting external wall. In addition the use of the model technique in preparatory studies for full scale tests is illustrated. In the case in question the test involves an estimate of the interaction within a floor assembled of elements held together by reinforcement in the joints.

### Conclusions

The test series, carried out, aim to illustrate certain questions concerning the stability of damaged buildings and to provide a certain guidance about the magnitude of the joining forces needed to significantly reduce the liability of collapse of buildings. The experiences from the tests have been favourable. The adopted procedure provides deeper knowledge in the alternative possibilities of load-bearing existing in a damaged building, which hardly appear with the same evidence from analytical methods. As regards to the effect of tensile strength in the joints the tests prove, that a consequent application of joint connections in a decisive way reduces the liability of collapse. The forces required are considerably smaller than simple estimates would seem to indicate. The tests carried out hence support the opinion concerning the order of magnitude of requisite forces expressed in the present Swedish regulation work.

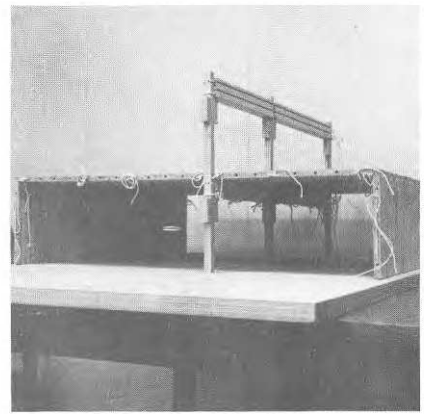


FIG. 2. Framework with undamaged central column.

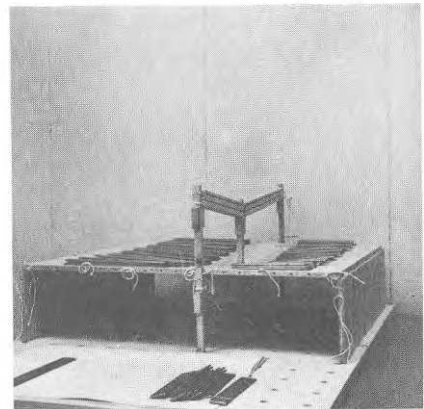


FIG. 3. Framework with broken central column.

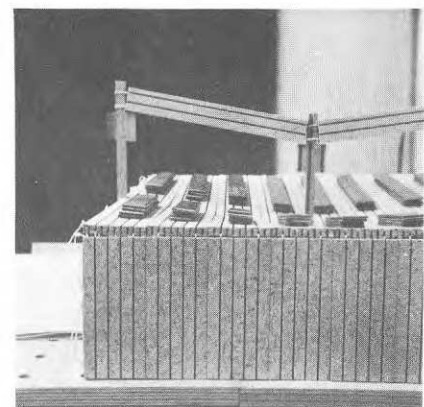


FIG. 4. Detailed view showing slab action and corner lifts.

Rapport R20:1971

BYGGNADERS STABILITET EFTER KATASTROFSKADOR

Krafter i elementfogar - modellförsök

STABILITY OF BUILDINGS AFTER ACCIDENTAL DAMAGE

Forces in element joints - model tests

av Sune Granström

Denna rapport avser anslag C 653 från Statens råd för byggnadsforskning till Bergkonsult AB, Stockholm. Försäljningsintäkterna tillfaller fonden för byggnadsforskning.



## INNEHÅLL

	CAPTIONS.....	4
1	BAKGRUND .....	6
2	VAL AV MODELLMATERIAL .....	7
3	SAMMANHÅLLNING I FOGARNA .....	7
4	DETALJUTFORMNING AV MODELLELEMENT... 10	
5	MODELLAGAR FÖR KRAFTER .....	13
6	PILOTFÖRSÖK .....	14
7	FÖRSÖK MED PELARBORTFALL VID VÄL SAMMANHÅLLEN PLATTA .....	14
8	ALTERNATIVA FÖRSÖK MED ENKLARE FÖR- BINDNINGAR .....	18
9	FÖRSÖK MED SKADA PÅ BÄRANDE FASADVÄGG	18
10	ALTERNATIVA FÖRSÖK MED SKADA VID HÖRN	25
11	ERFARENHETER OCH SLUTSATSER .....	25



## CAPTIONS

- FIG. 1 Diagram showing loading tests with rubber cables (elastic bands).
- TABLE 1 Loading tests with rubber cables.
- FIG. 2 Model elements of chip board.
- FIG. 3 Example of connections. Vertical section to a scale of 1:2.
- FIG. 4 Sketch test with slitted cardboard on match supports. Through membrane action a metal weight and a glass ashtray is carried.
- FIG. 5 Test with slab assembled of 2x7 elements. Considerable monolithic slab- and membrane action is observed when the central support is removed. Notice the corner lifts.
- FIG. 6 Full-scale tests at the A-betong Company in Bjuv, Sweden. Like in the model tests corner lifts occur when the central column is removed.
- FIG. 7 Model elements to a scale of 1:20 of the type used in the main tests. Example of damage on framework entirely without tensile connections.
- FIG. 8 Adequately joined slab. Central column removed and  $3/3$  load.
- FIG. 9 Adequately joined slab. Central column removed and  $5/3$  load.
- FIG. 10 Adequately joined slab. Central column removed. Detailed view of upper surface at  $5/3$  load.
- FIG. 11 Inadequately joined slab. Central column removed and  $3/3$  load.
- FIG. 12 Inadequately joined slab. Central column removed. Detailed view of upper surface at  $5/3$  load.
- FIG. 13 Adequately joined slab. Support of certain length missing.  $3/3$  load.
- FIG. 14 Inadequately joined slab. Support of certain length missing.  $3/3$  load.
- FIG. 15 Inadequately joined slab/wall. Tendency of sliding off the support in case of movements in the framework.
- FIG. 16 Two-storey model for studies of bridging capacity of walls.
- FIG. 17 Gap equivalent to width of 6 large modules. Wall adjacent to floor with shorter span.  $3/3$  load. Connections between slab and wall.
- FIG. 18 Gap equivalent to width of 6 large modules. Wall adjacent to floor with shorter span.  $3/3$  load. No connection between slab and wall.
- FIG. 19 Gap equivalent to width of 6 large modules. Wall adjacent to floor with longer span.  $2/3$  load. Connection between slab and wall.

- FIG. 20 Gap equivalent to width of 6 large modules. Wall adjacent to floor with longer span.  $2/3$  load. No connection between slab and wall.
- FIG. 21 Portion equivalent to the width of 4 large modules removed from wall adjacent to floor with shorter span.  $2/3$  load. Connection between slab and wall.
- FIG. 22 Portion equivalent to the width of 4 large modules removed from wall adjacent to floor with shorter span.  $2/3$  load. No connection between slab and wall.
- FIG. 23 Portion equivalent to the width of 4 large modules removed from wall adjacent to floor with shorter span.  $2/3$  load. No connection between slab and wall. Cables in edge of floor removed.
- FIG. 24 Portion equivalent to the width of 4 large modules removed from wall adjacent to floor with shorter span.  $3/3$  load. Connection between slab and wall.
- FIG. 25 Portion equivalent to the width of 2 large modules removed from wall adjacent to slab with longer span.  $2/3$  load. Connection between slab and wall.
- FIG. 26 Portion equivalent to the width of 2 large modules removed from wall adjacent to slab with longer span.  $2/3$  load. No connection between slab and wall.
- FIG. 27 Portion equivalent to the width of 2 large modules removed from wall adjacent to slab with longer span.  $3/3$  load. Connection between slab and wall.
- FIG. 28 Portion equivalent to the width of 2 large modules removed from wall adjacent to slab with longer span.  $3/3$  load. No connection between slab and wall.
- FIG. 29 Portion equivalent to the width of 2 large modules removed from wall adjacent to slab with longer span.  $3/3$  load. No connection between slab and wall. Cables in edge of floor removed.

## 1 BAKGRUND

I samband med flera på senare år inträffade husras har det konstaterats att många byggnader ej har tillfredsställande stabilitet om de drabbas av en lokal skada.

I England har nya normer trätt i kraft som kräver att husbyggnad antingen skall stabilitetsberäknas under antagande av vissa inträffade skadefall, eller också utföras så, att den motstår övertryck på väggar, tak och golv av en storlek som uppgår till flera gånger vad som motsvarar normala bjälklagsbelastningar.

Vid förberedande arbete med kompletterande svenska normer har det ansetts önskvärt att om möjligt slippa krav på tidsödade skadealternativsberäkningar liksom krav på hänsyn till stora, hypotetiska överbelastningar.

En intressant och närliggande möjlighet skulle i stället vara att koncentrera uppmärksamheten på sammanhållningen mellan de olika byggnadselementen. Om det visar sig att måttliga anspråk på sammanhållning i fogarna leder till minskad rasbenägenhet kan man tänka sig att lösa problemet genom att införa vissa enkla schablonregler för sammanhållningskrafternas storlek i stället för tidigare nämnda komplicerade och kanske onödigt högt ställda krav.

Föreliggande modellstudie har utförts för att med en begränsad insats av tid och kostnader ge en viss vägledning för bedömning av dessa möjligheter. Försöken är inte avsedda att uppfattas som prov med byggnader i miniatyr utan som illustrationer till kraft- och töjningsförlopp i samband med stora deformationer hos den bärande stommen, främst i elementbyggda hus.

## 2 VAL AV MODELLMATERIAL

År 1968 utfördes vissa skissartade försök beträffande elementbyggda stommars rasbenägenhet och som varit av viss nytta för uppläggningsen av detta arbete. <sup>1)</sup> Dessa tidigare försök utfördes i skala 1:50 och omfattade ej någon utvärdering av uppträdande krafter. För att få plats med erforderliga detaljer har skalan denna gång i stället valts till 1:20. I övrigt har frågan främst gällt att göra ett praktiskt val av modellmaterial och anordning för kontroll av krafter i fogarna. Erfarenheter från verkliga ras tyder på att skadorna i huvudsak bestäms av rörelser respektive total separation i fogarna och att deformationerna inom de enskilda elementen är av mindre betydelse. Därmed föreligger en viss valfrihet av material i modellelementen så länge som man endast studerar stabilitetsförhållandena i stort. Det är givetvis ändå en fördel om man kan använda ett material som har deformationsegenskaper jämförbara med fullskaleelementens. Ett sådant material har man att tillgå i spånskivor (sammanpressad träspån med tillsats av lim). Om man exempelvis avbildar en armerad betongbalk eller -platta med samma slankhetstal i modell som i verklighet, har en modell av spånskiva elastiskt beteende till ungefär samma relativa nedböjning (exempelvis motsvarande halva plattjockleken) och plastiskt beteende före brott till ungefär samma relativa nedböjning (exempelvis motsvarande dubbla plattjockleken) som betongelementet i full skala. Torsionsstyvheten blir i den relativt homogena spånskivan väl stor jämförd med motsvarande hos ett ordinärt betongelement. Detta har i modellen motverkats genom slitsar i spånskivornas längdled. Dessa slitsar har dessutom till ändamål att rymma "fogarmeringen", se avsnitt 3.

## 3 SAMMANHÅLLNING I FOGARNA

Vad gäller anordningarna för kontrollerad sammanhållning i fogarna har utgångspunkten för valet varit följande antagande:

Vid de stora deformationer som uppträder med katastrofskadade byggnader spelar delarnas och förbindningarnas elastiska beteenden liten roll jämfört med deras plastiska kraft- och deformationsreserv. Det bör därför vara en acceptabel approximation att anta att de krafter som uppträder i fogarna *så snart töjningen är positiv* har ett visst konstant och av töjningen tämligen oberoende värde, återspeglade *spänningen* hos den ingående armeringsförbindningen, eller motsvarande.

Accepterar man detta antagande, vilket bör kunna göras för översiktliga resonemang, är den modelltekniska uppgiften definierad till att utföra förbindningar i modellen så, att de sammanhållande krafterna är i huvudsak konstanta och oberoende av deformationen. Detta kan i princip åstadkommas genom snören och lod, genom elastiska fjädrar (långa) med lämpad karakteristik, genom friktionsförband av lämplig typ etc. En praktiskt betydelsefull fråga är emellertid att anordningarna ej bör vara utrymmeskrävande och mycket enkla att utföra. Här erbjuder den slanka, förspända fjädern speciella fördelar.

1) Elementbyggda bostäders motståndsförmåga mot vapenverkan. Modellstudier och preliminär bedömning. Utredning för Civilförsvarsstyrelsen, september 1968.

Efter diverse efterforskningar visade det sig att vanliga klens gummikablar, s.k. resårsnoddar, hade speciellt lämpliga egenskaper. Dessa resårsnoddar är utförda med en omspinning, som ger dem viss förspänning, vilket medför att de vid normalt utnyttjad töjning verkar med jämförelsevis konstant kraft. Dessutom är produkten väl definierad och tillverkas i stor skala, vilket ger en produkt med jämförelsevis lite varierande egenskaper.

I TABELL 1 och FIGUR 1 redovisas resultatet av belastningsförsök med 5 gummikablar, slumpmässigt utvalda ur hela det material som använts under försöken. Mätningarna har skett på 200 mm provlängd. I några fall har på- och avlastningskurvor registrerats liksom en upprepad pålastning. Man kan av diagrammet konstatera att kraften genom förspänningen vid omkring 50 % töjning endast varierar hälften så kraftigt med töjningen som den skulle göra om det vore fråga om en helt elastisk fjäder utan förspänning vid samma töjning. Vidare torde spridningen i kraftvärden med hänsyn till avsedd användning få betraktas som jämförelsevis ringa. Vid försöken har en förspänning till ca 50 % töjning använts varvid som värde på motsvarande kraft använts 1,9 "lastenheter", enligt FIGUR 1. Vid inläggningen i spår i modellelementen har kablarnas verksamma längd aldrig varit mindre än 100 mm (ursprungslängd 67 mm) och vanligtvis det dubbla, varför exempelvis så mycket som 7 mm deformation i en modellfog ändå högst motsvarar 10 % ökning av förlängningen, enligt FIGUR 1. Detta motsvarar i sin tur 10 % ökning av den återhållande kraften, vilket kan betraktas som antingen en obetydlig förändring eller en förändring "åt rätt håll", motsvarande "strain hardening".

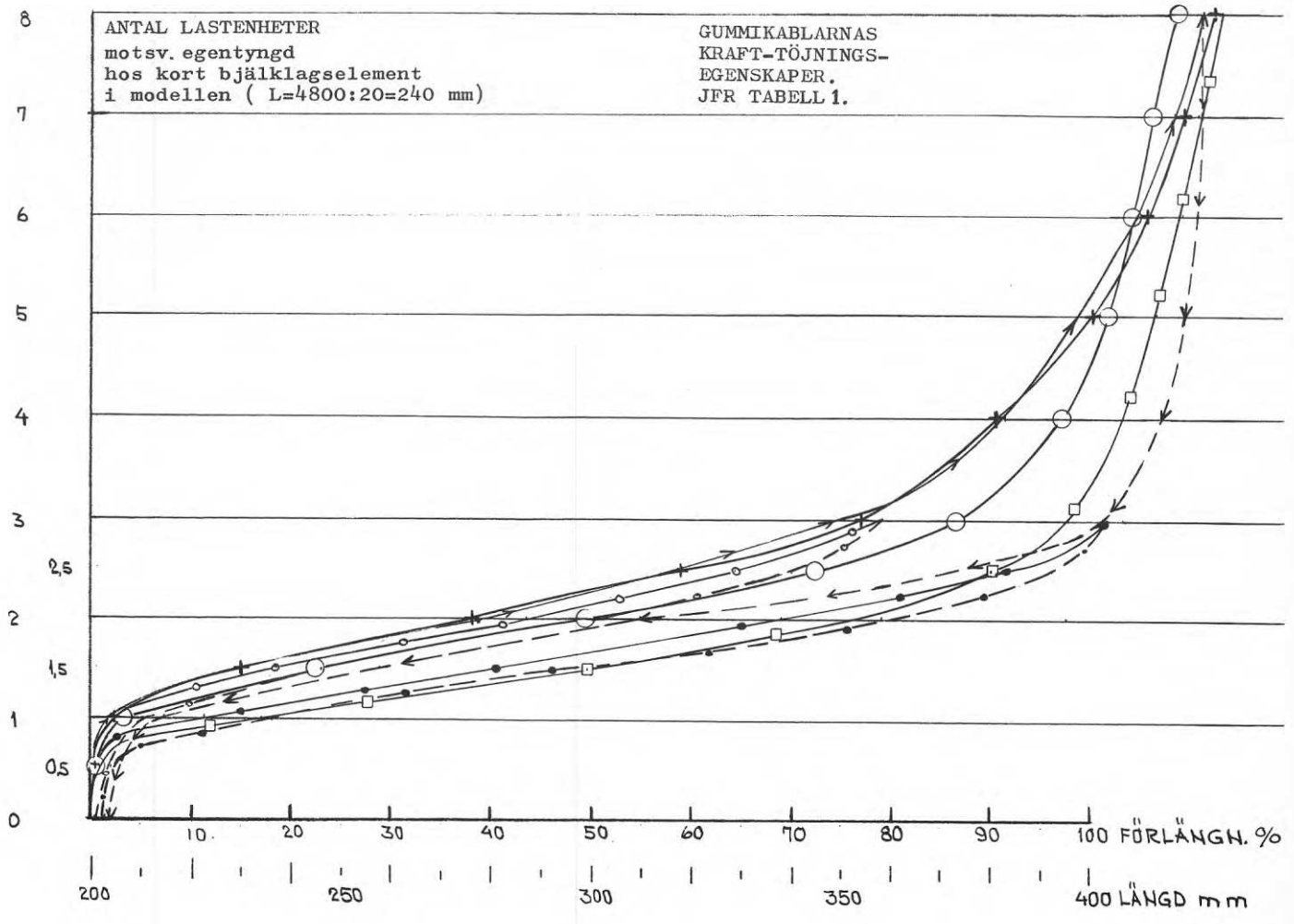
TABELL 1. Belastningsförsök med gummikablar.

Tabellen anger provsträckans längd i mm vid varierande belastning. Fem slumpvis valda prov.

Antal lastenheter å 78 g	Prov 1		Prov 2		Prov 3:1		Prov 4		Prov 5		Prov 3:2	
	På-	Av-	På-	Av-	På-	Av-	På-	Av-	På-	Av-	På-	Av-
	last	last	last	last	last	last	last	last	last	last	last	last
0	200	200	200	204	200	200	203	200	201			
0,5	201	201	201	206	202	201	205	201	204			
1	207	205	204	215	234	223	236	205	210			
1,5	245	230	230	258	299	281	295	237	246			
2	299	276	277	310	354	338	358	287	300			
2,5	345	318	317	372	380	382	392	329	340			
3	373	354	350	402	395	403		358				
4	394	381	383	414	406							
5	403	400	396	418	413							
6	408	411	409	421	418							
7	412	418	416	422	421							
8	417	424	422		425							

Teckenförklaring

0    +    →   ←   □   ●   —●—   —○—   —○—

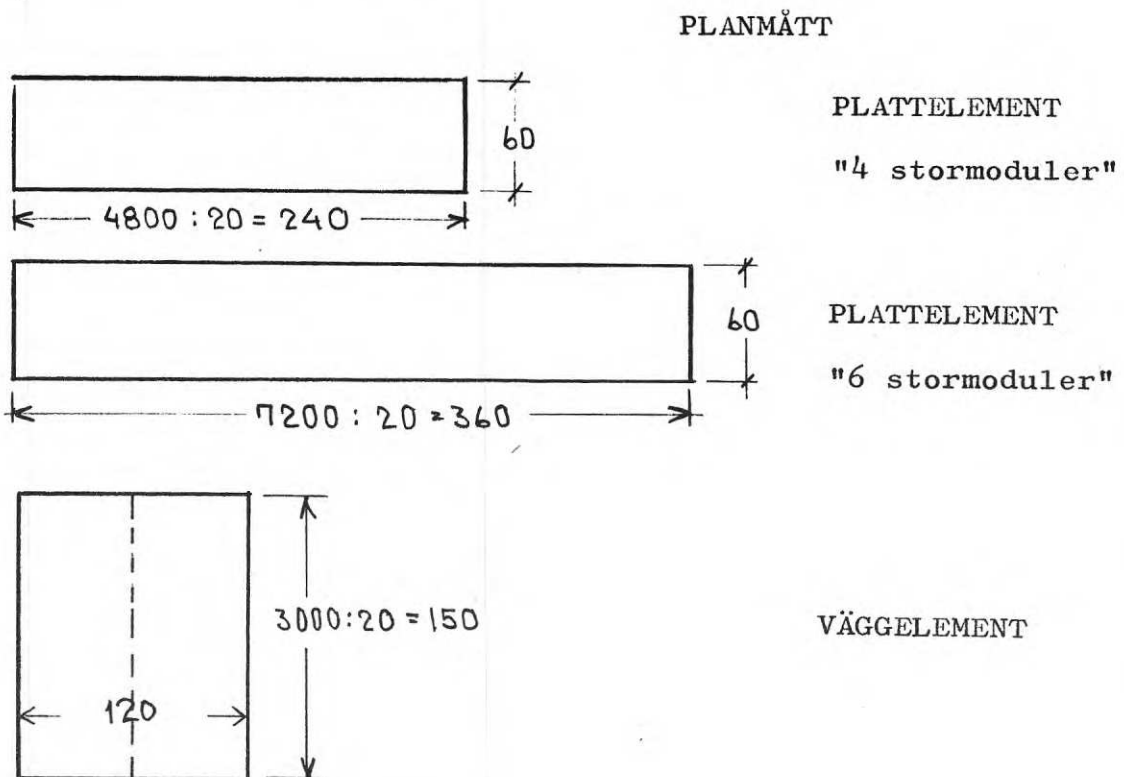
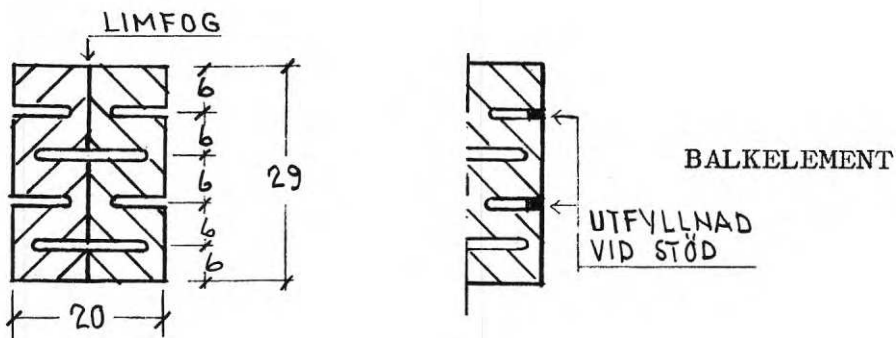
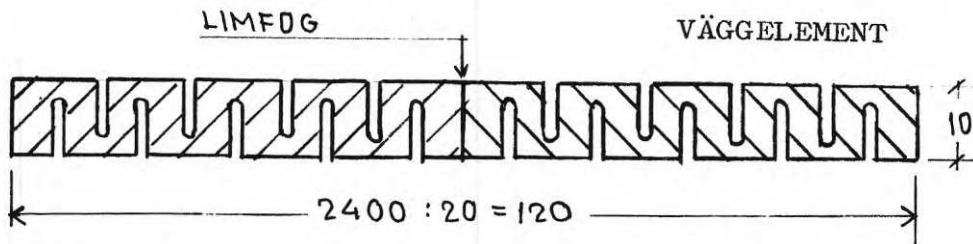
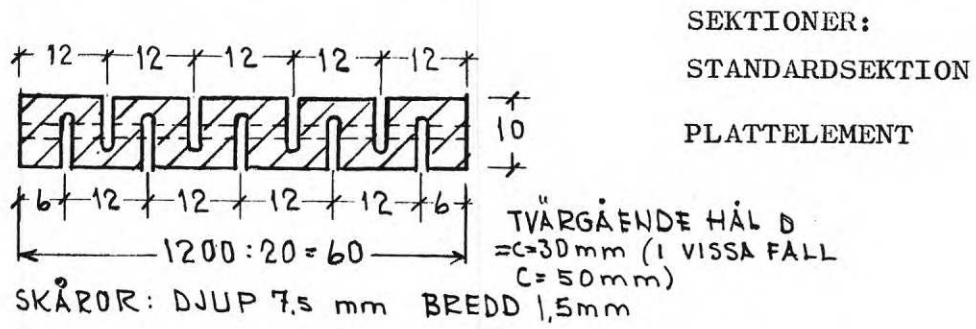


FIGUR 1. Diagram visande belastningsförsök med gummi-kablar.

## 4 DETALJUTFORMNING AV MODELLELEMENT

En förutsättning för att försök av detta slag skall kunna utföras med tillfredsställande resultat är att modellelementen kan utföras med tillfredsställande måttnoggrannhet. Efter ett flertal inte särskilt lyckade försök kunde en tillverkning genomföras på snickerifabrik av en "metervara" med god precision och så beskaffad, att den utgjorde hel- eller halvfabrikat för samtliga modelldelar utom för stödpelarna. "Metervarans" bredd 60 mm motsvarar stormodulen 12 M i fullskala. Utförande och fogning till olika element framgår av FIGUR 2. De regelbundet placerade spåren tillåter förläggning av kablarna i elementens längdriktning. Tvärgående hål på jämna avstånd tillåter placering av kablar tvärs och genom elementen. Stöd och låsning åstadkommes i vissa fall genom lokal utfyllnad med av tändstickor "kapat fyrkantvirke".

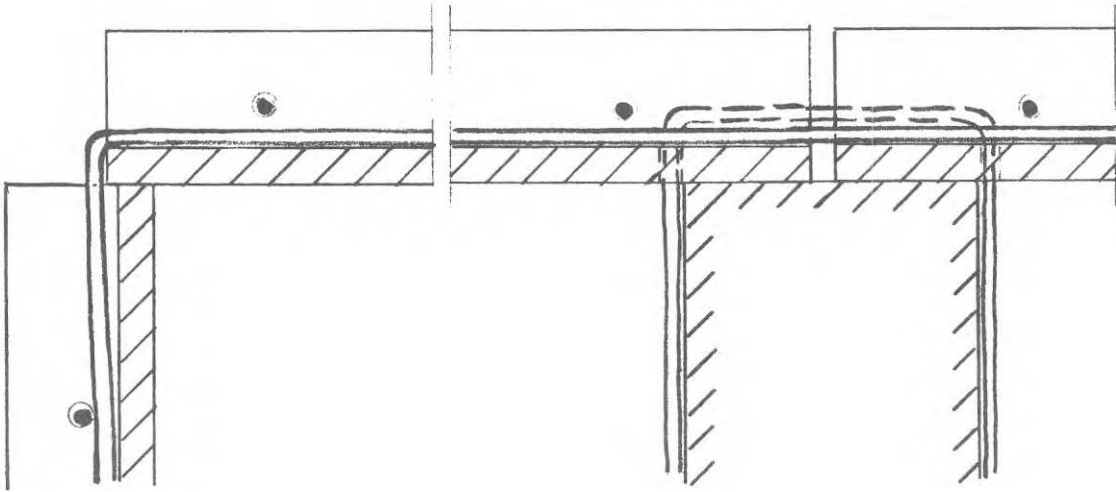
I FIGUR 3 visas exempel på utförande av förbindningar i "våningskryss" vid försök som redovisas längre fram i rapporten.



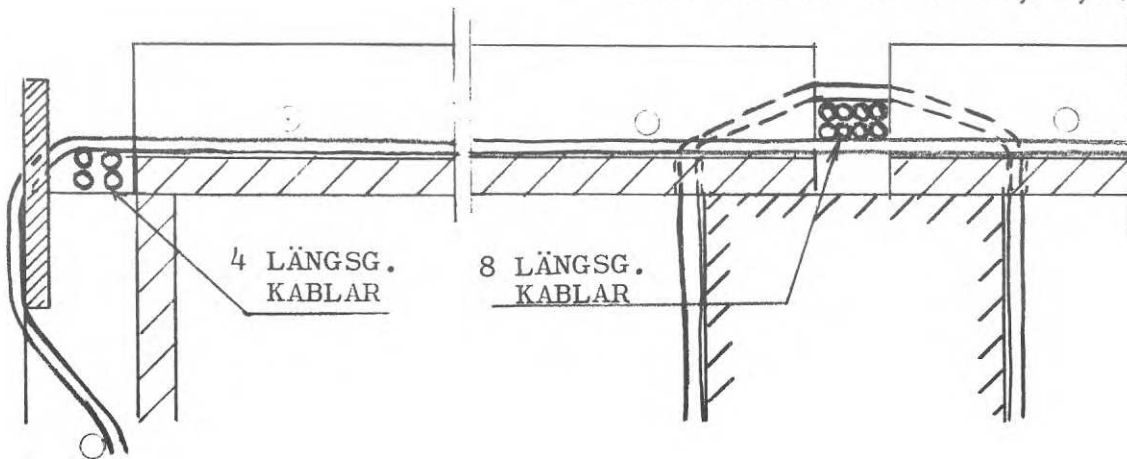
FIGUR 2. Modellelement av spånskivor.



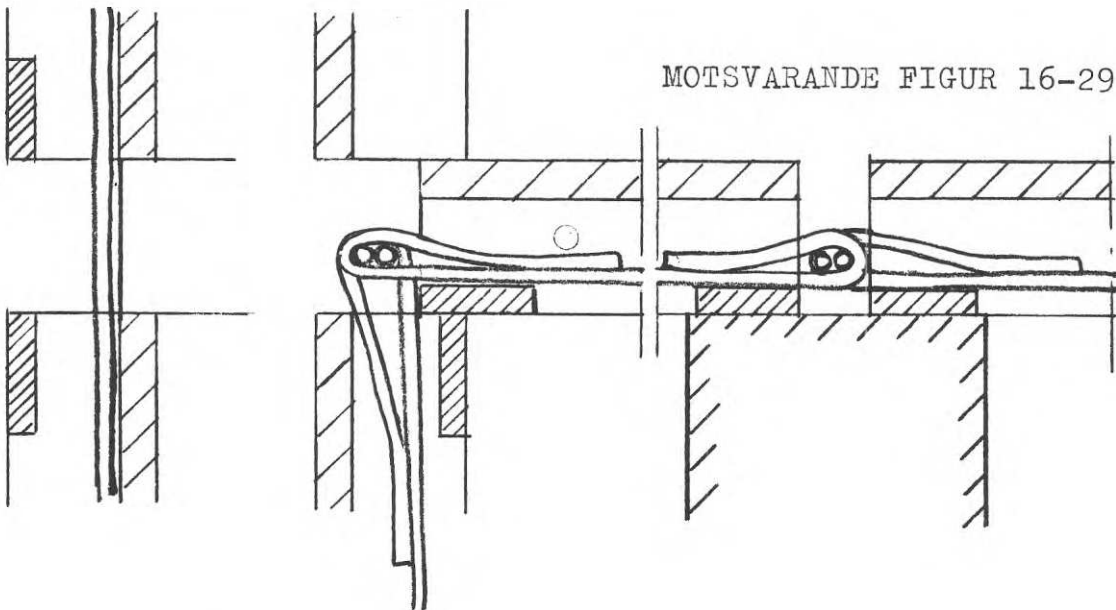
MOTSVARANDE FIGUR 8-10,13



MOTSVARANDE FIGUR 11,12,14



MOTSVARANDE FIGUR 16-29



FIGUR 3. Exempel på förbindningar. Vertikalsnitt skala 2:1.

## 5 MODELLAGAR FÖR KRAFTER

Eftersom de aktuella modellförsöken främst avser att undersöka "geometri" och uppträdande kraftspel mellan element vid stora deformationer är det primära villkoret att samtliga längdmått och deformationer skall vara proportionella i modell och fullskala. En viss valfrihet råder för krafternas storlek i modellen då deformationerna betingas mera av rörelser mellan elementen än av formförändringar inom elementen. Detta förhållande utnyttjas för att åstadkomma att antalet kablar i modellen blir lämpligt från hanteringssynpunkt.

Om man utgår från att det bör finnas minst en förankringskabel per elementbredd (stormodul) i modellen och att normerna syftar till en viss minsta sammanhållningskraft med storlek ca 2 Mp/m (20 kN/m) i fullskala, så erhålls ett kriterium för kraftskalan på följande sätt:

För bostads- och kontorshus uppgår summan av bjälklagstyngd och praktiskt uppträdande nyttig last till 600 à 700 kp/m<sup>2</sup> (6 à 7 kN/m<sup>2</sup>), låt oss anta 650 kp/m<sup>2</sup> (6,5 kN/m<sup>2</sup>). Detta motsvarar att S-kraften 2 Mp/m (20 kN/m) kan "hänga upp" ett stormodulbrett bjälklagselement inkl. last av längden 2.000/ (650 · 1,2) = 2,56 m, motsvarande 2,14 stormoduler. En gummikabel vid 50 % töjning kan i modellen "hänga upp" 1,9 lastenheter vardera motsvarande 4 stormodulers längd av modellens bjälklagselement, alltså 1,9 · 4 = 7,6 stormodullängder.

Genom att belasta modellelementen med en tillkommande last motsvarande dubbla egentyngden, reduceras deras bärförmåga till 1/3 och motsvarar alltså 7,6/3 = 2,53 stormoduler (att jämföra med 2,14 enligt ovan). Denna belastning (1 + 2) har i modellförsöken betraktats som "nominell belastning" och motsvarar alltså vid en kabel per element S-kraften 2 · 2,53/2,14 = 2,4 Mp/m (24 kN/m) eller vid en kabel per 1,2 element, S-kraften 2,0 Mp/m (20 kN/m).

Övriga sammanhållningskrafter väljs sedan genom enkel proportionering. När normförslaget förordar en sammanhållningskraft i huvudbärningsriktningen på  $S_b = a \cdot q_b$  för bjälklag med spännvidden  $a$ , så betyder detta vid  $a = 4,8$  resp 7,2 meter  $S_b = 4,8 \cdot 0,650 = 3,12$  Mp/m (31,2 kN/m) resp  $S_b = 7,2 \cdot 0,650 = 4,68$  Mp/m (46,8 kN/m) och motsvarande antal kablar per elementbredd blir  $3,12/2,4 = 1,3$  resp  $4,68/2,4 = 2,0$ .

När normförslaget för väggar förordar en sammanhållningskraft motsvarande  $S_v = \frac{a}{2} \cdot q_b + h \cdot q_v$ , så erhålls vid vägg-höjden  $h = 3$  m och  $q_v = 375$  kg/m<sup>2</sup> samt  $a = 4,8$  m  $S_v = 2,4 \cdot 0,650 + 3 \cdot 0,375 = 1,56 + 1,13 = 2,69$  Mp/m (26,9 kN/m) och motsvarande antal kablar per 3 m våningshöjd blir  $3/1,2 \cdot 2,69/2,4 = 2,8$ . För  $a = 7,2$  m blir motsvarande värde 3,6.

## 6 PILOTFÖRSÖK

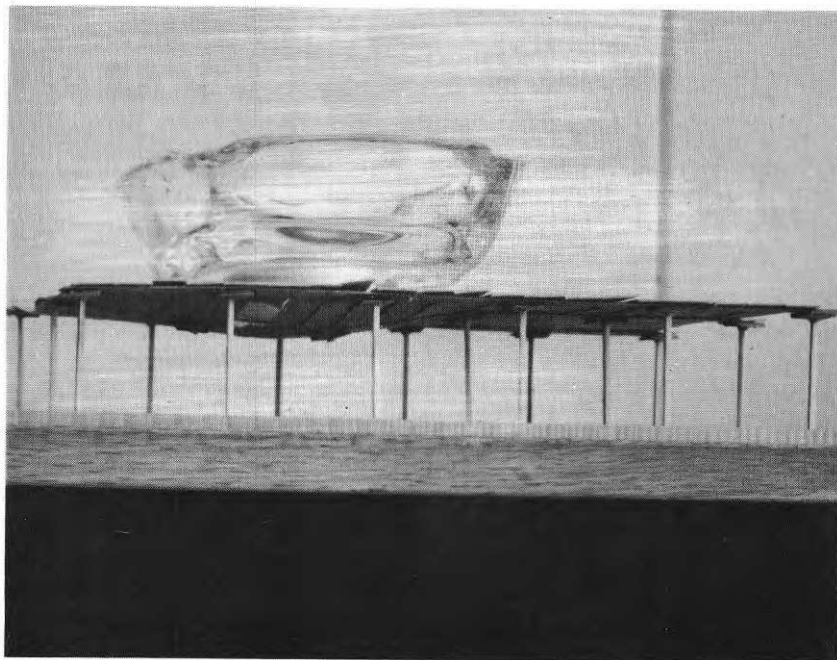
I FIGUR 4 visas en liten modell som snabbtillverkades till ett sammanträde i Statens betongkommittés prefabgrupp. Den illustrerar kraftreserverna (betydelsen av andra ordningens termer) vid stora deformationer. På tre rader tändstickor viljar en uppklippt och med pålimmade band (balkar) förstärkt pappskiva. Trots att två "pelare" är avlägsnade kan skivan ändå bära upp en ritbordsvikt och ovanpå denna ett stort askfat av glas. Speciellt intressant är att konstatera att de betydande membranspänningar som uppstår i skivan kan tas upp genom valvverkan (tryckbågar med dragband) i skivans plan. Modellen är inte att räkna till den här aktuella försöksserien, men utgjorde ett argument för att påbörja denna serie, vars främsta syfte är att undersöka möjligheterna att utnyttja de bärningsreserver som står till förfogande vid stora deformationer.

För att komma underfund med material- och tillverkningsmetoder gjordes inledningsvis ett försök i den aktuella skalan 1:20 med en av element sammansatt bjälklagsplatta på mellanstöd, se FIGUR 5. Försöken visade bland annat betydelsen av såväl drag- som skjuvupptagande förbindningar. Skjuvupptagning ordnades alternativt med tunna plaströr (bitar av sugrör) och gummikablar genom de tvärgående hålen. Det visade sig att kablarna gav ett skjuvmotstånd av en storleksordning motsvarande den i normarbetet föreslagna, under det att rören gav alltför stort skjuvmotstånd. Vid sammanhållning av elementen med kablar i såväl elementens längd- som tvärled (genomträdde) uppvisade plattan ett monolitiskt beteende. När mittpelaren under mellanbalkarna avlägsnades fungerade plattan med membranverkan och samma typ av hörnlyft som bl. a. konstaterats vid ett av firma A-betong i Bjuv utfört försök i fullskala. Se FIGUR 6.

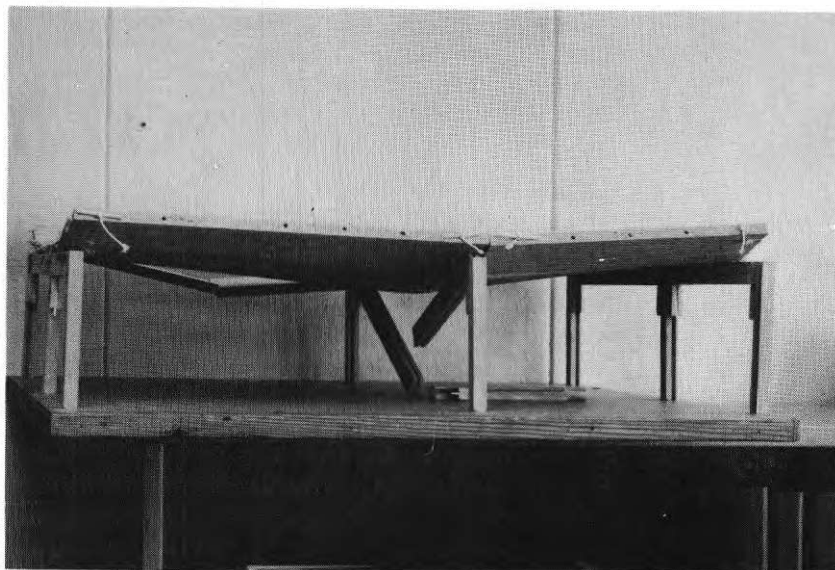
## 7 FÖRSÖK MED PELARBORTFALL VID VÄL SAMMANHÅLLEN PLATTA

Vid planeringen av huvudförsöken gällde det att välja något eller några byggsystem som väl representerade de vanligaste elementbyggnadsmetoderna. Eftersom resurserna var begränsade befanns det vara lämpligt att välja ett kombinerat system med bäring på väggelementen i långfasaderna och däremellan bäring på mellanstöd av pelare/balkar. Måtten har valts motsvarande Byggnadsstyrelsens kontorsbyggglåda som den tillämpats, bl. a. vid Televerkets förvaltningsbyggnad i Farsta. Proportioner och modellelementens allmänna utseende framgår av FIGUR 7 som visar en rassituation när ingen som helst sammanhållning ordnas mellan elementen.

I FIGUR 8 visas funktionssättet vid pelarbortfall för en modell, vilken utrustats med gummikablar som har bra samband med respektive element (i modellen ordnat genom att kablar trätts genom de tvärgående hålen). Antalet motsvarar ett diskuterat förslag till detaljanvisningar och belastningen motsvarar "nominell last", dvs. egenvikt hos modellelement plus två lager "lastenheter" av galvaniserat plattstål. Nedsjunkningen är som synes tämligen liten.



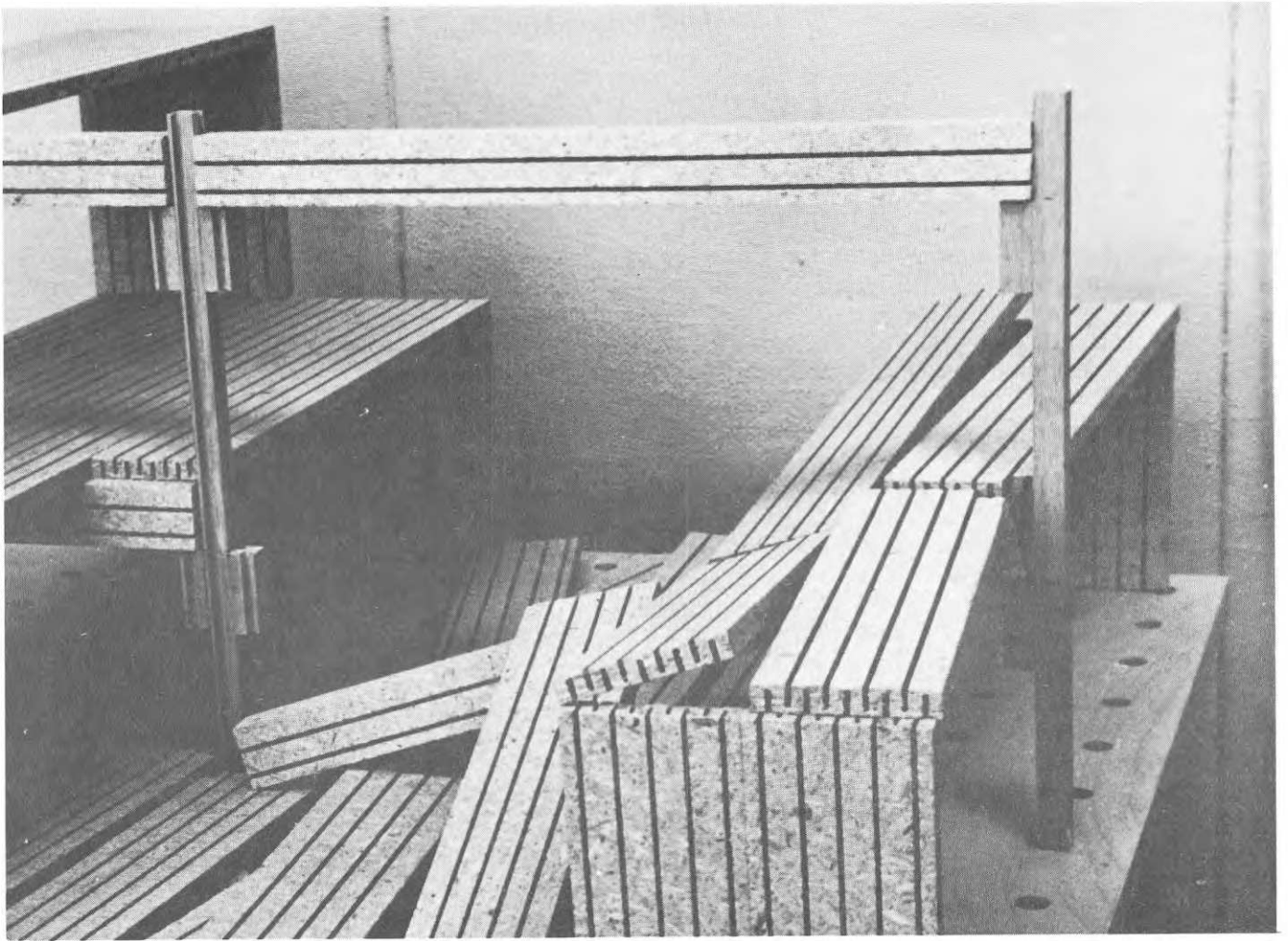
FIGUR 4. Skissförsök med uppslitsad pappskiva på tändsticksstöd. Genom membranverkan uppbärs en ritbordstyngd och ett askfat av glas.



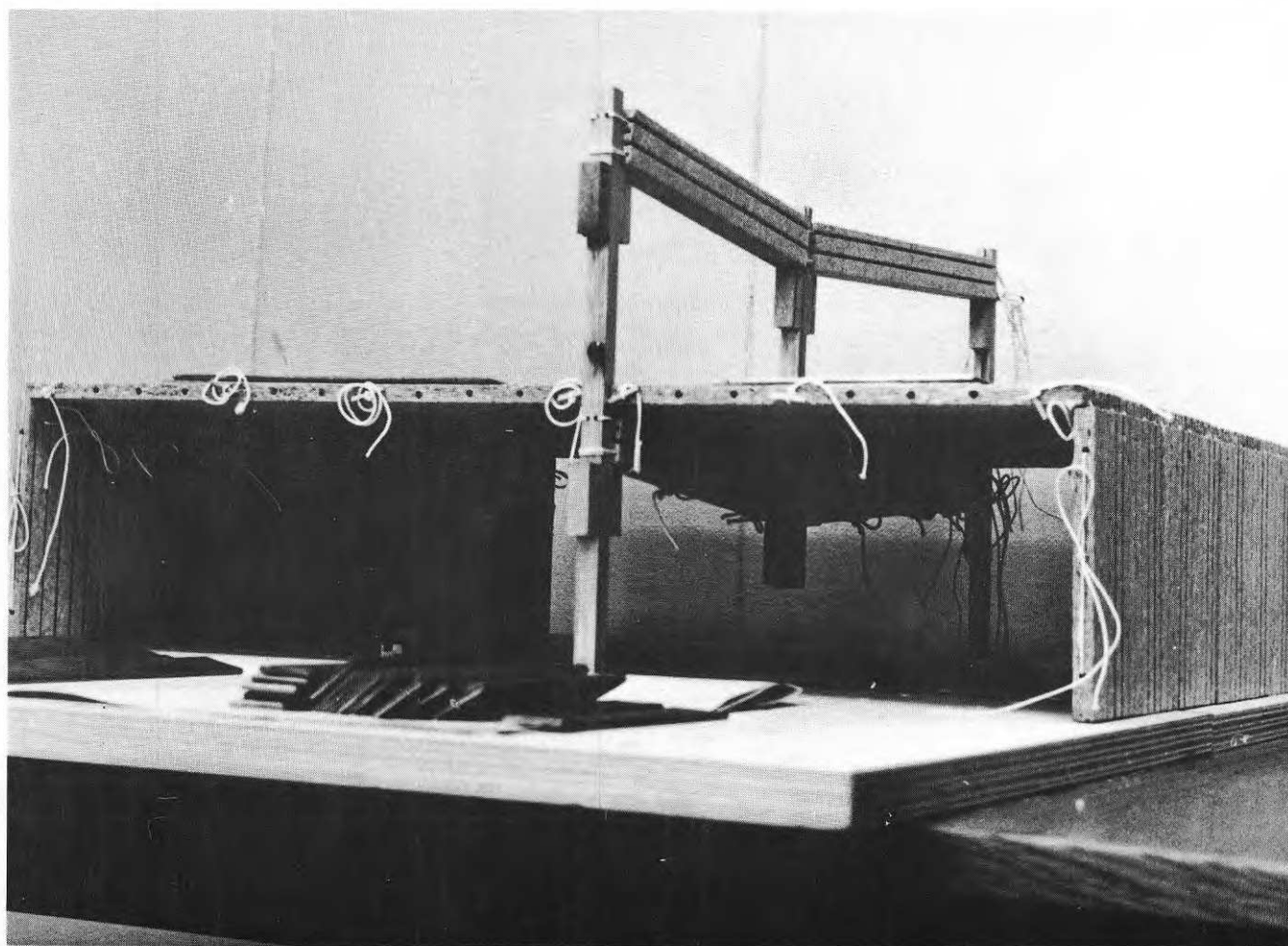
FIGUR 5. Försök med platta sammansatt av 2x7 element. Betydande monolitisk platt- och membranverkan konstateras när mittstödet avlägsnas. Obs. hörnlyften!



FIGUR 6. Fullskaleförsök vid firma A-betong i Bjuv. Liksom vid modellförsöken uppträder hörnlyft när mittpelaren avlägsnas.



FIGUR 7. Modellmaterial i skala 1:20 av den typ som används i huvudförsöken. Exempel på skada på stomme helt utan sammanhållande förbindningar.



FIGUR 8. Vål sammanhållen platta. Mittpelare borttagen och 3/3 last.

I FIGUR 9 visas motsvarande resultat vid fyra lager "lastenheter", dvs.  $5/3$  nominell last. Nedsjunkningen har ökat kraftigt och det är möjligt att de tillhörande förskjutningarna i skarvar och upplag måste betraktas som alltför stora för att praktiskt kunna förverkligas i fullskala. Detaljutseendet framgår närmare av FIGUR 10.

## 8 ALTERNATIVA FÖRSÖK MED ENKLARE FÖRBINDNINGAR

Eftersom det är ett praktiskt betingat önskemål att i största möjliga utsträckning lägga den sammanhållande armeringen i elementfogarna gjordes alternativa försök för att belysa konsekvenserna av enklare anordnad sammanhållning vid lika antal gummikablar. FIGUR 11 visar resultatet vid nominell last ( $3/3$ ). Som synes är nedsjunkningen påtagligt större än vid de tidigare försöken med samma last. Tendenserna till separation framgår tydligt av FIGUR 12 som visar situationen vid  $5/3$  last.

För att ytterligare belysa anspråken på samband mellan fogarmering och element utfördes även ett par jämförande försök för en vägg som förlorat sina upplag på 4 stormodulers längd. Se FIGUR 13 och 14 både avseende  $3/3$  last vid omsorgsfullare respektive enklare förbindningar till elementen, men lika stor "armering". Försöken är, vad gäller horisontalkrafter, visserligen ej särskilt väl definierade, men tendensen till separation i det senare fallet är emellertid anmärkningsvärd.

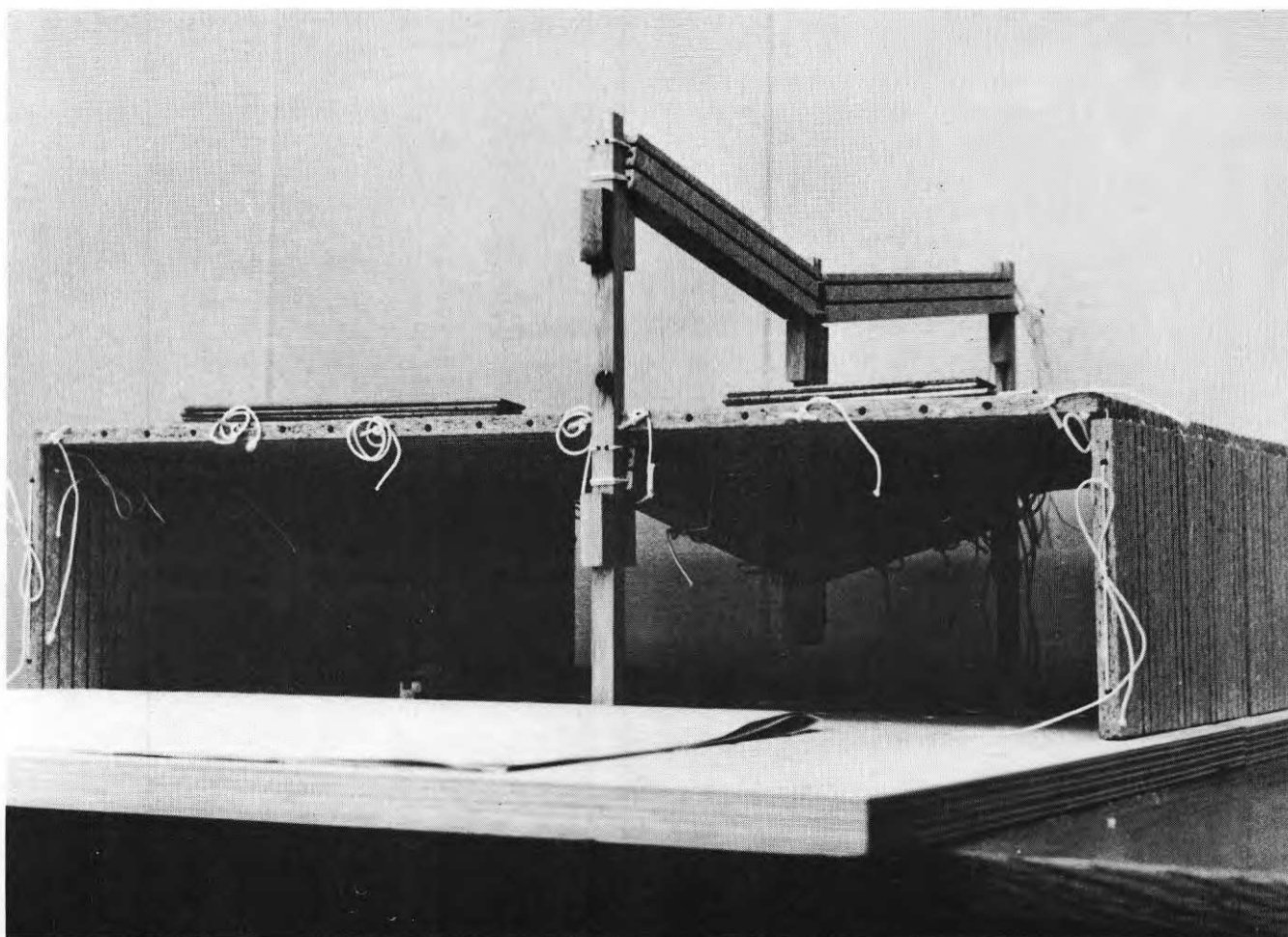
Om den sammanhållande armeringen inte sitter betryggande fast vid bjälklageelementens ändar torde man även få räkna med ökad risk att elementen faller av sina upplag såsom i modellen, enligt FIGUR 15.

## 9 FÖRSÖK MED SKADA PÅ BÄRANDE FASADVÄGG

Man kan med tanke på hittills redovisade försök förmoda att det kan finnas betydande förmåga hos med dragband sammanhållna väggar att överbrygga stödbortfall. För att närmare belysa hit hörande frågor har en försöksomgång utförts med modell i material motsvarande den tidigare, men med två fulla våningar utbyggda, FIGUR 16. Det bör emellertid observeras att väggelementen fortfarande är helt schematiska utan varje fönster- eller dörröppning.

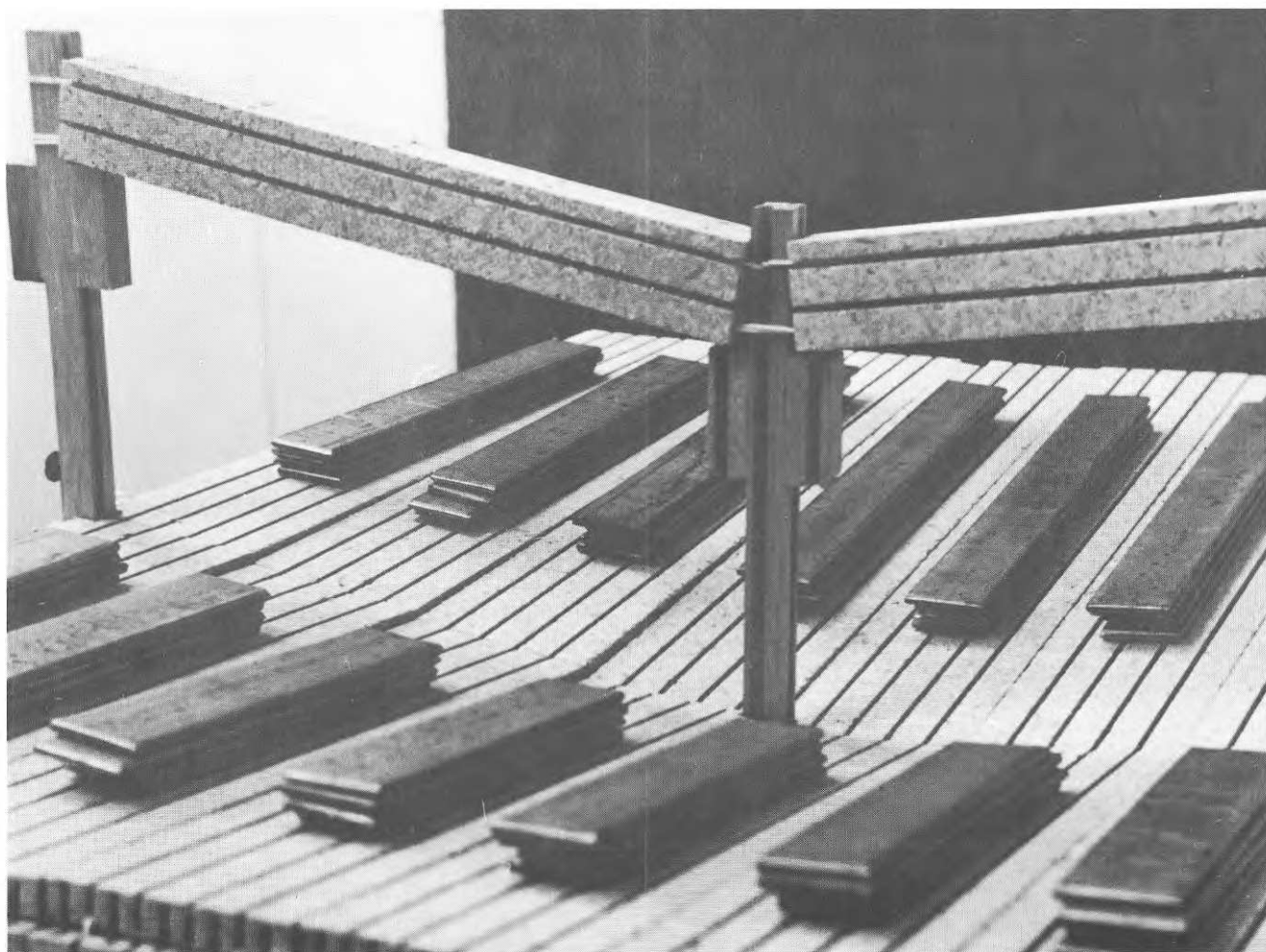
Med tanke på intresset att ordna förbindningarna så klena och enkla som möjligt har den långsgående "armeringen" reducerats till 2 gummikablar per våningskryss (gäller tillsammans för vägg och bjälklagsplatta). Vidare har sammanhållningen i krysset utförts på alternativa nivåer. (Jämför principskiss över förbindningar, FIGUR 3.) I samtliga fall får stödbortfallet omfatta 6 stormoduler. På grund av modellens uppbyggnad med osymmetriskt placerat mellanstöd erhålls två fall:

vägg mot kortare spännvidd ( $a = 4$  stormoduler) och vägg mot längre spännvidd ( $a = 6$  stormoduler).

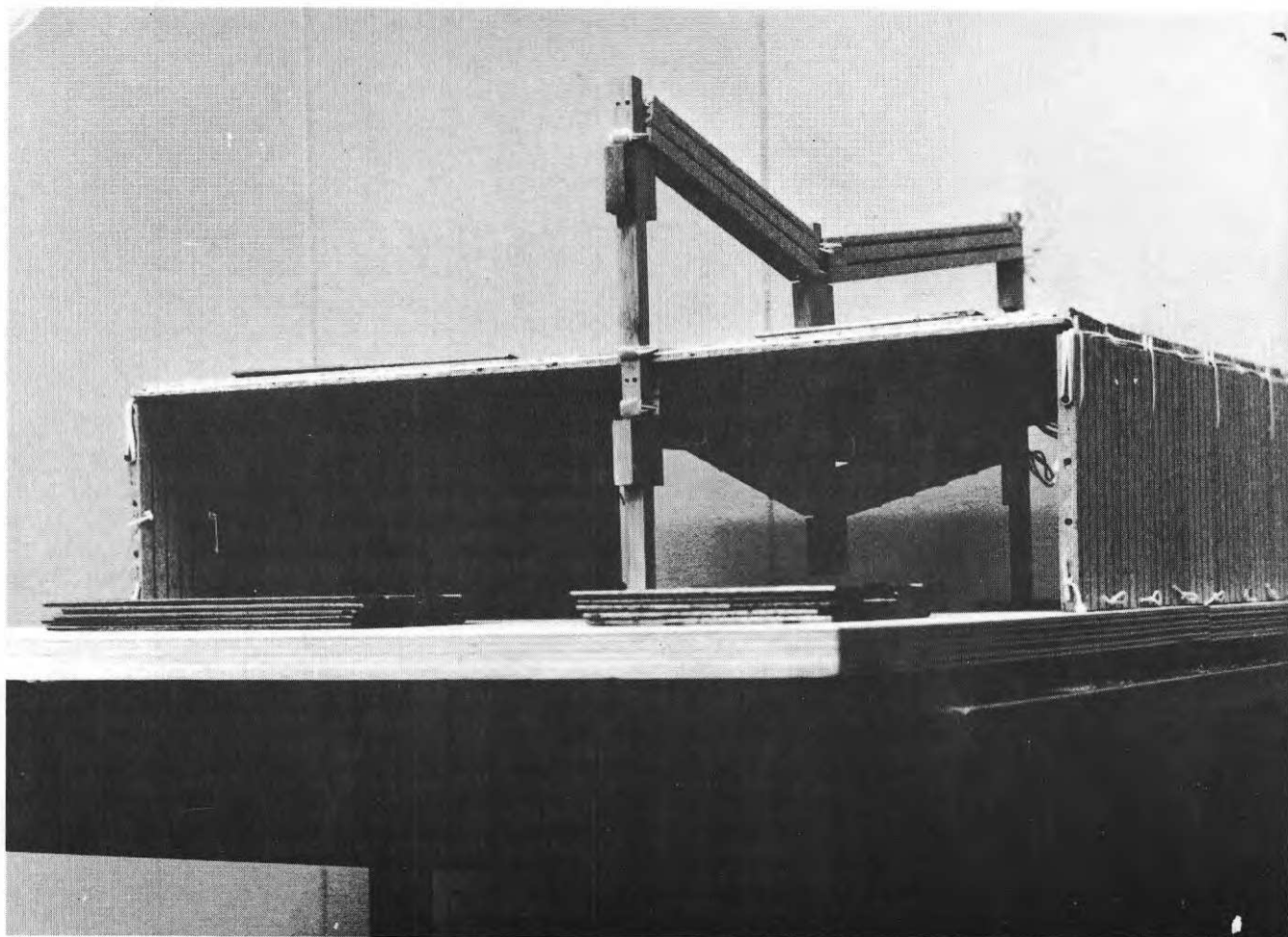


FIGUR 9. Vål sammanhållen platta. Mittpelare borttagen och  $5/3$  last.

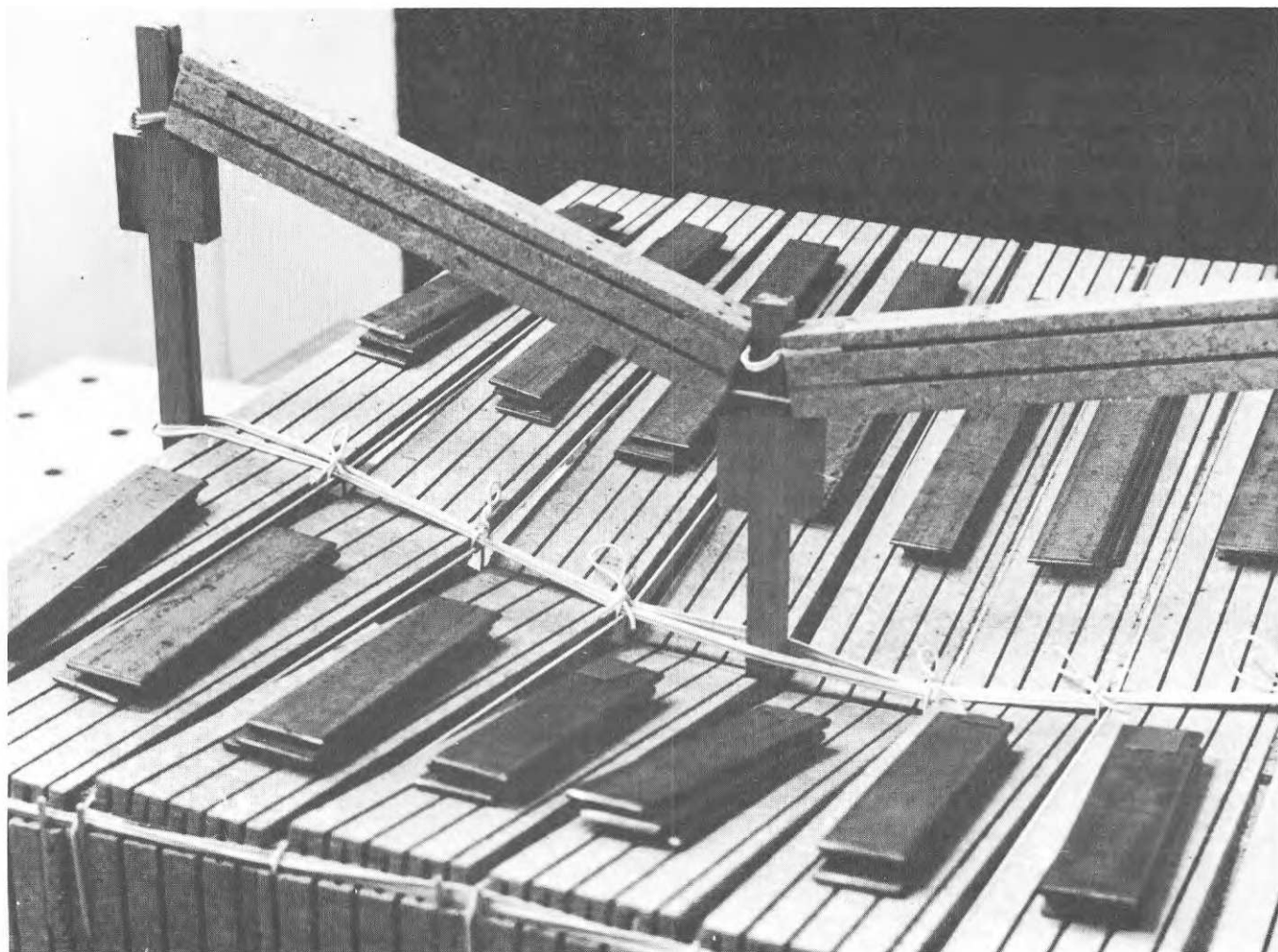




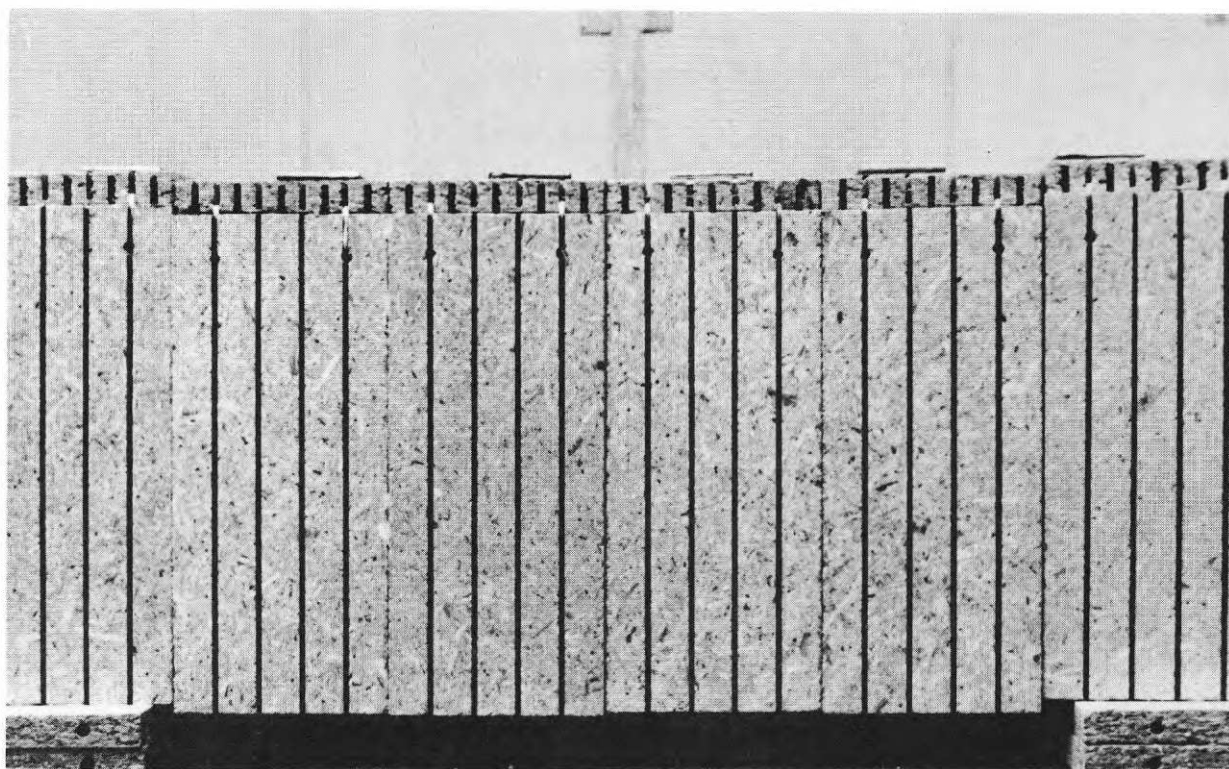
FIGUR 10. Vål sammanhållen platta. Mittpelare borttagen.  
Detalj av överyta vid  $5/3$  last.



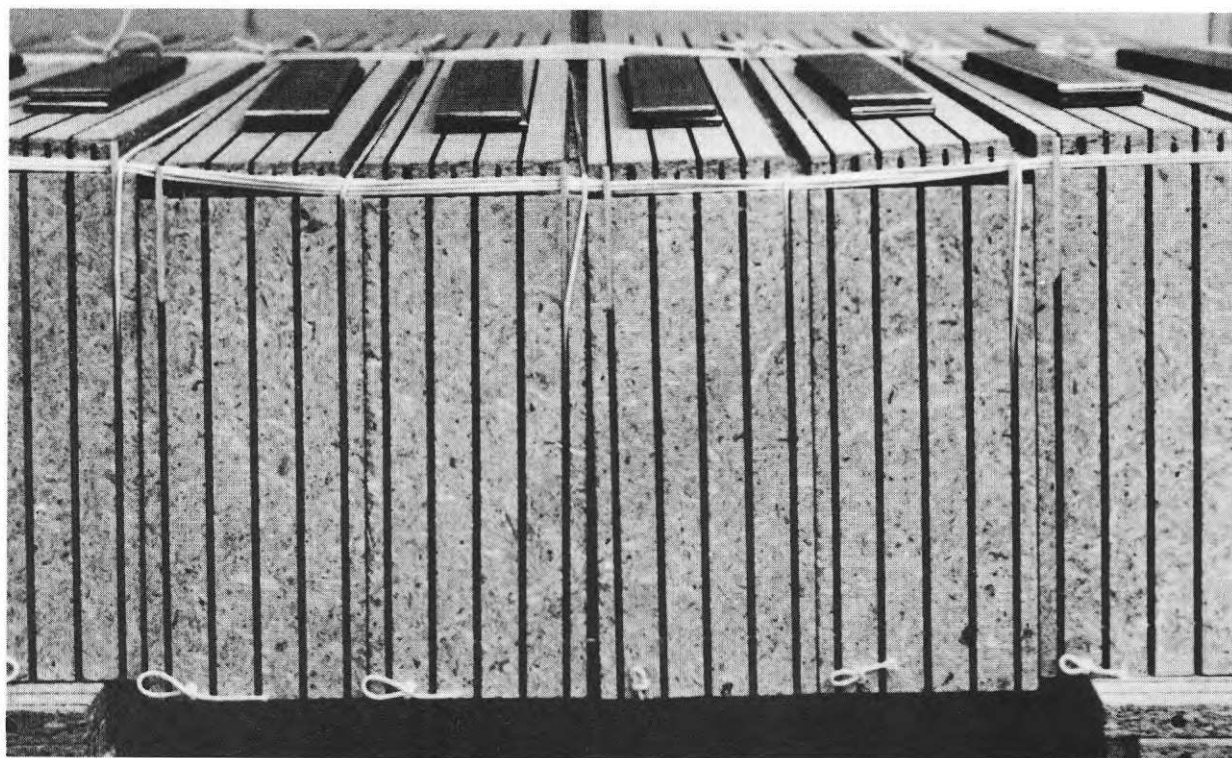
FIGUR 11. Dåligt sammanhållen platta. Mittpelare borttagen och  $3/3$  last.



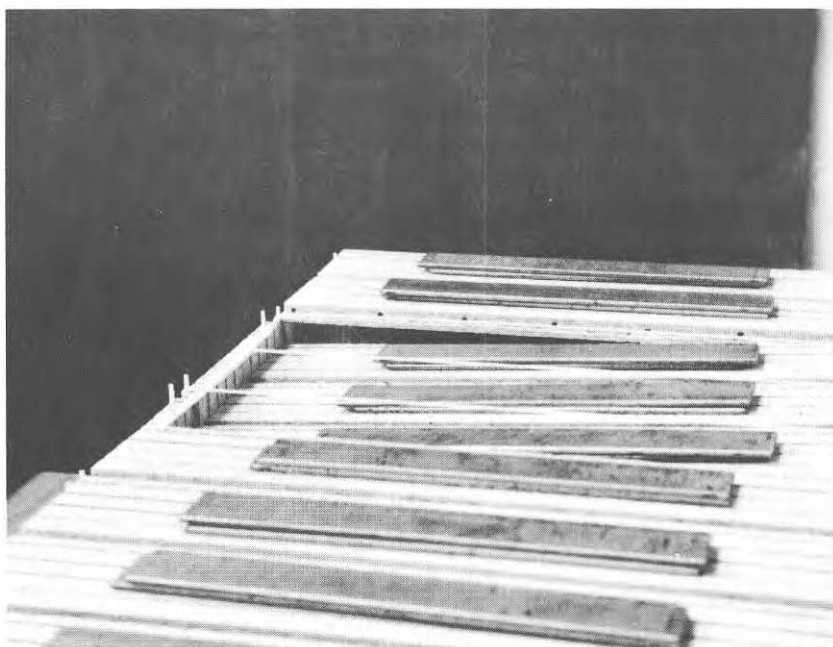
FIGUR 12. Dåligt sammanhållen platta. Mittpelare borttagen.  
Detalj av överyta vid  $5/3$  last.



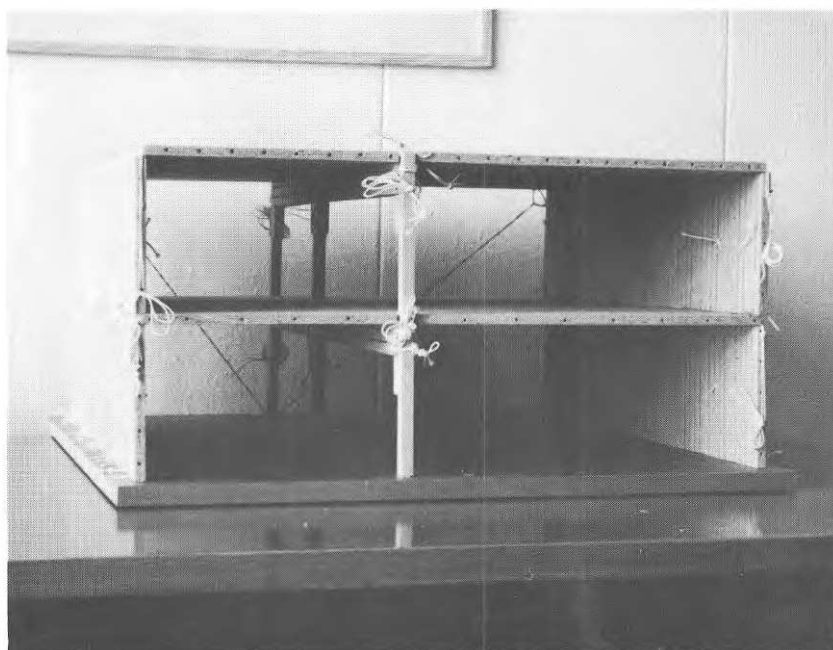
FIGUR 13. Vål sammanhållen vägg. Upplag saknas på viss längd. 3/3 last.



FIGUR 14. Dåligt sammanhållen vägg. Upplag saknas på viss längd. 3/3 last.



FIGUR 15. Dåligt sammanhållen platta/vägg. Tendens till avglidning från upplag vid rörelser i stommen.



FIGUR 16. Tvåvånings-modell för studium av väggarnas överbyggande förmåga.

FIGUR 17 och 18 visar försök med vägg mot bjälklag med mindre spännvidd. Belastningen är  $3/3$  "nominell last". I FIGUR 17 visas situationen när vägg och bjälklag är sammanhakade, i FIGUR 18 har väggen kopplats loss från det underliggande bjälklaget.

FIGUR 19 och 20 visar försök med vägg mot bjälklag med större spännvidd. På grund av de uppträdande deformationernas storlek drivs belastningen denna gång endast till  $2/3$  "nominell last". Liksom vid föregående försök gör väggen nytta genom att hjälpa till att bära upp upplaget så länge det finns sammankoppling mellan vägg och bjälklag.

## 10 ALTERNATIVA FÖRSÖK MED SKADA VID HÖRN

För att belysa de speciella omständigheterna när stödbortfallet under en vägg inträffar i närheten av ett hörn, så har ytterligare en försöksomgång utförts med i stort sett liknande förutsättningar som enligt avsnitt 9.

Först behandlas stödbortfall med 4 stormodulers längd vid vägg gränsande mot bjälklag med mindre spännvidd. Belastningen är  $2/3$  vid försöken enligt FIGUR 21 - 23. Separationen är denna gång driven ett steg längre och det framgår av FIGUR 23 att ett lösgörande av dragkablarna längs plattans ytterkant orsakar elementens totala nedvikning och ytterligare sättning hos väggen (som redan dessförinnan haft kanske orealistiskt stora rörelser). FIGUR 24 visar situationen motsvarande FIGUR 21, men med till  $2/3$  ökad last.

Slutligen visas stödbortfall med 2 stormodulers längd (ett väggelement) vid vägg gränsande mot bjälklag med större spännvidd. FIGUR 25 - 26 gäller belastningen  $2/3$  och FIGUR 27 - 29 belastningen  $3/3$ , varvid FIGUR 29 liksom i föregående omgång markerar icke-funktion för dragkablarna längs plattans ytterkant.

## 11 ERFARENHETER OCH SLUTSATSER

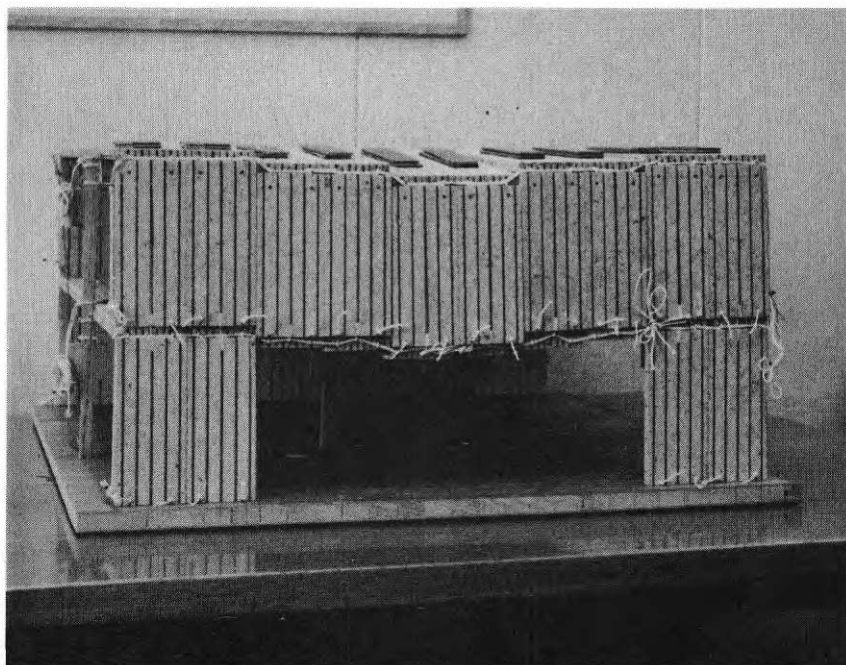
De utförda försöksserierna har haft till ändamål dels att belysa vissa allmänna frågeställningar i samband med skadade byggnaders stabilitet, dels att ge viss vägledning om hur stora sammanhållningskrafter som behövs för att på ett betydelsefullt sätt minska byggnaders rasbenägenhet, på samma sätt som de i sammanhanget uppträdande deformationerna.

Beträffande den första delen är det författarens erfarenhet att plockandet med modellerna underlättat förståelsen av många mekanismer av intresse, och förhoppningen är också att fotografierna kan förmedla något av denna upplevelse. Det kanske här är på sin plats att upprepa påpekandet att modellerna aldrig avsetts vara "byggnader i miniatyr" utan tämligen abstrakta modeller för att belysa vissa mekaniska sammanhang.

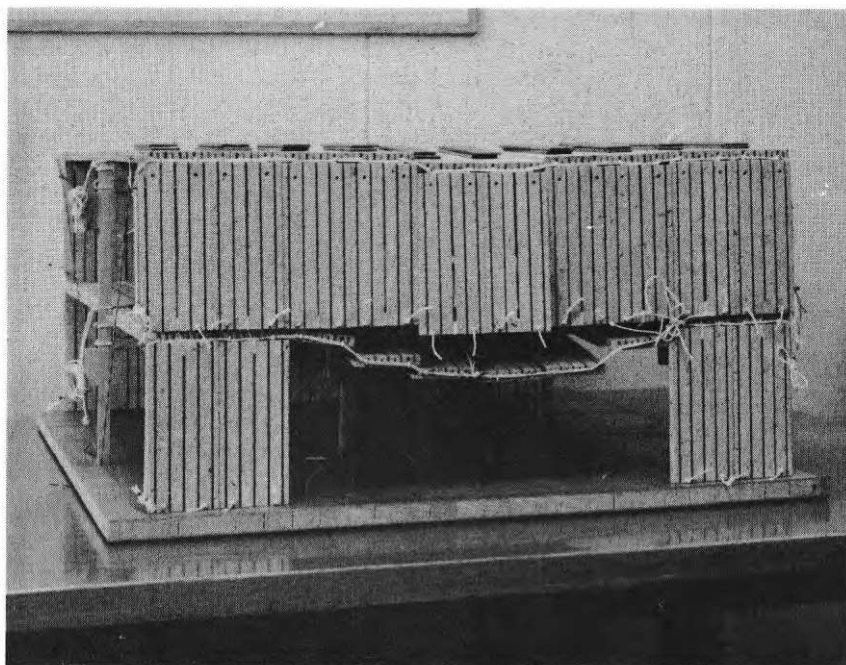
Beträffande den senare delen är det författarens uppfattning att man kan våga vissa allmänt formulerade slutsatser av försöken:

1. En sammanhållning motsvarande FIGUR 8 - 10, omsorgsfullt utformad och av denna omfattning (motsvarande förslag till detaljanvisningar) är tillräcklig för att på ett avgörande sätt minska rasbenägenheten hos byggnader av aktuell typ.
2. En förenklad hopkoppling motsvarande FIGURERNA 11, 12 och 14 reducerar i så väsentlig grad armeringens betydelse att uttalandet enligt 1. knappast längre gäller. Speciellt bör riskerna att element "faller ur" det sammanhållna systemet beaktas.
3. Försöken motsvarande FIGURERNA 17 - 29 antyder att en betydande "överbryggnings" kan ske via sammanhållna vägg-element, men att kraven på "armeringsmängd" är större än de som återgetts i denna del av försöken. Vidare framgår att en vertikal sammanhållning som omfattar det bärande bjälklaget och sträcker sig upp till ovanvarande vägg kan ha avgörande betydelse.

Det allmänna intrycket kan sägas vara att modellförsöken bekräftar de ställda förhoppningarna att byggnaders rasbenägenhet kan reduceras på önskvärt sätt utan att man behöver tillgripa så komplicerat formulerade och omfattande anspråk som görs i de nya engelska normerna. Utförda modellförsök har endast avbildat några av marknadens många byggmetoder, men de allmänna principerna med såväl gummikablar som elementuppbyggnad kan lika väl utnyttjas för att återge åtskilliga andra byggsystem, liksom också för att förbereda och utgöra illustrationer till fullskaleförsök.

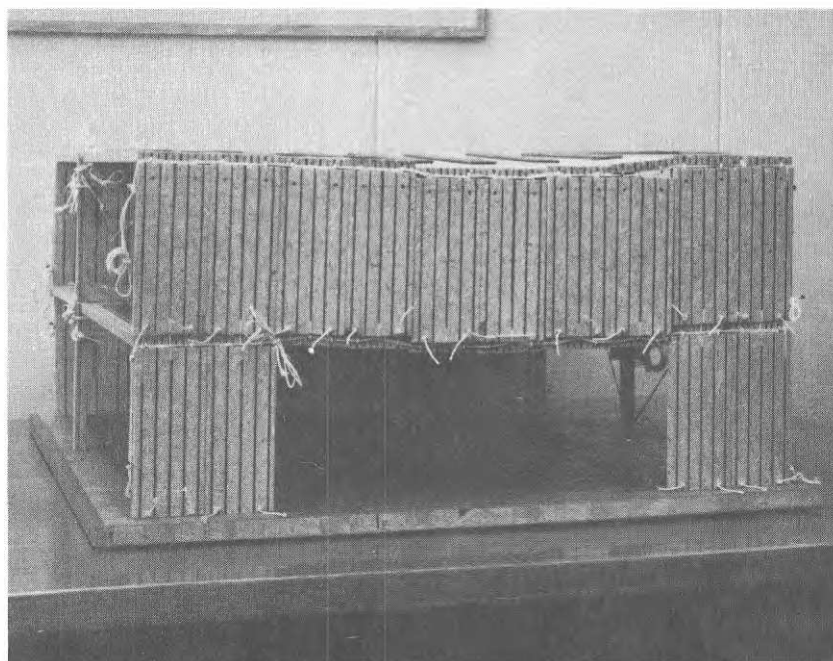


FIGUR 17. Lucka motsvarande 6 stormodulers bredd. Väggen närmast bjälklag med kortare spännvidd. 3/3 last. Förbindning mellan platta och vägg.

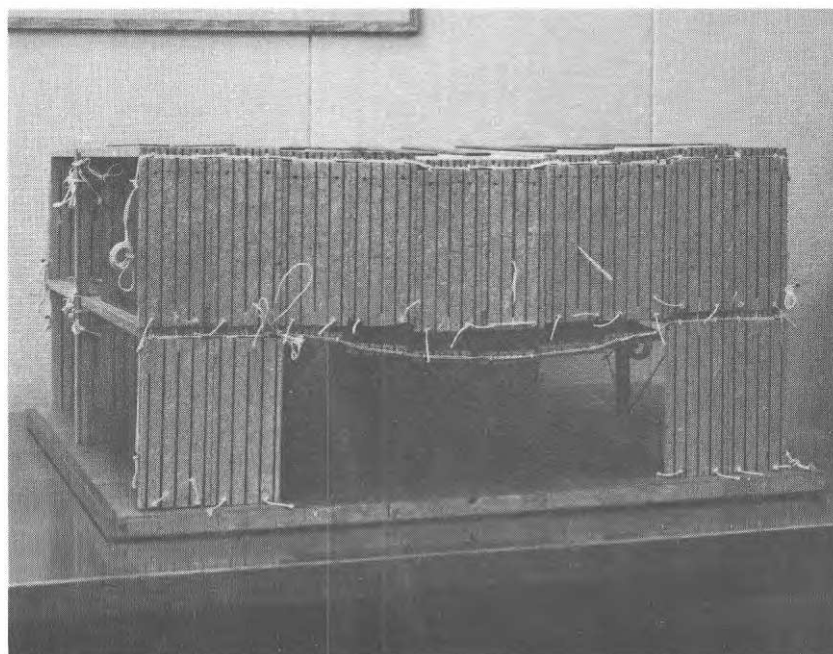


FIGUR 18. Lucka motsvarande 6 stormodulers bredd. Väggen närmast bjälklag med kortare spännvidd. 3/3 last. Utan förbindning mellan platta och vägg.

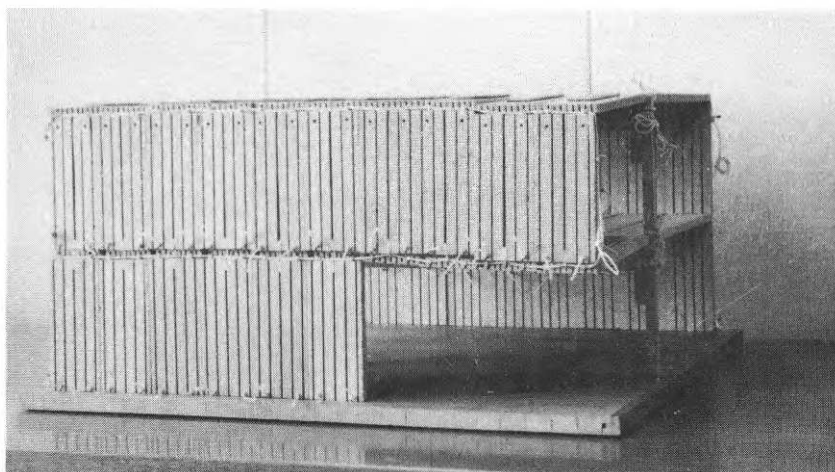




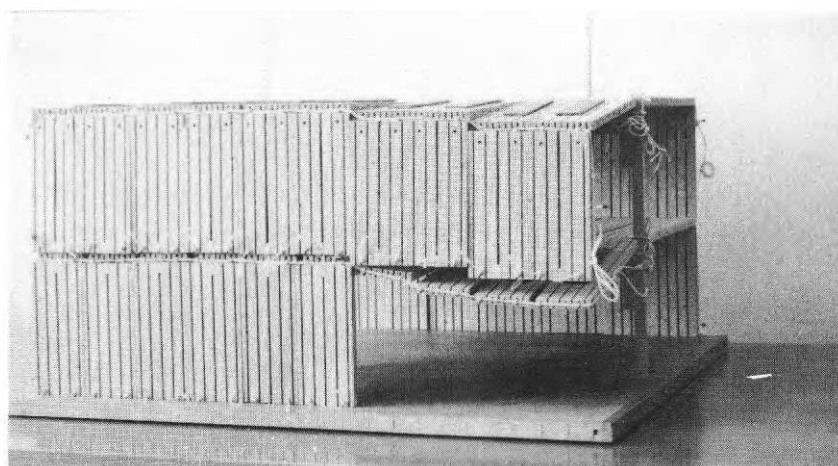
FIGUR 19. Lucka motsvarande 6 stormodulers bredd. Vagg närmast bjälklag med längre spännvidd.  $2/3$  last. Förbindning mellan platta och vägg.



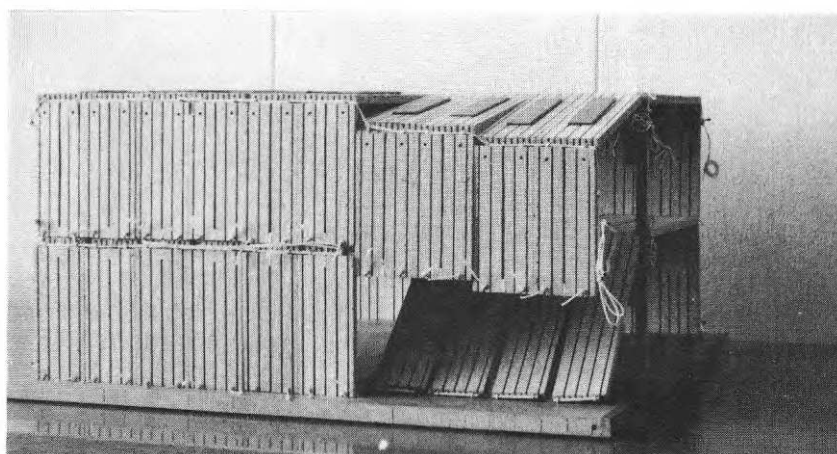
FIGUR 20. Lucka motsvarande 6 stormodulers bredd. Vagg närmast bjälklag med längre spännvidd.  $2/3$  last. Utan förbindning mellan platta och vägg.



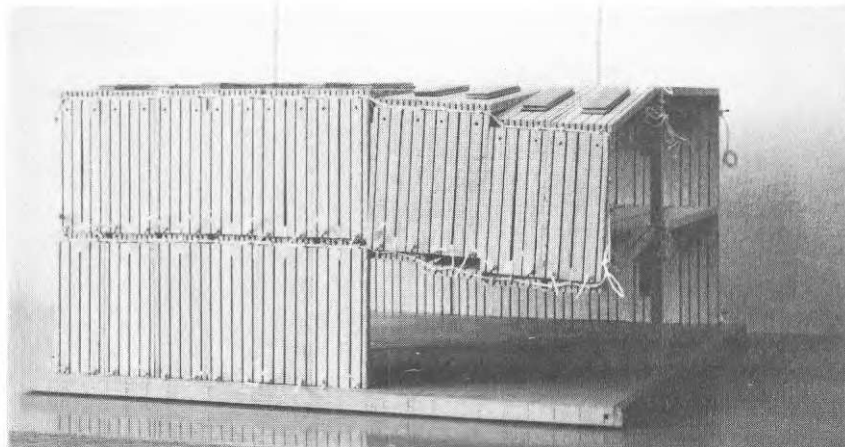
FIGUR 21. Sträcka med 4 stormodulers bredd borttagen från vägg närmast bjälklag med kortare spännvidd.  $2/3$  last. Förbindning mellan platta och vägg.



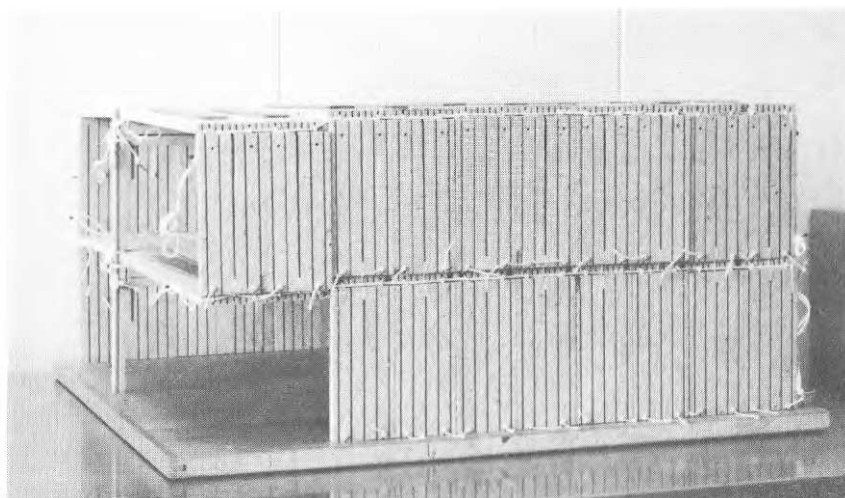
FIGUR 22. Sträcka med 4 stormodulers bredd borttagen från vägg närmast bjälklag med kortare spännvidd.  $2/3$  last. Utan förbindning mellan platta och vägg.



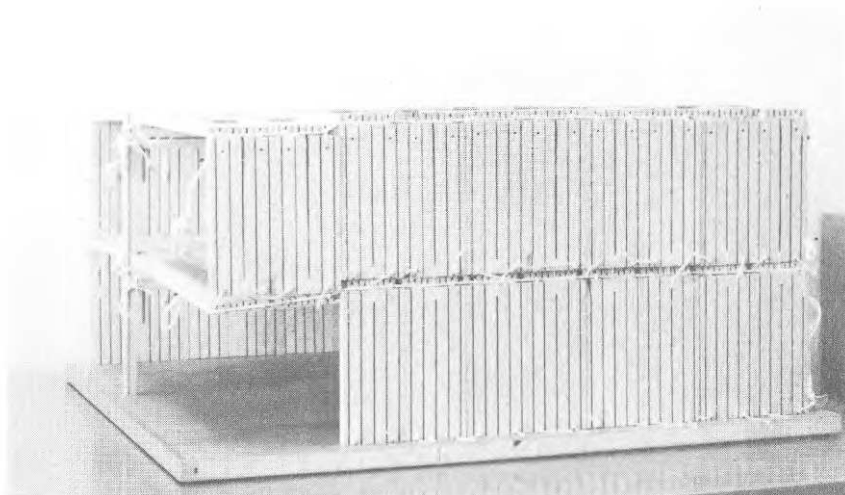
FIGUR 23. Sträcka med 4 stormodulers bredd borttagen från vägg närmast bjälklag med kortare spännvidd.  $2/3$  last. Utan förbindning mellan platta och vägg. Kablar i bjälklagskant avlägsnade.



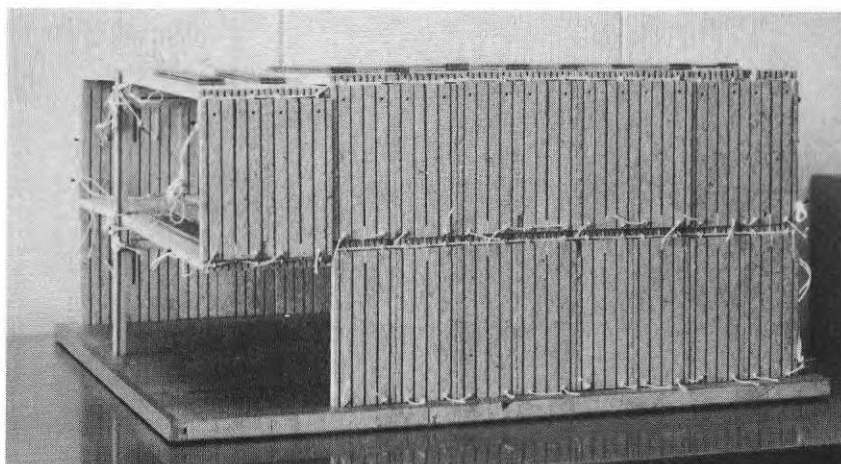
FIGUR 24. Sträcka med 4 stormodulers bredd borttagen från vägg närmast bjälklag med kortare spännvidd.  $3/3$  last. Förbindning mellan platta och vägg.



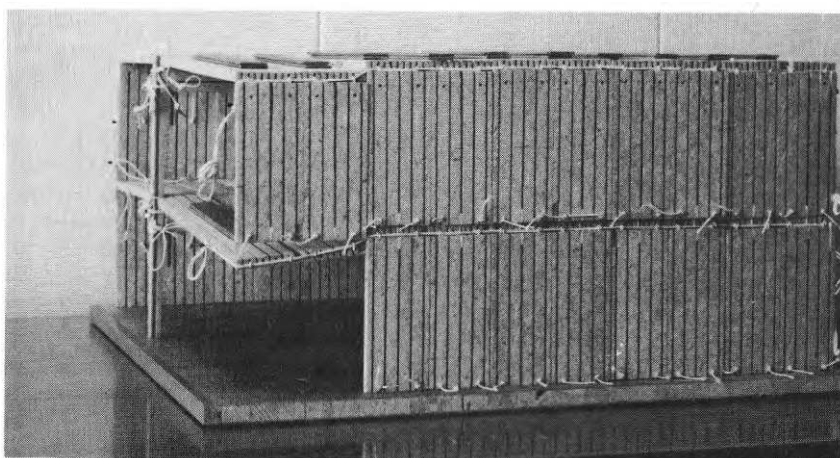
FIGUR 25. Sträcka med 2 stormodulers bredd borttagen från vägg närmast bjälklag med längre spännvidd.  $2/3$  last. Förbindning mellan platta och vägg.



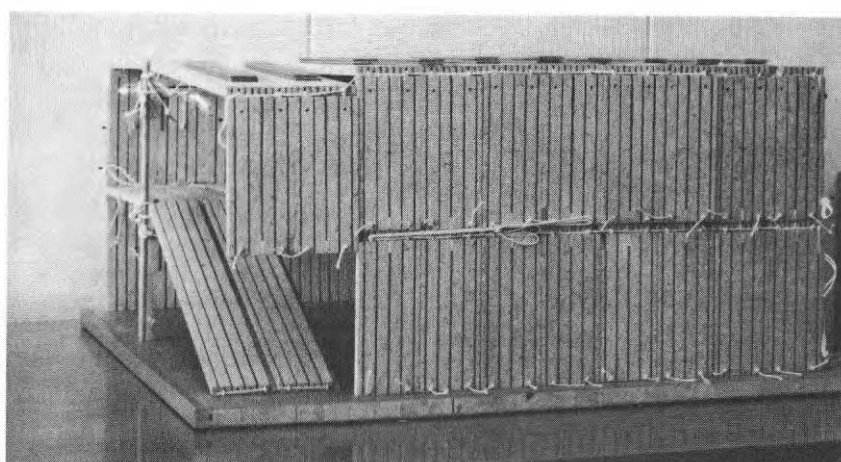
FIGUR 26. Sträcka med 2 stormodulers bredd borttagen från vägg närmast bjälklag med längre spännvidd.  $2/3$  last. Utan förbindning mellan platta och vägg.



FIGUR 27. Sträcka med 2 stormodulers bredd borttagen från vägg närmast bjälklag med längre spännvidd.  $3/3$  last. Förbindning mellan platta och vägg.



FIGUR 28. Sträcka med 2 stormodulers bredd borttagen från vägg närmast bjälklag med längre spännvidd.  $3/3$  last. Utan förbindning mellan platta och vägg.



FIGUR 29. Sträcka med 2 stormodulers bredd borttagen från vägg närmast bjälklag med längre spännvidd.  $3/3$  last. Utan förbindning mellan platta och vägg. Kablar i bjälkslagskant avlägsnade.



**R20:1971**

**Denna rapport avser anslag nr C 653 från Statens råd för byggnadsforskning till Bergkonsult AB, Stockholm**

**Distribution: Svensk Byggtjänst, Box 1403, 111 84 Stockholm  
Abonnemangsgrupp: k (konstruktion)**

**Pris: 9 kronor**