

Rapport

R2:1971

Inst. för Byggnadsstatik

**Försök med betongplattor
understödda av pelare
vid fri kant**

Sven Kinnunen

Byggforskningen

Försök med betongplattor understödda av pelare vid fri kant

Sven Kinnunen

Vid Institutionen för Byggnadsstatik, KTH, har under ett antal år studerats problem, som är av betydelse för dimensionering av betongplattor på pelare. I föreliggande undersökning studeras plattors verkningssätt vid kantpelare. Avsikten var att experimentellt kontrollera om beräkning av inspänningsmoment i kantpelare med förenklad metod baserad på elasticitetsteorin kan accepteras vid dimensionering, att undersöka hur plattans inspänningsarmering bör fördelas och utformas, samt att studera plattans bärförmåga med hänsyn till genomstansning vid kantpelare.

Försök

Totalt provades 9 plattor. Alla belastades till brott. Varje provplatta bestod av en rektangulär platta 180×300 cm, tjocklek 13 cm, understödd av en kantpelare 20×20 cm mitt på vardera kortsidan, FIG. 1. Pelarna hade teoretisk längd 100 cm, var nedtill hopkopplade med ett dragband med diametern 20 mm och var upplagda på ett fixlager resp. ett rullager. För att möjliggöra armeringsutformning, som är aktuell för mellanbjälklag, var vid provplattorna 8 och 9 vardera pelaren försedd med en 60 cm lång pelardel ovanför plattan.

PLAN

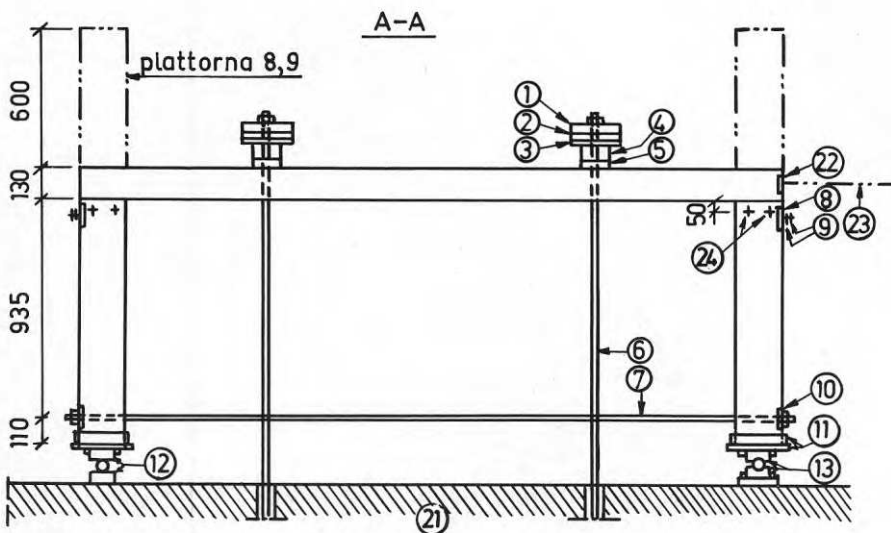
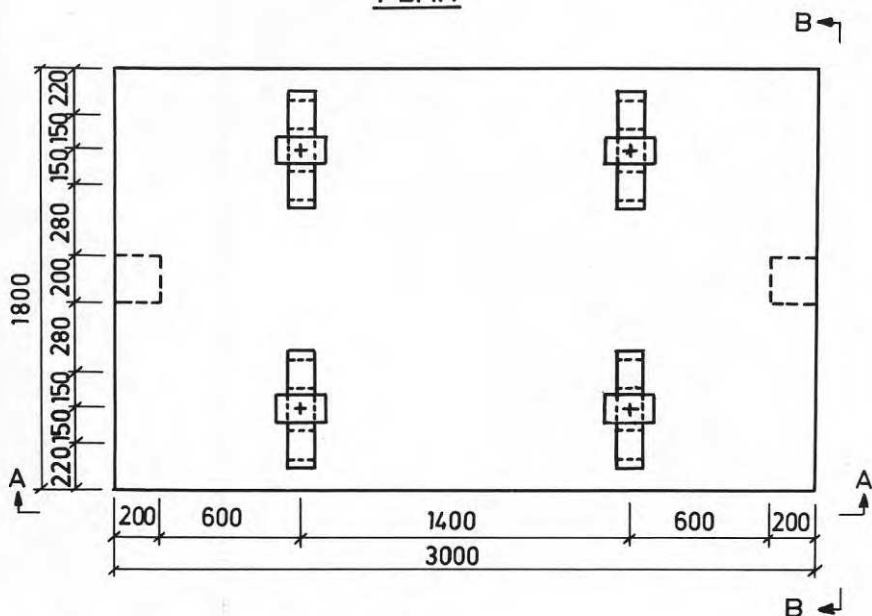


FIG. 1. Provplattornas dimensioner. Belastningsanordning.

Bygghforskningen Sammanfattningar

R2:1971

Undersökningen behandlar armering av pelarunderstödda plattor vid kantpelare.

Undersökningens experimentella del omfattar provning av 9 rektangulära plattor $180 \times 300 \times 13$ cm, som var understödda av en kantpelare $20 \times 20 \times 100$ cm mitt på vardera kortsidan. Mängden böj- och skjuvarmering samt inspänningsarmeringens utformning och fördelning varierades.

Riktlinjer ges för bestämning av dimensionerande inspänningsmoment, erforderlig armering parallell med plattans fria kant och i förekommande fall skjuvarmering.

Nyckelord:

betongplatta, belastningsförsök, pelarunderstödd platta, kantpelare, fri kant, inspänningsmoment, genomstansning, armering, dimensionering

armering, betongplatta, inspänningsarmering, skjuvarmering, kantarmoring

dimensionering, armering, betongplatta, elasticitetsteori, brottlinjeteori.

Rapport R2:1971 avser anslag nr C 292:3 från Statens råd för byggnadsforskning till Institutionen för Byggnadsstatik, KTH.

UDK 624.073.132

Sammanfattning av:

Kinnunen, S, 1971, *Försök med betongplattor understödda av pelare vid fri kant*. (Statens institut för byggnadsforskning) Stockholm. Rapport R2: 1971, 103 s., 17 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) konstruktion

Provplattorna belastades symmetriskt i spännviddens fjärdedelssnitt med 4 lika stora punkt krafter i vardera snittet.

Variablerna var dels mängden böj- och skjuvarmering, TAB. 1, dels inspänningsarmeringens utformning och fördelning. Överkantsarmeringen i plattdel över pelare varierade mellan 1,12 % och 2,25 %. Av plattans inspänningsarmering inbäckades 29–59 % i pelarna, TAB. 1, medan resten utformades som "hårnålar", armering littera A i FIG. 2, och placerades på ömse sidor av pelaren. Vid provplatta 9 utformades all inspänningsarmering i plattan som "hårnålar", varvid 30 % av denna armering inlades över pelarna. Skjuvarmeringen i plattan var vertikal och inlades enligt FIG. 3. Provplattorna 1–3 saknade skjuvarmering.

Som böjarmering användes kamstänger Ks 40. Skjuvarmeringen var utskuren ur armeringsnät Ns 50. Mängden skjuvarmering i plattan bestämdes ur villkoret, att denna armering ensam skulle kunna uppta 75 % av den beräknade pelarlasten vid böjbrott.

Under försöken uppmättes i första hand provplattornas spricklast, brottlast och nedböjning samt kraften i dragbandet mellan pelarna, TAB. 2. I punkter av speciellt intresse mättes töjning och stukning dels i plattans böj- och skjuvarmering, dels i betongen på plattans undersida. Vidare mättes plattans vinkeländring vid pelare och vid några provplattor även plattans horisontalförskjutning (knutpunktsförskjutning).

Resultat

Kraften i dragbandet, och följaktligen även inspänningsmomentet, var approximativt direkt proportionell mot pelarlasten, FIG. 4. Avvikelsen mellan beräknat och uppmätt inspänningsmoment var högst 18 %, om detta moment beräknas som för en ram och om därvid förutsättes elastiskt material, stela knutpunkter och osprucket tvärsnitt. När belastningen understeg 55 % av brottlasten, dvs. vid belastningsnivå aktuellt för underarmerade betongplattor i bruksstadium, var avvikelsen högst 13 %. Det beräknade inspänningsmomentet var i medeltal ca 4 % för litet vid plattorna med den mindre armeringsmängden och ca 4 % för stort vid plattorna med den större armeringsmängden. Bestämning av inspänningsmoment i kantpelare med förenklad metod baserad på elasticitetsteorin gav således nöjaktigt resultat och bör kunna användas vid dimensionering, om än med viss försiktighet.

Genomstansning erhöles vid alla provplattorna utan skjuvarmering, TAB. 2. Endast vid platta 2, som hade den minsta armeringsmängden, var därvid böjarmeringen i plattan fullt utnyttjad och den beräknade gränslasten uppnådd. Genomstansningen inleddes inom om-

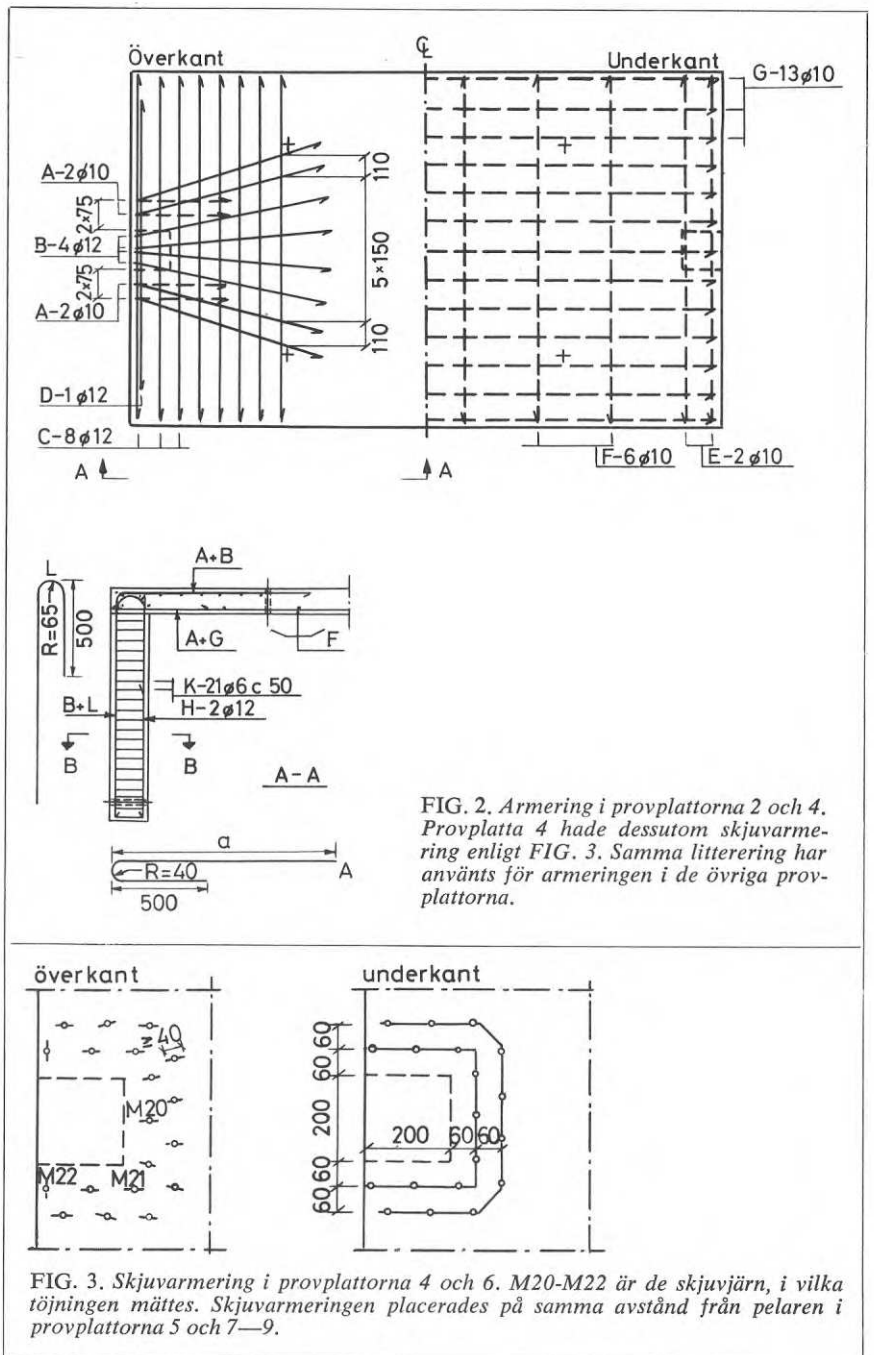


FIG. 2. Armering i provplattorna 2 och 4. Provplatta 4 hade dessutom skjuvarmering enligt FIG. 3. Samma litterering har använts för armeringen i de övriga provplattorna.

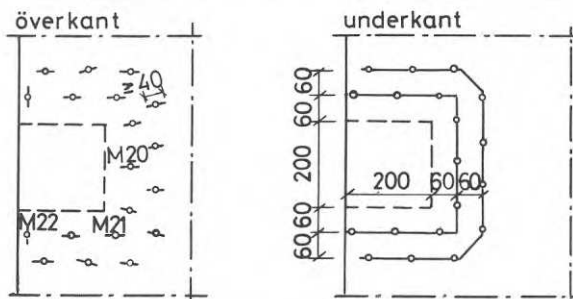


FIG. 3. Skjuvarmering i provplattorna 4 och 6. M20-M22 är de skjuvjärn, i vilka töjningen mättes. Skjuvarmeringen placerades på samma avstånd från pelaren i provplattorna 5 och 7–9.

Provplatta	Skjuvarmering cm ²	Platta					Pelare		
		Böjarmering			Vridarmering		Dragarmering cm ²	Tryckarmering cm ²	
		Ök, ⊥	Uk, ⊥	Ök, //	Ök, // Uk, //				
$A_B/(A_A+A_B)$	A_A+A_B	A_G	A_C	A_D	A_E				
1	—	0,59	11,50	13,35	12,44	2,26	2,26	6,79	2,26
2	—	0,59	7,66	10,21	9,05	1,13	1,57	6,09	3,83
4	3,73	0,59	7,66	10,21	9,05	1,13	1,57	6,09	3,83
6	3,73	0,39	7,76	10,21	9,05	1,13	1,57	6,09	5,30
3	—	0,59	15,33	20,42	18,10	2,26	2,26	10,18	3,93
5	7,06	0,59	15,33	20,42	18,10	2,26	2,26	10,18	3,93
7	7,06	0,39	15,51	20,42	18,10	2,26	2,26	10,02	3,93
8	7,06	0,29	15,51	20,42	18,10	3,39	3,39	10,61	3,93
9	7,06	0	15,70	20,42	18,10	3,39	3,39	10,61	3,93

Beteckningar:

Ök, Uk = i plattans över- resp. underkant

⊥, // = i riktning ⊥ resp. // understödd plattkant

A, B etc. = armering littera A, B etc., se FIG. 2

A_A, A_B etc. = arean för armering littera A, B etc.

$A_A/(A_A+A_B)$ = kvoten mellan den i pelare inbäckade inspänningsarmeringens area och inspänningsarmeringens totala area

TABELL 1. Armering i provplattorna.

TABELL 2. Väsentliga provningsresultat.
Materialhållfasthet. Spricklast. Brottlast. Kraft i dragband. Brottfenomen. Beräknad gränslast.

Provplatta	Skjuvarmering $A_B/(A_A+A_B)$	σ_{kub}		σ_s		P_o	P_u	P_b	D_b	Brottfenomen			$\frac{P_{gr}}{P_b}$	
		Platta	Pelare	$\phi 10$	$\phi 12$					Mp	Mp	Mp	Mp	Genomstansning
		kp/cm ²	kp/cm ²	kp/cm ²	kp/cm ²									
1 ^a	0,59	300	300	4320	4855	—	—	13,0	4,96	x			1,19	1,28
2	0,59	333	333	4290	4310	6	6	13,1	4,54	x			0,99	1,00
4	x 0,59	347	493	4235	4320	6	6	13,5	4,76		x		0,95	0,96
6	x 0,39	316	394	4290	4290	6	6	12,4	3,64		x		0,93 ^c	0,93 ^c
3	0,59	293	424	4310	4285	6	9	16,9	b	x			1,22	1,35
5	x 0,59	330	410	4290	4335	6	6	22,8	7,30	x			0,89	0,99
7	x 0,39	315	399	4225	4335	6	9	22,4	6,07	x			0,91	1,01
8	x 0,29	355	454	4590	4230	9	9	22,0	6,27		x		0,98	1,07
9	x 0	346	418	4575	4200	9	9	23,5	7,51		x		0,91	1,01

Beteckningar:

$A_B/(A_A+A_B)$ = se TAB. 1

σ_{kub} = betongens kubhållfasthet

σ_s = armeringsstålets sträckgräns

P_o = pelarlasten vid första böjspricka på plattans ovansida vid pelare

P_u = pelarlasten vid första böjspricka på plattans undersida i fält

P_b = pelarlasten vid brott

D_b = kraften i dragbandet vid brott

P_{gr} = beräknad gränslast

$A_{at} = 0$ anger att tryckarmeringen har försumrats

$A_{at} \neq 0$ anger att full vidhäftning mellan tryckarmering och betong har förutsatts

Anmärkingar:

^a I början av försöket påfördes belastning

endast i belastningssnitt närmast fixlagret, på grund av felkoppling av domkrafter i laboratoriet. Då provningsresultaten kan ha påverkats av detta missöde, anges för platta 1 inga spricklaster.

^b D_b uppmättes icke. Extrapolering ger $D_b \approx 4,8$ Mp

^c Armeringen littera L i pelare har antagits vara spänningslös.

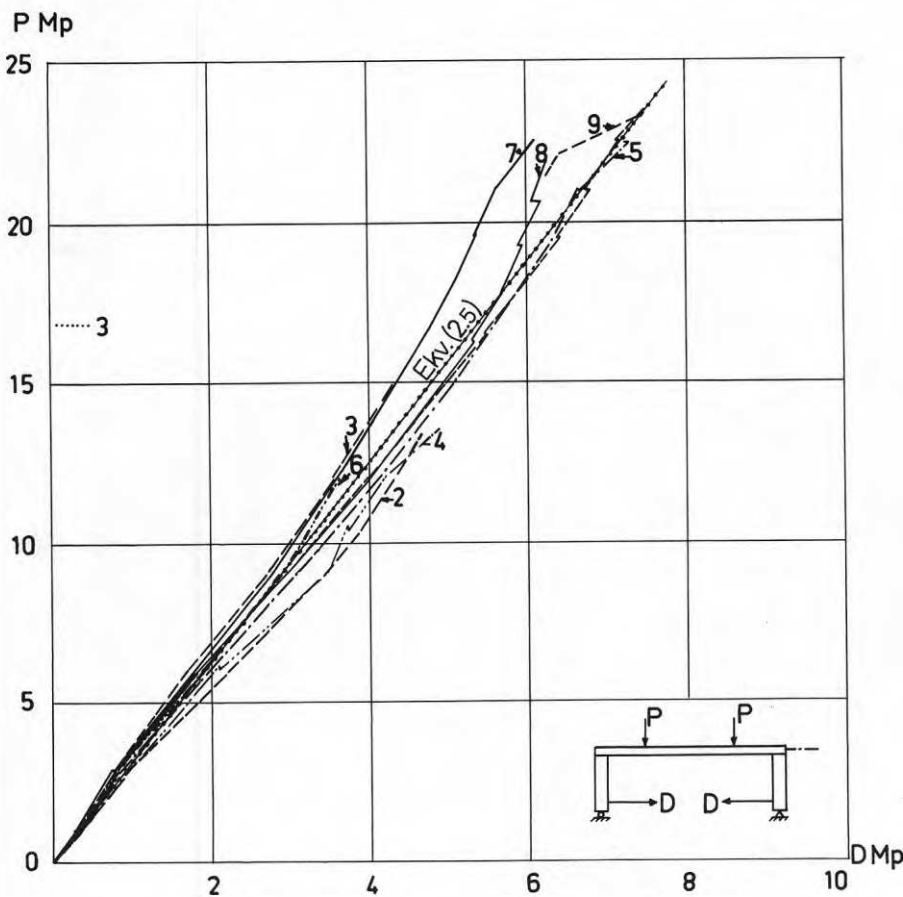


FIG. 4. Uppmätta samband mellan kraften i dragbandet D och pelarlasten P . Provplattorna 2-9.

— Beräknat samband mellan D och P .
..... Anger brottlast.

rådet innanför pelarens tryckta kant. Skjuvsprickan, som uppstod när belastningen uppgick till 60-70 % av brottlasten, hade inom detta område samma lutning som skjuvsprickan vid de cirkulära plattor med pelare i mitten, vilka tidigare provats av Kinnunen & Nylander (1960).

Inläggandet av skjuvarmering i plattan medförde vid provplattorna med den större armeringsmängden att brottlasten ökade ca 35 % och att plattans brottvinkeländring vid pelare ökade mer än 65 %. Brottet vid dessa provplattor kom som genomstansning, plattorna 5 och 7, eller som tryckbrott i pelare, plattorna 8 och 9. Brottsprikan vid genomstansning började uppstå inom området innanför pelarens tryckta kant när belastningen uppgick till ca 90 % av brottlasten. Vid provplattorna med den mindre armeringsmängden medförde inläggandet av skjuvarmeringen naturligtvis ingen ökning av brottlasten. Vid dessa provplattor uppstod leder mellan pelare och platta, varefter plattans nedböjning ökade snabbt, samtidigt som belastningen började minska. Något egentligt brott inträffade ej. Den mot böjarmeringen svarande beräknade gränslasten uppnåddes vid alla provplattorna med skjuvarmering, TAB. 2. Brottet vid dessa plattor kan därför sägas ha varit av typen böjbrott. Verkan av skjuvarme-

ring var således densamma som vid de tidigare av Kinnunen & Nylander (1960) och Andersson (1963) provade plattorna med pelare i mitten.

Provplattorna med lika mängd böj- och skjuvarmering hade i stort sett samma brottlaster, TAB. 2, och nedböjning. Signifikant skillnad i brottlaster erhöles ej med andelen i pelare nedbocad inspänningsarmering i plattan. Brottlasten minskade ej då all inspänningsarmering i plattan utformades som "hårnålar".

Mätningen av plattans nedböjning visar att plattdelarna intill en kantpelare kan betraktas som stela i radiell riktning inom ett område, som begränsas av en linje efter vilken det radiella momentet är noll.

Töjningen i plattans inspänningsarmering i ett snitt längs pelarens tryckta kant var inom området utanför pelaren approximativt omvänt proportionell mot avståndet från symmetrilinjen genom pelarcentra. Uppmätt töjning i plattans inspänningsarmering visar, att försiktighet måste iakttagas beträffande armeringens utdragslängd och förankring i plattan.

Plattans vinkeländring vid pelare vid viss pelarlast var för provplattor med samma mängd böjarmering oberoende av om plattan var försedd med skjuvarmering eller ej. Denna vinkeländring påverkades inte nämnvärt av inspänningsarmeringens utformning i pelaren, så länge pelarlasten var mindre än 80 % av brottvärdet. Vid plattorna utan skjuvarmering var plattans vinkel-

ändring vid pelaren, efter det att skjuvsprickan uppstått, koncentrerad nästan helt till skjuvsprickan. Vid plattorna med skjuvarmering däremot var vinkeländringen koncentrerad till två zoner. Ungefär $\frac{1}{3}$ upptogs som vinkeländring mellan pelaren och plattdelen rakt över pelaren. Återstående $\frac{2}{3}$ var koncentrerade huvudsakligen till böjsprickan mitt över pelarens tryckta kant.

Försöken tyder på, att om dragarmeringen i pelarens inspända ände förankras i plattan eller i pelarens tryckzon, bör dragarmeringens krökta del vara understödd av korsande armeringsstänger.

Vid den teoretiska överarbetningen av försöksresultaten har gränslasten bestämts för två fall. I det ena fallet antogs, att pelarna är överstarka och gränslasten bestämdes enligt brottlinjeteorin. I det andra fallet antogs, att mekanism med flytleder i pelarnas inspänningssnitt och i plattans fält bestämmer gränslasten.

Med stöd av brottlinjeteorins lösningar har uppställts villkor för att den vinkelrätt mot pelarunderstödd kant liggande böjarmeringen i plattan jämte böjarmeringen i pelaren ensam skall behöva beaktas vid beräkning av konstruktionens bärförmåga vid böjbrott. Dessa villkor bestämmer mängden och fördelningen av den vid en kantpelare erforderliga armeringen parallell med plattans fria kant och beaktar vridmomenten i plattdelarna på ömse sidor av pelaren.

Sättet att beakta kantpelarens utbredning vinkelrätt mot plattans fria kant vid beräkning av det dimensionerande inspänningsmomentet i plattan har studerats. Det visas, att det sökta momentet kan beräknas i etapper. Först beräknas plattans inspänningsmoment i det snitt, i vars plan pelarens tryckresultant verkar. Därvid antages att pelarens tryckzon är koncentrerad till tryckresultanten. Det erhållna inspänningsmomentet korrigeras därefter för att beakta tryckzonens verkliga utbredning vinkelrätt mot plattans fria kant.

Genom beräkningar har visats, att för plattdelen invid en kantpelarens tryckzon gäller dels att tvärkraften är koncentrerad mot pelarens tryckta hörn, dels att den med tvärkraft och vridande moment statistiskt ekvivalenta resulterande kraften $(P_1 + M_v/d_1)$ är avsevärt större än pelarlasten P_1 . Det rekommenderas att skjuvarmeringen i plattan dimensioneras så, att den ensam kan uppta 75 % av kraften $(P_1 + M_v/d_1)$.

Referenser

Kinnunen, S & Nylander, H, 1960, Punching of concrete slabs without shear reinforcement (Kungl. Tekniska Högskolan), Handlingar nr 158. Stockholm.

Andersson, J, L, 1963, Punching of concrete slabs with shear reinforcement (Kungl. Tekniska Högskolan), Handlingar nr 212. Stockholm.

diated floor slabs in practice, each column in Test Slabs Nos. 8 and 9 was extended so as to project 60 cm above the slab. Each test slab was submitted to symmetrical loads at 1/4-span sections. Four equal concentrated loads (point loads) were applied at each section.

The variables studied in the tests were, first, the amounts of flexural and shear reinforcement, and second, the shape and the distribution of the reinforcement for restraining moments. The amount of top reinforcement for negative moments in the slab portion over a column was varied from 1.12 to 2.25 per cent. From 29 to 59 per cent of the reinforcement for restraining moments of the slab was bent down into the column, see Table 1. The remaining part of this reinforcement consisted of bars shaped so as to form hairpin bends, marked A in Fig. 2, which were placed on both sides of each column. In Test Slab No. 9, all the reinforcement for restraining moments consisted of these hairpin bars, and 30 per cent of this reinforcement was located over the column. The shear reinforcement of the test slabs was vertical, and its arrangement is shown in Fig. 3. No shear reinforcement was used in Test Slabs Nos. 1 to 3.

The flexural reinforcement consisted of Type Ks 40 Swedish Kam steel ribbed bars. The shear reinforcement was cut from Type Ns 50 Swedish wire fabric. The amount of shear reinforcement in each slab was determined from the condition that this reinforcement alone should be able to carry 75 per cent of the column load at failure in flexure calculated by means of the ultimate strength method.

The quantities primarily measured in the tests were the cracking load, the ultimate load, and the deflection of the slab, as well as the force in the tie rod connecting the columns. See Table 2. The tensile and compressive strains were measured at points of special interest, first, in the flexural and shear reinforcement of the slab, and second, in the concrete on the bottom surface of the slab. Furthermore, the measurements covered the angle of rotation of the slab portion at the column and, in some test slabs, also the horizontal displacement (sideway) of the slab.

Test results

The force in the tie rod, and hence also the restraining moment, were approximately directly proportional to the column load, see Fig. 4. The difference between the calculated and observed values of the restraining moment did not exceed 18 per cent, on condition that this moment is calculated in the same way as that of a frame, and on the assumption of elastic materials, rigid joints, and non-cracked cross section. When the load was lower than 55 per cent of its ultimate value, i.e. at a load level met with in underreinforced concrete slabs in the service stage, this difference did not exceed 13 per cent. The calculated restraining moment was on an

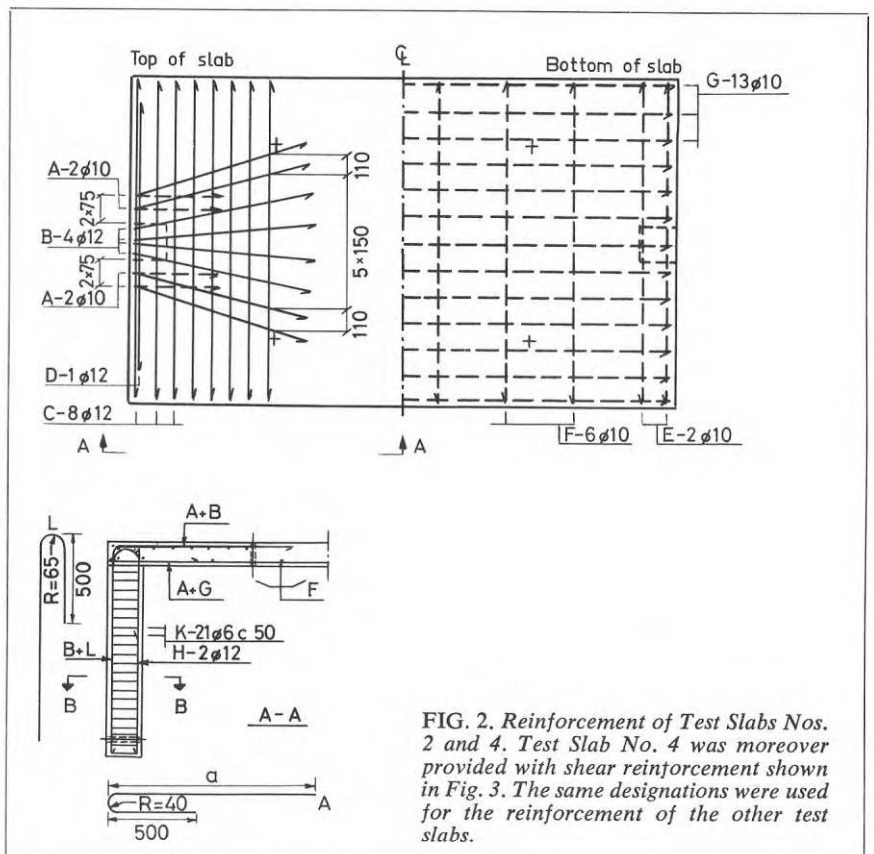


FIG. 2. Reinforcement of Test Slabs Nos. 2 and 4. Test Slab No. 4 was moreover provided with shear reinforcement shown in Fig. 3. The same designations were used for the reinforcement of the other test slabs.

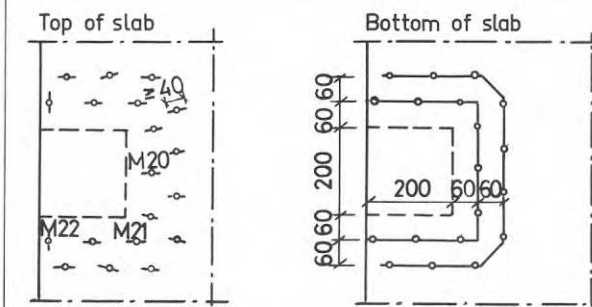


FIG. 3. Shear reinforcement of Test Slabs Nos. 4 and 6. M20 to M22 are the shear reinforcing bars which were used for strain measurements. The shear reinforcement in Test Slabs No. 5 and Nos. 7 to 9 was placed at the same distance from the column.

Test slab	Shear reinforcement cm ²	Slab				Column			
		Flexural reinforcement		Torsional reinforcement		Tension reinforcement cm ²	Compression reinforcement cm ²		
		$\frac{T, \perp}{A_B / (A_A + A_B)} A_A + A_B$ cm ²	B, \perp A _G cm ²	T, // A _C cm ²	T, // A _D cm ²			B, // A _E cm ²	
1	—	0.59	11.50	13.35	12.44	2.26	2.26	6.79	2.26
2	—	0.59	7.66	10.21	9.05	1.13	1.57	6.09	3.83
4	3.73	0.59	7.66	10.21	9.05	1.13	1.57	6.09	3.83
6	3.73	0.39	7.76	10.21	9.05	1.13	1.57	6.09	5.30
3	—	0.59	15.33	20.42	18.10	2.26	2.26	10.18	3.93
5	7.06	0.59	15.33	20.42	18.10	2.26	2.26	10.18	3.93
7	7.06	0.39	15.51	20.42	18.10	2.26	2.26	10.02	3.93
8	7.06	0.29	15.51	20.42	18.10	3.39	3.39	10.61	3.93
9	7.06	0	15.70	20.42	18.10	3.39	3.39	10.61	3.93

Notations:

T, B = top and bottom of the slab, respectively

$\perp, //$ = at right angles or parallel to the supported edge of the slab

A, B, etc = reinforcement Type A, Type B, etc. See FIG. 2

A_A, A_B, etc = areas of reinforcement Type A, Type B, etc.

A_A/(A_A+A_B) = ratio of the amount of that part of the reinforcement for restraining moments which was bent down into the column to the total amount of this reinforcement

TABLE 1. Reinforcement in the test slabs.

TABLE 2. Principal test results. Strength of materials. Cracking load. Ultimate load. Force in tie rod. Mode of failure. Calculated ultimate load.

Test slab	Shear reinforcement $A_B/(A_A+A_B)$	σ_{kub} kg/cm ²		σ_s kg/cm ²		P_o	P_u	P_b	D_b	Mode of failure	$\frac{P_{gr}}{P_b}$			
		Slab	Column	$\phi 10$	$\phi 12$	ton	ton	ton	ton		Punching	Hinge between slab and column	Failure of concrete in compression in column	$A_{at}=0$
1a	0.59	300	300	4320	4855	—	—	13.0	4.96	x			1.19	1.28
2	0.59	333	333	4290	4310	6	6	13.1	4.54	x			0.99	1.00
4	x 0.59	347	493	4235	4320	6	6	13.5	4.76		x		0.95	0.96
6	x 0.39	316	394	4290	4290	6	6	12.4	3.64		x		0.93 ^c	0.93 ^c
3	0.59	293	424	4310	4285	6	9	16.9	^b	x			1.06	1.06
5	x 0.59	330	410	4290	4335	6	6	22.8	7.30	x			0.89 ^c	0.90 ^c
7	x 0.39	315	399	4225	4335	6	9	22.4	6.07	x			0.91	1.01
8	x 0.29	355	454	4590	4230	9	9	22.0	6.27			x	0.98	1.07
9	x 0	346	418	4575	4200	9	9	23.5	7.51			x	0.91	1.01

Notations:

$A_B/(A_A+A_B)$ = see TABLE 1

σ_{kub} = cube strength of concrete

σ_s = yield point stress of reinforcement

P_o = column load at the appearance of first flexural crack on top of slab at the column

P_u = column load at the appearance of first flexural crack on bottom of slab between the supports

P_b = column load at failure

D_b = force in tie rod at failure

P_{gr} = calculated ultimate load

$A_{at} = 0$ indicates that compression reinforcement was ignored

$A_{at} \neq 0$ indicates that perfect bond was assumed between the compression reinforcement and the concrete

Remarks:

^a At the beginning of the test, load was only applied at the load section nearest

to the hinge bearing, owing to faulty connection of jacks in the laboratory. No crack loads are given for Slab No. 1 since test results may have been affected by this circumstance.

^b D_b was not measured. Extrapolation gives $D_b \approx 4.8$ ton.

^c It was assumed that reinforcement Type L in the column was not stressed.

P Mp

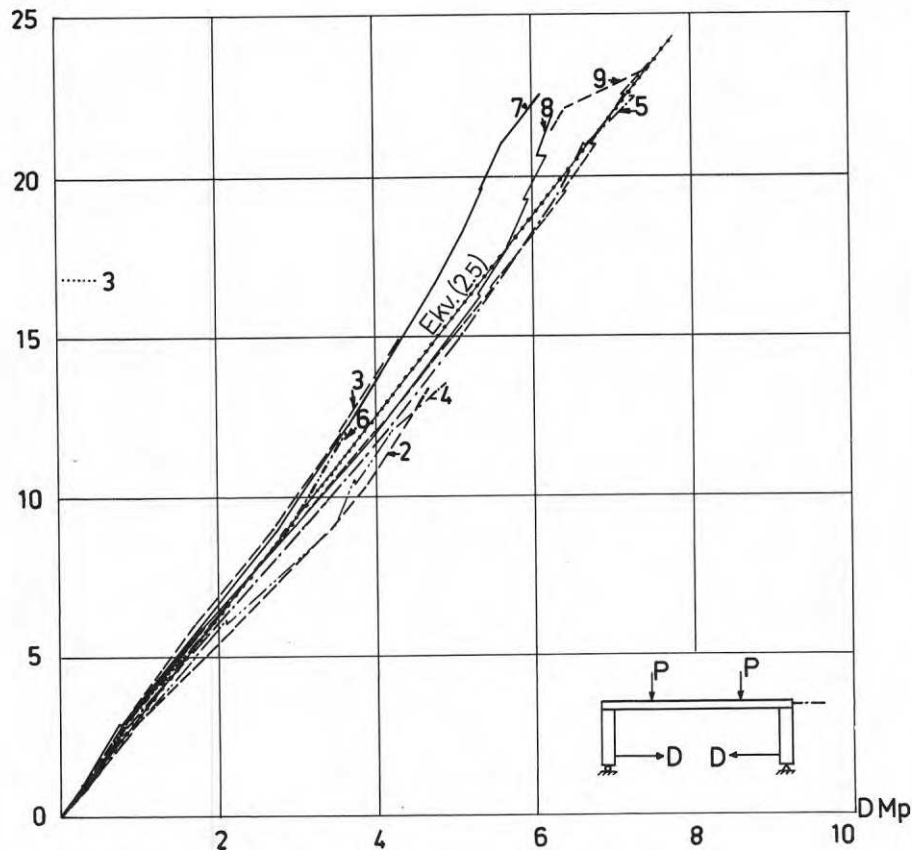


FIG. 4. Observed relations between the force in the tie rod, D , and the column load, P . Test Slabs Nos. 2 to 9. — — — Calculated relation between D and P Ultimate load.

average about 4 per cent too low or too high, respectively, according as the amount of reinforcement of the slabs was lower or higher. Thus, the determination of restraining moments at edge columns by means of a simplified method based on the theory of elasticity gave satisfactory results, and might be used in design, though with due caution.

Punching occurred in all slabs without shear reinforcement, see Table 2. It was only in Test Slab No. 2, where the amount of reinforcement was lowest, that the flexural reinforcement of the slab was fully utilised, and the calculated ultimate load was actually reached. Punching was initiated in the slab portion adjacent to the compressed face of the column. In this slab portion, the shear crack, which formed when the load ranged from 60 to 70 per cent of its ultimate value, had the same slope as the shear crack in the circular slabs supported on a column at the centre which had previously been tested by Kinnunen and Nylander (1960).

The presence of shear reinforcement in the slabs where the amount of reinforcement was higher, gave rise to an increase of about 35 per cent in the ultimate load, and to an increase of more than 65 per cent in the angle of rotation of the slab portion at the column at failure. These test slabs failed by punching, Nos. 5 and

7, or by fracture of the concrete in compression in the column, Nos. 8 and 9. The crack at failure by punching was initiated in the slab portion adjacent to the compressed face of the column when the load amounted to about 90 per cent of its ultimate value. In the test slabs where the amount of reinforcement was lower, the ultimate load was of course not increased by the presence of shear reinforcement. Plastic hinges formed in these test slabs between the column and the slab, and then the deflection of the slab increased rapidly at the same time as the load began to decrease. No failure proper took place. In all the test slabs provided with shear reinforcement, the ultimate load reached the calculated value corresponding to full utilization of the flexural reinforcement, see Table 2. Thus, the effect of the shear reinforcement was the same as in the slabs supported on a column at the centre which had previously been tested by Kinnunen and Nylander (1960), as well as by Andersson (1963).

When the amounts of flexural and shear reinforcement of the slabs were equal, their ultimate loads, see Table 2, and deflections were likewise roughly equal. The variation in the amount of that part of the reinforcement for restraining moments which was bent down into the column did not cause any significant differences in the ultimate load. The ultimate load was not lower when all the reinforcement for restraining moments in the slab consisted of hairpin bars.

The measurements of the deflections of the slabs showed that the slab portions adjacent to an edge column may be regarded as rigid within an area bounded by a line along which the radial moment is equal to zero.

In a section along the compressed face of the column, in the area outside the column, the strain of the slab reinforcement for restraining moments was approximately inversely proportional to the distance from the axis of symmetry passing through the centres of the columns. The strains observed in the reinforcement for restraining moments in the slabs indicated that caution is required as regards the

extension of the reinforcement and its anchorage in the column.

For a given column load, the angle of rotation of the slab portion at the column was independent of the presence of shear reinforcement when the test slabs were equal in percentage of flexural reinforcement. This angle of rotation was not notably affected by the design of the reinforcement in the column so long as the column load was less than 80 per cent of its ultimate value. In the test slabs without shear reinforcement, after the formation of the shear crack, the angle of rotation of the slab was almost completely concentrated at the shear crack. In the slabs with shear reinforcement, on the other hand, the angle of rotation was concentrated in two zones. About $\frac{1}{3}$ constituted the angle of rotation between the column and the slab portion right over the column. The remaining $\frac{2}{3}$ was concentrated principally at the flexural crack straight over the compressed face of the column.

As may be inferred from the tests, if the tension reinforcement at the restrained end of the column is anchored in the slab or in the compression zone of the column, then the bent part of this reinforcement should be supported by transverse reinforcing bars.

In the theoretical evaluation of the test results, the ultimate load has been determined in two cases. In one case, it was assumed that the columns were over-designed, and the ultimate load was determined on the basis of the theory of yield lines. In the other case, the ultimate load was determined on the assumption of plastic hinges at the restrained ends of the columns and in the mid-section of the slab.

The solutions obtained in accordance with the theory of yield lines served as a basis for deducing the conditions which must be satisfied in order that only the flexural reinforcement of the slab located at right angles to the edge supported on the column, together with the flexural reinforcement of the column, may have to be taken into consideration in calculating the load-bearing capacity of the structure with reference to failure in flexure.

These conditions determine the amount and the distribution of that reinforcement parallel to the free edge of the slab which is required at an edge column, and take into account the torsional moments in the slab portions on each side of the column.

A study has been made in order to find out how the width of an edge column at right angles to the free edge of the slab should be taken into account in calculating the design value of the restraining moment in the slab. It is shown that this moment can be computed in two stages. The first stage is the calculation of the restraining moment in the section which coincides with the plane of action of the resultant of compressive stresses in the column. In this calculation, it is assumed that the compression zone of the column is concentrated in the line of action of this resultant. The value of the restraining moment obtained in this way is then corrected in the second stage so as to take into account the actual width of the compression zone at right angles to the free edge of the slab.

As has been shown by calculations, in the slab portion adjacent to the compression zone of an edge column, the shear force is concentrated at the compressed corners of the column, and the resultant force, $(P_1 + M_v/d_1)$, which is statically equivalent to the shear force and to the torsional moments, is considerably greater than the column load, P_1 . It is recommended that the shear reinforcement of the slab should be designed in such a way that this reinforcement alone can resist 75 per cent of the force $(P_1 + M_v/d_1)$.

References

- Kinnunen, S & Nylander, H, 1960, Punching of concrete slabs without Shear reinforcement. Kungl. Tekniska Högskolan (Royal Institute of Technology), Handlingar (Transactions) No. 158. Stockholm.
- Andersson, J, L, 1963, Punching of concrete slabs with shear reinforcement. Kungl. Tekniska Högskolan (Royal Institute of Technology), Handlingar (Transactions) No. 212. Stockholm.

Rapport R2:1971

FÖRSÖK MED BETONGPLATTOR UNDERSTÖDDA AV PELARE VID FRI KANT
TESTS ON CONCRETE SLABS SUPPORTED ON COLUMNS AT FREE EDGES

av Sven Kinnunen

Denna rapport avser anslag nr C 292:3 från Statens råd för byggnadsforskning till Institutionen för Byggnadsstatik, Kungl. Tekniska Högskolan, Stockholm. Författaren är tekn.dr Sven Kinnunen, Institutionen för Byggnadsstatik, KTH. Försäljningsintäkterna tillfaller fonden för byggnadsforskning.

Statens institut för byggnadsforskning, Stockholm
Rotbeckman AB, Stockholm 1971, 10 9002 1

INNEHÅLL

BETECKNINGAR	4
INLEDNING	7
1 FÖRSÖKENS GENOMFÖRANDE	8
1.1 Provkropp	8
1.2 Belastningsanordning	14
1.3 Armering	14
1.4 Tillverkning och lagring av provkroppar	22
1.5 Belastning	23
1.6 Utförda mätningar	23
2 PROVNINGSRESULTAT	26
2.1 Materialhållfasthet	26
2.2 Spricklast och brottlast	26
2.3 Sprickbildning	26
2.4 Brottfenomen	38
2.4.1 Plattor utan skjuvarmering	38
2.4.2 Plattor med skjuvarmering	39
2.4.3 Kommentarer	42
2.5 Kraft i dragbandet	42
2.6 Nedböjning	45
2.7 Vinkeländring	49
2.8 Horisontalförskjutning	54
2.9 Betongstukning	54
2.10 Töjning i böjarmeringen	56
2.11 Töjning i vridarmeringen	64
2.12 Töjning i skjuvarmeringen	66
3 BESTÄMNING AV GRÄNSLAST	70
3.1 Gränslast vid överstarka pelare	70
3.1.1 Brottlinjefigur a)	70
3.1.2 Brottlinjefigur b)	72
3.1.3 Brottlinjefigur c)	72
3.1.4 Brottlinjefigur d)	72
3.1.5 Brottlinjefigur e)	73
3.1.6 Brottlinjefigur f)	73
3.1.7 Brottlinjefigur g) och h)	73
3.1.8 Resultat	73
3.2 Gränslast vid icke överstarka pelare	75
4 JÄMFÖRELSE MELLAN UPPMÄTT BROTTLAST OCH BERÄKNAD GRÄNSLAST	79
4.1 Brottmoment för platta	79
4.2 Brottmoment för pelare	79
4.3 Gränslast	84
5 SAMMANDRAG AV RESULTAT	90
6 LITTERATUR	94
6.1 Referenser	94
6.2 Kompletterande litteratur	95
BILAGA A: Bestämning av gränslast vid överstarka pelare.	96

BETECKNINGAR

A_s	dragbandets area
D	kraft i dragbandet
D_b	D vid brottlast
D_{ber}	beräknad kraft i dragbandet, ekv. (2.5)
E	rambalkens (plattans) elasticitetsmodul
E_p	pelarens elasticitetsmodul
E_s	dragbandets elasticitetsmodul
EI	rambalkens (plattans) böjstyvhets
E_p^I	pelarens böjstyvhets
H	plattans tjocklek
I	rambalkens (plattans) tröghetsmoment
I_p	pelarens tröghetsmoment
K_n	knutkraft n
L	spännvidd, FIG. 3
L_t	dragbandets längd, FIG. 3
M_f	fältmoment
M_{fb}	fältmoment, svarande mot uppmätta krafter vid brott, ekv. (4.1.1)
M_i	inspänningsmoment, vid förutsatta elastiska förhållanden, ekv. (1.1.1)
M_{i1}	inspänningsmoment, svarande mot P_1 , ekv. (3.1.11)
M_p	brottmoment (maximimoment) för pelare
M_{pb}	moment i pelartvärsnittet i nivå med plattans undersida, svarande mot uppmätta krafter vid brott, ekv. (4.2.1)
M_{p1}	moment i pelartvärsnittet i nivå med plattans undersida, svarande mot P_1 , ekv. (3.2.1)
M_s	dimensionerande inspänningsmoment för platta
ΔM_s	korrektion av plattans inspänningsmoment för att beakta pelarens utbredning vinkelrätt mot plattans fria kant
M_x	den del av plattans inspänningsmoment vilken upptas av den armering, som ligger över pelaren

$2M_v$	den del av plattans inspänningsmoment vilken upptas av den armering, som ligger utanför pelaren
M_y, M'_y	positivt resp. negativt moment som upptas av den över pelaren liggande armeringen parallell med understödd plattkant
P	pelarlast
P_0	koncentrerad belastning, FIG. 3
P_1	gränslast, ekv. (3.1.1), svarande mot brottlinjefiguren a), FIG. 23
P_2	gränslast vid icke överstarka pelare, ekv. (3.2.2)
P_3	gränslast vid överstarka pelare, ekv. (3.2.9) och (3.2.10)
P_b	P vid brott
P_{gr}	beräknad slutlig gränslast
Q	punktkraft, FIG. 1
a	avståndet från tryckt pelarkant till belastningssnitt (i 1.1 avstånd mellan pelare, FIG. 1)
b	plattans bredd (i 1.1 avstånd mellan pelare, FIG. 1)
d	pelarens kantmått vid kvadratisk pelartvårsnitt
d_1, d_2	pelarens kantmått vinkelrätt mot resp. parallellt med plattans fria kant vid rektangulärt pelartvårsnitt
e	avståndet från pelarcentrum till punktkraft, FIG. 23
f	längden av det område, räknat från pelarkant, vilket försetts med inspänningsarmering svarande mot M_v , FIG. 23
g	plattans egenvikt per längdenhet
h	effektiv höjd
h_p	effektiv höjd för pelare
k_1	kvot mellan moment, ekv. (3.1.7)
k_2	kvot mellan moment, ekv. (3.1.8) och (3.1.9)
l	pelarens teoretiska längd, FIG. 1 och 3
$m_x = M_f/b$	fältmoment per längdenhet
m_y	positivt moment per längdenhet vilket upptas av den utanför pelarna liggande armeringen parallell med understödd plattkant

$m_y \cdot a$	negativt moment som upptas av den utanför en kantpelare liggande armeringen parallell med understödd plattkant
q	jämnt fördelad last per ytenhet, FIG. 1
r	avståndet från tryckt pelarkant till det snitt, där plattans inspänningsmoment antar sitt dimensionerande värde M_s , FIG. 24
s	avståndet från pelarcentrum till belastningssnitt, FIG. 3
x, y	koordinater
x_t	avståndet från tryckt pelarkant till tryckresultant, FIG. 24
Δ	dragbandets förlängning
Θ	kantpelarens vinkeländring i inspänd ände, FIG. 3
\emptyset	diameter
α	riktningsvinkel för brottlinje, FIG. 23
γ	koefficient som anger punktkraftens fördelning på anslutande plattdelar
δ	plattans nedböjning
ε	töjning (stukning)
ε_0	töjning i plattans inspänningsarmering över pelarens tryckta kant
ε_{b0}	betongens brottstukning
ε_s	ε då sträckgränsen uppnås
λ	plattans horisontalförskjutning (knutpunktsförskjutning)
ρ	krökningsradie
σ	spänning
$\sigma_a \cdot A_a$	kraften i pelarens dragarmering, FIG. 24
φ	vinkeländring mellan platta och det pelartvärnsnitt, som ligger 5 cm från plattans undersida
φ_1	φ vid pelaren över fixlagret
φ_2	φ vid pelaren över rullagret
φ_3	vinkeländring mellan pelaren över rullagret och den plattdel, som ligger mitt över pelaren

INLEDNING

Under ett antal år har vid institutionen för Byggnadsstatik, KTH, studerats problem, som är av betydelse för dimensionering av betongplattor på pelare.

Betongplattor kontinuerligt upplagda längs periferin och understödda av innerpelare har studerats ingående. Därvid har momenttillståndet i cirkulär platta understödd i centrum av cirkulär pelare och upplagd längs periferin undersökts av Nylander /1/. Metod för bestämning av böjmoment i fyrsidigt upplagd rektangulär platta understödd av enstaka pelare i fältet har angetts av Nylander /2/ och i platta understödd av ett flertal pelare av Kinnunen /3/. Genomstansning vid innerpelare har studerats av Kinnunen & Nylander /4/, Kinnunen /5/ och Andersson /6/ /7/. Undersökningarna /4/ /5/ /6/ ligger till grund för kap. 2 i det av Statens Betongkommitté utgivna förslaget till bestämmelser för dimensionering av betongplattor på pelare /8/. Förf. hade tillfälle att delta i arbetet för dessa normer, som genomfördes av arbetsgrupp inom Statens Betongkommitté under ledning av professor Henrik Nylander.

Betongplattor med kantpelare har studerats, men undersökningarna har varit relativt begränsade. Metod för bestämning av inspänningsmoment i kantpelare vid plattor utan kantbalkar har föreslagits av Andersson /9/. Denna metod bygger på en approximativ elasticitetsteoretisk lösning. Genomstansning av betongplatta vid kantpelare har undersökts experimentellt på tre provplattor av Andersson /10/. Provplattorna tänktes representera den plattedel omkring en kantpelare i ett pelardäck, vilken begränsas av en linje efter vilken det radiella momentet är noll.

Föreliggande undersökning ingår som ett led i strävan att erhålla ökad kunskap om betongplattors verkningssätt vid kantpelare. Syftet har varit att experimentellt kontrollera om bestämning av inspänningsmoment i kantpelare med förenklad metod baserad på elasticitetsteorin ger resultat som kan accepteras vid dimensionering, att undersöka hur plattans inspänningsarmering bör fördelas och utformas, samt att ytterligare studera plattans bärförmåga med hänsyn till genomstansning vid kantpelare.

Försöksprogrammet upprättades i samråd med professor Nylander. Sammanlagt provades nio plattor. Av dessa provades plattorna 2 till 7 inom ramen för elevlaborationerna under vårterminen 1966. Plattorna 8 och 9 ingick i ett examensarbete, som under läsåret 1966/67 utfördes av dåvarande teknologerna Kjell Sjöström och Jörgen Svedberg. Undersökningen utfördes med ekonomiskt stöd från Statens Råd för Byggnadsforskning. Erforderligt cement ställdes kostnadsfritt till förfogande av Svenska Cementföreningen.

1 FÖRSÖKENS GENOMFÖRANDE

1.1 Provkropp

Med hänsyn till undersökningens syfte att vid pelardäck, belastade med jämnt fördelad last, studera fenomenen i närheten av kantpelare, bedömdes det vara ändamålsenligt att vid valet av provkropp utgå från platta understödd av enbart kantpelare. I sin mest renodlade form utgöres en sådan platta av en oändligt lång plattstrimla understödd av och inspänd i ekvidistanta kantpelare enligt FIG. 1a-b.

Möjligheten undersöktes att ur den oändligt långa plattstrimlan isolera en del, som dels hade en för provkropp lämplig geometrisk form, dels hade egenskapen att det i plattstrimlan rådande, av jämnt fördelad last förorsakade, spänningstillståndet vid kantpelarna något så när kunde efterliknas genom att den isolerade delen belastas med punktkrafter.

Fördelningen av snittkrafterna i en oändligt lång plattstrimla upplagd på punktupplag kan, om materialet är isotropt och elastiskt, bestämmas på det sätt, som anges av Timoshenko & Woinowsky-Krieger /11/. Det visar sig att det resulterande böjmomentet i snitt, som är vinkelräta mot plattstrimlans fria kanter, kan bestämmas som för en tvåsidigt fast inspänd balk med spännvidden a och bredden b , se FIG. 1a. Följaktligen blir i vartdera snittet BB och $B'B'$ på avståndet $0,211 \cdot a$ från linjen CC genom två motstående kantpelare det resulterande böjmomentet lika med noll och den resulterande tvärkraften lika med $0,289 \cdot qab$. I snitten BB och $B'B'$ verkar dessutom vridmoment. Den rektangulära delen $BCB'B'CB$ med tillhörande kantpelare tänktes bli utskuren ur den oändligt långa plattstrimlan och valdes till prototyp vid bestämning av provkropparnas geometriska form. En avsevärd förenkling av belastningsanordningen erhöles genom att ersätta den resulterande tvärkraften $0,289 \cdot qab$ i vardera snittytan BB resp. $B'B'$ med två punktkrafter $Q = qab/8$ och den resulterande jämnt fördelade lasten $0,211 \cdot qab$ på vardera plattdelen $CCBB$ resp. $CCB'B'$, se FIG. 1a, med likaledes två punktkrafter $Q = qab/8$ verkande på avståndet $0,122 \cdot a$ från linjen CC , se FIG. 1c. Vid denna övergång från fördelad belastning till 8 lika stora punktkrafter Q förblir såväl pelarlasten $P = qab/2 = 4 \cdot Q$ som det resulterande böjmomentet i snittet CC oförändrade.

Provkropparnas dimensioner framgår av FIG. 2a. Om modellskalan antages vara 1:2, blir för den i FIG. 1a visade oändligt långa plattstrimlan, prototyppelardäcket, spännvidden $a \approx 640$ cm, spännvidden $b = 560$ cm, plattans tjocklek $H = 26$ cm, pelarnas teoretiska längd $l = 200$ cm, pelarnas tvärsnittsmått $d_1 = d_2 = d = 40$ cm, $a/b = 1,14$, $H/a = 1/24,6$ och $d/b = 1/14$.

Plattans inspänning i kantpelare enligt elasticitetsteorin kan approximativt bestämmas på samma sätt som för en ram. Därvid utgöres rambenen av två motstående kantpelare och rambalken av den till dessa kantpelare hörande delen av

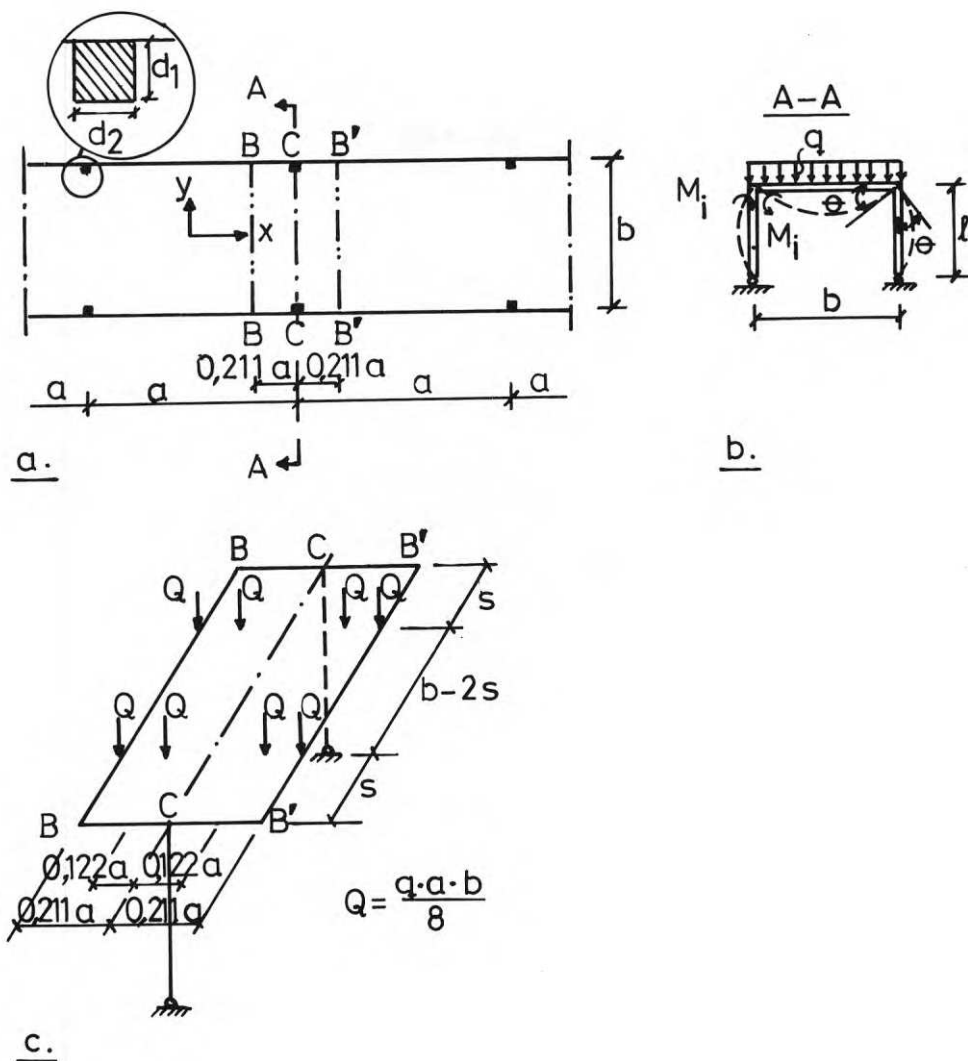


FIG. 1. a), b) Prototypelardäck, c) Ur prototypelardäcket utskuren del $BCB'B'CB$, som valdes till prototyp för provkropp. Den jämnt fördelade lasten $0,422 \cdot qab$ på $BCB'B'CB$ och vardera linjelasten $0,289 \cdot qab$ längs BB resp. $B'B'$ ersattes med 8 punktkrafter $Q = \frac{qab}{8}$.

a), b) Prototype flat slab and chosen as a prototype test slab. The uniformly distributed load, $0.422qab$, on $BCB'B'CB$ and each one of the knife-edge loads (linear loads), $0.289qab$, along BB and $B'B'$, respectively, were replaced by 8 concentrated loads (point loads), $Q = \frac{qab}{8}$.

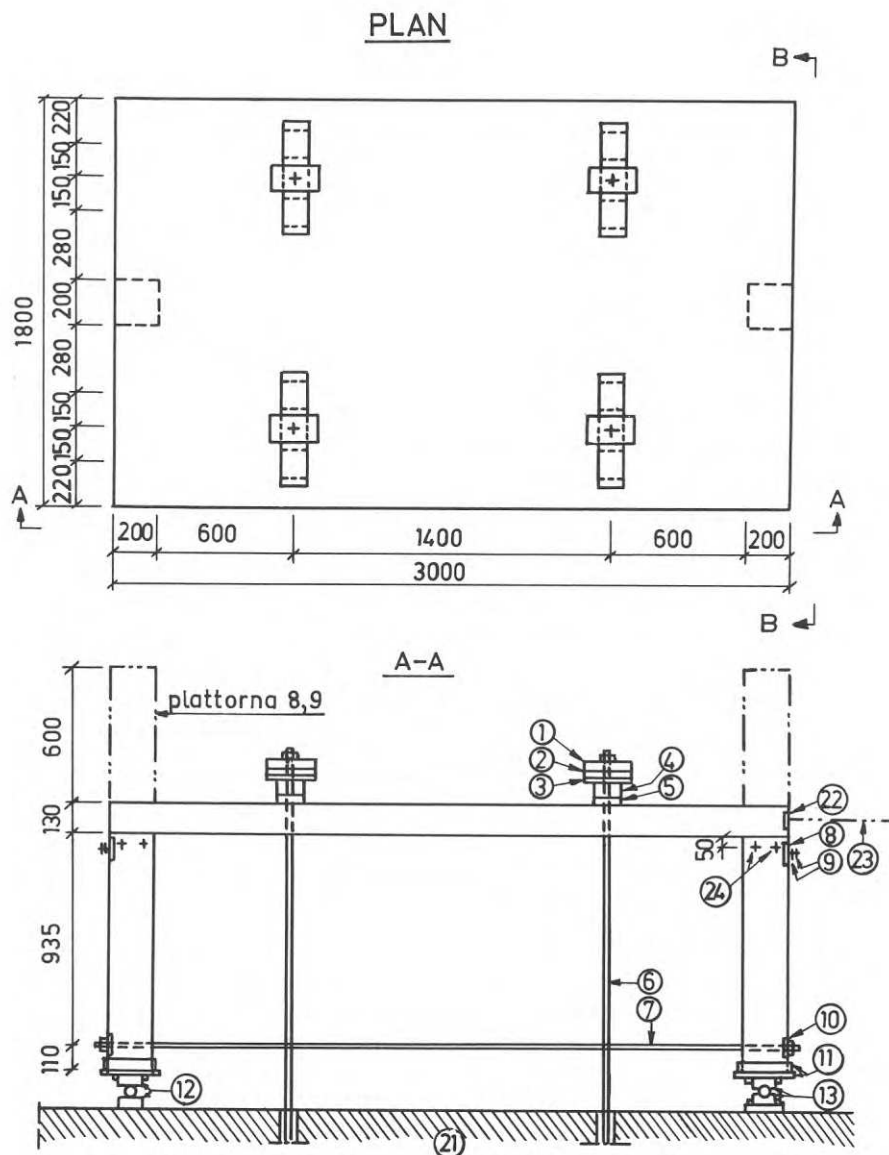
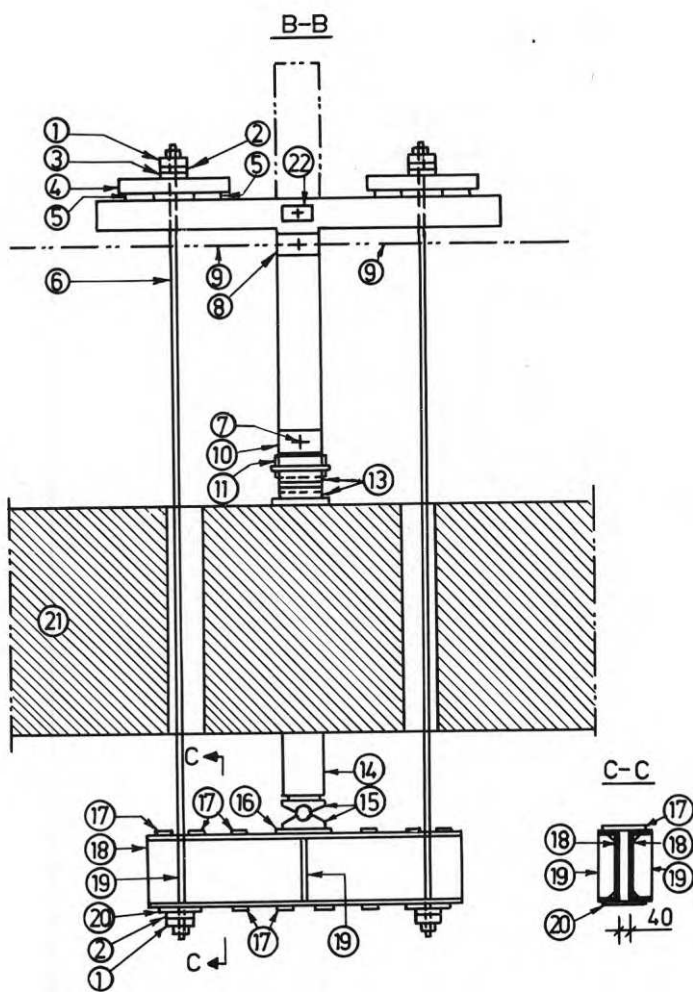


FIG. 2a och 2b. Provp Plattornas dimensioner. Belastningsanordning.
Dimensions of test slabs. Loading devices.

- | | |
|--|--|
| 1. Plåt 38x124x220 mm | 1. Steel plate 38x124x220 mm |
| 2. Neoprenelager 30x124x220 mm | 2. Neoprene bearing 30x124x220 mm |
| 3. Plåt 25x124x220 mm | 3. Steel plate 25x124x220 mm |
| 4. Fördelningsbalk 70x124x500 mm | 4. Load-distributing beam 70x124x500 mm |
| 5. Neoprenelager 30x124x124 mm | 5. Neoprene bearing 30x124x124 mm |
| 6. Belastningsstag \varnothing 26 mm | 6. Load-transmitting rod 26 mm \varnothing |
| 7. Dragband \varnothing 20 mm | 7. Tie rod 20 mm \varnothing |
| 8. Plåt 15x100x200 mm med kramlor | 8. Steel plate 15x100x200 mm with cramps |
| 9. Stag 15x60x1750 mm | 9. Stay 15x60x1750 mm |
| 10. Plåt 15x100x200 mm | 10. Steel plate 15x100x200 mm |
| 11. Lagersko | 11. Bearing shoe |



- | | |
|--|--|
| 12. Rullager 100x200 mm | 12. Roller bearing 100x200 mm |
| 13. Fixlager 100x200 mm | 13. Hinge bearing 100x200 mm |
| 14. Domkraft, Nike 50 Mp | 14. Nike 50 000-kg hydraulic jack |
| 15. Led i ett vertikalt plan | 15. Hinge in a vertical plane |
| 16-20. Fördelningsbalk | 16 to 20. Load-distributing beams |
| 21. Bjälklag | 21. Floor slab |
| 22. Plåt 15x80x150 mm med kramlor | 22. Steel plate 15x80x150 mm with cramps |
| 23. UNP 14, reglerbar längd | 23. UNP 14 adjustable length |
| 24. Ingjutna muttrar 1/2" för infästning av mätanordning enligt FIG. 6 | 24. Embedded 1/2-in. nuts for securing the measuring device shown in FIG. 6. |

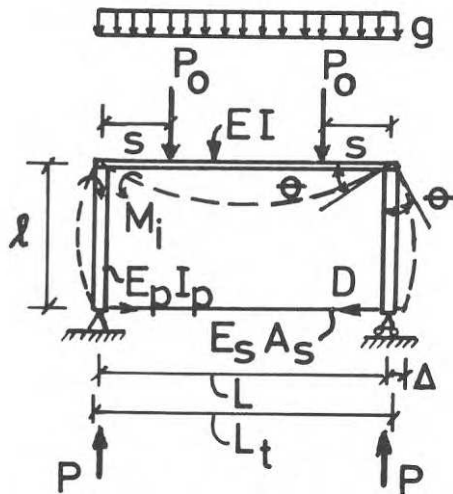


FIG. 3. Beteckningar, som ingår i ekv. (1.1.1-3) och (2.5).
 EI , $E_p I_p$ = plattans resp. pelarens böjstyvhets.
 E_s , A_s = dragbandets elasticitetsmodul resp. tvärsnitt.
 L_t = dragbandets ursprungliga längd.
 Δ = dragbandets förlängning.
 Övriga beteckningar framgår av figuren.

Notations used in Eqs. (1.1.1.) to (1.1.3) and (2.5).
 EI and $E_p I_p$ = Respective flexural rigidities of the slab and the column.
 E_s and A_s = Modulus of elasticity and cross section, respectively, of the tie rod.
 L_t = Initial length of the tie rod.
 Δ = Elongation of the tie rod.
 Other notations are apparent from the figure.

plattan. För den i FIG. 1a visade oändligt långa plattstrimlan blir alltså rambalkens bredd lika med pelardelningen a . Om plattans vinkeländring i plan vinkelrätt mot pelarunderstödd kant antages vara konstant längs hela den betraktade kanten och lika med kantpelarens vinkeländring ϑ i inspänningsnittet, blir med beteckningar i FIG. 3 inspänningsmomentet

$$M_i = \frac{P_o \cdot s \left(1 - \frac{s}{L}\right) + \frac{g \cdot L^2}{12}}{1 + \frac{2}{3} \frac{1}{L} \frac{EI}{E_p I_p} + \frac{EI}{E_s A_s l^2} \frac{L_t}{L}} \quad (1.1.1)$$

där EI och $E_p I_p$ betecknar rambalkens resp. pelarens böjstyvhet samt $E_s A_s$ och A_s betecknar dragbandets elasticitetsmodul resp. tvärsnitt. En noggrannare bestämning av inspänningsmomentet för oändligt lång plattstrimla belastad med jämnt fördelad last kan göras enligt Andersson /9/.

Inspänningsmomentet M_i och det resulterande fältmomentet M_f för provkropp:

Enligt FIG. 1c, 2a och 3 är $L = 280$ cm, $L_t = 300$ cm, $l = 100$ cm, $A_s = \pi^2$ cm², $s = L/4$ och pelarlasten $P = P_o + gL/2$. Förutsättes att $I = 13^3 \cdot 180/12$ cm⁴, $I_p = 20^4/12$ cm⁴, $E_p = E = 10^5$ kp/cm² (10 kN/mm²) och $E_s = 2,1 \cdot 10^6$ kp/cm² (210 kN/mm²) ger ekv. (1.1.1)

$$\begin{aligned} M_i &= \frac{\frac{3}{16} \cdot P_o L + \frac{1}{12} \cdot gL^2}{1 + 0,588 + 0,054} = 0,114 \cdot P_o L + 0,0507 \cdot gL^2 \\ &= 0,114 \cdot PL - 0,0126 \cdot gL^2 \approx 0,114 \cdot PL \end{aligned} \quad (1.1.2)$$

$$\begin{aligned} M_f &= \frac{P_o \cdot L}{4} + \frac{gL^2}{8} - M_i = 0,136 \cdot P_o L + 0,0743 \cdot gL^2 \\ &= 0,136 \cdot PL + 0,0126 \cdot gL^2 \approx 0,136 \cdot PL \end{aligned} \quad (1.1.3)$$

$$M_i/M_f \approx 0,84$$

Inspänningsmomentet M_i och det resulterande fältmomentet M_f för den oändligt långa plattstrimla, ur vilken prototypen till provkropparna tänkes vara utskuren:

För $a = 640$ cm, $b = L = 560$ cm, $l = 200$ cm, $I = 26^3 \cdot 640/12$ cm⁴, $I_p = 40^4/12$ cm⁴, $E = E_p$ och $g = q \cdot a$ ger ekv. (1.1.1)

$$M_i = 0,0407 \cdot gL^2 = 0,0814 \cdot PL$$

$$M_f = 0,0843 \cdot gL^2 = 0,1686 \cdot PL$$

$$M_i/M_f = 0,48$$

Beräkning enligt Andersson /9/ ger $M_{\perp} = 0,0818 \cdot PL$.

För provkropparna är alltså M_{\perp} ca 40 o/o större och M_{\parallel} ca 19 o/o mindre än motsvarande moment för prototyppelardäcket.

1.2 Belastningsanordning

Belastningsanordningen, se FIG. 2a-b, utformades statistiskt bestämd. Belastningen åstadkoms av två parallellkopplade hydrauliska domkrafter typ Nike 50 Mp. I FIG. 2b betecknas domkraft med 14. Från vardera domkraften överfördes kraften med hjälp av en fördelningsbalk 18, två belastningsstag 6, två fördelningsbalkar 4 och fyra neoprenlager 5 till provkroppen. Varje anslutning mellan belastningsstag och fördelningsbalk var försedd med ett neoprenlager 2. Anslutningen mellan domkraft och fördelningsbalk var försedd med en led 15.

Provkroppen var upplagd på ett rullager 12 och ett fixlager 13. Pelarna var nedtill hopkopplade med hjälp av ett dragband 7 med diametern 20 mm. Provkroppen var försedd vid vardera pelaren med två stag 9 och vid pelaren över fixlagret med ett stag 23 för att förhindra provkroppens stjälpning efter brott. Stagen 9 och 23 var utformade så att de förblev spänningslösa tills brott inträffade i provkroppen.

1.3 Armering

Provplattornas bärförmåga kunde förväntas bli beroende av dels mängden inlagd böj- och skjuvarmering, dels armeringens utformning och fördelning i plattdelen över en kantpelare. Provplattorna försågs därför med olika armering enligt FIG. 4a-e. Armeringens mängd i de olika provplattorna framgår även av TAB. 1a-b.

Plattorna 1, 2 och 3 saknade skjuvarmering. Mängden skjuvarmering i plattorna 5, 7, 8 och 9 var dubbelt så stor som i plattorna 4 och 6. Vertikal skjuvarmering, som inlades enligt FIG. 4e och utformades enligt FIG. 5, användes. Skjuvarmeringen erhöles genom att ur ett svetsat armeringsnät skära ut en del, som bestod av två längsgående och tillhörande tvärgående trådar. För att möjliggöra montering av skjuvarmeringen, skars den ena längsgående tråden av på sådant sätt, att 4 cm långa bitar återstod i ändarna av de tvärgående trådarna, FIG. 4e och 5. Dessa återstående bitar tänkes verka som ändförankringar.

Mängden böjarmering var lika i provplattorna 3, 5, 7, 8 och 9. Denna böjarmeringsmängd var dubbelt så stor som i provplattorna 2, 4 och 6. Av plattans inspänningsarmering inbäckades i pelaren 59 o/o vid provplattorna 1-5, 39 o/o vid provplattorna 6-7, 29 o/o vid provplatta 8 och 0 o/o vid provplatta 9, se TAB. 1b. Den inspänningsarmering, som ej inbäckades i pelaren, utformades som "hårnålar", littera A i FIG. 4a-d. Av plattans inspänningsmoment måste den del, som upptogs av hårnålarna utanför pelaren, bli överförd till pelaren genom vridning. Varje platta försågs därför intill kortsidorna med

TABELL 1a. Armering i provplattorna.

Antal stänger. Stångdiameter \emptyset i mm.

Provplatta	Skjuvarme- ring, \emptyset 5	Platta								Pelare			
		Böjarmering						Vridarmering		Drag- armering		Tryck- armering	
		Ök, \perp		Uk, \perp		Ök, //		Uk, //					
		A	B	G	C	D	E	\emptyset 10	\emptyset 12	\emptyset 10	\emptyset 12	\emptyset 10	\emptyset 12
1	-	6	-	6	17	11	2	-	2	-	6	-	2
2	-	4	-	4	13	8	1	2	-	2	4	2	2
4	19	4	-	4	13	8	1	2	-	2	4	2	2
6	19	6	1	2	13	8	1	2	-	2	4	1	4
3	-	8	-	8	26	16	2	-	2	-	9	5	-
5	36	8	-	8	26	16	2	-	2	-	9	5	-
7	36	12	2	4	26	16	2	-	2	7	4	5	-
8	36	14	-	4	26	16	3	-	3	2	8	5	-
9	36	20	-	-	26	16	3	-	3	2	8	5	-

Beteckningar enligt TAB. 1b.

TABELL 1b. Armering i provplattorna.

Armeringsarea.

Provplatta	Skjuvarmering cm ²	Platta						Pelare		
		Böjarmering					Vridarmering		Dragarmering cm ²	Tryckarmering cm ²
		Ök, ⊥		Uk, ⊥	Ök, //	Ök, //	Uk, //			
		$\frac{A_B}{A_A + A_B}$	$A_A + A_B$	A_G	A_C	A_D	A_E			
cm ²	cm ²	cm ²	cm ²	cm ²	cm ²					
1	-	0,59	11,50	13,35	12,44	2,26	2,26	6,79	2,26	
2	-	0,59	7,66	10,21	9,05	1,13	1,57	6,09	3,83	
4	3,73	0,59	7,66	10,21	9,05	1,13	1,57	6,09	3,83	
6	3,73	0,39	7,76	10,21	9,05	1,13	1,57	6,09	5,30	
3	-	0,59	15,33	20,42	18,10	2,26	2,26	10,18	3,93	
5	7,06	0,59	15,33	20,42	18,10	2,26	2,26	10,18	3,93	
7	7,06	0,39	15,51	20,42	18,10	2,26	2,26	10,02	3,93	
8	7,06	0,29	15,51	20,42	18,10	3,39	3,39	10,61	3,93	
9	7,06	0	15,70	20,42	18,10	3,39	3,39	10,61	3,93	

Beteckningar:

Ök, Uk	= i plattans över- resp. underkant
⊥, //	= i riktning ⊥ resp. // understödd plattkant
A, B etc.	= armering littera A, B etc., se FIG. 4a-d
A_A, A_B etc.	= arean för armering littera A, B etc.
$\frac{A_B}{A_A + A_B}$	= kvoten mellan den i pelare inbäckade inspänningsarmeringens area och inspänningsarmeringens totala area

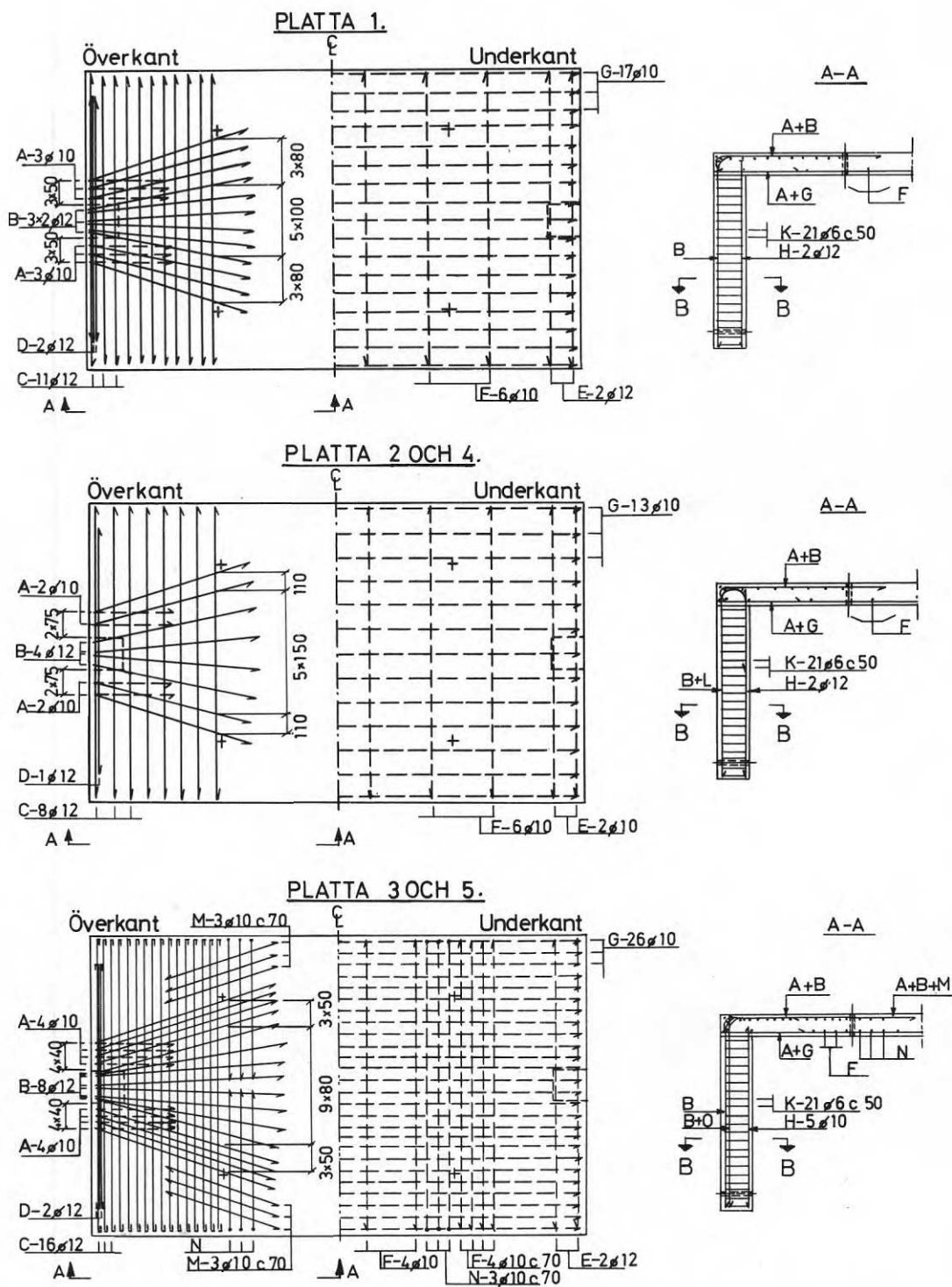


FIG. 4a. Armering i provplattorna 1-5. Plattorna 4 och 5 hade dessutom skjuvarmering enligt FIG. 4e. Betr. snitt B-B och böckning av armering se FIG. 4c. Armeringens utformning inom det område, där pelaren ansluter till plattan, frångår tydligare av FIG. 4d.

Reinforcement of Test Slabs Nos. 1 to 5. Test slabs Nos. 4 and 5 were moreover provided with shear reinforcement shown in FIG. 4e. For section B-B and bent reinforcing bars, see FIG. 4c. The arrangement of the reinforcement in the area where the column is connected to the slab is seen more clearly in FIG. 4d.

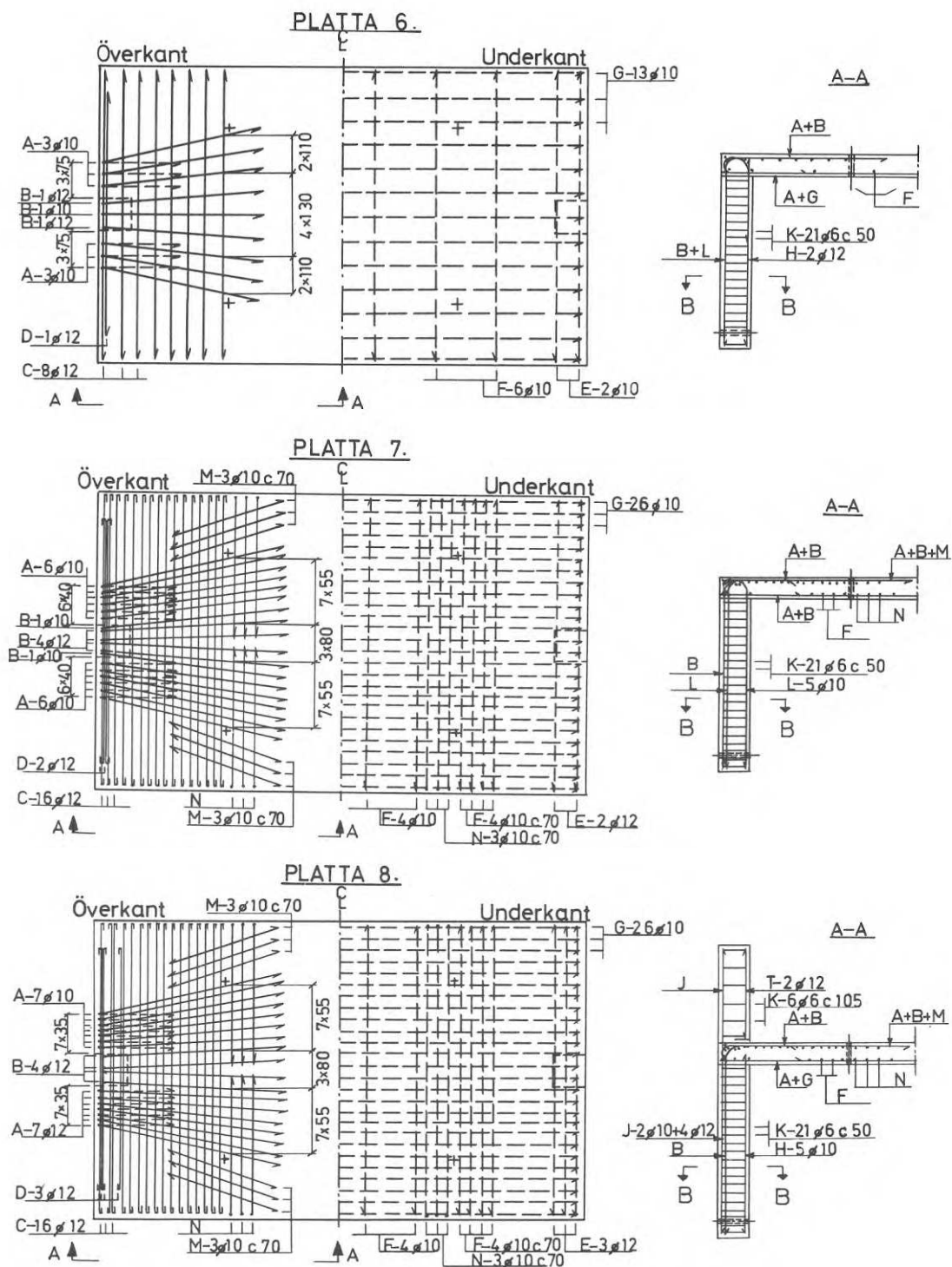


FIG. 4b. Armering i provplattorna 6-8. Plattorna hade dessutom skjuvarmering enligt FIG. 4e. Betr. snitt B-B och bockning av armering se FIG. 4c. Armeringens utformning inom det område, där pelaren ansluter till plattan, framgår tydligare av FIG. 4d.

Reinforcement of Test Slabs Nos. 6 to 8. These slabs were moreover provided with shear reinforcement shown in FIG. 4e. For section B-B and bent reinforcing bars, see FIG. 4c. The arrangement of the reinforcement in the area where the column is connected to the slab is seen more clearly in FIG. 4d.

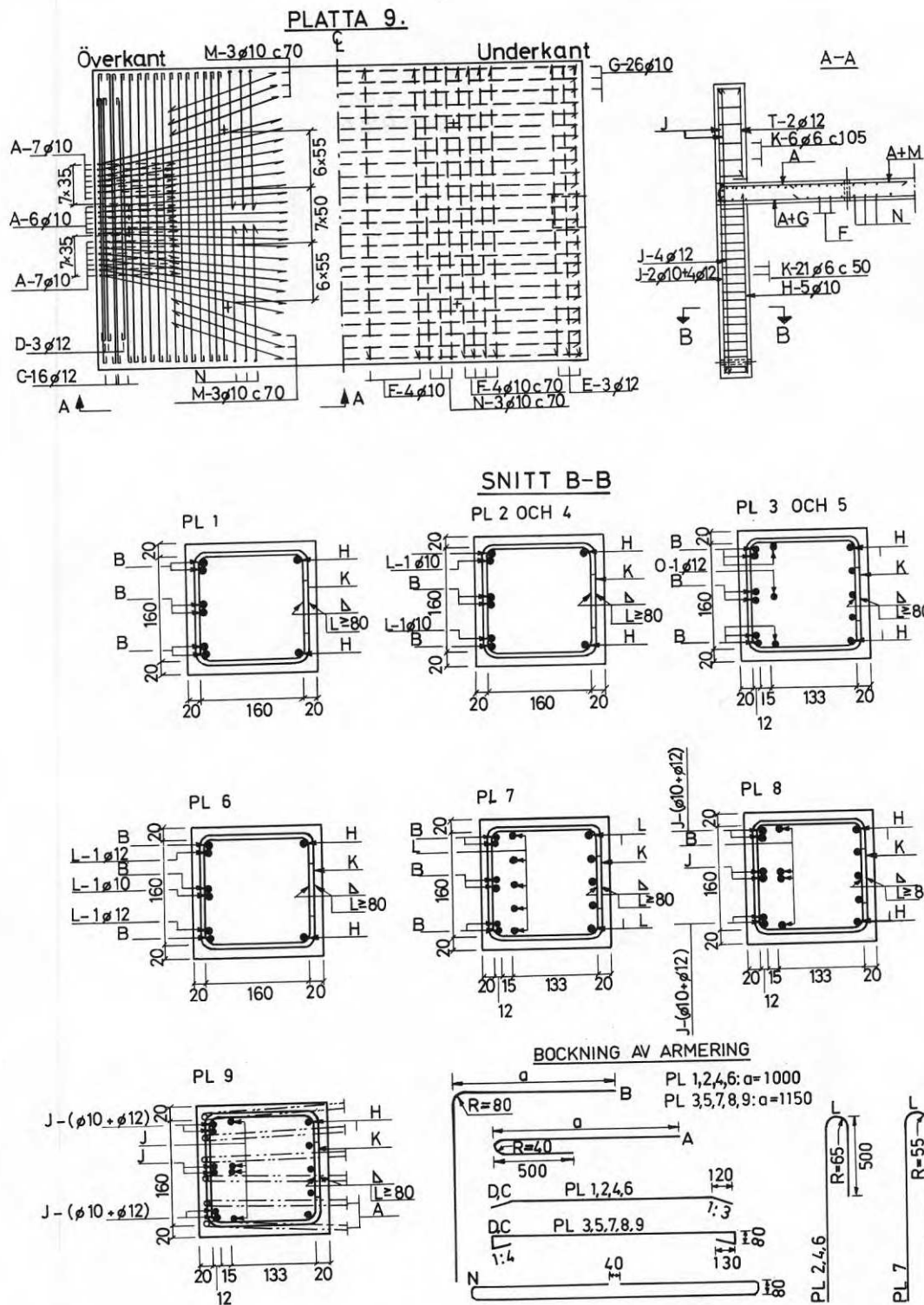
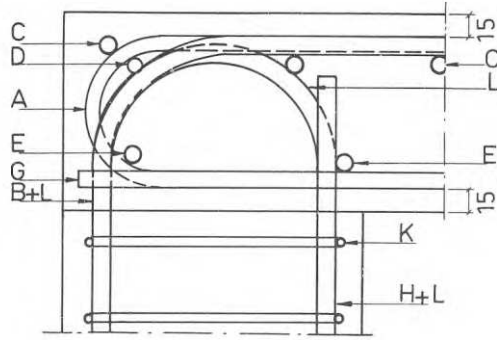
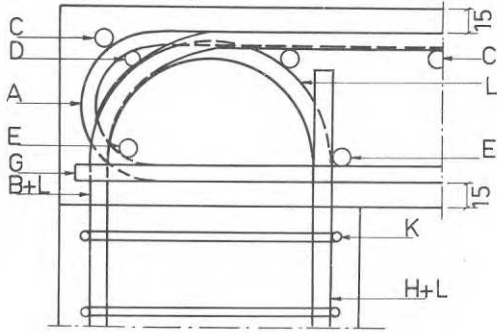


FIG. 4c. Armering i provplatta 9, som dessutom hade skjuvarmering enligt FIG. 4e. Snitt B-B för provplattorna 1-9. Bockning av armering. Armeringens utformning inom det område, där pelaren ansluter till plattan, framgår tydligare av FIG. 4d.

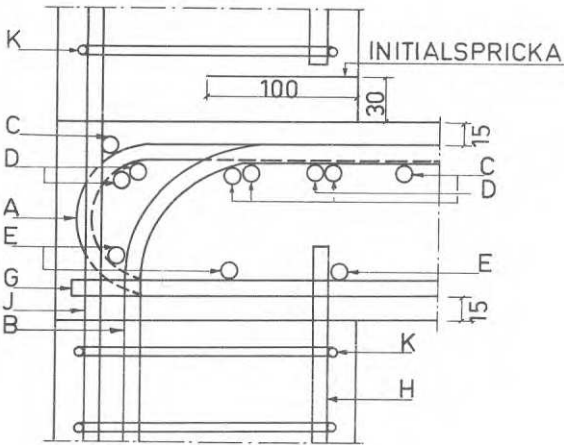
Reinforcement of Test Slab No. 9, which was moreover provided with shear reinforcement shown in FIG. 4e. Section B-B of Test Slabs Nos. 1 to 9. Bent reinforcing bars. The arrangement of the reinforcement in the area where the column is connected to the slab is seen more clearly in FIG. 4d.



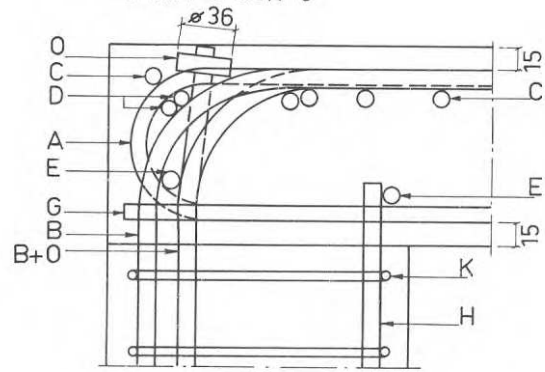
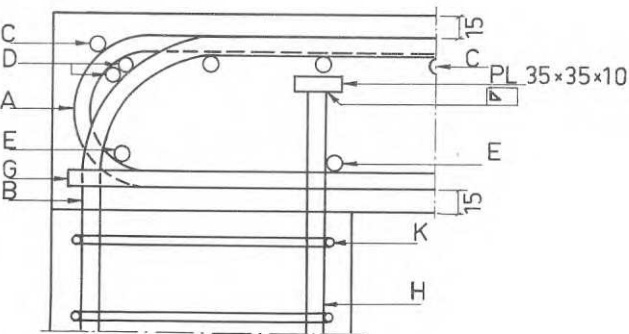
PLATTA 6



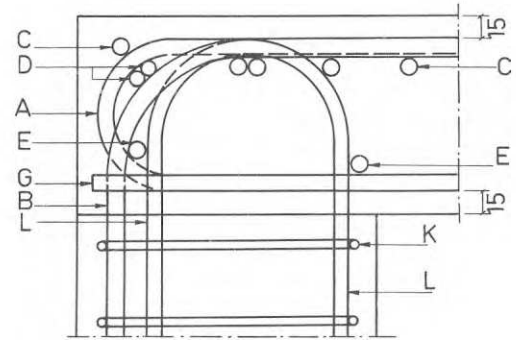
PLATTA 8



PLATTA 1



PLATTA 7



PLATTA 9

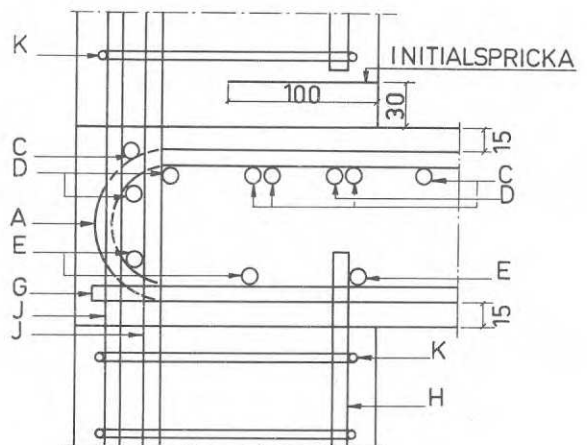
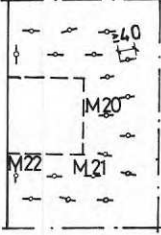


FIG. 4d. Provp Plattorna 1-9. Armeringens utformning inom det område, där pelaren ansluter till plattan.

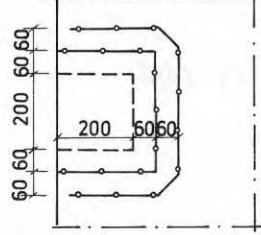
Test Slabs Nos. 1 to 9. Arrangement of the reinforcement in the area where the column is connected to the slab.

PLATTA 4 OCH 6

överkant

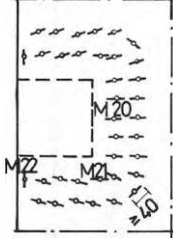


underkant



PLATTA 5, 7, 8 OCH 9

överkant



underkant

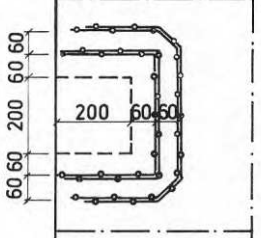


FIG. 4e. Skjuvarmering i provplattorna 4-9. M20-M22 är de skjuv-
järn, i vilka töjningen mättes.

Shear reinforcement of Test Slabs Nos. 4 to 9. M20 to
M22 are the shear reinforcing bars which were used for
strain measurements.

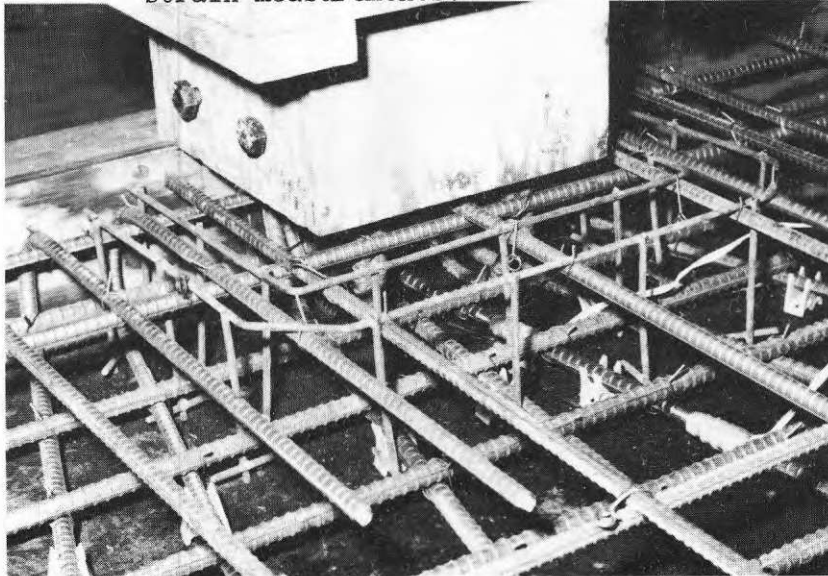


FIG. 5. Skjuvarmeringens utformning. (Provplatta 4 liggande
upp och ned).

Arrangement of shear reinforcement. (Test Slab No. 4
shown upside down.)

vridarmering i form av raka stänger, littera D och E, parallella med plattans kortsidor.

Böjarmering parallell med plattans kortsidor i överkant platta, littera C, inlades endast inom plattdel mellan ett belastningsnitt och den närmast belägna pelaren. Böjarmeringen parallell med plattans långsidor i underkant platta, littera G, fördelades jämnt. Samtliga plattor var i underkant försedda med ett antal monteringsstänger, littera F. Plattorna 3, 5, 7, 8 och 9 var dessutom försedda med lokal böjarmering, littera M och N, i syfte att undvika genomstansning av plattan i belastningspunkterna.

Av pelarens dragarmering förankrades 25 o/o vid provplattorna 2 och 4, 50 o/o vid provplatta 6 och 39 o/o vid provplatta 7 genom att de berörda stängerna bockades 180° inom plattdel rakt över pelaren och fördes sedan ned på pelarens tryckta sida, FIG. 4a-d. Vid provplattorna 8 och 9 förankrades den i plattan ej inbockade delen av pelarens dragarmering i en pelardel ovanför plattan, FIG. 4b-d. Varje sådan pelardel var 3 cm ovanför plattans överkant skuren till hälften av en initialspricka. Pelarna till provplattorna 3, 5, 7, 8 och 9 måste förses med tryckarmering.

Till all böjarmering användes kamstänger Ks 40, till bygelarmering i pelare släta stänger St 44 och till skjuvarmering i platta svetsat nät Ns 50.

Plattans inspänning i kantpelare beräknades ur ekv. (1.1.2). Med hänsyn till kantpelarnas utbredning vinkelrätt mot plattans fria kant försågs plattan med inspänningsarmering svarande mot 85 o/o av beräknat inspänningsmoment M_1 . Effekten av kantpelarnas utbredning försumrades vid beräkning av mängden böjarmering littera C. Skjuvarmeringsmängden i plattan bestämdes ur villkoret, att kraften i skjuvarmeringen skulle kunna uppgå till 75 o/o av den beräknade pelarlasten vid böjbrott. Därvid förutsattes att skjuvjärnen kunde uppta spänningen 2500 kp/cm^2 (250 N/mm^2), som är ungefär lika med $1,8 \cdot 1400 \text{ kp/cm}^2$ ($1,8 \cdot 140 \text{ N/mm}^2$). Nämnas kan, att spänningen 1400 kp/cm^2 (140 N/mm^2) är lika med den enligt /8/ vid dimensionering tillåtna spänningen i vertikal skjuvarmering utformad som slingarmering.

1.4 Tillverkning och lagring av provkroppar

Standard Portlandcement användes. Provkropparnas plattor göts genomgående av betong med vct 0,63 och konsistens 4-5 vebe. Viktförhållande cement: total ballastmängd 1:5,5. Maximal stenstorlek 16 mm. Betongmassan till varje provkropp framställdes i fyra satser vid institutionen. För kontroll av betongens hållfasthet tillverkades av betong i varje sats tre kuber med kantlängden 15 cm och en böjbalk 15x15x90 cm.

Provkropparnas pelare göts vid provplattorna 1-2 av samma betong som plattan. Vid de övriga provplattorna göts pelarna av betong med vct 0,41 och konsistens 3-4 vebe. Viktförhållan-

de cement: total ballastmängd var 1:2,8 vid provplattorna 3-6 och 1:3,3 vid provplattorna 7-9. Maximal stenstorlek 16 mm. Betongmassa till varje provkropp framställdes i en sats. Av betongen i varje sats tillverkades 3-4 kuber och 1-2 böjbalkar.

Provkropparna göts liggande upp och ned. Provkropparna lagrades en vecka under genomfuktade säckar vid lufttemperaturen 19° C och sedan i laboratorielokalen vid lufttemperaturen 20° C. Relativ fuktighet ca 24 o/o. Ålder vid provningarna framgår av TAB. 2a.

För bestämning av böjarmeringens hållfasthet togs ur varje armeringsstång ett dragprov. Sammanlagt provades 178 \emptyset 10 och 130 \emptyset 12.

För approximativ bestämning av svetsförbindningens hållfasthet vid svetsat armeringsnät togs 15 dragprov.

1.5 Belastning

Innan en provplatta belastades med hjälp av domkrafterna 14, se FIG. 2a-b, förspändes dragbandet 7 mellan pelarna. Syftet med denna förspänning var att i provplattan införa inspänningsmoment, svarande mot plattans egenvikt och belastningsanordningens vikt. Inspänningsmomentets storlek beräknades ur ekv. (1.1.2). Förspänningskraften var ca 0,35 Mp (3,5 kN). Pelarlasten på grund av plattans egenvikt och belastningsanordningens vikt var ca 1,3 Mp (13 kN).

Under provningen belastades plattorna i etapper med ca 30 min. intervall mellan varje lastökning. Under det första laststeget ökade pelarlasten med 2 Mp (20 kN). Vid fortsatt belastning ökade pelarlasten med 3 Mp (30 kN) per laststeg vid provplatta 1 upp till brott, vid provplattorna 2, 4 och 6 upp till 9 Mp (90 kN) samt vid provplattorna 3, 5, 7, 8 och 9 upp till 15 Mp (150 kN). Därefter ökade pelarkraften med 1,5 Mp (15 kN) per laststeg upp till brott.

1.6 Utförda mätningar

I första hand uppmättes provplattornas spricklast och brottlast samt kraften i dragbandet mellan pelarna. Sprickorna inritades efter varje lastökning. Den påförda belastningens storlek bestämdes genom att krafterna i de fyra belastningsstagen 6 mättes, se FIG. 2a-b. Kraften i dragbandet och i varje belastningsstag mättes med fyra trådtöjningsgivare, kopplade i en helbrygga.

Töjning och stukning i armering och betong mättes med trådtöjningsgivare i punkter av speciellt intresse. Varje mätpunkt på armeringen var försedd med två seriekopplade givare.

Trådtöjningsgivare typ Gustafsson med 24 mm mätlängd användes. Givarna avlästes vid provplattorna 1-7 manuellt med mätbrygga, typ Peekel B 103 U, och vid provplattorna 8-9 med automatisk

mätbrygga, typ Peekel. Provp Plattornas nedböjning och knutpunktsförskjutning mättes med mätklockor. Vinkeländringen mellan platta och pelare bestämdes med mätutrustning enligt FIG. 6.

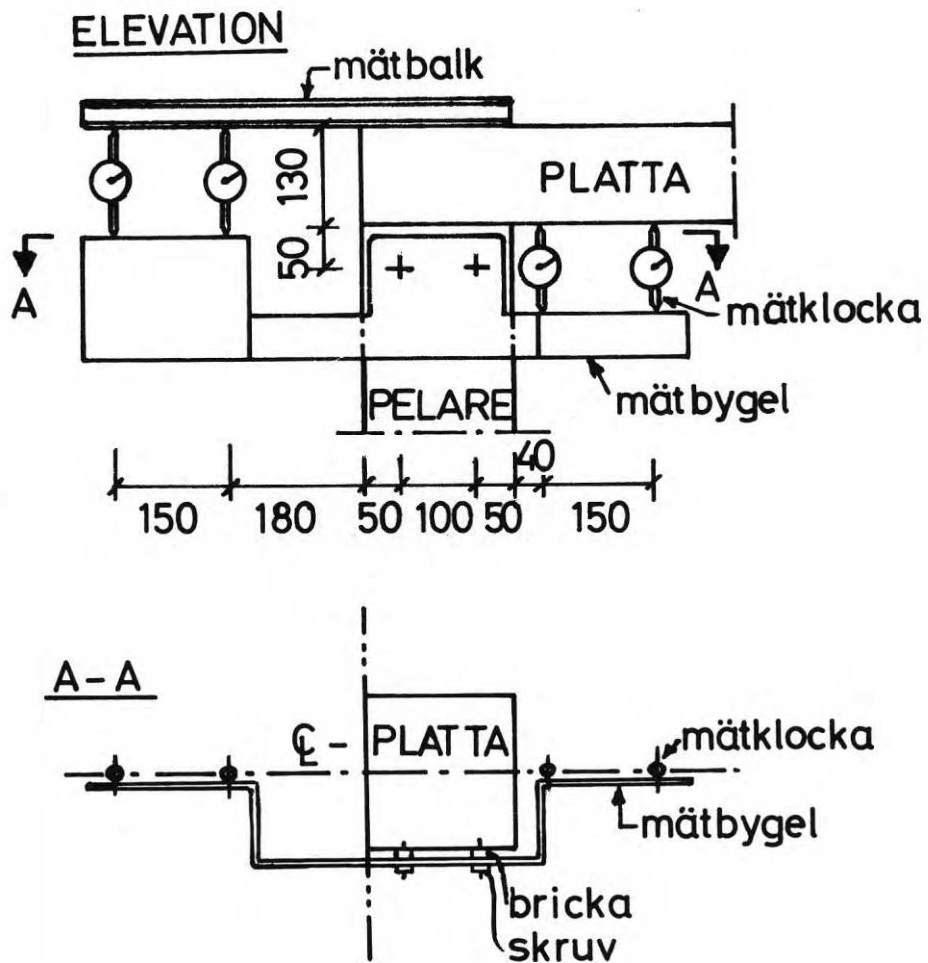


FIG. 6. Mätanordning för bestämning av vinkeländring mellan pelare och platta.

Measuring device for determining the angle of rotation between the column and the slab.

2. PROVNINGRESULTAT

2.1 Materialhållfasthet

Betongens kub- och böjdraghållfasthet, samt böjarmeringens sträckgräns, framgår av TAB. 2a. Elasticitetsmodulen för stålet i böjarmeringen var $2,1 \cdot 10^6$ kp/cm² (210 kN/mm²).

För ett ensamt skjuvjärn, bestående av en tråd \varnothing 5 mm med ändförankringar av påsvetsade tvärtrådar, var medelvärdet av brottlasten 515 kp (5,15 kN), då dragkraften påfördes via ändförankringarna. Medelavvikelsen var 110 kp (1,10 kN). Dragkraften 515 kp (5,15 kN) ger medelspänningen 2630 kp/cm² (263 N/mm²). Brott inträffade alltid i den dragna tråden intill svetsförbindning. För centriskt dragen, av svetsning opåverkad, tråd \varnothing 5 mm var medelvärdet av brottlasten 1240 kp (12,4 kN). Spännings-töjningsdiagrammet för stålet i skjuvarmeringen visas i FIG. 7.

2.2 Spricklast och brottlast

Pelarlaster vid första böjspricka och första vridspricka i plattan, samt vid brott, har sammanställts i TAB. 2a. Pelarlaster vid första böjspricka i pelare var 6 Mp (60 kN) för samtliga provplattorna.

Vid provplattorna med den mindre böjarmeringsmängden - provplattorna 2, 4 och 6 - erhöles ingen ökning av brottlasten då plattan försågs med skjuvarmering.

Vid provplattorna med den större böjarmeringsmängden - provplattorna 3, 5, 7, 8 och 9 - ökade brottlasten med ungefär en tredjedel, då plattan försågs med skjuvarmering.

Provplattorna med lika mängd böj- och skjuvarmering hade i stort sett samma brottlast. Signifikant skillnad i brottlast erhöles således ej med andelen i pelare inbuckad inspänningsarmering. Brottlasten minskade ej då all inspänningsarmering i plattan utformades som hårnålar. De undersökta alternativa fördelningarna och utformningarna av plattans inspänningsarmering kan alltså anses ha varit likvärda med hänsyn till plattans bärförmåga. Observera dock, att betongens kubhållfasthet och armeringens sträckgräns varierade något mellan provplattorna med samma armeringsmängd.

2.3 Sprickbildning

För provplattorna karakteristisk sprickbild på plattans ovan- och undersida visas i FIG. 8. Plattans sprickbild på ovasidan och längs den understödda kanten vid den pelare, där brott inträffade, visas för de olika provplattorna i FIG. 9a-d. Brottsprickans läge och lutning i intressanta snitt visas i FIG. 10a-b. För provplattorna karakteristiska brottsprickor visas i FIG. 11a-b.

TABELL 2a. Väsentliga provningsresultat.

Materialhållfasthet. Spricklast. Brottlast. Kraft i dragband. Brottfenomen

Provplatta	Skjuvarmering $\frac{A_B}{(A_A + A_B)}$	Pårets ålder	Platta		Pelare		Böjvarmering		Böjspricklast		Vridsprick- last		Vid brott		Brottfenomen	
			σ_{kub} kp/cm ²	σ_{bd} kp/cm ²	σ_{kub} kp/cm ²	σ_{bd} kp/cm ²	σ_s kp/cm ²	σ_s kp/cm ²	P_{δ} Mp	P_u Mp	P_v Mp	P_{vu} Mp	P_b Mp	D_b Mp	Genomstans- ning	Led mellan platta och pelare
1 ^a	0,59	29	300	38	300	38	4320	4855	-	-	-	-	13,0	4,96	x	x
2	0,59	26	333	30	333	30	4290	4310	6	6	9	6	13,1	4,54	x	x
4	x	0,59	347	35	493	46	4235	4320	6	6	9	9	13,5	4,76	x	x
6	x	0,39	316	31	394	44	4290	4290	6	6	9	6	12,4	3,64	x	x
3	0,59	25	293	31	424	35	4310	4285	6	9	9	12	16,9	b	x	x
5	x	0,59	330	30	410	32	4290	4335	6	6	12	12	22,8	7,30	x	x
7	x	0,39	315	32	399	37	4225	4335	6	9	12	16,5	22,4	6,07	x	x
8	x	0,29	355	31	454	37	4590	4230	9	9	12	9	22,0	6,27	x	x
9	0	31	346	39	418	47	4575	4200	9	9	12	9	23,5	7,51	x	x

Beteckningar:

$A_B / (A_A + A_B)$ = se TAB. 1b

σ_{kub} = betongens kubhållfasthet

σ_{bd} = betongens böjdraghållfasthet

σ_s = armeringsstållets sträckgräns

P_{δ} = pelarlasten vid första böjspricka på plattans ovansida vid pelare

P_u = pelarlasten vid första böjspricka på plattans undersida i fält

P_{pp} = pelarlasten då genomgående böjspricka mellan pelare uppträder på plattans ovansida, se FIG. 8

P_v = pelarlasten vid första vridspricka längs understödd kant

P_{vu} = pelarlasten vid första vridspricka på plattans undersida vid pelare

P_b = pelarlasten vid brott

D_b = kraften i dragbandet vid brott

Anmärkingar:

a I början av försöket påfördes belastning endast i belastningssnittet närmast fixlagret, på grund av felkoppling av domkrafter i laboratoriet. Innan misstaget observerades, hade böjsprickor slagit upp på plattans undersida i belastningssnittet. Då plattan belastades till brott, efter det att båda domkrafterna hade inkopplats, erhöles inga nya böjsprickor på plattans undersida. För provplatta 1 avviker sprickbildningen på plattans undersida helt från motsvarande sprickbildning för de övriga plattorna.

Då provningsresultaten för provplatta 1 kan ha påverkats av missödet vid belastningen, anges för denna platta inga spricklaster.

b D_b uppmättes inte. Extrapolering ger $D_b \approx 4,8$ Mp (48 MN)

TABELL 2b. Väsentliga provningsresultat.
Plattjocklek. Effektiv höjd.

Provplatta	Platta						Pelare		
	H	h, mm					h_y	h_i	t
	mm	A,B	G	C	D	E	mm	mm	mm
1	131	110	108	98	90	95	171		32
2	131	110	107	98	93	94	171		32
4	131	110	104	98	86	94	168		28
6	131	110	105	98	87	95	172		28
3	131	110	110	98	85	94	170	144	23
5	131	110	104	98	89	93	170	143	28
7	131	110	110	98	-	-	173	147	-
8	132	110	105	98	93	94	168	145	29
9	131	110	105	98	93	94	170	144	30

Beteckningar:

H = plattans tjocklek

h = effektiv höjd

h_y, h_i = effektiv höjd för dragarmeringens yttre resp. inre lager

t = avståndet från tryckarmeringen till tryckt pelarkant

A, B etc. = armering littera A, B etc., se FIG. 4a-d.

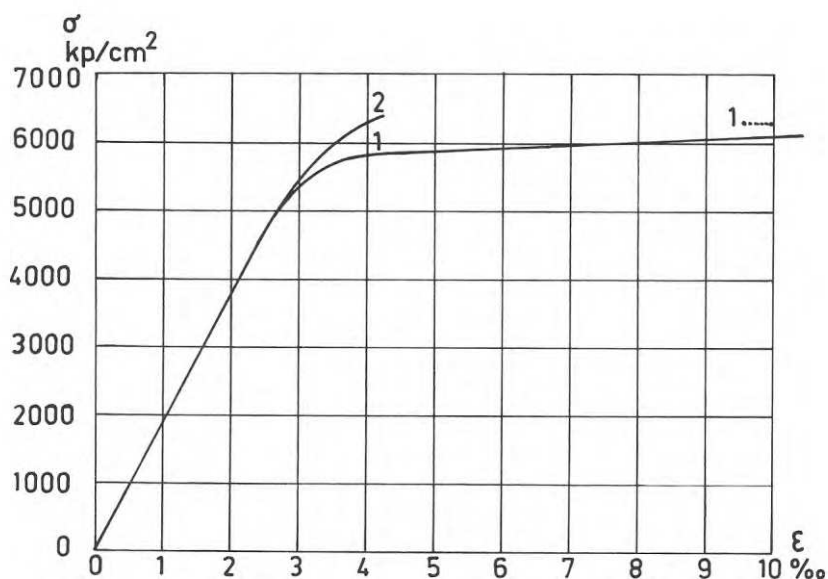
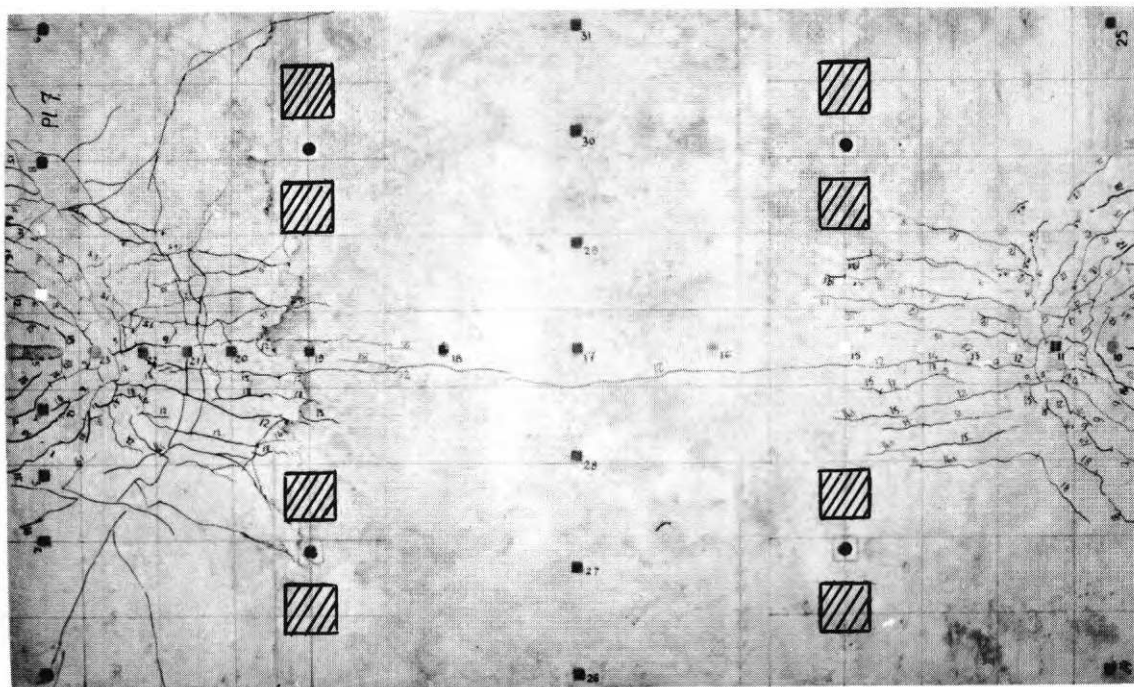


FIG. 7. Uppmätta samband mellan töjningen ϵ och spänningen σ för stålet i plattans skjuvarmering.
..... Anger brottlaster.

Observed relations between the strain, ϵ , and the stress, σ , for the steel used as shear reinforcement of the slabs.

..... Ultimate load.

a.



b.

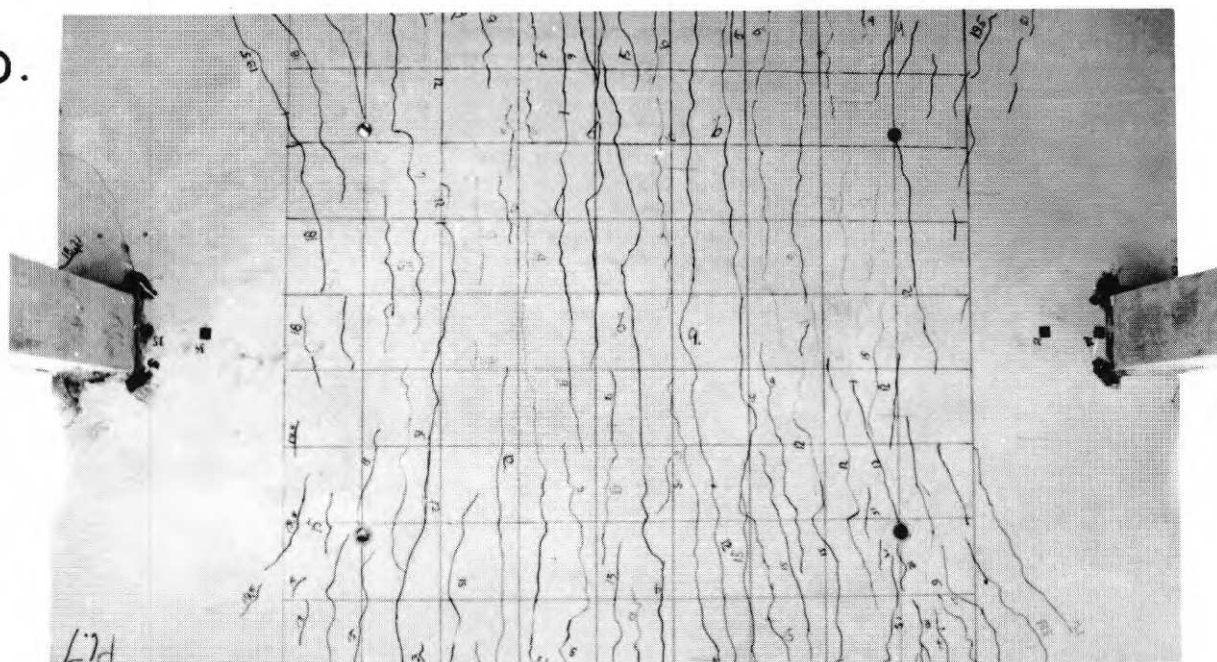
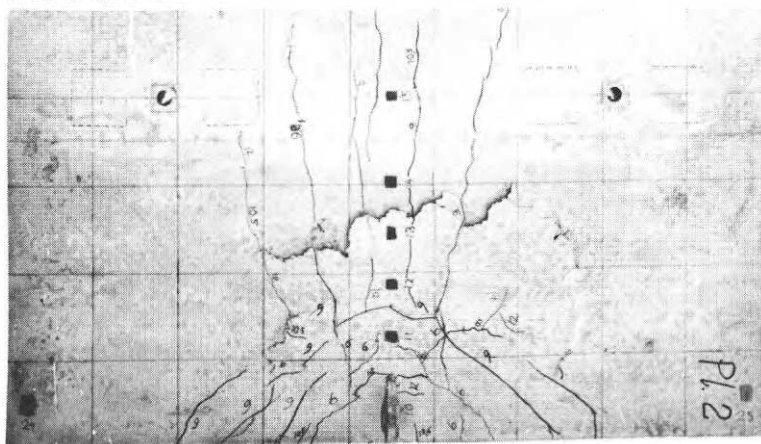


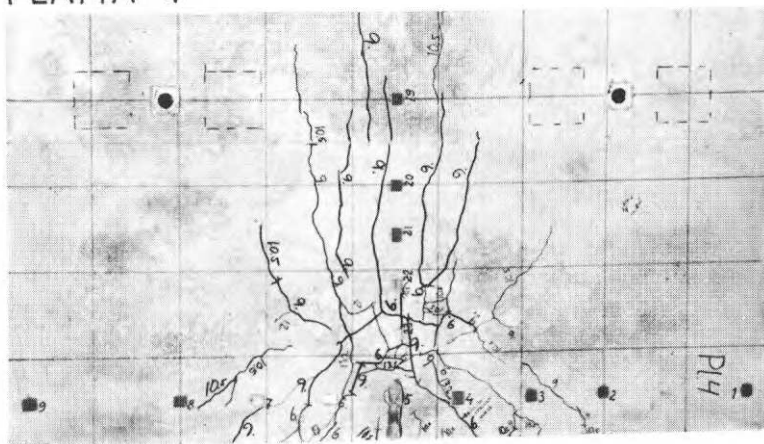
FIG. 8. För provplattorna karakteristisk sprickbild. a) Plattans ovansida. b) Plattans undersida. (Provplatta 7) Rutnätet har sidan 20 cm. Skrafferade ytor anger belastningsytor.

Characteristic crack pattern in test slabs. a) Top of slab. b) Bottom of slab. (Test Slab No. 7) Grid squares 20 cm in side length. Hatching indicates loaded areas.

PLATTA 2



PLATTA 4



PLATTA 6

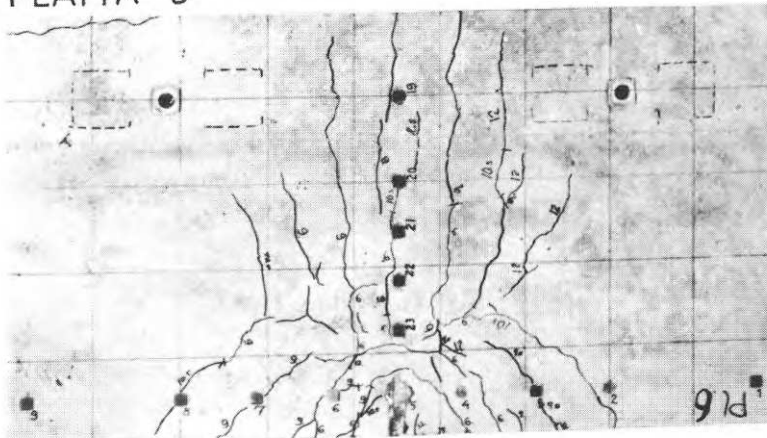
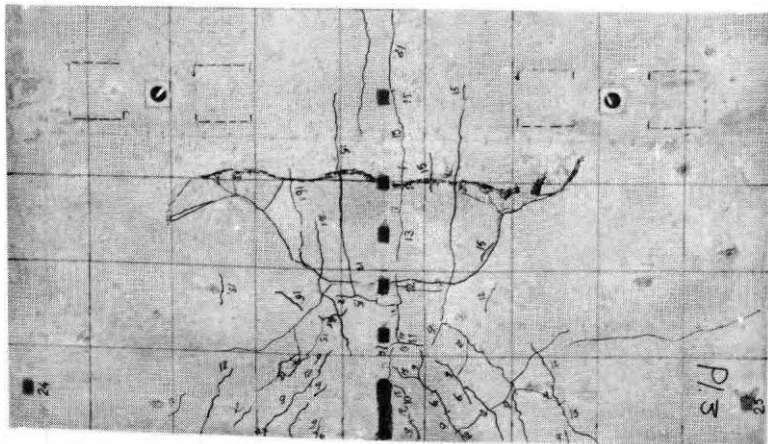


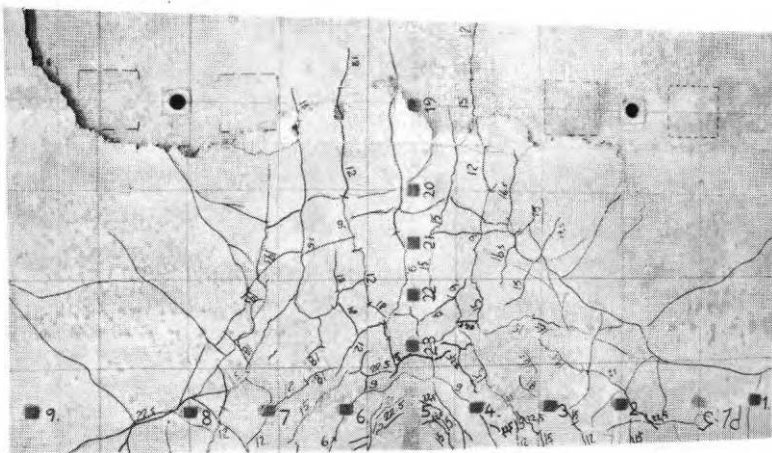
FIG. 9a. Sprickbild på plattans ovansida vid den pelare, där brott inträffade. Provpplattor med den mindre armeringsmängden. Platta 2 utan, plattorna 4 och 6 med skjuvarmering. Rutnätet hade sidan 20 cm.

Crack patterns on tops of slabs at the columns where failure took place. Test slabs provided with a lower amount of reinforcement. Test Slab No. 2 without, Test Slabs Nos. 4 and 6 with shear reinforcement. Grid squares 20 cm in side length.

PLATTA 3



PLATTA 5



PLATTA 7

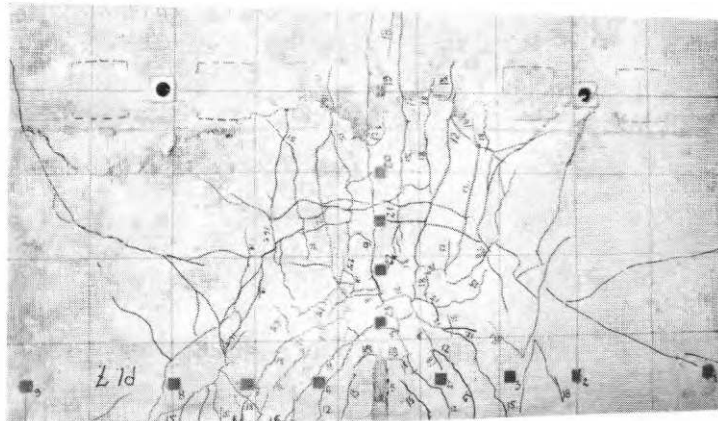
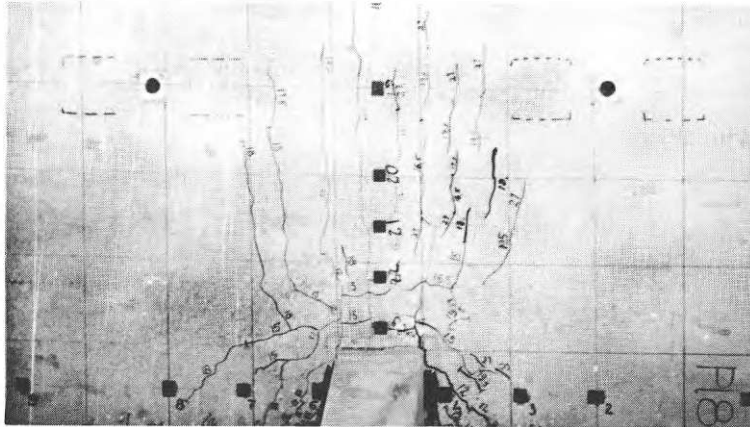


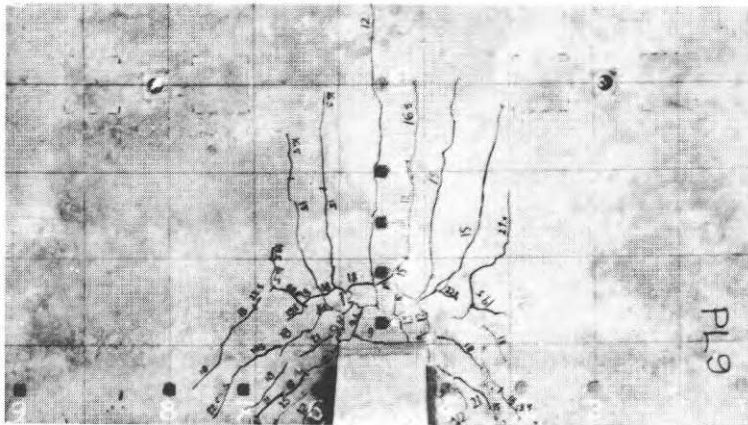
FIG. 9b. Sprickbild på plattans ovansida vid den pelare, där brott inträffade. Provplattor med den större armeringsmängden. Platta 3 utan, plattorna 5 och 7 med skjuvarmering. Rutnätet har sidan 20 cm.

Crack patterns on tops of slabs at the columns where failure took place. Test slabs provided with a higher amount of reinforcement. Test Slab No. 3 without, Test Slabs Nos. 5 and 7 with shear reinforcement. Grid squares 20 cm in side length.

PLATTA 8



PLATTA 9



PLATTA 1

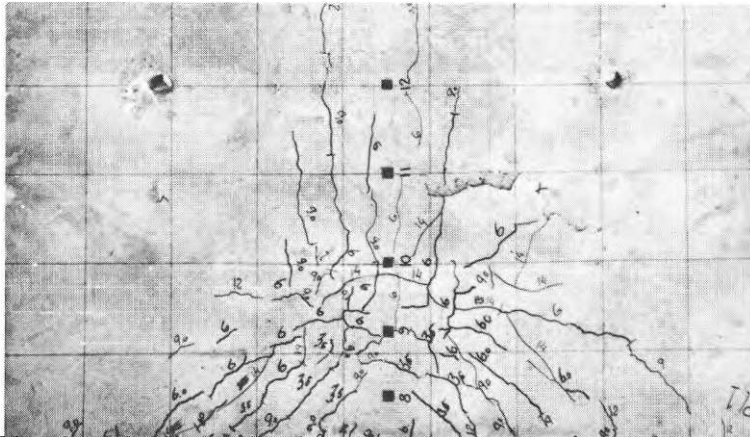


FIG. 9c. Sprickbild på plattans ovansida vid den pelare, där brott inträffade. Plattorna 8 och 9 hade den större armeringsmängden och skjuvarmering. Platta 1 saknade skjuvarmering. Rutnätet har sidan 20 cm.

Crack patterns on tops of slabs at the columns where failure took place. Test Slabs Nos. 8 and 9 were provided with a higher amount of reinforcement, and with shear reinforcement. Test Slab No. 1 had no shear reinforcement. Grid squares 20 cm in side length.

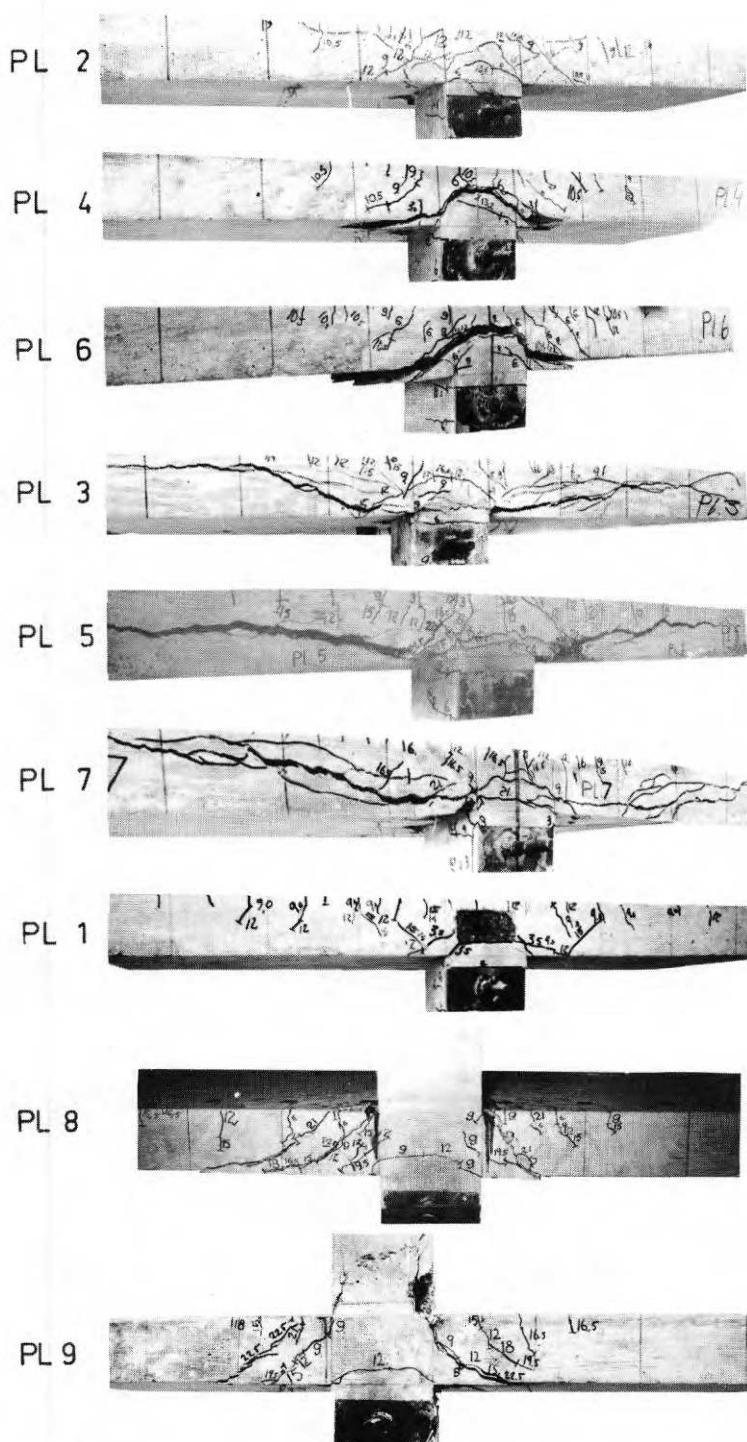


FIG. 9d. Sprickbild längs plattans understödda kant vid den pelare, där brott inträffade. Plattorna 1-3 saknade skjuvarmering. Plattorna 3, 5, 7, 8 och 9 hade dubbelt så stor mängd armering som plattorna 2, 4 och 6. Avståndet mellan de inritade linjerna är 20 cm.

Crack patterns along supported edges of slabs at the columns where failure took place. Test Slabs Nos. 1 to 3 had no shear reinforcement. The amount of reinforcement in Test Slabs Nos. 3, 5, 7, 8 and 9 was twice as high as that in Test Slabs Nos. 2, 4 and 6. The spacing of the superimposed lines is 20 cm.

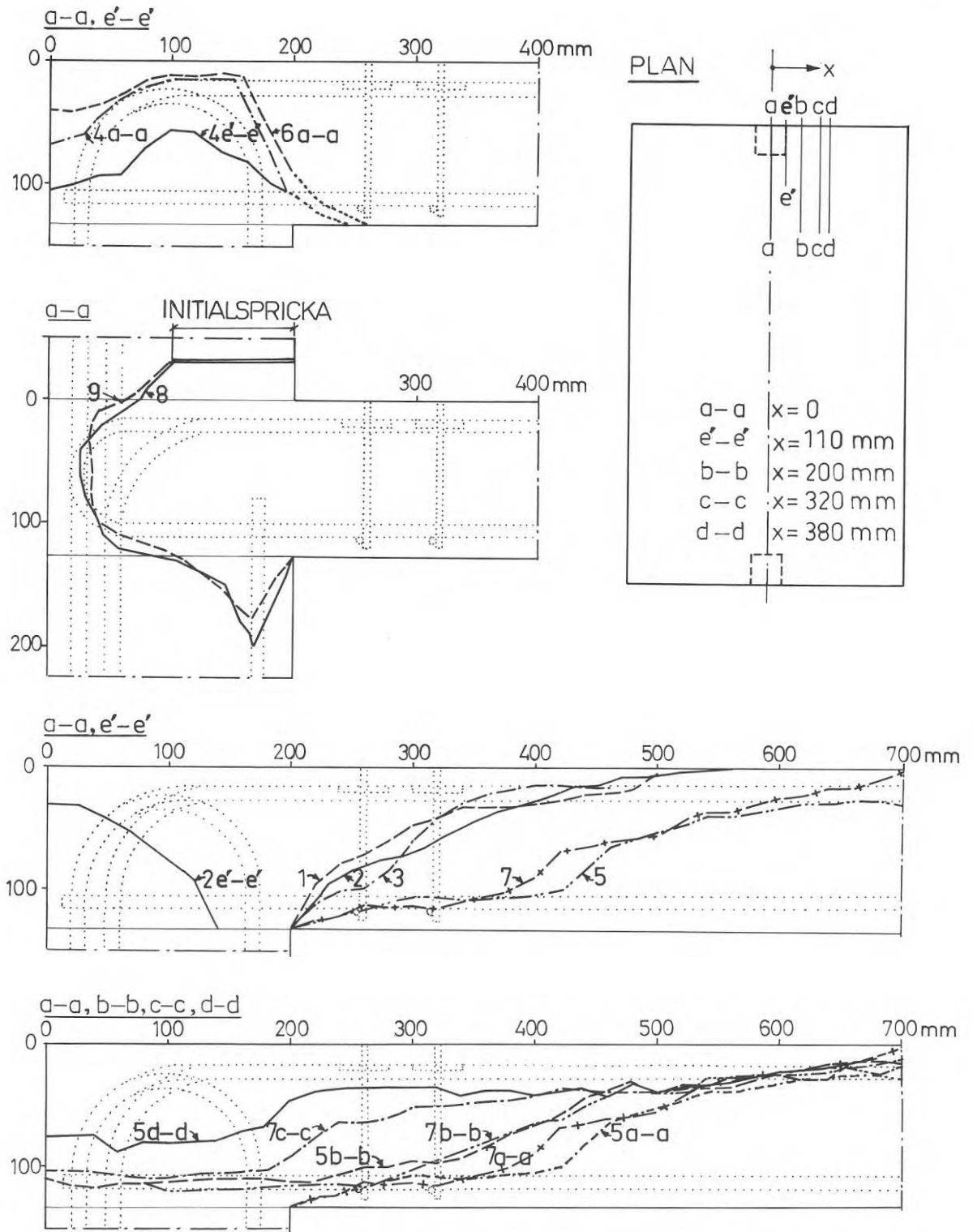


FIG. 10a. Brottsprickans förlopp i snitt vinkelräta mot understödd plattkant. Provplattorna 1-9.
 Kontur för armeringsstång.

Crack formation at failure in sections at right angles to the supported edge of the slab. Test Slabs Nos. 1 to 9.
 Reinforcing bar outline.

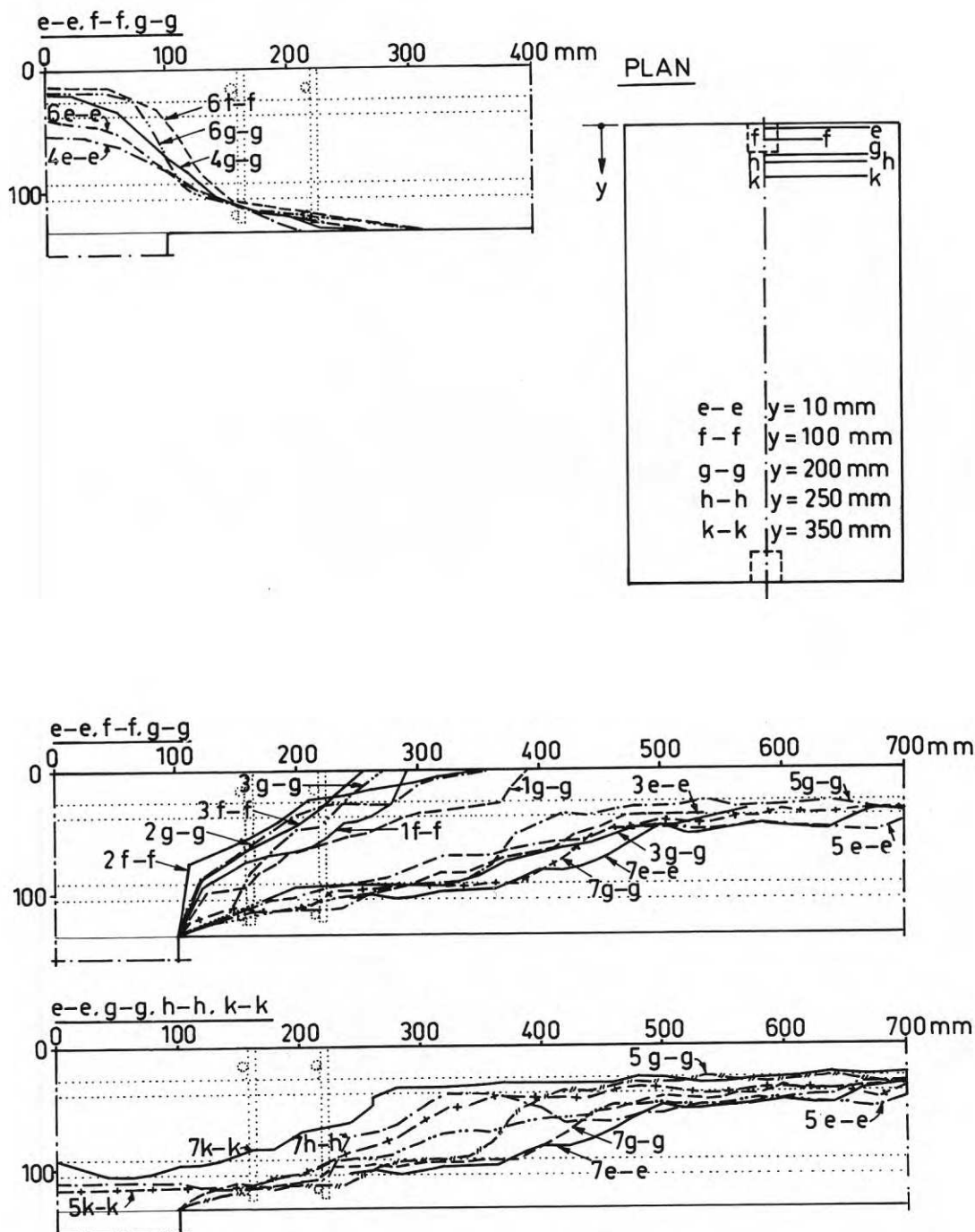


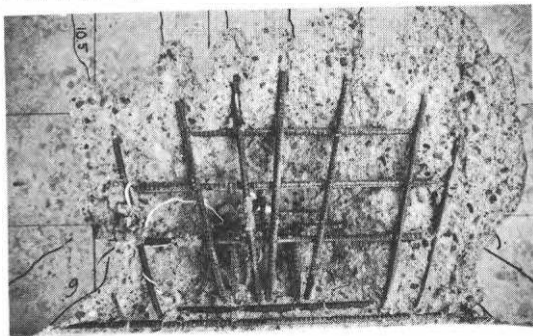
FIG. 10b. Brotsprickans förlopp i snitt parallella med understödd plattkant. Provplattorna 1-7.

..... Kontur för armeringsstång. Anm. Vid platta 3 bildades förutom den flacka brotsprickan även skjvspricka med samma lutning som vid plattorna 1 och 2, se snitt f-f och g-g.

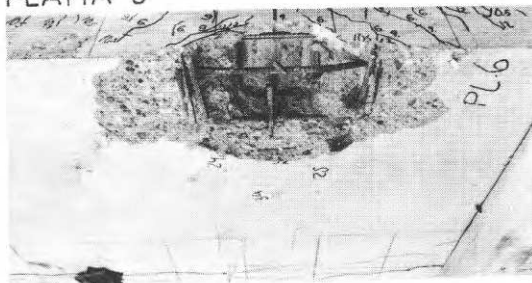
Crack formation at failure in sections parallel to the supported edge of the slab. Test Slabs Nos. 1 to 7.
..... Reinforcing bar outline.

Note. Test Slab No. 3 exhibited not only a flat crack at failure, but also a shear crack having the same slope as in Test Slabs Nos. 1 and 2, see sections f-f and g-g.

PLATTA 2



PLATTA 6



PLATTA 7



FIG. 11a. För provplattorna karakteristiska brottsprickor. Provplattorna 1-7. Brottsprickan i platta 2 är typisk för plattorna 1-3, som saknade skjuvarmering. Vid platta 3 uppkom dock på ömse sidor om pelaren flera flacka brottsprickor, FIG. 9d och 10b. Genomstansning inträffade. Brottsprickan i platta 6 är typisk för plattorna 4 och 6, som hade den mindre armeringsmängden och skjuvarmering. "Leder" uppstod mellan pelare och platta. Brottsprickan i platta 7 är typisk för plattorna 5 och 7, som hade den större armeringsmängden och skjuvarmering. Genomstansning inträffade.

Characteristic cracks at failure in test slabs. Test Slabs Nos. 1 to 7. The crack at failure in Test Slab No. 2 was typical of Test Slabs Nos. 1 to 3, which had no shear reinforcement. However, several flat cracks at failure formed in Test Slab No. 3 on each side of the column, see FIGS. 9d and 10b. These slabs exhibited punching. The crack at failure in Test Slab No. 6 was typical of Test Slabs Nos. 4 and 6, which were provided with a lower amount of reinforcement, and with shear reinforcement. Plastic hinges formed between the column and the slab. The crack at failure in Test Slab No. 7 was typical of Test Slabs Nos. 5 and 7, which were provided with a higher amount of reinforcement, and with shear reinforcement. These slabs exhibited punching.

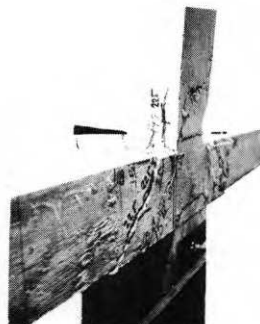
a) PLATTA 8



b) PLATTA 8



c) PLATTA 8



d) PLATTA 9

FIG. 11b. För provplattorna karakteristiska brottsprickor. Provplattorna 8 och 9. a) Brottsprickans förlopp i plattan. b) Tryckbrott i pelare. c), d) Sprickor i pelardel ovanför plattan. Brottsprickan för platta 8 är typisk för plattorna 8 och 9, som hade den större armeringsmängden och skjuvarmering. Tryckbrott inträffade i pelaren över rullagret, varvid pelaren och pelardelen ovanför plattan vreds loss från plattan.

Characteristic cracks at failure in test slabs. Test Slabs Nos. 8 and 9. (a) Crack formation at failure in the slab. (b) Failure of the concrete in compression in the column. (c) and (d) Cracks in the column extension above the slab. The crack at failure in Test Slab No. 8 was typical of Test Slabs Nos. 8 and 9, which were provided with a higher amount of reinforcement, and with shear reinforcement. The column over the roller bearing failed in compression, with the result that the column and its extension above the slab were twisted away from the slab.

TABELL 3. Uppmätt bredd av vridsprickor längs plattans understödda kant över rullager.

Pelarlast Mp	Sprickbredd, mm		
	Platta 7	Platta 8	Platta 9
15		0,1	0,1
16,5		0,3	0,2
18	0,9	0,6	-
19,5	1,2	1,1	0,3
21	1,5	1,5	0,6
22,5			0,9

På plattans undersida var böjsprickorna inom plattdelen mellan de två belastningssnitten parallella med plattans understödda kanter. Inom området mellan ett belastningssnitt och närmaste kantpelare var böjsprickorna krökta, FIG. 8. Beträffande provplatta 1 se dock anmärkning i TAB.2a. Vid provplattorna 1 och 4-7 uppträdde på plattans undersida vridsprickor, som utgick från pelarens hörn vid plattans kant, bildade vinkeln $\sim 45^\circ$ med denna kant och slutade 5-10 cm från kanten, FIG. 8.

På plattans ovansida uppstod i plattdelen mellan de två belastningssnitten en enda böjspricka, som gick från pelare till pelare, FIG. 8. Vid provplatta 5 uppstod dock två sådana böjsprickor. I plattdelen mellan ett belastningssnitt och närmaste kantpelare kan sprickorna approximativt sägas ha varit dels radiella, dels tangentiella, FIG. 9a-c. De tangentiella sprickorna bildade vinkeln $\sim 45-60^\circ$ med plattans understödda kant.

Längs plattans understödda kanter uppträdde vridsprickor, FIG. 9d. Dessa sprickor hade vid provplattorna 7-9 bredden enligt TAB. 3. Före brott kunde skjuvsprickor ej ses längs plattans understödda kanter.

Brottsprickorna behandlas i 2.4.

2.4 Brottfenomen

2.4.1 Plattor utan skjuvarmering

Vid provplattorna utan skjuvarmering, plattorna 1-3, erhöles genomstansning av plattan vid pelaren över rullagret. Brottet inleddes i en skjuvspricka inom området innanför pelarens tryckta kant, FIG. 9a-c. Efter brott var skjuvsprickan synlig längs plattans understödda kant, men var där tämligen ofullständigt utvecklad, FIG 9d.

Vinkelrätt mot understödd plattkant var avståndet, mätt i överkantssarmeringens plan, från pelarens kant till skjuvsprickans skärning med armeringsplanet $\sim 1,8 h$, FIG. 10a, varvid h betecknar plattans effektiva höjd. Parallellt med understödd plattkant var motsvarande avstånd längs linje utmed pelarens tryckta kant $\sim 1,6 h$ och längs linje genom pelarens mittpunkt $\sim 1,2 h$, FIG. 10b. Vid tidigare försök med cirkulära plattor upplagda på pelare i mitten, vilka representerade plattdel kring centriskt belastad innerpelare, var det ifrågasvarande avståndet $\sim 1,8 h$, Kinnunen & Nylander /4/. Alltså bör plattans verkningssätt inom området intill en kantpelares tryckta kant och inom området intill en centriskt belastad innerpelare vara ganska likartat.

Provplattorna 1 och 2:

Brottet hade karaktären av lokal genomstansning, begränsad i huvudsak till den plattdel, som omgav den tryckta delen av pelartvärnsnittet, FIG. 11a. Detta verifieras av brottsprickans förlopp vid provplatta 2 i snittet $e-e'$, som låg 1 cm utanför

pelaren, FIG. 10a. Någon egentlig brottspricka uppstod ej längs plattans understödda kant, FIG. 9d.

Att döma av brottlasterna för provplattorna 2 och 4, TAB. 2a, samt av uppmätt töjning i böjarmeringen, FIG. 18a, 19 och 20, inträffade genomstansning vid provplatta 2 ungefär samtidigt som böjarmeringen blev fullt utnyttjad. Efter brott kunde provplatta 2 uppta pelarlasten 9,3 Mp (93 kN).

Provplatta 3:

Vid provplatta 3, som av plattorna 1-3 hade den största böjarmeringsmängden, uppstod längs plattans understödda kant vid brott kraftiga sprickor, som gick approximativt i tryckresultantens riktning, FIG. 9d. Dessa sprickor var sekundära brottsprickor, som slog upp sedan genomstansning inträffat i plattdelen intill pelarens tryckta kant. Förutom dessa sekundära brottsprickor bildades även skjuvspricka med samma lutning som vid provplatta 2, se snitt f-f och g-g i FIG. 10b.

Av brottlasterna för provplattorna 3 och 5, TAB. 2a, samt av uppmätt töjning i böjarmeringen, FIG. 18a, 19 och 20, framgår, att den primära brottorsaken måste ha varit genomstansning, som inträffade innan sträckgränsen hade uppnåtts i någon del av böjarmeringen.

2.4.2 Plattor med skjuvarmering

Vid provplattorna med skjuvarmering och den mindre mängden böjarmering, plattorna 4 och 6, erhöles ej genomstansning, FIG. 9a och d. I stället uppstod vid vardera pelaren en utpräglad brottspricka mellan plattan och pelarens förlängning i plattan, FIG. 11a, varigenom leder erhöles mellan platta och pelare. Som brottlast för dessa provplattor betecknas den pelarlast, vid vilken plattans deformationer ökade snabbt utan att pelarlasten kunde höjas.

Vid provplattorna med skjuvarmering och den större mängden böjarmering, plattorna 5, 7, 8 och 9, kom brottet vid pelaren över rullagret. Vid provplattorna 5 och 7 erhöles genomstansning av plattan, FIG. 9b och d. Vid provplattorna 8 och 9 erhöles däremot ingen genomstansning, FIG. 9c och d, utan tryckbrott inträffade i pelaren, FIG. 11b.

Provplattorna 4 och 6:

Vid brottlast blev längs plattans båda understödda kanter de vridsprickor, som hade slagit upp intill pelaren och låg inom område, begränsat av skjuvarmeringen, mycket breda, FIG. 9d. Dessa vridsprickor fortsatte in i plattan och övergick inom den plattdel, som låg mitt över pelaren och begränsades av pelarens periferi, i en spricka i samma plan som pelarens in-spänningsarmering, FIG. 10a-b. Därvid erhöles vid vardera pelaren en utpräglad brottspricka mellan plattan och pelarens förlängning i plattan. FIG. 11a visar brottsprickan för provplatta 6 sedan pelaren avlägsnats.

Att brottsprickan ej gick till plattans ovansida, utan följde pelarens inspänningsarmering, berodde förmodligen på att skjuvspänningarna i betongen i armeringens plan var stora, samt att intill plattans understödda kant liggande stänger littera C och D, FIG. 4d, kunde överföra dymlingskraft, som ej var försumbar i detta sammanhang. Dymlingskraften gav i inspänningsarmeringens plan dragspänningar, som adderades till skjuvspänningarna. Troligt är, att brottsprickan mellan platta och pelare hade uppstått i närheten av plattans undersida, om någon stång littera C eller D hade varit inlagd omedelbart under pelarens inspänningsarmering inom den krökta delen av denna armering.

Uppmätt kraft i dragbandet, FIG. 12, visar, att relationen mellan inspänningsmoment och pelarlast påverkades endast obetydligt av sprickan mellan plattan och pelarens förlängning i plattan.

Vid brottlast ökade vinkeländringen mellan platta och pelare, FIG. 15a-b, och plattans nedböjning, FIG. 13a-b, mycket snabbt utan att genomstansning inträffade. Detta tydde på att böjarmeringen var fullt utnyttjad i plattans fält och inspänningsnitt. Uppmätt töjning i böjarmeringen, FIG. 18a och 19, verifierar detta. Töjningen i inspänningsarmeringen i mät punkt 8, som låg över pelarens tryckta kant, var mycket stor, TAB. 5. Sprickbredder på 1,2 mm noterades vid provplatta 4 på plattans undersida i fältmitt.

Efter det att brottlasten uppnåtts, avlastades provplattorna. När de belastades på nytt, kunde provplatta 4 uppta pelarlasten 12,6 Mp (126 kN) och provplatta 6 pelarlasten 12,0 Mp (120 kN). Därvid var nedböjningen i fältmitt vid plattans kanter ~ 9 cm.

Provplattorna 5 och 7:

Genomstansningen inleddes inom området innanför pelarens tryckta kant. De kraftiga brottsprickorna längs plattans understödda kant, FIG. 9d, slog upp sekundärt. Att så måste ha varit fallet, framgår dels av att skjuvjärnen invid plattans kant var praktiskt taget spänningslösa, FIG. 22b, dels av att motsvarande brottsprickor saknades vid provplattorna 8 och 9, trots att provplatta 9 hade den största brottlasten.

Brottsprickan låg inom området med skjuvarmering i samma plan som skjuvjärnens nedre ändförankringar, FIG. 10a-b. Även FIG. 11a, där spår efter skjuvjärnens ändförankringar kan ses, visar detta. Utanför skjuvarmeringen övergick brottsprickan i plattdelen innanför pelarens tryckta kant i en skjuvspricka med nära nog samma lutning som vid provplattorna utan skjuvarmering, FIG. 10a. I plattdelarna på ömse sidor om pelaren, vilka begränsades av plattans understödda kant och av en linje längs pelarens tryckta kant, hade brottsprickan ungefär samma förlopp som vid provplatta 3, FIG. 10b.

Vid brottlast synes böjarmeringen ha varit i stort sett fullt utnyttjad, FIG. 18a, 19 och 20. I plattans inspänningsarmering

var töjningen i mät punkt 8, som låg över pelarens tryckta kant, mycket stor, TAB. 5. Vid provplatta 5 började betongen i pelarens tryckta hörn flagna vid pelarlasten 19,5 Mp (195 kN).

Provplattorna 8 och 9:

Vid provplattorna 8 och 9, som hade 57 o/o resp. 100 o/o av pelarnas dragarmering förankrad i pelardelar ovanför plattan, FIG. 4b-d, uppstod före brott sprickor i den pelardel ovanför plattan, vilken var belägen över rullagret, FIG. 11b. Vid båda provplattorna uppstod i denna pelardel vid pelarlasten 16,5 Mp (165 kN) en böjspricka, som gick från initialsprickans rot till plattans ovansida. Vid samma pelarlast uppstod vid provplatta 8 i samma pelardel även en klyvspricka i armeringens plan och på plattans undersida sprickor vid plattans kant nära pelaren, FIG. 11b, delFIG. b-c. Vid provplatta 9 blev motsvarande sprickor synliga vid pelarlasten 19,5 Mp (195 kN), FIG. 11b, delFIG. d. Vid pelarlasten 16,5 Mp (165 kN) hade längs plattans understödda kant bildats vridsprickor, som gick från pelardelens hörn till plattans undersida, FIG. 9d och 11b.

Trots att den i pelardel ovanför plattan förankrade armeringens mängd och fördelning var mycket olika vid provplattorna 8 och 9, uppstod böjsprickan i pelardel ovanför plattan vid båda plattorna vid samma pelarlast. Uppkomsten av denna böjspricka synes därför ha stått i direkt samband med kantpelarens vinkeländring i förhållande till plattan.

Beräkningar visar, att vid pelarlasten 16,5 Mp (165 kN) var sträckgränsen ej uppnådd i pelarens inspänningsarmering, men att betongen i kantpelarens tryckta del var plasticerad i viss utsträckning. Vidhäftningen mellan betongen och de ovanför plattan förankrade stängerna var sannolikt ej fullgod inom området mellan plattans ovan- och undersida. När kantpelaren vinkeländrades i förhållande till plattan, tvingades pelardelen ovanför plattan av den fortfarande elastiska armeringen att följa med i kantpelarens rörelse genom att rotera kring en axel vid plattans ovansida. I betongen i pelardelen ovanför plattan uppkom därvid dragspänningar, som ledde till att böjspricka, utgående från initialsprickans rot, slog upp. Innan denna böjspricka bildades, skar tryck- och dragresultanten till betongspänningarna i tryckt resp. dragen tvärsnittsdelen varandra i en punkt på verkningslinjen för den resulterande kraft, som verkade i armeringen i pelardelen ovanför plattan. Detta verifieras av böjsprickans förlopp, FIG. 10a.

Efter det att klyvsprickan hade uppstått i pelardelen ovanför plattan, ökade kraften i dragbandet, FIG. 12, och följaktligen inspänningsmomentet, allt långsammare, medan vinkeländringen mellan platta och pelare, FIG. 15b, ökade allt snabbare med ökande pelarlast. Detta var särskilt markant vid provplatta 8, vid vilken all armering i pelardelen ovanför plattan låg i endast ett lager. FIG. 12 och 18a visar att vid denna platta förblev inspänningsmomentet nästan oförändrat då pelarlasten översteg ~95 o/o av brottlasten.

Brottet kom som tryckbrott i pelaren över rullagret, FIG.11b, delFIG. b. Därvid vreds pelaren tillsammans med pelardelen ovanför plattan loss från plattan, FIG. 10a och 11b, delFIG. a. Mellan plattans ovan- och undersida gick brottsprickan strax innanför den ovanför plattan förankrade pelararmeringen, men utanför plattans inspänningsarmering littera A. Före brott flagnade betongen i pelarens tryckta hörn vid pelarlasten 18 Mp (180 kN) och längs pelarens tryckta kant vid pelarlasten 20,6 Mp (206 kN).

Vid brottlaster var plattans fältarmering helt utnyttjad vid provplatta 9 och sannolikt även vid provplatta 8, FIG. 19. I plattans inspänningsarmering var sträckgränsen uppnådd i mätpunkt 8, FIG. 18a.

2.4.3 Kommentarer

Vid provplattorna 4 och 6 uppstod brottspricka mellan pelare och platta vid båda pelarna. Vid de övriga provplattorna inträffade brott vid pelaren över rullagret.

Att brottet icke vid någon provplatta kom enbart vid pelaren över fixlagret berodde sannolikt på att pelarkraften hade, på grund av dragbandets förlängning, större excentricitet i pelaren över rullagret än i pelaren över fixlagret. Därför blev, i synnerhet vid pelarlasterna nära brottlaster, pelarens infästning i plattan mindre stel vid rullagret än vid fixlagret, jämför φ_1 och φ_2 i FIG. 15a-b. Detta kunde leda till att plattan undergick horisontalförskjutning i riktning mot rullagret, FIG. 16. Därvid blev inspänningsmomentet i pelaren över rullagret ännu större jämfört med inspänningsmomentet i pelaren över fixlagret. Skillnaden mellan kantpelarnas inspänningsmoment torde dock ej ha överstigit ~ 6 o/o.

2.5 Kraft i dragbandet

Uppmätt kraft D i dragbandet mellan kantpelarna redovisas som funktion av pelarlasten P i FIG. 12. I figuren anges även kurva för den kraft D_{ber} , vilken svarar mot inspänningsmomentet M_i enligt ekv. (1.1.2). Med beaktande av FIG. 3 och 2a blir

$$D_{ber} = \frac{M_i}{l} \approx 0,114 \cdot \frac{l}{l} \cdot P = 0,114 \cdot \frac{280}{100} \cdot P = 0,319 P \quad (2.5)$$

Det må erinras, att M_i enligt ekv. (1.1.2) förutsätter, att materialet är elastiskt, att förbandet mellan platta och pelare är fullkomligt stelt, att plattans tröghetsmoment och pelarens tröghetsmoment är lika med tröghetsmomentet för resp. betongtvärsnitt, samt att betongens elasticitetsmodul är 10^5 kp/cm² (10 kN/mm²). Vid brottlaster uppmätt kraft i dragbandet redovisas även i TAB. 2a.

I TAB. 4 jämföres den beräknade kraften D_{ber} med den uppmätta kraften D . Av tabellen framgår att D_{ber} är i medeltal något

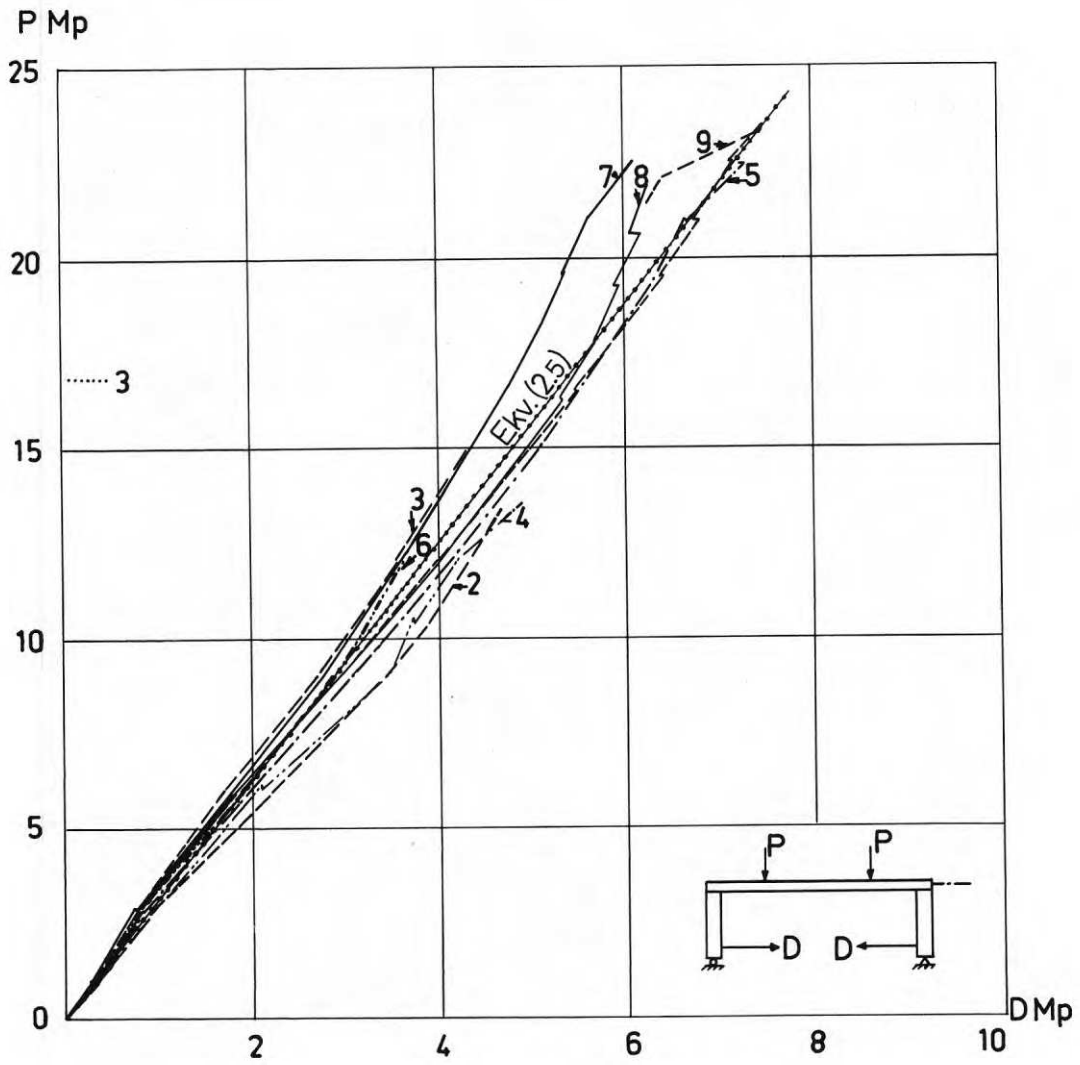


FIG. 12. Uppmätta samband mellan kraften i dragbandet D och pelarlasten P . Provplattorna 2-9.

..... Ur ekv. (2.5) beräknat samband mellan D och P .

..... Anger brottlast.

Observed relations between the force in the tie rod, D and the column load, P . Test Slabs Nos. 2 to 9.

..... Relation between D and P calculated from Eq. (2.5).

..... Ultimate load.

TABELL 4. Kraft i dragband.

Jämförelse av beräknad kraft D_{ber} , ekv. (2.5), med uppmätt kraft D vid olika pelarlast P .

Platta	D_{ber} / D			
	P=6 Mp	P=12 Mp	P=18 Mp	P= P_b
2	0,87	0,89	-	0,92
4	0,94	0,92	-	0,88
6	1,00	1,06	-	1,06
Medelvärde för plattorna 2, 4 och 6	0,94	0,96	-	0,96
3	1,12	1,09	-	-
5	0,97	0,93	0,97	0,99
7	1,06	1,07	1,14	1,18
8	1,04	0,96	1,01	1,12
9	1,00	0,96	0,97	1,00
Medelvärde för plattorna 3, 5 och 7-9	1,04	1,00	1,02	1,07
Medelvärde för plattor- na 2-9	1,00	0,99	-	1,02

P_b = pelarlast vid brott, TAB. 2a.

för liten vid provplattorna med den mindre mängden böjarmering, men något för stor vid provplattorna med den större mängden böjarmering.

Kraften i dragbandet, och således även inspänningsmomentet, var enligt FIG. 12 approximativt direkt proportionell mot pelarlasten. Tendens förelåg dock, i synnerhet vid provplatta 8, att kraften i dragbandet ökade långsammare med ökande pelarlast, då denna översteg ~ 75 o/o av pelarlasten vid brott. Orsakerna till detta har berörts i avsnittet 2.4.

FIG. 12 och TAB. 4 visar att antagandena som lagts till grund för ekv. (1.1.2) ger ett acceptabelt värde på inspänningsmomentet M_i . Den i uttrycket för M_i ingående kvoten mellan plattans och pelarens böjstyvheter $EI/E_p I_p$, se ekv. (1.1.1), kan förutsättas förbli approximativt konstant upp till brottlast. Den i dragbandet uppmätta kraften avvek högst 15 o/o från den beräknade kraften.

2.6 Nedböjning

Uppmätt nedböjning δ i plattans mittpunkt, mätpunkt 17, redovisas som funktion av pelarlasten P i FIG. 13a. På samma sätt redovisas i FIG. 13b uppmätt nedböjning i punkter intill plattans kanter, dels i mätpunkterna 26 och 31 mitt på plattans icke understödda kanter, dels i mätpunkterna 1 och 9 vid plattans hörn. För provplattorna karakteristisk fördelning av plattans nedböjning längs intressanta snitt visas i FIG. 13 c. Snittet 5-10 går genom de båda kantpelarnas mittpunkter. Snitten 26-31 och 1-9 är parallella med plattans understödda kanter och går genom plattans resp. den över rullagret stående pelarens mittpunkt.

Av FIG. 13a-b framgår, att den olika utformningen och fördelningen av plattans inspänningsarmering ej påverkade nedböjningens storlek entydigt. Provplattor med samma mängd böjarmering hade vid lika pelarlast ungefär lika stor nedböjning. Däremot var nedböjningen vid lika pelarlast nära nog omvänt proportionell mot mängden böjarmering, så länge sträckgränsen ej var uppnådd i plattans fältarmering.

Med ledning av FIG. 13a-b kan dessutom sägas, att vid provplattorna 5 och 6, platta med den större resp. den mindre mängden böjarmering samt skjuvarmering, måste vid brottlast böjarmeringen ha varit helt utnyttjad i plattans fält och i minst det ena inspänningsnittet. De nästan lika nedböjningarna för provplattorna 2, 4 och 6, samt för provplattorna 5, 7, 8 och 9, tyder på att vid brottlast bör provplattans förmåga att uppta böjmoment ha varit nära nog helt utnyttjad dels vid alla provplattor med den mindre böjarmeringsmängden, dels vid alla provplattor med den större böjarmeringsmängden och skjuvarmering. Brottet vid dessa plattor kan sägas ha varit av typen böjbrott. Endast beträffande provplatta 3, som hade den större böjarmeringsmängden och saknade skjuvarmering, kan med säkerhet sägas, att den primära brottorsaken var genomstansning. Böjarmeringen parallellt med plattans understödda kanter

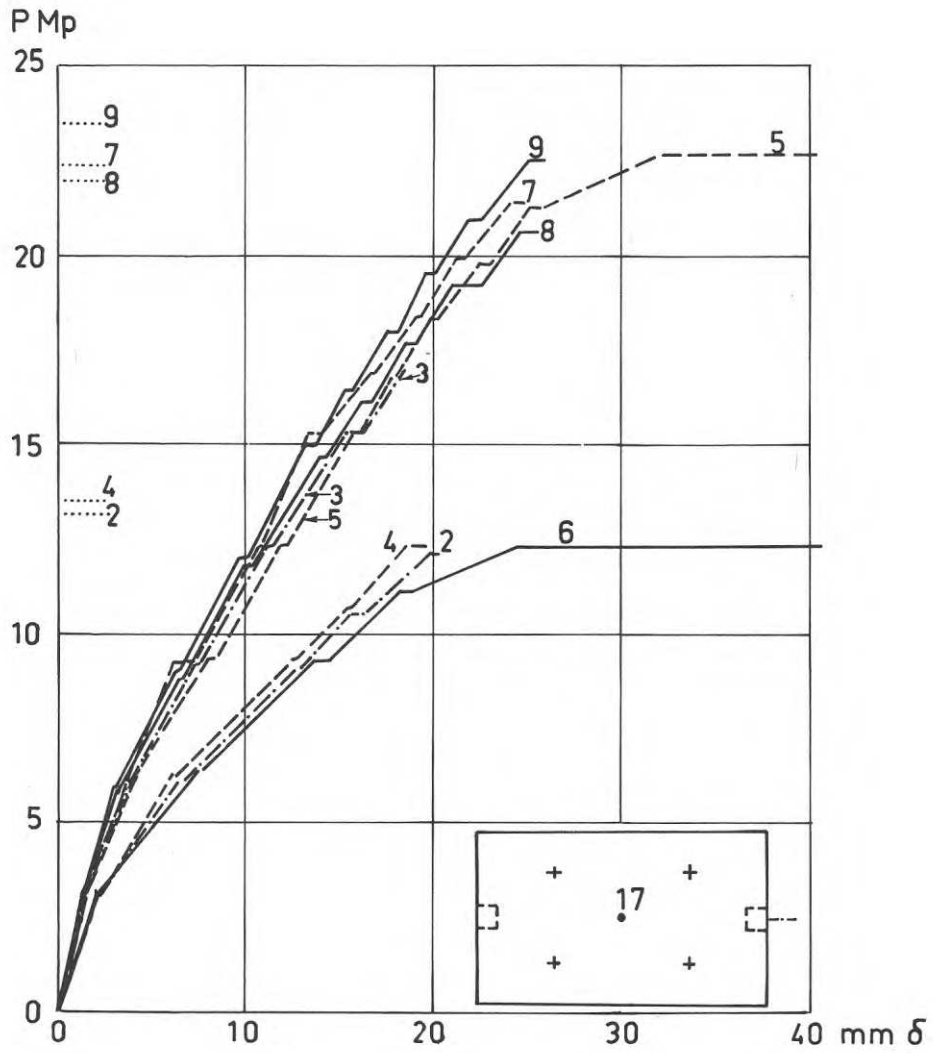


FIG. 13a. Uppmätt nedböjning δ i plattans mittpunkt vid olika pelarlast P . Provp Plattorna 2-9.
 Anger brottlast.

Variation in the observed deflection, δ , at the centre of the slab with the column load, P . Test Slabs Nos. 2 to 9.

..... Ultimate load.

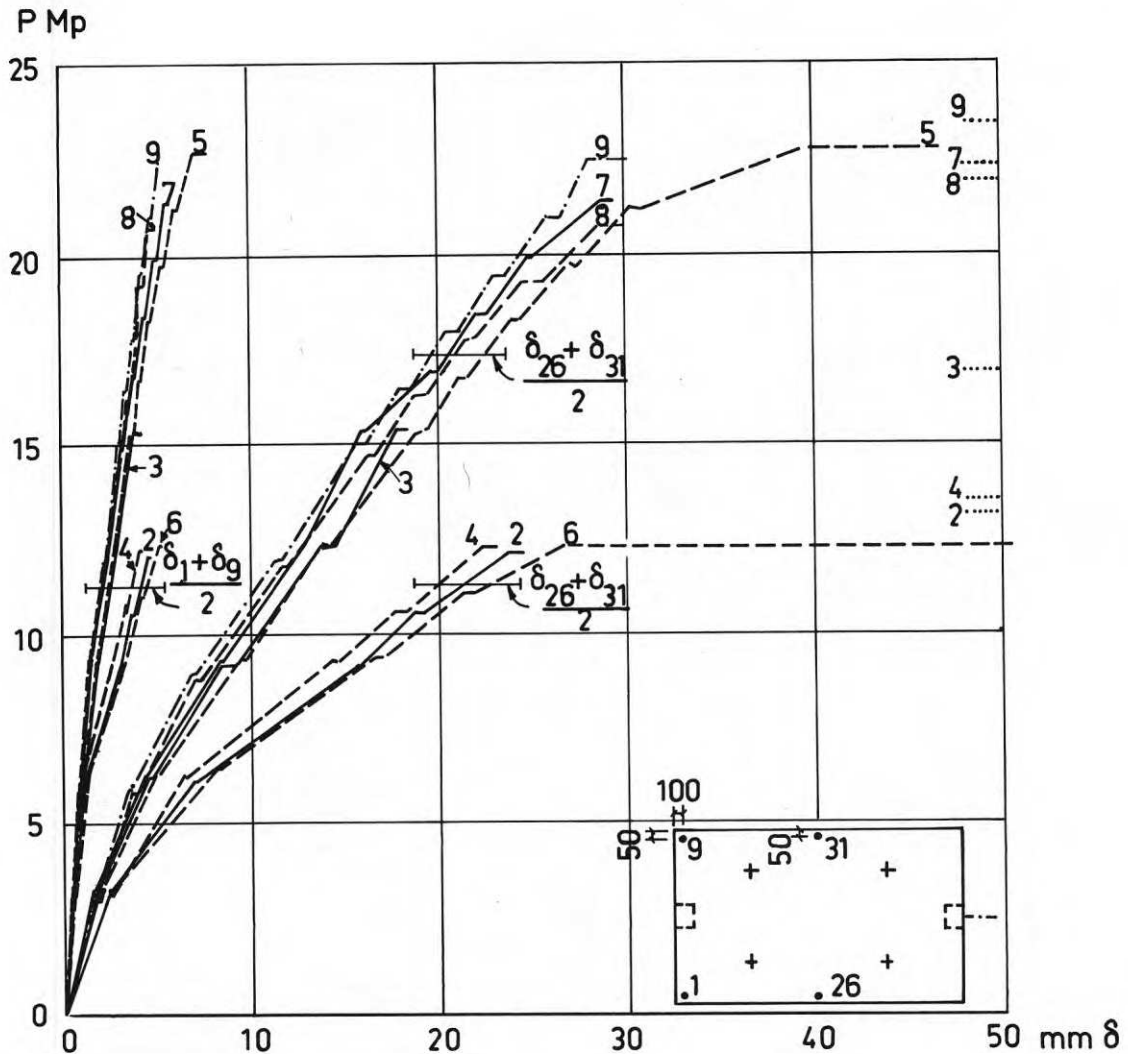


FIG. 13b. Uppmätt medelnedböjning δ i symmetriskt belägna punkter intill plattans kanter vid olika pelarlast P . Provp Plattorna 2-9.

..... Anger brottlast.

Anm. Vid plattorna 4 och 6 ökade vid brottlast nedböjningen i fältmitt mycket snabbt utan att genomstansning inträffade. Innan dessa plattor avlastades slutgiltigt, noterades i 26 och 31 $\delta \approx 9$ cm.

Variation in the observed average deflection, δ , at points symmetrically located at the edges of the slab with the column load, P . Test Slabs Nos. 2 to 9.

..... Ultimate load.

Note. When the ultimate load was reached in Test Slabs Nos. 4 and 6, the deflection at the mid-point between the supports increased very rapidly, but punching did not occur. Before the load was finally removed from these slabs, $\delta \approx 9$ cm had been observed at the points of measurement Nos. 26 and 31.

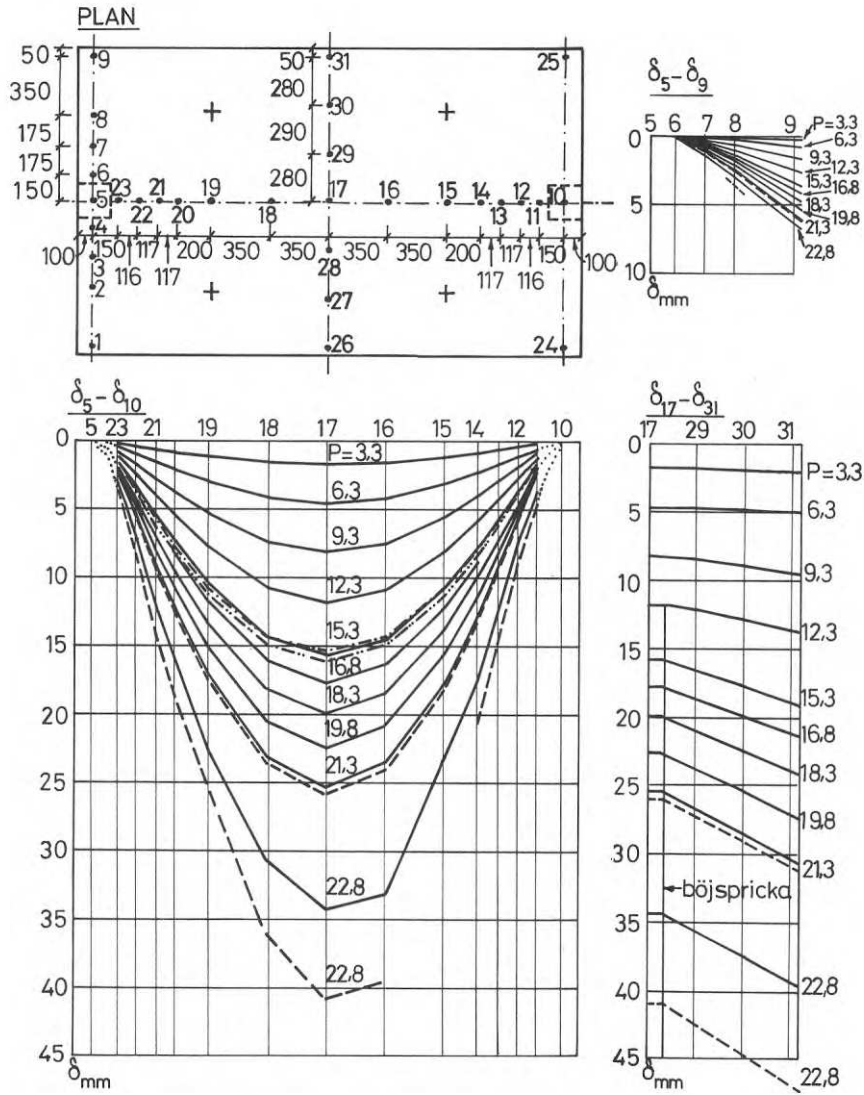


FIG. 13c. För provplattorna karakteristiska nedböjningslinjer vid olika pelarlast P .
 - - - - - och - · - · - - - - - Provplatta 3. Nedböjningen δ vid första resp. andra avläsning.
 ————— och - - - - - Provplatta 5. Nedböjningen δ vid första resp. andra avläsning.
 Anm. Nedböjningslinjerna längs snitten 1-9 och 26-31 ger medelnedböjningen i symmetriskt belägna mätpunkter. Av dessa nedböjningslinjer visas därför endast den ena hälften. För plattorna 3 och 5 var brottlasten 16,9 Mp resp. 22,8 Mp.

Characteristic deflection curves, δ , of test slabs under the action of various column loads, P .
 - · - · - - and - - - - - First and second deflection readings, Test Slab No. 3.
 ————— and - - - - - First and second deflection readings, Test Slab No. 5.
 Note. The deflection curves along the sections Nos. 1 to 9 and 26 to 31 represent the average deflections at symmetrically located points of measurement. Therefore, only half of these curves are shown. The respective ultimate loads of Test Slabs Nos. 3 and 5 were 16,900 kg and 22,800 kg.

var däremot ej fullt utnyttjad vid brottlast.

FIG. 13 c visar att när böjsprickor hade slagit upp, var nedböjningslinjerna längs snittet 5-10 nästan räta inom det område, som låg mellan en kantpelare och närmaste momentnollpunkt, vars läge kan bestämmas genom uppskattning. Även längs snitten 5-9 och 17-31 var nedböjningslinjerna nästan räta inom området utanför kantpelare resp. böjspricka. Plattdelarna intill en kantpelare kan alltså inom det område, som begränsas av en linje efter vilken det radiella momentet är noll, betraktas som approximativt stela i radiell riktning.

I FIG. 14 redovisas ur mätvärden beräknat samband mellan böjmoment M_f och effektiv böjstyvhet $EI = M_f \cdot \rho$ för plattdelen mellan belastningssnitten. Därvid har förutsatts, att böjmomentet inom denna plattdel är konstant. Som synes förblev böjstyvheten, sedan böjsprickor hade slagit upp över plattans hela bredd på plattans undersida, FIG. 8, i stort sett oförändrad upp till brottlast.

2.7 Vinkeländring

Uppmätt vinkeländring φ mellan platta och det pelartvärnsnitt, som låg 5 cm från plattans undersida, se FIG. 6, redovisas som funktion av pelarlasten P i FIG. 15a-b. Därvid anger φ_1 vinkeländringen mellan pelare och platta vid fixlagret, φ_2 motsvarande vinkeländring vid rullagret samt φ_3 vinkeländringen mellan pelare och den plattdel, som låg mitt över pelaren, vid rullagret. Sedan skjuvspricka uppstått, anger φ_1 och φ_2 dock vinkeländringen mellan pelare och plattdel utanför skjuvsprickan. I FIG. 15c redovisas differensen $\varphi_2 - \varphi_3$ som funktion av pelarlasten P . Så länge ingen skjuvspricka slagit upp vid pelaren över rullagret, anger $\varphi_2 - \varphi_3$ vinkeländringen mellan den plattdel, som gränsade till pelaren, och den plattdel, som låg mitt över pelaren. När skjuvspricka slagit upp, ger $\varphi_2 - \varphi_3$ en uppfattning om vinkeländringen mellan plattdelen utanför skjuvsprickan och plattdelen mitt över pelaren. Det må erinras, att brottet inträffade alltid vid pelaren över rullagret, se avsnitt 2.4.

Av φ_3 och $\varphi_2 - \varphi_3$ i FIG. 15b-c framgår, att vid provplattorna 2 och 3, som båda saknade skjuvarmering, uppstod skjuvspricka ungefär vid pelarlasten 9 Mp (90kN) resp. 10 Mp (100 kN), dvs. ungefär vid 70 o/o resp. 60 o/o av brottlasten. För provplattorna 4-9, som alla hade skjuvarmering, är det däremot ej möjligt att säga, när skjuvspricka slog upp. Skjuvarmeringen hindrade nämligen skjuvsprickan att bli bred. Dessutom ökade skjuvarmeringen, åtminstone vid provplattorna med den större böjarmeringsmängden, brottdeformationerna betydligt. Dessa resultat överensstämmer helt med resultaten från tidigare försök med cirkulära plattor understödda av pelare i mitten, Kinnunen & Nylander /4/ och Andersson /6/.

Av φ_2 i FIG. 15b framgår, att vid lika pelarlast var vinkeländringen mellan pelare och platta för provplattor med samma böjarmeringsmängd oberoende av om plattan var försedd med

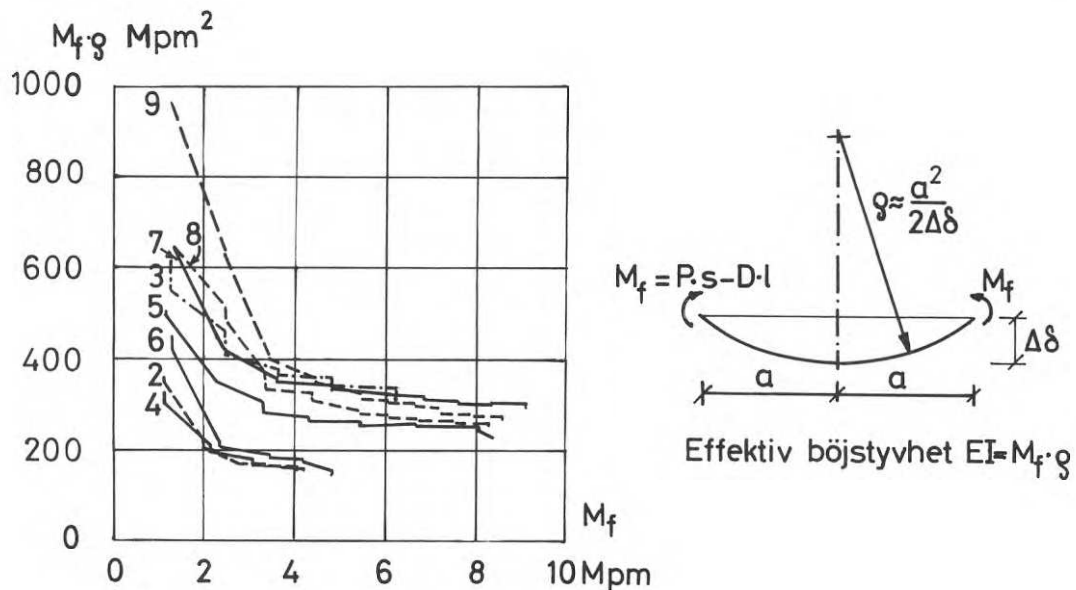


FIG. 14. Ur mätvärden beräknat samband mellan effektiv böjstyvhet $EI = M_f \cdot \rho$ och böjmoment M_f för den plattedel, som låg mellan belastningssnitten. Provp Plattorna 2-9. Betr. beteckningar se även FIG. 3.

Relation between the effective flexural rigidity, $EI = M_f \cdot \rho$, and the bending moment, M_f , calculated from observed values for the slab portion which was situated between the sections where the loads were applied. Test Slabs Nos. 2 to 9. For notations, see also FIG. 3.

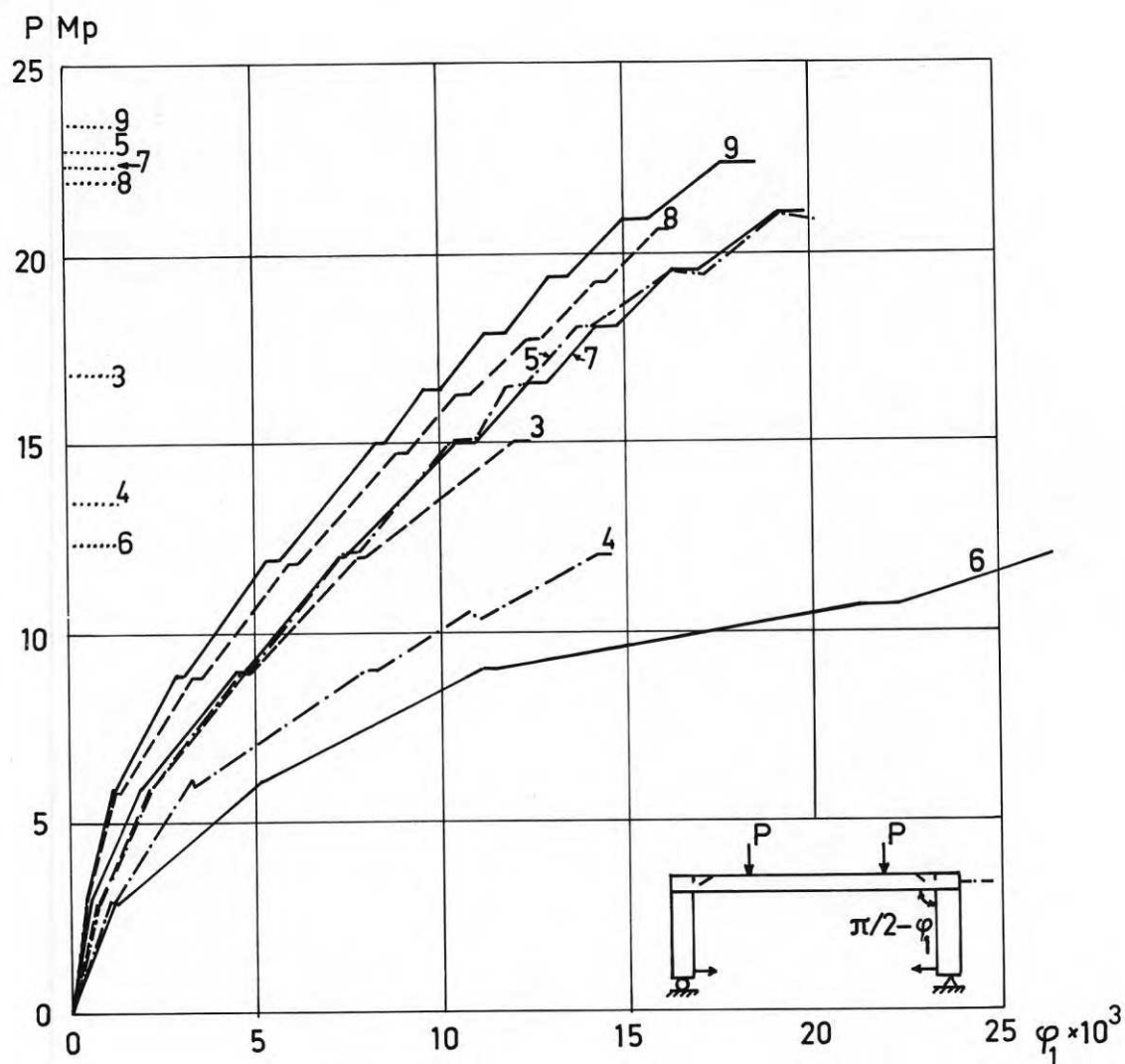


FIG. 15a. Vid pelaren över fixlagret uppmätt vinkeländring φ_1 mellan pelare och platta för olika pelarlast P . Provplattorna 3-9. Anger brottlast.

Variation in the angle of rotation, φ_1 , between the column and the slab, measured at the column over the hinge bearing, with the column load, P . Test Slabs Nos. 3 to 9. Ultimate load.

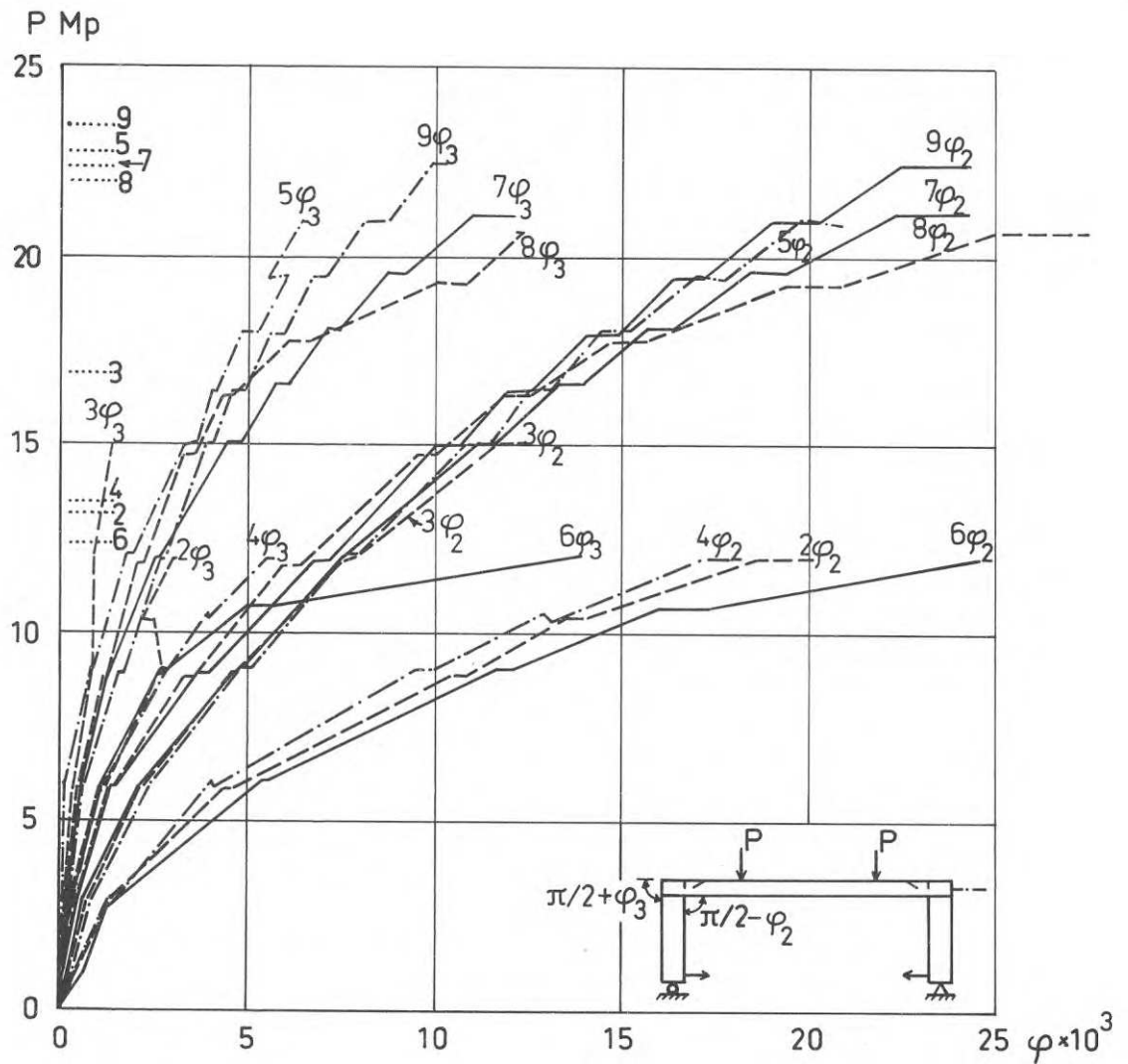


FIG. 15b. Vid pelaren över rullagret uppmätta vinkeländringar φ för olika pelarlast P . Provplattorna 2-9.
 φ_2 = Vinkeländring mellan pelare och platta, se FIG. 15c.
 φ_3 = Vinkeländring mellan pelare och den plattedel, som ligger mitt över pelaren, se FIG. 15c. Anger brottlast.

Variation in the angles of rotation, φ_1 , measured at the column over the roller bearing, with the column load, P . Test Slabs Nos. 2 to 9.
 φ_2 = Angle of rotation between the column and the slab, see FIG. 15c.
 φ_3 = Angle of rotation between the column and the slab portion straight over the column, see FIG. 15c.
 Ultimate load.

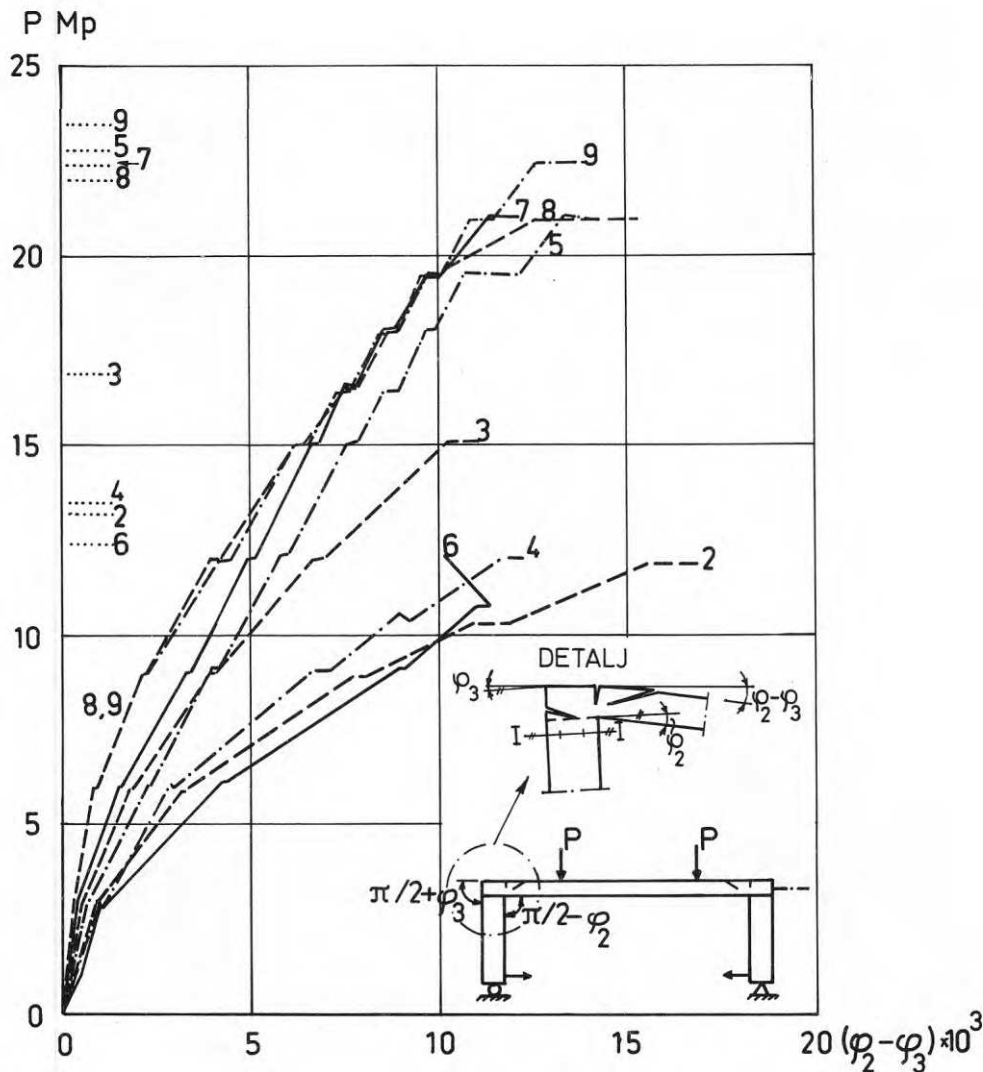


FIG. 15c. Vid pelaren över rullagret uppmätt vinkeländring $\varphi_2 - \varphi_3$ för olika pelarlast P . Provplattorna 2-9. Innan skjivspricka slagit upp, ger $\varphi_2 - \varphi_3$ vinkeländringen mellan den plattdel, som gränsar till pelaren och den plattdel, som ligger mitt över pelaren. Sedan skjivspricka slagit upp, ger $\varphi_2 - \varphi_3$ en uppfattning om vinkeländringen mellan plattdelen utanför skjivsprickan och plattdelen mitt över pelaren.

..... Anger brottlast. Anm. φ mättes med mätanordning enligt FIG. 6. φ mättes alltså i förhållande till pelartvårsnittet I-I, som låg 50 mm från plattans undersida.

Variation in the angle of rotation, $\varphi_2 - \varphi_3$, measured at the column over the roller bearing, with the column load, P . Test Slabs Nos. 2 to 9. Before the formation of the shear crack, $\varphi_2 - \varphi_3$ represents the angle of rotation between the slab portion adjacent to the column and the slab portion straight over the column. After the opening of the shear crack, $\varphi_2 - \varphi_3$ is approximately equal to the angle of rotation between the slab portion outside the shear crack and the slab portion straight over the column.

..... Ultimate load.

Note. The angle φ was determined by means of the measuring device shown in FIG. 6. Consequently, φ , was measured with reference to the column cross section I-I, which was situated at a distance of 50 mm from the bottom surface of the slab.

skjuvarmering eller ej. Denna vinkeländring påverkades ej heller nämnvärt av inspänningsarmeringens utformning, så länge pelarlasten var mindre än 80 o/o av brottvärdet. Av FIG. 15b-c framgår emellertid, att fördelningen av den resulterande vinkeländringen φ_2 på delvinkeländringarna φ_3 och $\varphi_2-\varphi_3$ var väsentligt olika vid provplattorna med resp. utan skjuvarmering.

Vid provplattorna 2 och 3, som båda saknade skjuvarmering, var φ_3 , sedan skjvsprickan slagit upp, liten i förhållande till φ_2 och undergick praktiskt taget ingen förändring då pelarlasten ökades. Vid provplattorna utan skjuvarmering var alltså nästan hela vinkeländringen φ_2 mellan pelare och platta koncentrerad till skjvsprickan. Vid provplattorna 4-9, som alla hade skjuvarmering, utgjorde φ_3 däremot minst 30 o/o av φ_2 . Eftersom skjuvarmeringen kopplade ihop plattdelarna på ömse sidor om skjvsprickan, var vid provplattorna med skjuvarmering den totala vinkeländringen φ_2 koncentrerad huvudsakligen till två zoner. Delvinkeländringen $\varphi_2-\varphi_3$ var koncentrerad till böjsprickan mitt över pelarens tryckta kant och delvinkeländringen φ_3 till sprickan mellan pelaren och plattdelen mitt över pelaren.

Provplattorna med skjuvarmering och samma mängd böjarmering hade vid lika pelarlast ungefär lika stor vinkeländring $\varphi_2-\varphi_3$, vilket visar att deformationen av själva plattan var tämligen oberoende av inspänningsarmeringens fördelning och utformning. Vinkeländringen φ_3 uppvisade däremot ganska stor variation när pelarlasten översteg ~ 80 o/o av brottlasten. Orsaken var, att utformningen av pelarens inspänningsarmering påverkade sprickbildningen inom det område, där pelaren var ansluten till plattan, se avsnitt 2.4.

Av FIG. 15a-b framgår att vid provplattorna 4 och 7-9 var $\varphi_2 > \varphi_1$, att vid provplatta 6 var $\varphi_2 < \varphi_1$ samt att vid provplattorna 3 och 5 var $\varphi_2 \approx \varphi_1$. Differensen $\varphi_2-\varphi_1$, som var störst vid provplatta 8, korresponderar med plattans uppmätta horisontalförskjutning f , FIG. 16.

2.8 Horisontalförskjutning

Plattans horisontalförskjutning λ längs linjen genom pelarcentra redovisas som funktion av pelarlasten P i FIG. 16. Horisontalförskjutningen, som bestämdes endast för provplattorna 7-9, mättes vid pelaren över fixlagret.

Horisontalförskjutningens inverkan på plattans inspänningsmoment har berörts i avsnitt 2.4. Horisontalförskjutningens effekt på vinkeländringen mellan pelare och platta har berörts i avsnitt 2.7.

2.9 Betongstukning

Sambandet mellan betongstukning ϵ i tangentiell riktning och pelarlast P redovisas i FIG. 17. Stukningen mättes i punkter 25 mm från pelarens tryckta hörn.

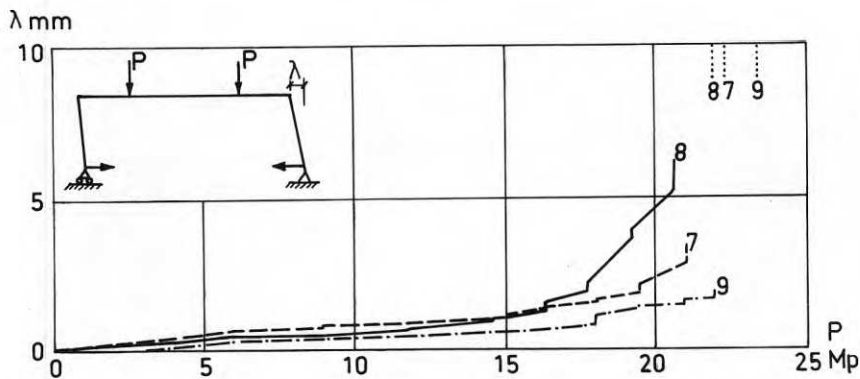


FIG. 16. Uppmätta samband mellan plattans horisontalförskjutning λ och pelarlasten P . Provplattorna 7-9.
..... Anger brottlast.

Observed relations between the horizontal displacement (sideway) of the slab, λ , and the column load, P . Test Slabs Nos. 7 to 9.

..... Ultimate load.

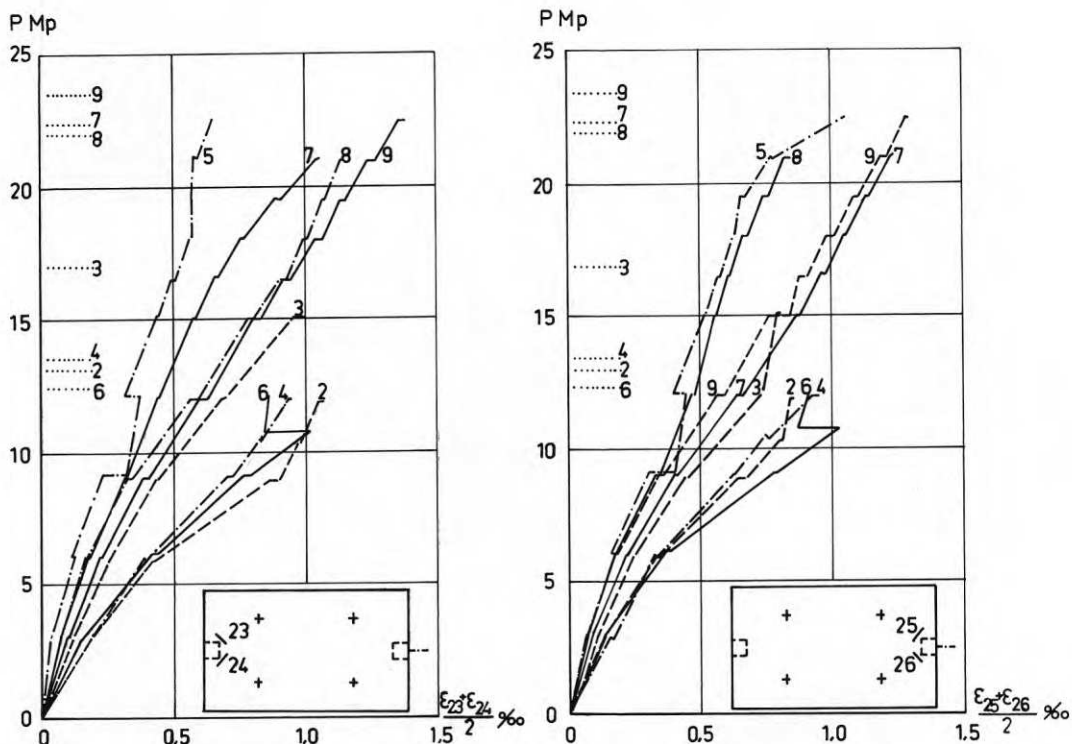


FIG. 17. Uppmätt betongstukning ϵ i underkant platta vid olika pelarlast P . Provplattorna 2-9. ϵ mättes vinkelrätt mot pelartvärsnittets diagonaler i punkter 25 mm från pelarens tryckta hörn. Mätpunkterna 23 och 24 ligger vid pelaren över rullagret.

..... Anger brottlast.

Variation in the observed compressive strain, ϵ , of the concrete at the bottom of the slab with the column load, P . Test Slabs Nos. 2 to 9. The strain, ϵ , was measured at right angles to the diagonals of the column cross sections at points 25 mm from the compressed corners of the column. The points of measurement Nos. 23 and 24 were situated at the column over the roller bearing.

..... Ultimate load.

För här redovisade plattor synes stukningen vid brottlast ha varit mindre än vid cirkulära plattor understödda av pelare i mitten, Kinnunen & Nylander /4/, Andersson /6/, samt även mindre än vid tresidigt upplagda rektangulära plattor med pelare vid den fjärde sidan, Andersson /10/. Orsaken till den mindre brottstukningen vid provplattorna 2-9 kan ha varit att betydande mängd armering var inlagd vid plattans undersida och att mätpunkterna kom att ligga intill armeringsstänger.

Vid provplatta 6 noterad minskning av betongstukningen i mät-punkterna 23-26 vid pelarlasten 10,7 Mp (107 kN) sammanhängande med sprickbildningen mellan platta och pelare.

2.10 Töjning i böjarmeringen

Böjarmeringens utformning och fördelning har visats i FIG. 4a-d. Uppmätt töjning ϵ i plattans böjarmering redovisas som funktion av pelarlasten P i FIG. 18-20 och i TAB. 5. Töjningar större än 2,5 o/oo har ej medtagits i figurerna. FIG. 18a och c ger töjningen i inspänningsarmeringen, littera A och B. FIG. 19 ger töjningen i fältarmeringen, littera G. FIG. 20 ger töjningen i överkantisarmeringen parallell med plattans understödda kanter, littera C. FIG. 18b visar för provplattorna 8 och 9 hur töjningen i plattans inspänningsarmering var fördelad längs ett snitt parallellt med pelarens tryckta kant.

Armering littera A och B:

Vid brottlast var med undantag av provplatta 3, som hade den större mängden böjarmering och saknade skjuvarmering, vid samtliga provplattor sträckgränsen uppnådd i den inspänningsarmering, som låg över pelarens tryckta kant, se mätpunkt 8 i FIG. 18a. Som väntat, var vid provplattor med samma armeringsmängd den pelarlast, vid vilken sträckgränsen uppnåddes, beroende av inspänningsarmeringens fördelning. Såväl provplattorna 4 och 6, som provplattorna 5 och 7, visar att sträckgränsen uppnåddes i mätpunkt 8 vid lägre pelarlast då en mindre del av den totala inspänningsarmeringen var inlagd över pelaren. Att så ej var fallet vid provplattorna 8 och 9, vid vilka den över pelaren inlagda delen av inspänningsarmeringen var ännu mindre än vid provplatta 7, sammanhängande med att klyvspricka slog upp i pelardel ovanför plattan. Uppkomsten av klyvspricka vid provplattorna 8 och 9 vid pelarlasten 16,5 Mp (165 kN) resp. 19,5 Mp (195 kN) medförde, att förhållandet mellan inspännings- och fältmomentet minskade, jämför provplattorna 5 och 7-9 i FIG. 12 och 19. Vid provplatta 9 var dessutom sträckgränsen för den över pelaren inlagda inspänningsarmeringen större än vid de övriga provplattorna.

FIG. 18a-b visar att i plattans "inspänningssnitt" var töjningen i armeringen utanför pelaren mindre än i armeringen över pelaren. Vid uppritning av de heldragna och streckade kurvorna i FIG. 18b har förutsatts att töjningen mellan två närliggande mätpunkter varierade linjärt. I FIG. 18b har för provplatta 9 inritats även två punkterade kurvor, som förutsätter lika töjning i armeringsstängerna över pelaren. Troligt är, att de

punkterade kurvorna ger en riktigare bild av töjningens verkliga fördelning. Enligt de punkterade kurvorna var på avståndet x , för $x \geq d_2/2$, töjningen i inspänningsarmeringen

$$\varepsilon \approx \varepsilon_0 \cdot \frac{d_2}{2x} \quad (2.10)$$

där ε betecknar töjningen i armeringen över pelaren. Töjningen i plattans inspänningsarmering i ett snitt längsefter pelarens tryckta kant var således inom området utanför pelaren approximativt omvänt proportionell mot avståndet från symmetrilinjen genom pelarcentra. Som jämförelse kan nämnas, att vid försök med cirkulära plattor understödda av pelare i mitten, vilka tänktes representera plattdel kring innerpelare, var den tangentiella töjningen approximativt omvänt proportionell mot avståndet från pelarens mittpunkt, Kinnunen & Nylander /4/ och Andersson /6/.

Av FIG. 18a och c framgår, att då sträckgränsen hade uppnåtts i inspänningsarmeringen över pelarens tryckta kant, förblev vid provplattorna 5-7 töjningen i mätpunkt 9, som låg 215 mm från pelarens tryckta kant på samma armeringsstång som mätpunkterna 8 och 89, nästan oförändrad. Det oaktat började vid provplattorna 5 och 7 töjningen i mätpunkt 89, som låg ungefär där brottsprickan skar inspänningsarmeringen, att öka snabbt, då pelarlasten översteg ~ 90 o/o av brottlasten. Detta tyder på att vid provplattorna 5 och 7 började brottsprickan uppstå vid ~ 90 o/o av brottlasten. Vid provplattorna 8 och 9 förblev töjningen i mätpunkt 9 nästan konstant sedan klyvspricka hade uppstått i pelardel ovanför plattan. Vid brottlast var vid provplatta 4, och troligen även vid provplatta 2, sträckgränsen uppnådd i mätpunkt 9. Uppmätt töjning i mätpunkt 89 visar, att försiktighet måste iakttagas beträffande inspänningsarmeringens utdragslängd och förankring i plattan.

Armering littera G:

Av FIG. 19 framgår, att längs hela belastningssnittet var töjningen i fältarmeringen tämligen lika. Dock var töjningen vid de flesta provplattorna något större vid plattans kant än på symmetrilinjen. Vid provplattorna med den större böjarmeringsmängden var medelvärdet av töjningen i mätpunkterna 13 och 14 i huvudsak oberoende av inspänningsarmeringens fördelning. Vid provplattorna med den mindre böjarmeringsmängden synes en minskning av andelen över pelaren liggande inspänningsarmering medfört en ökning av töjningen i fältarmeringen. Endast om provplatta 3 kan med säkerhet sägas, att vid brottlast var sträckgränsen inte uppnådd i fältarmeringen. Vid de övriga provplattorna var fältarmeringen helt eller nästan helt utnyttjad vid brottlast. Vid provplattorna 8 och 9 hade uppkomsten av klyvspricka i pelardel ovanför plattan till följd, att töjningen i fältarmeringen började öka snabbare med ökande pelarlast. Vid provplatta 9 var töjningen i mätpunkt 14 vid brottlast 4,2 o/o.

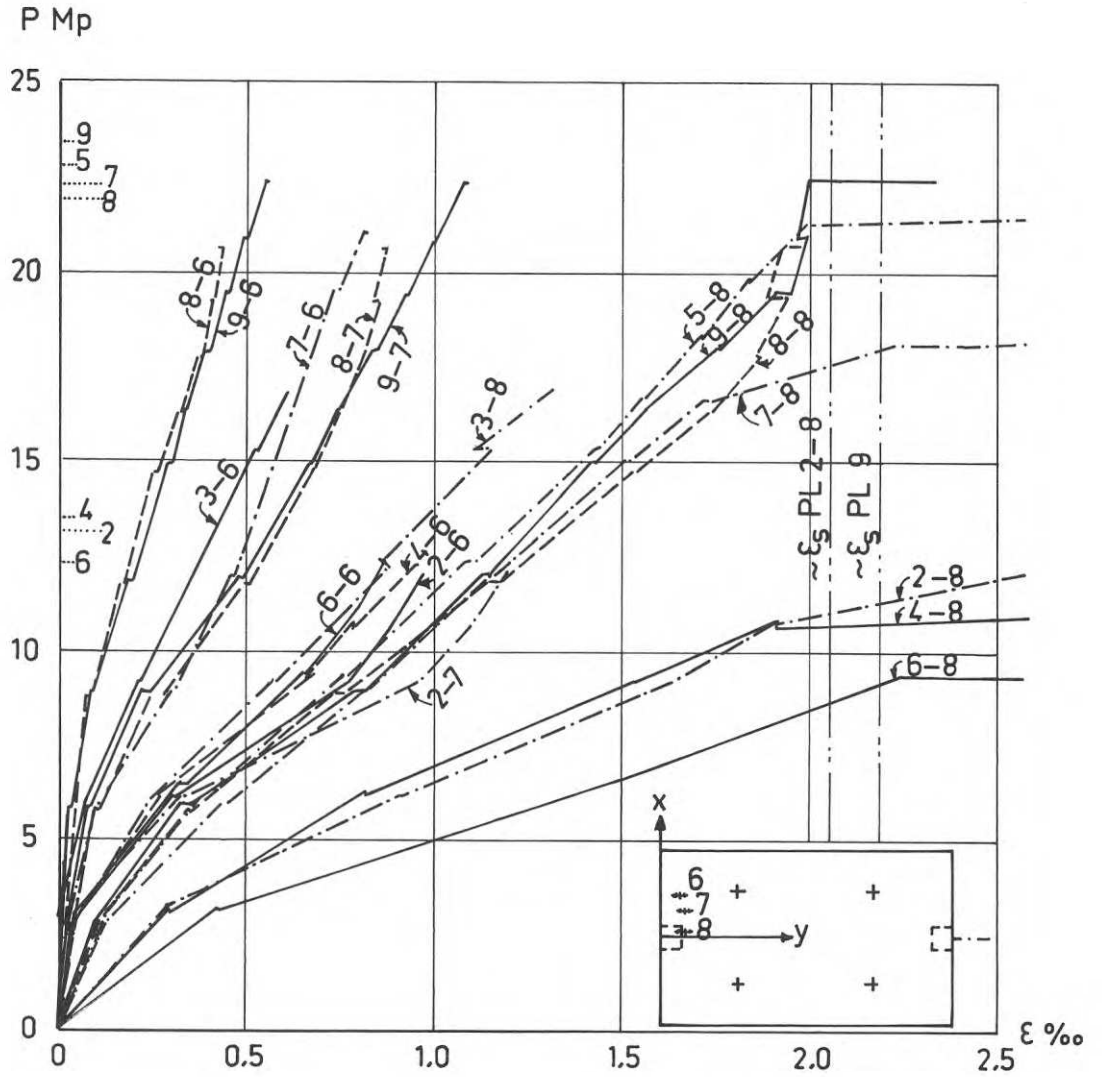


FIG. 18a. Uppmätt töjning ϵ i plattans inspänningsarmering, littera A och B, vid olika pelarlast P. $\epsilon \geq 2,5$ o/oo redovisas i TAB. 5. Provplattorna 2-9. Beteckning av kurvor: 3-8 betyder platta 3, mätpunkt 8. Etc.

..... Anger brottlast. — · — · — · — Anger ungefärlig sträckgränstöjning ϵ_s . Mätpunkt 6: ($x \approx 190$, $y \approx 115$) för pl. 2-4 och 7, ($x = 350$, $y = 110$) för pl. 6, ($x \approx 390$), $y \approx 220$) för pl. 8-9. Mätpunkt 7: ($x \approx 230$, $y \approx 210$). Mätpunkt 8: ($x \approx 20$, $y \approx 215$). Mått i mm.

Variation in the observed strain, ϵ , of the slab reinforcement for restraining moments, Types A and B, with the column load, P. The values of $\epsilon \geq 2.5$ per mil are given in TAB. 5. Test Slabs Nos. 2 to 9. Curve notations: 3-8, etc. = Test Slab No. 3, point of measurement No. 8, etc.

..... Ultimate load. — · — · — · — Approximate yield point strain, ϵ_s . Point of measurement No. 6: ($x \approx 190$, $y \approx 115$) for Test Slabs Nos. 2 to 4 and 7, ($x = 350$, $y = 110$) for Test Slab No. 6, ($x \approx 390$, $y \approx 220$) for Test Slabs Nos. 8 and 9. Point of measurement No. 7: ($x \approx 230$, $y \approx 210$). Point of measurement No. 8: ($x \approx 20$, $y \approx 215$). All dimensions are in millimetres.

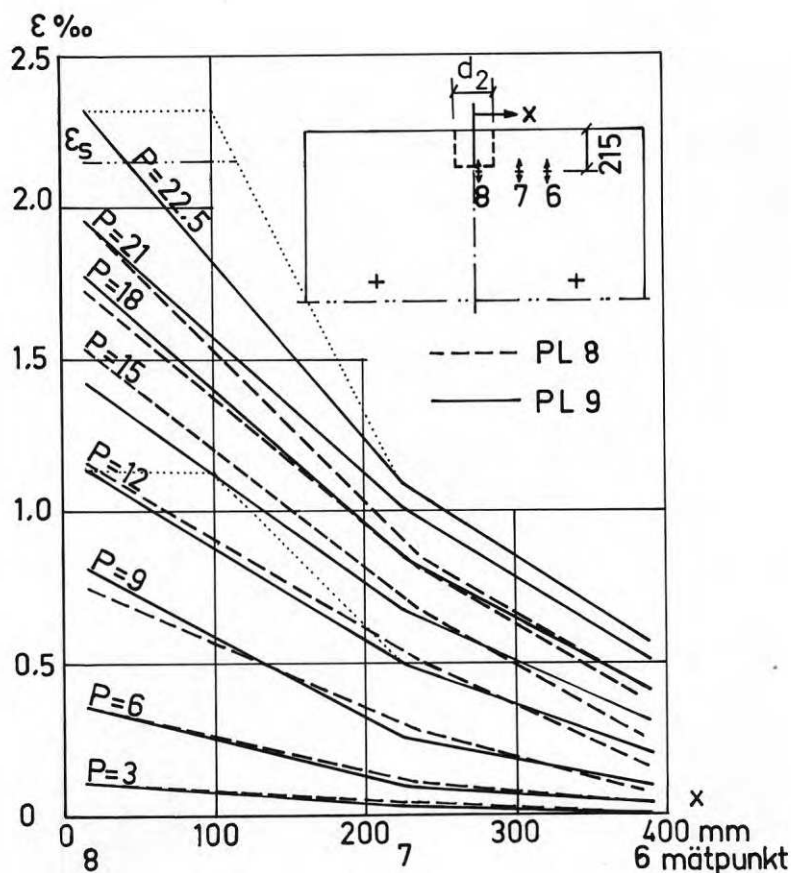


FIG. 18b. Uppmätt töjning ϵ i plattans inspänningsarmering, littera A och B, vid olika pelarlast P . Töjningens fördelning längs ett snitt parallellt med pelarens tryckta kant. Provp Plattorna 8 och 9.

..... Anger töjningens fördelning vid platta 9 om stängerna över pelarens tryckta kant antages ha samma ϵ . ———— Anger sträckgränstöjningen ϵ_s .

Variation in the observed strain, ϵ , of the slab reinforcement for restraining moments, Types A and B, with the column load, P . Distribution of the strain in a section parallel to the compressed face of the column. Test Slabs Nos. 8 and 9.

..... Distribution of the strain in Test Slab No. 9 shown on the assumption that the strains, ϵ , of the bars over the compressed face of the column are equal. ———— Yield point strain, ϵ_s .

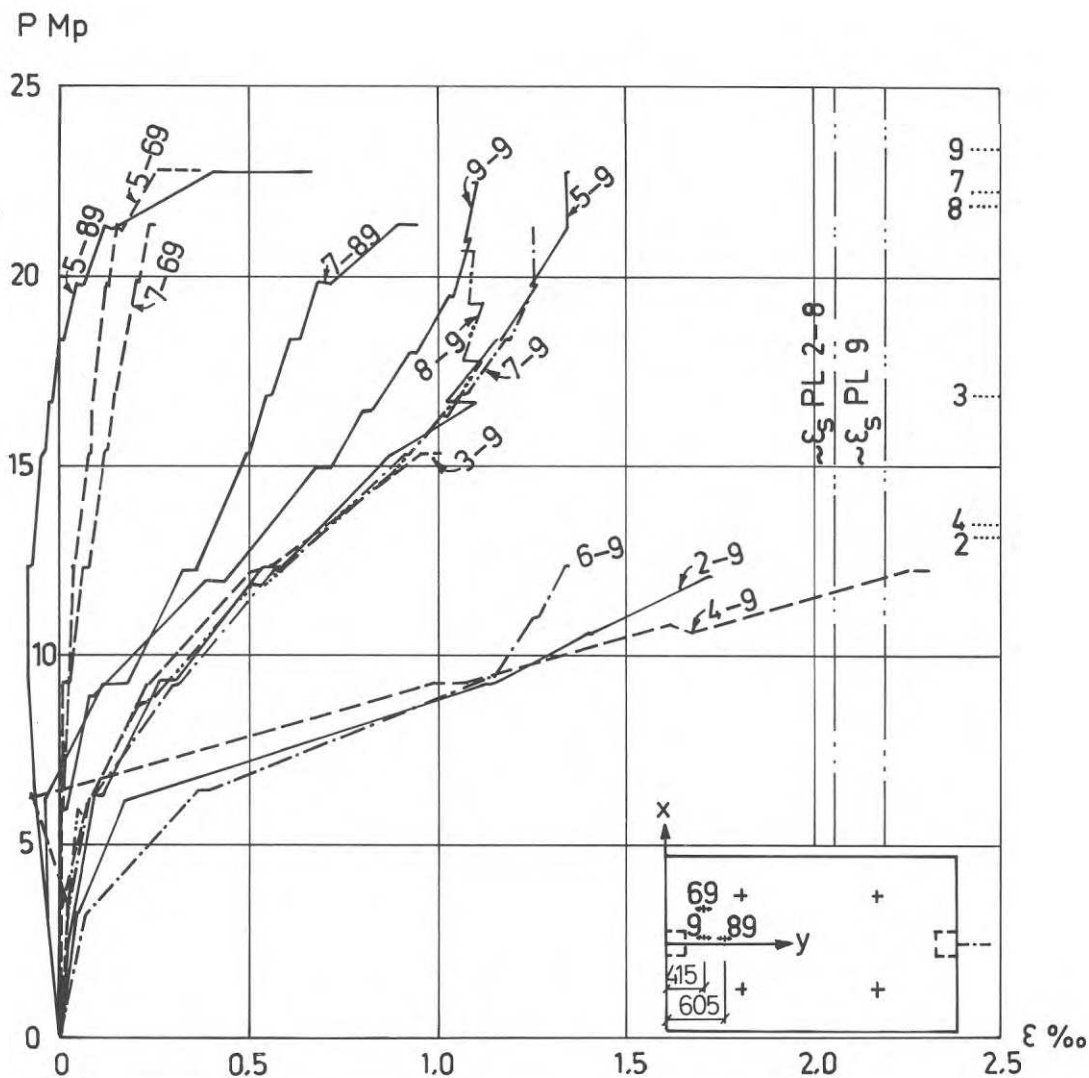


FIG. 18c. Uppmätt töjning ϵ i plattans inspänningsarmering, littera A och B, vid olika pelarlast P. Provplattorna 2-9. Beteckning av kurvor: 6-9 betyder platta 6, mät-punkt 9. Etc.

..... Anger brottlast. — .. — .. — Anger ungefärlig sträckgränstöjning ϵ_s . Mät-punkt 9: ($x \approx 45$) för pl. 2-4, ($x \approx 20$) för pl. 5 och 7-9, ($x \approx 5$) för pl. 6. Mät-punkt 89: ($x \approx 20$). Mät-punkt 69: ($x = 390$), för pl. 5, ($x = 320$) för pl. 7. Mått i mm.

Variation in the observed strain, ϵ , of the slab reinforcement for restraining moments, Types A and B, with the column load, P. Test Slabs Nos. 2 to 9. Curve notations: 6-9, etc. = Test Slab No. 6, point of measurement No. 9, etc.

..... Ultimate load. — .. — .. — Approximate yield point strain, ϵ_s . Point of measurement No. 9: ($x \approx 45$) for Test Slabs Nos. 2 to 4, ($x \approx 20$) for Test Slabs Nos. 5 and 7 to 9, ($x \approx 5$) for Test Slab No. 6. Point of measurement No. 89: ($x \approx 20$). Point of measurement No. 69: ($x = 390$) for Test Slab No. 5, ($x = 320$) for Test Slab No. 7. All dimensions are in millimetres.

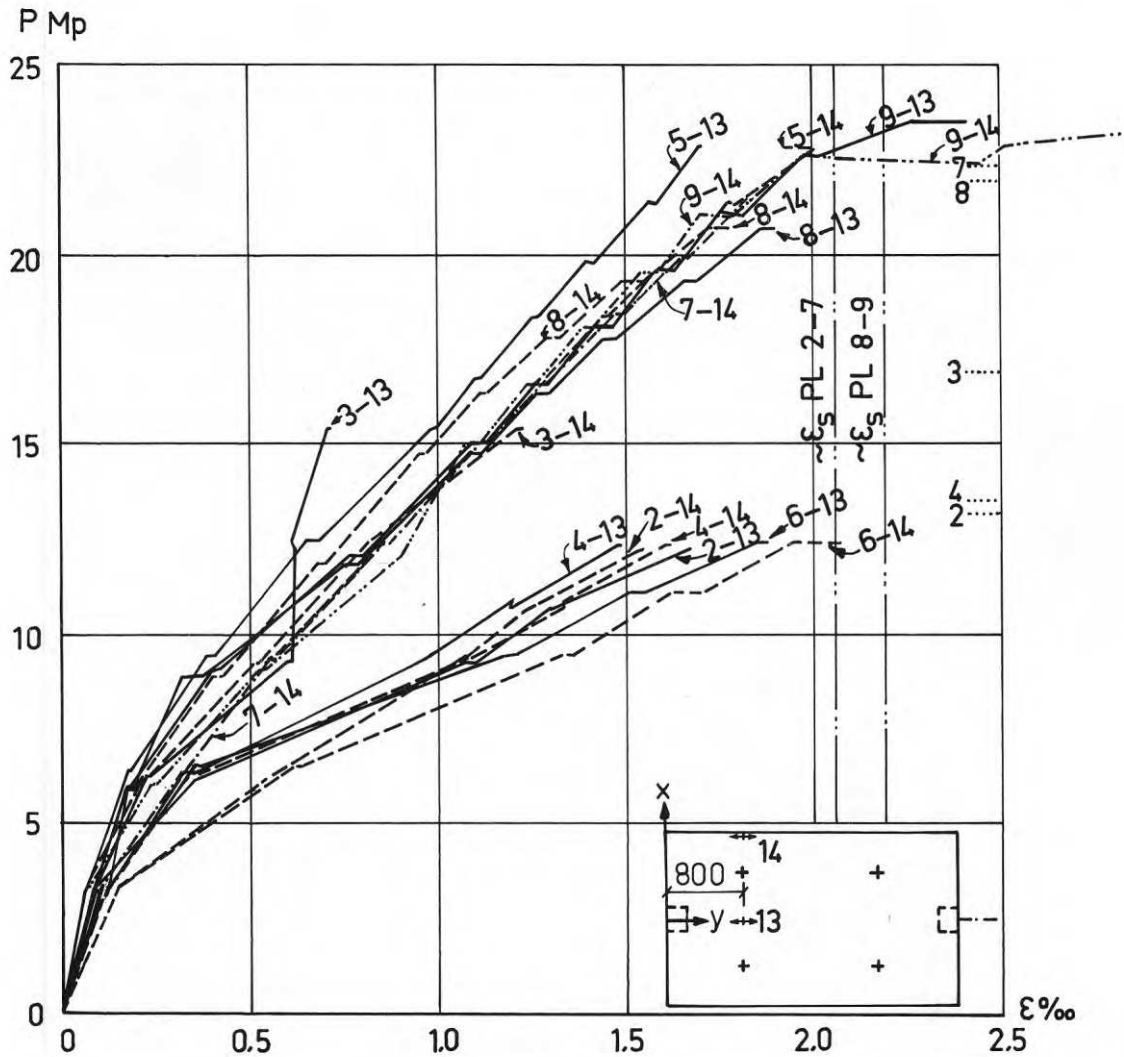


FIG. 19. Uppmätt töjning ϵ i plattans underkantsarmering littera G vid olika pelarlast P. Provplattorna 2-9. (Vid platta 9 var i mätpunkt 14 $\epsilon = 4,2$ o/oo vid brottlast.) Beteckning av kurvor: 3-13 betyder platta 3, mätpunkt 13. Etc.

..... Anger brottlast. — .. — .. — Anger ungefärlig sträckgränstöjning ϵ_s . Mätpunkt 13: ($x \approx 10$) för pl. 2, 4 och 6, ($x \approx 40$) för pl. 3, 5 och 7-9. Mätpunkt 14: ($x \approx 870$). Mått i mm.

Variation in the observed strain, ϵ , of the bottom reinforcement of the slab, Type G, with the column load, P. Test Slabs Nos. 2 to 9. (In Test Slab No. 9, the strain at the point of measurement No. 14 was 4.2 per mil at the ultimate load.) Curve notations: 3-13, etc. = Test Slab No. 3, point of measurement No. 13, etc. Ultimate load. — .. — .. — Approximate yield point strain, ϵ_s . Point of measurement No. 13: ($x \approx 10$) for Test Slabs, 2, 4 and 6, ($x \approx 40$) for Test Slabs Nos. 3, 5 and 7 to 9. Point of measurement No. 14: ($x \approx 870$). All dimensions are in millimetres.

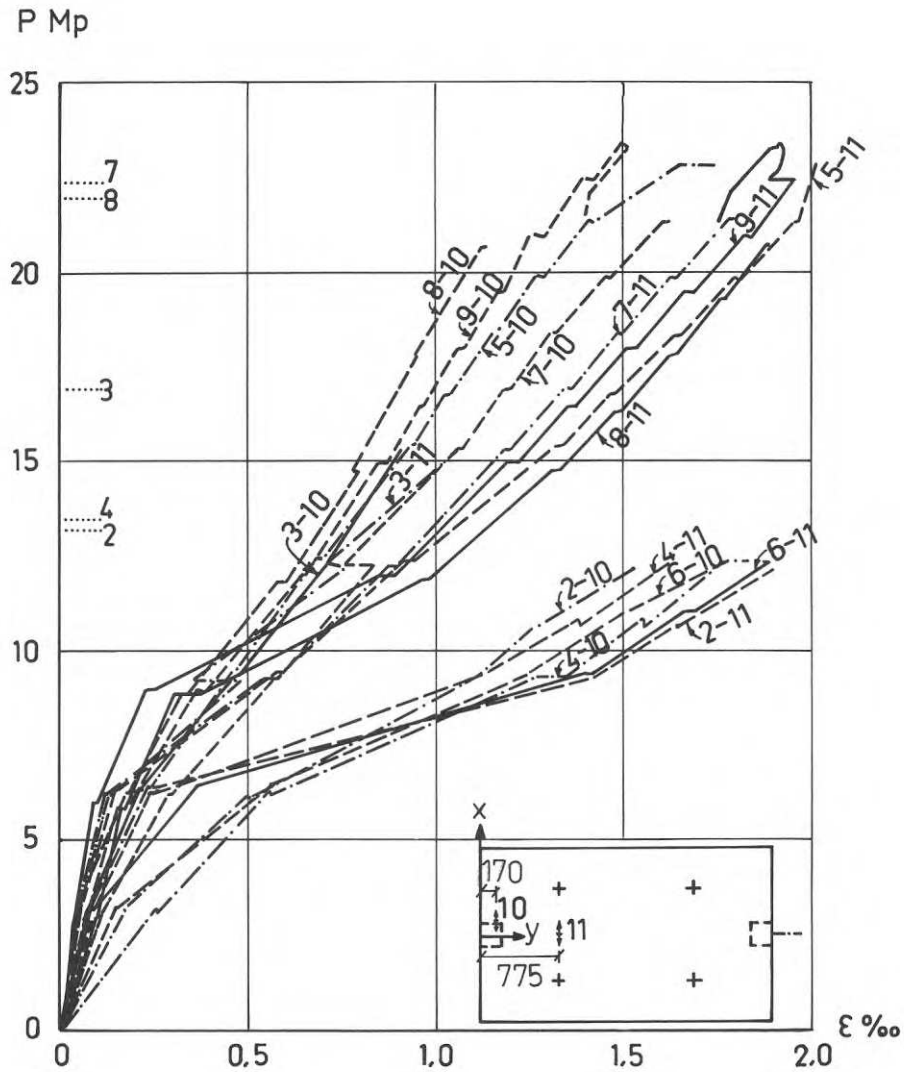


FIG. 20. Uppmätt töjning ϵ i plattans överkantsarmering littera C, parallellt med understödd plattkant, vid olika pelarlast P . Provplattorna 2-9. Beteckning av kurvor: 5-11 betyder platta 5, mätpunkt 11. Etc.

..... Anger brottlast. Mätpunkt 10: ($x \approx 135$) för pl. 2, 4 och 7, ($x \approx 120$) för pl. 3, 5, 6 och 8, ($x = 100$) för pl. 9. Mätpunkt 11: ($x \approx 5$). Mått i mm.

Variation in the observed strain, ϵ , of the top reinforcement of the slab, Type C, parallel to the supported edge of the slab, with the column load, P . Test Slabs Nos. 2 to 9. Curve notations: 5-11, etc. = Test Slab No. 5, point of measurement No. 11, etc.

..... Ultimate load. Point of measurement No. 10: ($x \approx 135$) for Test Slabs Nos. 2, 4 and 7, ($x \approx 120$) for Test Slabs Nos. 3, 5, 6 and 8, ($x = 100$) for Test Slab No. 9. Point of measurement No. 11: ($x \approx 5$). All dimensions are in millimetres.

TABELL 5. Komplement till FIG. 18a.

Uppmätt töjning ϵ i plattans inspänningsarmering i
mätpunkt 8 vid olika pelarlast P.

Platta	P	ϵ o/oo		Platta	P	ϵ o/oo	
		Första avläsning	Andra avläsning			Mp	Första avläsning
2	10,5	1,8	1,8	5	21,3	1,9	2,0
	12,1	2,6	2,8		22,5	7,3	10,6
4	10,7	1,9	1,9	7	18,1	2,2	2,4
	12,3	6,5	7,1		19,5	4,1	4,4
					21,1	6,1	6,4
6	9,4	2,2	3,0				
	11,0	8,3	-				
	12,4	9,9	8,7				

Armering littera C:

Av FIG. 20 framgår att i överkantsarmeringen parallell med plattans understödda kanter var töjningen i mätpunkt 10, som låg intill pelare, mindre än i mätpunkt 11, som låg intill belastningssnitt. Provplatta 4 utgjorde dock ett undantag. Vid lika pelarlast var för provplattorna med samma böjarmeringsmängd medelvärdet av töjningen i mätpunkterna 10 och 11 ungefär lika. Vid brottlast var sträckgränsen inte uppnådd, men töjningen i mätpunkt 11 var, med undantag av provplatta 3, endast ca 2-8 o/o mindre än sträckgränstöjningen. Som helhet betraktad, var överkantsarmeringen vid brottlast utnyttjad till ~90 o/o, utom vid provplatta 3. Överkantsarmeringen littera C var således något (högst 10 o/o) överdimensionerad. Som påpekats i avsnitt 1.3, beräknades mängden erforderlig överkantsarmering utan att beakta effekten av stödutbredningen. Att överkantsarmeringen vid vardera pelaren fördelades jämnt inom området mellan plattans kant och närmaste belastningssnitt medförde icke någon påtaglig nackdel.

2.11 Töjning i vridarmeringen

Uppmätt töjning ϵ i armeringsstängerna littera D och E redovisas som funktion av pelarlasten P i FIG. 21. Armeringens utformning och fördelning framgår av FIG. 4a-d.

Armering littera D:

Mät punkt 12 ger töjningen i armeringsstång littera D i överkant platta invid plattans understödda kant. Självfallet verkade intill varandra liggande stänger littera D och littera C ej oberoende av vardera som enbart vrid- resp. böjarmering, utan upptog samtidigt både vrid- och böjmoment. Stängerna littera D kan således ej betraktas som renodlad vridarmering. Likväl visar FIG. 21 att vid lika pelarlast var vid provplattor med samma böjarmeringsmängd töjningen i mätpunkt 12 approximativt direkt proportionell mot andelen utanför pelaren liggande inspänningsarmering.

Armering littera E:

Mät punkt 16 ger töjningen i armeringsstång littera E i underkant platta invid plattans understödda kant. Av FIG. 21 framgår, att vid lika pelarlast varierade töjningen i mätpunkt 16 starkt mellan provplattor med samma böjarmeringsmängd. Orsakerna härtill kan ha varit flera. En väsentlig faktor, som bestämde töjningens storlek, måste ha varit stångens deformation till följd av vinkeländring mellan platta och pelare. FIG. 11a, se platta 6, visar tydligt, att nämnda vinkeländring kunde orsaka stora deformationer i den ifrågavarande stången. Töjningen i mätpunkt 16 var naturligtvis även beroende av mätpunktens avstånd från pelaren och av stångens avstånd från plattans undersida. Av FIG. 21 framgår, att i den stång littera E, vilken låg närmast plattans understödda kant, uppträdde i regel dragspänning, att motsvarande töjning kunde vara relativt stor, se platta 9, och att töjningen kunde öka snabbt omedelbart före

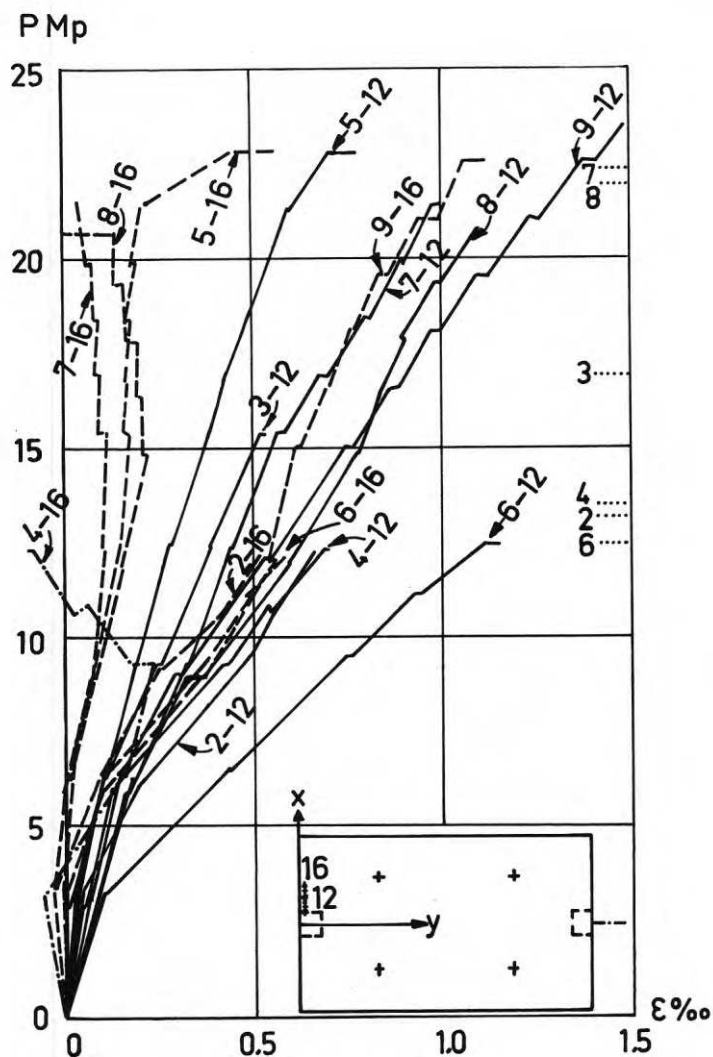


FIG. 21. Vid olika pelarlast P uppmätt töjning ϵ i armeringsstängerna littera D (mät punkt 12) och E (mät punkt 16), vilka med hänsyn till vridning inlades i överkant resp. underkant platta. Beteckning av kurvor: 6-12 betyder platta 6, mät punkt 12. Etc.

..... Anger brottlast. Mät punkt 12: ($x \approx 255$, $y \approx 40$) för pl. 2-7, ($x \approx 130$, $y \approx 70$) för pl. 8-9. Mät punkt 16: ($x \approx 160$, $y \approx 50$) för pl. 2-8, ($x = 110$, $y = 50$) för pl. 9. Mått i mm.

Variation in the observed strain, ϵ , with the column load, P . Reinforcing bars, Type D (point of measurement No. 12) and Type E (point of measurement No. 16), which were placed at the top and at the bottom of the slab, respectively, to resist torsion. Curve notations: 6-12, etc. = Test Slab No. 6, point of measurement No. 12, etc. Ultimate load. Point of measurement No. 12: ($x \approx 255$, $y \approx 40$) for Test Slabs Nos. 2 to 7, ($x \approx 130$, $y \approx 70$) for Test Slabs Nos. 8 and 9. Point of measurement No. 16: ($x \approx 160$, $y \approx 50$) for Test Slabs Nos. 2 to 8, ($x = 110$, $y = 50$) for Test Slab No. 9. All dimensions are in millimetres.

brott, se platta 5.

2.12 Töjning i skjuvarmeringen

Uppmätt töjning ϵ i skjuvarmeringen redovisas som funktion av pelarlasten P i FIG. 22a-b. Skjuvarmeringens fördelning och utformning framgår av FIG. 4e och 5. Av FIG. 4e framgår även läget av de skjuvjärn, i vilka töjningen mättes. Mätpunkterna 20, 21 och 22 låg således resp. på plattans symmetrilinje genom pelarna, vid pelarens tryckta hörn och intill plattans understödda kant.

Provplattorna 4 och 6:

Vid provplattorna med den mindre böjarmeringsmängden, plattorna 4 och 6, var enligt FIG. 22a töjningen i mätpunkt 20 alltid större än i mätpunkt 21. Vid lika pelarlast var medelvärdet av töjningen i mätpunkterna 20 och 21 ungefär lika för de två provplattorna. Om töjningen i mätpunkt 22 vid olika värden på pelarlasten ställs i relation till sprickbilden längs plattans understödda kant, framgår av FIG. 22b och 9d, att vid provplattorna 4 och 6 måste skjuvjärnen närmast plattans understödda kant ha fungerat som vridarmering.

Provplattorna 5, 7, 8 och 9:

Vid provplattorna med den större böjarmeringsmängden, plattorna 5, 7, 8 och 9, uppnådde töjningen i mätpunkterna 20 och 21, se FIG. 22a, större värden än vid provplattorna 4 och 6. Detta var naturligt, eftersom skjuvarmeringen ökade brottlasten endast för provplattorna med den större böjarmeringsmängden, se avsnitt 2.2. töjningen i mätpunkt 20 var större än i mätpunkt 21. När pelarlasten uppnådde ~ 90 o/o av brottvärdet, började töjningen utjämnas i mätpunkterna 20 och 21, alltså i skjuvarmeringen inom området innanför pelarens tryckta kant. Vid provplatta 5 ökade töjningen i mätpunkterna 20 och 21 under den sista lastökningen mycket snabbt och uppgick vid brottlast till $\sim 2,0$ o/o i båda mätpunkterna. Mot denna töjning svarade enligt FIG. 7 spänningen ~ 3800 kp/cm² (380 N/mm²). Vid provplatta 7 kunde i mätpunkt 20 större spänning än ~ 2300 kp/cm² (230 N/mm²) ej uppnås, vilket sannolikt berodde på att betongen under skjuvjärnets övre ändförankring började ge vika vid pelarlasten ~ 19 Mp (190 kN). Vid dragprov, se avsnitt 2.1, hade dragspänningen medelvärdet 2630 kp/cm² (263 N/mm²) och medelavvikelsen 560 kp/cm² (56 N/mm²) då skjuvjärnet brast intill endera ändförankringen.

Av FIG. 22b framgår, att töjningen i mätpunkt 22 var obetydlig vid provplattorna 5 och 7. Brottet, som vid dessa provplattor kom som genomstansning, måste alltså ha inletts inom området innanför pelarens tryckta kant. Ur FIG. 22b och 9d kan utläsas, att vid provplattorna 8 och 9, vid vilka tryckbrott erhöles i kantpelare, måste skjuvjärnen närmast plattans understödda kant ha verkat som vridarmering. Orsaken till att töjningen i mätpunkt 22 vid provplattorna 8 och 9 upphörde att öka innan brottlasten var uppnådd kan ses i FIG. 11b, delFIG. a. Det i figuren synliga skjuvjärnet antyder att dess förmåga att överföra

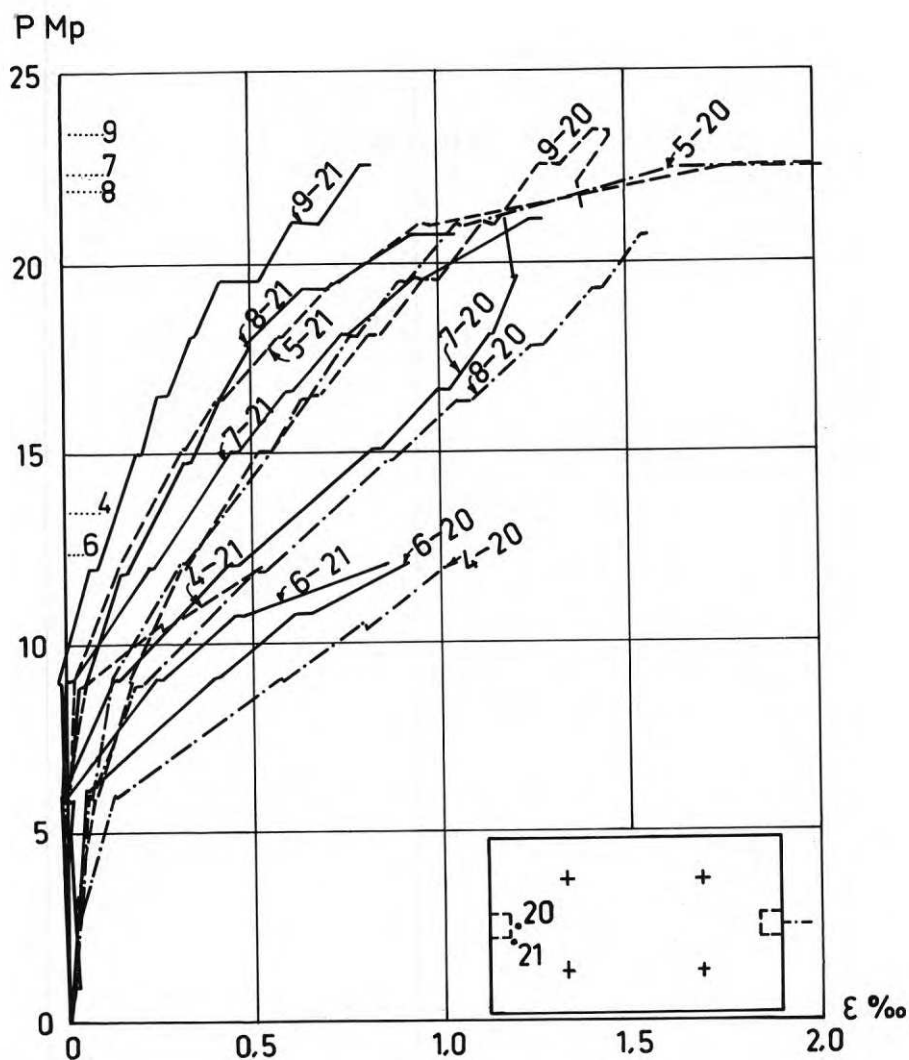


FIG. 22a. Uppmätt töjning ϵ i plattans skjuvarmering vid olika pelarlast P . Provplattorna 4-9. Mätpunkternas placering enligt FIG. 4e. Beteckning av kurvor: 4-20 betyder platta 4, mätpunkt 20. Etc.
 Anger brottlast.

Variation in the observed strain, ϵ , of the shear reinforcement of the slab with the column load, P . Test Slabs Nos. 4 to 9. For location of the points of measurement, see FIG. 4e. Curve notations: 4-20, etc. = Test Slab No. 4, point of measurement No. 20, etc.
 Ultimate load.

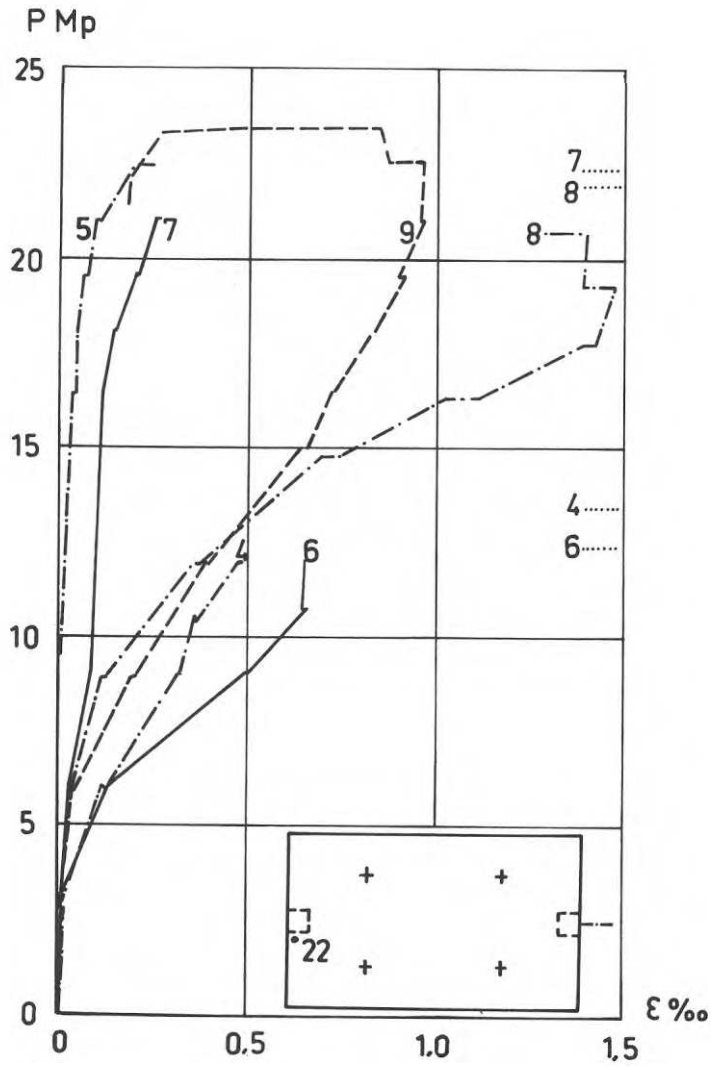


FIG. 22b. Uppmätt töjning ϵ i plattans skjuvarmering vid olika pelarlast P . Provplattorna 4-9. Mätpunktens placering enligt FIG. 4e.

..... Anger brottlast.

Variation in the observed strain, ϵ , of the shear reinforcement of the slab with the column load, P . Test Slabs Nos. 4 to 9. For location of the point of measurement, see FIG. 4e.

..... Ultimate load.

krafter vid den övre ändförankringen måste ha reducerats när kantpelaren tillsammans med pelardelen ovanför plattan började vridas loss från plattan.

Kraft i skjuvarmeringen:

Vid brottlast uppgick den resulterande kraften i skjuvarmeringen vid provplatta 6 till ~ 50 o/o och vid provplatta 5 till ~ 95 o/o av pelarlasten. Kraften i skjuvarmeringen har beräknats med ledning av uppmätt töjning i mätpunkterna 20-22 och spännings-töjningskurvorna i FIG. 7.

3 BESTÄMNING AV GRÄNSLAST

3.1 Gränslast vid överstarka pelare

Om vid brottlast varken armeringens sträckgräns eller betongens tryckhållfasthet är uppnådd i pelare, är pelarna överstarka. Bestämmande för brottlasten är då armeringen och betongen i den egentliga plattan.

Gränslasten bestäms med hjälp av brottlinjeteorin. Det förutsättes att tryckresultanten i pelartvårsnittet i nivå med plattans undersida kan upptas i punkter på pelarens omkrets. Denna förutsättning ger renodling av beräkningsantagandena, men medför samtidigt att den beräknade brottlasten blir något för stor, se 3.2.

Olika enkla brottlinjefigurer, av vilka några visas i FIG. 23, har studerats. Därvid har de två krafter varmed varje fördelningsbalk 4, se FIG. 2, belastar plattan ersatts med krafternas resultant.

3.1.1 Brottlinjefigur a)

Brottlinjefigur a), FIG. 23, förutsätter att sträckgränsen är uppnådd i all den armering, som är inlagd vinkelrätt mot understödd plattkant. Den nämnda armeringen är alltså helt utnyttjad. Därav följer att pelarlasten vid brott icke kan vara större än den pelarlast P_1 , vilken svarar mot brottlinjefiguren a). Med beteckningar enligt FIG. 23 är

$$P_1 = \frac{M'_x + 2M'_y + M_f}{a} \quad (3.1.1)$$

där alltså M'_x och $2M'_y$ betecknar den del av inspänningsmomentet vilken upptas av armering liggande över resp. utanför en kantpelare. M_f är det resulterande fältmomentet.

I detta sammanhang bör nämnas, att eftersom fältmomentet M_f är konstant inom hela den av belastningssnitten begränsade plattdelen I, FIG. 23, är hela denna plattdel plastiserad. Plattdelens krökningsradie är konstant. Utpräglade, till vissa snitt koncentrerade, brottlinjer uppstår ej. Den beräknade brottlasten ändras dock inte om vid beräkningen förutsättes att positiva brottlinjer bildas i belastningssnitten.

Hur mycket armering parallell med understödd plattkant måste finnas i plattan för att pelarlasten vid brott skall kunna uppnå sitt största möjliga värde P_1 ? Hur skall denna armering vara fördelad i sidled? Frågeställningen analyseras i det följande genom att brottlinjefigurer b) - h) studeras, FIG. 23. Därvid betecknar M'_y och m'_y a) resulterande negativt moment som upptas av överkantsarmeringen liggande över resp. utanför en kantpelare. M_y är resulterande positivt moment som upptas av den underkantsarmering, som ligger över en kantpelare. m_y är positivt moment per längdenhet och upptas av den underkantsarmering,

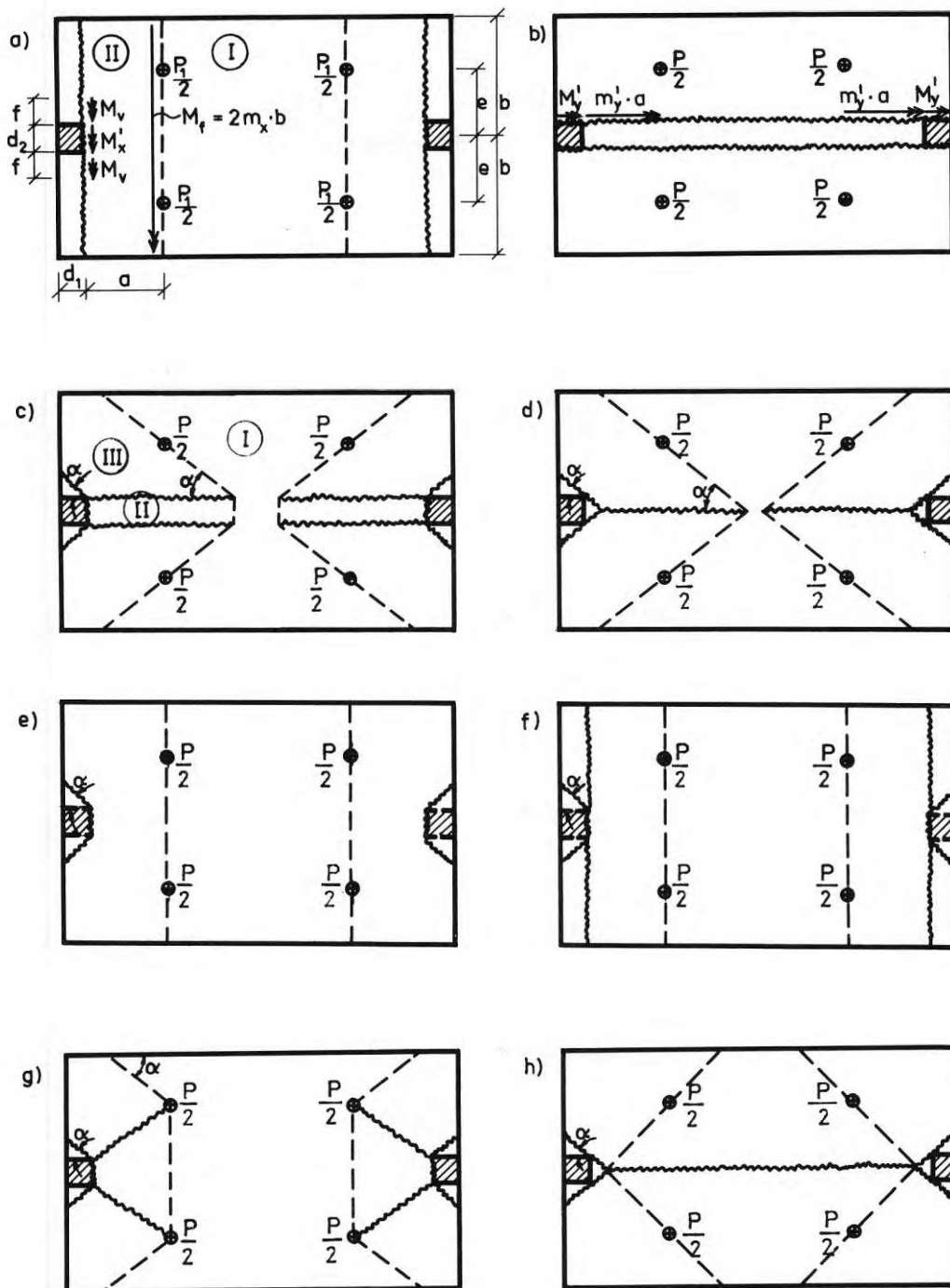


FIG. 23. Vid bestämning av provplattornas gränslast undersökta brottlinjefigurer a)-h). Överstarka pelare förutsättes. - - - - - Positiv brottlinje. ~~~~~ Negativ brottlinje. ⊕ Belastande punktkraft. ———>> Momentvektor. (I) (II) Plattdel I resp. II.

Yield line patterns (a) to (h) analysed in determining the ultimate loads of the test slabs. The columns were assumed to be over-designed. - - - - - Positive yield line. ~~~~~ Negative yield line. ⊕ Applied concentrated load. ———>> Moment vector. (I) and (II) Slab portions I and II.

som ligger utanför pelarna.

3.1.2 Brottlinjefigur b)

Brottlinjefiguren b), FIG. 23, ger som resultat att om $P = P_1$ skall plattan förses vid vardera pelaren med överkantsarmering svarande mot det resulterande momentet

$$M_y' + m_y' \cdot a = P_1 \cdot \frac{2e-d_2}{4} \quad (3.1.2)$$

Det resulterande momentet kan fördelas på M_y' och $m_y' \cdot a$ på godtyckligt sätt.

3.1.3 Brottlinjefigur c)

Bestämning av den gränslast P , som svarar mot brottlinjefiguren c) i FIG. 23, redovisas i detalj i BIL. A. Det visas, att om $P = P_1$ antar momentet $(M_y' + m_y' \cdot a)$ sitt största värde

$$(M_y' + m_y' \cdot a)_{\max} = P_1 \cdot \frac{2e-d_2}{4} + \frac{M_v}{4} \cdot \frac{f}{d_1} \quad (3.1.3)$$

för

$$m_y = 0$$

varvid

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{f}{2d_1}$$

Längden f anger utsträckningen av det område, räknat från pelarkant, vilket försetts med inspänningsarmering svarande mot momentet M_v , se FIG. 23.

Motsvarande knutkraft intill tryckt pelarhorn blir, se BIL. A, för plattdelen II

$$K_6 = \frac{M_x' + m_x' \cdot d_2}{2 \left[a + (2e-d_2) \cdot \frac{d_1}{f} \right]} \quad (3.1.4)$$

och för plattdelen III

$$K_7 = \frac{P_1}{2} + \frac{M_v}{2d_1} - K_6 \quad (3.1.5)$$

3.1.4 Brottlinjefigur d)

Brottlinjefiguren d), FIG. 23, ger maximum av $(M_y' + m_y' \cdot a)$ för $m_y = 0$. Momentet $(M_y' + m_y' \cdot a)_{\max}$ är lika stort som för brottlinjefiguren c).

3.1.5 Brottlinjefigur e)

Bestämning av den gränslast P , som svarar mot brottlinjefiguren e) i FIG. 23, redovisas i BIL. A. Det visas, att $P = P_1$ fordrar

$$M'_y + M_y = \frac{M_v}{4} \cdot \frac{f}{d_1} \quad (3.1.6)$$

varvid

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{f}{2d_1}$$

Den mot $(M'_y + M_y)$ svarande armeringen skall inläggas över pelaren.

3.1.6 Brottlinjefigur f)

Brottlinjefiguren f), FIG. 23, är en kombination av brottlinjefigurerna a) och e). Bestämning av dess gränslast P framgår av BIL. A. Gränslasten är lika stor som för brottlinjefiguren a). Momentet $(M'_y + M_y)$ är lika stort som för brottlinjefiguren e).

3.1.7 Brottlinjefigurer g) och h)

Brottlinjefigurerna g) och h) i FIG. 23 ger maximum av $(M'_y + m'_y \cdot a)$ för $m_y = 0$. För dessa brottlinjefigurer är $(M'_y + m'_y \cdot a)_{\max}$ mindre än för brottlinjefigurerna c) och d).

3.1.8 Resultat

De i FIG. 23 visade brottlinjefigurerna, som alla förutsätter att pelarna är överstarka, ger följande resultat:

1. Pelarlasten vid brott P kan icke överstiga den pelarlast P_1 , som svarar mot den enkla brottlinjefiguren a). Ekv. (3.1.1) ger storleken av $P_1 = P_{\max}$.
2. Pelarlasten vid brott kan uppnå sitt största möjliga värde P_1 endast om den i plattan inlagda armeringen parallell med understödd plattkant uppfyller följande två villkor:
 - a) Armeringen över betraktad kantpelare måste kunna uppta det moment $(M'_y + M_y)$, vilket svarar mot brottlinjefiguren e). Ekv. (3.1.6) ger storleken av $(M'_y + M_y) = (M'_y + M_y)_{\min}$.
 - b) Överkantsarmeringen vid betraktad pelare måste kunna uppta det moment $(M'_y + m'_y \cdot a)$, vilket svarar mot brottlinjefiguren c). Ekv. (3.1.3) ger övre värdet på detta moment.

Anm.: I ekv. (3.1.3) är av termerna till höger om likhetstecknet den första lika med $(M'_y + m'_y \cdot a)$ enligt brottlinjefiguren b) och den andra lika med $(M'_y + M_y)$ enligt brott-

linjefigurerna e) och f). Därav följer, att om man vid bestämning av erforderlig överkantsarmering utgår från den enkla brottlinjefiguren b), måste denna armering kompletteras med "vridarmering" svarande mot momentet $M_v/4 \cdot f/d_1$.

3. Av villkoren 2a och 2b följer, att om vid betraktad pelare

$$k_1 = \frac{M'_y + M_y}{\frac{M_v}{4} \cdot \frac{f}{d_1}} \geq 1 \quad (3.1.7)$$

och

$$k_2 = \frac{M'_y + m'_y \cdot a}{P_1 \cdot \frac{2e-d_2}{4} + \frac{M_v}{4} \cdot \frac{f}{d_1}} \geq 1 \quad (3.1.8)$$

är pelarlasten vid brott

$$P = P_1 = \frac{M'_x + 2M_v + M_f}{a} \quad (3.1.1)$$

dvs endast den enkla brottlinjefiguren a) behöver beaktas vid bestämning av brottlasten (gränslasten) när $k_1 \geq 1$ och $k_2 \geq 1$.

Villkoret enligt ekv. (3.1.8) kan även skrivas

$$k_2 = \frac{4(M'_y + m'_y \cdot a)}{(M'_x + 2M_v + M_f) \cdot \frac{2e-d_2}{a} + M_v \cdot \frac{f}{d_1}} \geq 1 \quad (3.1.9)$$

4. Av ekv. (3.1.7) och (3.1.8) framgår, att vid betraktad pelare gäller för armeringen parallell med understödd plattkant följande:

- a) Erforderlig mängd överkantsarmering, bestämd av momentet $(M'_y + m'_y \cdot a)$, är oberoende av hur momentet $(M'_y + M_y)$ fördelas på M'_y och M_y .
- b) Erforderlig mängd över- och underkantsarmering, bestämd av summamomentet

$$\sum M = M'_y + M_y + m'_y \cdot a \geq P_1 \cdot \frac{2e-d_2}{4} + \frac{M_v}{4} \frac{f}{d_1} + M_y \quad (3.1.10)$$

har minimum för $M_y = 0$, dvs då ingen armering inlägges i plattans underkant över pelaren.

Då det dessutom är tveksamt, om de i brottlinjefigurerna e) och f), FIG. 23, förutsatta positiva brottlinjerna längs pelarkanterna kan utbildas i verkligheten, är det motiverat, att vid dimensionering lägga in all armering

svarande mot momentet ($M_x' + M_y'$) i plattans överkant. Plattans underkant förses i så fall med extra vridarmring över pelaren.

5. Mot P_1 svarar i knutpunkten, där pelarens och plattans systemlinjer skär varandra, inspänningsmomentet

$$M_{i1} = M_x' + 2M_v + P_1 \cdot \frac{d_1}{2} = (M_x' + 2M_v) \left(1 + \frac{d_1}{2a}\right) + M_f \cdot \frac{d_1}{2a} \quad (3.1.11)$$

3.2 Gränslast vid icke överstarka pelare

Att döma av brottsprickans förlopp vid provplattorna 8 och 9, FIG. 10a, synes, när böjbrott inträffar i pelare, det kritiska pelartvårsnittet ligga på ett avstånd från plattans undersida approximativt lika med tryckzonens halva höjd. Orsaken härtill är, att plattan påverkar betongens tvärutvidgning och tryckhållfasthet i den pelardel, som gränsar till plattan. Det oaktat förutsättes i det följande, att det kritiska pelartvårsnittet ligger i nivå med plattans undersida.

Följaktligen, om vid brottl原因 inspänningsmomentet i knutpunkten vid förutsatta överstarka pelare är M_{i1} , normalkraften i plattan är D_b och plattans tjocklek är H , är pelarna i själva verket icke överstarka om de ej förmår uppta momentet

$$M_{p1} = M_{i1} - D_b \cdot \frac{H}{2} \quad (3.2.1)$$

M_{i1} kan därvid icke överstiga värdet enligt ekv. (3.1.11)

Vid icke överstarka pelare är brottlasten beroende av armeringen och betongen dels i pelarna, dels i plattans fält. Om plattans vinkeländring över pelarna är så stor vid brottl原因, att sträckgränsen kan uppnås i all fältarmering, bestämmer mekanismen enligt FIG. 24b gränslasten P_2 . Med beteckningar enligt FIG. 24 blir

$$P_2 = \frac{M_p + M_f + D_b \cdot \left(\frac{H}{2} - \delta\right)}{a + \frac{d_1}{2}} \quad (3.2.2)$$

där alltså M_p och M_f betecknar brottmomentet med avseende på betongtvårsnittets tyngdpunktsaxel för pelare resp. plattans fält.

Snittstorheterna P_2 och M_p i antaget kritiskt pelartvårsnitt, FIG. 24c, upptas av dragresultanten $\sigma_a A_a$ i pelarens dragarmering och av tryckspänningar med resultanten $(P_2 + \sigma_a A_a)$ i pelarens tryckzon, FIG. 24d. Läget av det snitt, där plattans stödmoment uppnår sitt dimensionerande värde M_s , är beroende av aktuell spänningsfördelning mellan platta och pelare. I FIG. 24d har avståndet från tryckt pelarkant till detta snitt

betecknats med r och avståndet från tryckt pelarkant till tryckresultanten med x_t .

Av FIG. 24d framgår, att om pelarens tryckzon antages vara koncentrerad till tryckresultanten, blir plattan upplagd på pelarens tryckresultant (punktupplag). Då är

$$r = x_t \quad (3.2.3)$$

och

$$\begin{aligned} M_S &= M_{S_{\max}} = \sigma_a \cdot A_a \cdot (h_p - x_t) + D_b \cdot \frac{H}{2} \\ &= M_p - P_2 \cdot \left(\frac{d_1}{2} - x_t\right) + D_b \cdot \frac{H}{2} \end{aligned} \quad (3.2.4)$$

Om i stället antages, att tryckzonens höjd är $2x_t$ och att tryckspänningen är jämnt fördelad, är

$$r = 2x_t \cdot \frac{P_2}{P_2 + \sigma_a A_a} \quad (3.2.5)$$

och

$$\begin{aligned} M_S &= \sigma_a A_a \cdot (h_p - r) + D_b \cdot \frac{H}{2} - \frac{P_2 + \sigma_a A_a}{2x_t} \cdot \frac{(2x_t - r)^2}{2} \\ &= M_{S_{\max}} - P_2 \cdot x_t \cdot \frac{\sigma_a A_a}{P_2 + \sigma_a A_a} = M_{S_{\max}} - \Delta M_S \end{aligned} \quad (3.2.6)$$

Av ekv. (3.2.4) och (3.2.6) framgår, att det dimensionerande inspänningsmomentet M_S för plattan kan beräknas i etapper. Först beräknas inspänningsmomentet $M_{S_{\max}}$, varvid plattan antages vara upplagd på pelarens tryckresultant. Därefter korrigeras $M_{S_{\max}}$ med ΔM_S för att beakta tryckzonens verkliga utbredning vinkelrätt mot plattans fria kant. Om därvid antages, att tryckresultanten svarar mot konstant tryckspänning över en tänkt tryckzon med höjden $2x_t$, ger ekv. (3.2.6) storleken av ΔM_S . Vanligen är ΔM_S en liten storhet jämfört med $M_{S_{\max}}$. Om vid dimensionering ΔM_S försummas, erhålles resultat på den säkra sidan.

Betrakta plattan i FIG. 24 på nytt. Plattan skall vara i jämvikt. Därför måste med beteckningar enligt figuren

$$M_S + \Delta M_S + M_f = P_2 \cdot (a + x_t) + D_b \cdot \delta \quad (3.2.7)$$

Om man åter antar, att pelaren har en tänkt tryckzon med höjden $2x_t$ och att tryckspänningen är konstant, kan ekv. (3.2.7) skrivas

$$M_S + M_f = P_2 \cdot \left(a + \frac{r}{2}\right) + D_b \cdot \delta \quad (3.2.8)$$

För att gränslasten P_2 skall kunna uppnås, krävs naturligtvis att plattans inspänningsarmering, som enligt 3.1 svarar mot

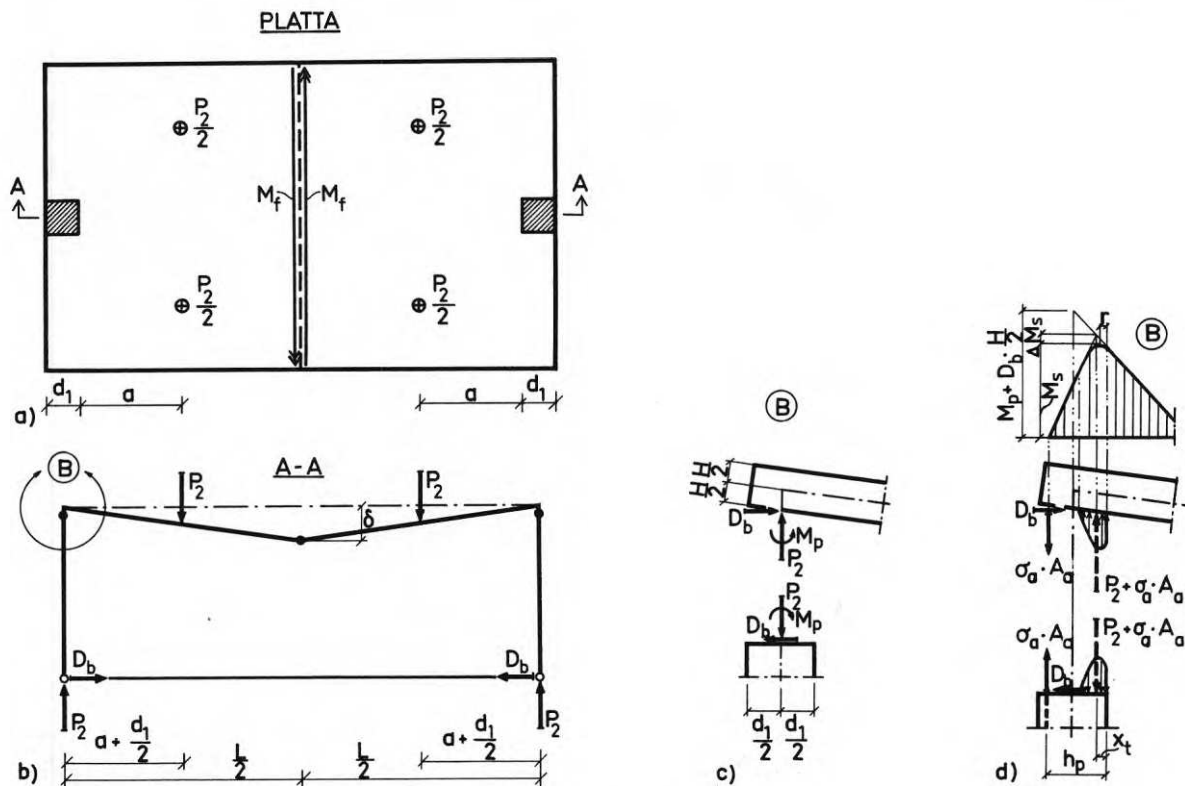


FIG. 24. Kritiska snitt vid bestämning av provplattornas gränslast om det förutsättes att pelarna är icke överstarka. a) Positiv brottlinje (---) antages uppstå i fältmitt. b) Mekanism med 3 flyttleder (—●) uppstår och bestämmer gränslasten. c) Snittstorheter i kritiskt pelartvårnsnitt, som antages ligga i nivå med plattans undersida. d) Snittstorheterna P_2 och M_p enligt FIG. c) upptas av dragresultanten $\sigma_a A_a$ i pelarens dragarmering och av tryckspänningar med resultanten $(P_2 + \sigma_a A_a)$ i pelarens tryckzon. Plattans inspänningsmoment uppnår sitt dimensionerande värde M_s på avståndet r från tryckt pelarkant. Av figuren framgår att M_s icke kan överstiga inspänningsmomentet i det snitt, i vars plan pelarens tryckresultant $(P_2 + \sigma_a A_a)$ verkar.

Critical sections used in determining the ultimate loads of the test slabs on the assumption that the columns were not over-designed. (a) A positive yield line (---) was supposed to form at mid-span. (b) A mechanism comprising 3 plastic hinges (—●) was supposed to develop, and to determine the ultimate load. (c) Forces and moment in the critical section of the column, which was assumed to be on a level with the bottom surface of the slab. (d) The cross-sectional force, P_2 , and moment, M_p , shown in FIG. (c) were supposed to be resisted by the resultant of the tensile stresses, $\sigma_a A_a$, in the tension reinforcement of the column, and by the resultant of the compressive stresses, $(P_2 + \sigma_a A_a)$, in the compression zone of the column. The restraining moment of the slab reaches its design value, M_s , at a distance r from the compressed face of the column. As is seen from this figure, M_s cannot exceed the restraining moment in the section which coincides with the plane of action of the resultant of the compressive stresses, $(P_2 + \sigma_a A_a)$, in the column.

momentet $(M_X + 2M_V)$, kan uppta momentet M_S . Om $(M_X + 2M_V)$ är mindre än M_S enligt ovan, minskar gränslasten från P_2 till P_3 . Pelarna kan då åter betraktas som överstarka. Utbyte av M_S mot $(M_X + 2M_V)$ och av P_2 mot P_3 i jämviktsvillkoret ekv. (3.2.7) ger

$$P_3 = \frac{M_X + 2M_V + \Delta M_S + M_F - D_b \cdot \delta}{a + x_t} \quad (3.2.9)$$

Ekv. (3.2.8) ger på motsvarande sätt

$$P_3 = \frac{M_X + 2M_V + M_F - D_b \cdot \delta}{a + \frac{r}{2}} \quad (3.2.10)$$

Av ekv. (3.1.1) och (3.2.10) framgår, att generellt gäller

$$P_3 < P_1 \quad (3.2.11)$$

Den i 3.1 införda beräkningsförutsättningen, att tryckresultanten i pelartvärnsnittet i nivå med plattans undersida kan upptas i punkter på pelarens omkrets, ger således ett något för högt värde på gränslasten.

4 JÄMFÖRELSE MELLAN UPPMÄTT BROTTLAST OCH BERÄKNAD GRÄNSLAST

4.1 Brottmoment för platta

Ur material- och tvärsnittsdata beräknade brottmoment (egentligen maximimoment) i intressanta plattsnitt har sammanställts i TAB. 6. Av tabellen framgår hur det beräknade brottmomentet i ett visst snitt påverkas av aktuell tryckarmering och normalkraft.

Det ur material- och tvärsnittsdata beräknade brottmomentet M_f i plattans fält jämföres i TAB. 7 med det fältmoment M_{fb} , som svarar mot uppmätt pelarlast P_b och uppmätt kraft i dragbandet D_b vid brottlast. Enligt FIG. 25 är

$$M_{fb} = (0,70 + \frac{\Delta}{2}) \cdot P_b - (1,00 - \delta) \cdot D_b - 1,50 \cdot 0,05 \cdot g \quad (4.1.1)$$

där Δ är dragbandets förlängning, δ är plattans nedböjning i fältmitt och g är plattans egenvikt per längdmeter.

Det bör observeras, att det enligt FIG. 25 deformerade systemet icke bestämmer konstruktionens gränslast, ty även om plastisk led skulle uppstå i fältmitt, förblir systemet geometriskt oföränderligt. M_f har jämförts med M_{fb} enbart för att beräkningsmässigt kontrollera momenttillståndet i plattans fält vid brottlast. Dessutom ger denna jämförelse en viss uppfattning om mät- och beräkningsnoggrannheten.

Av TAB. 7 framgår, att vid alla provplattor, utom vid provplattorna 1 och 3, bör vid brottlast sträckgränsen ha varit uppnådd i plattans fältarmering littera G. Detta resultat överensstämmer väl med resultatet av töjningsmätningen, FIG. 19.

4.2 Brottmoment för pelare

Ur material- och tvärsnittsdata beräknade brottmoment för pelare M_p har sammanställts i TAB. 8. Osäkerhet råder dock beträffande tryckarmeringens verkliga förmåga att uppta kraft i kritiskt pelartvärsnitt, speciellt när denna armering avslutats strax ovanför plattans undersida såsom vid provplattorna 3, 5, 8 och 9, FIG. 4d. Brottmomentet M_p har därför beräknats dels under förutsättning, att tryckarmeringen är helt överksam, dels under förutsättning, att vidhäftningen mellan tryckarmeringen och betongen är perfekt. Dessutom har för provplattorna 4 och 6, vid vilka utpräglade leder erhöles mellan platta och pelare, se 2.4.2, brottmomentet M_p beräknats även för det fall, att armeringen littera L, se FIG. 4, antages vara helt överksam.

Beräknat brottmoment M_p jämföres i TAB. 8 med det moment M_{pb} i pelartvärsnittet i nivå med plattans undersida, vilket svarar mot den vid brottlast uppmätta kraften i dragbandet D_b och pelarlasten P_b . Om konstruktionen antages ställa in sig så, att dess deformationsfigur blir symmetrisk, är i pelaren över rullagret

$$M_{pb} = 0,935 \cdot D_b \quad (4.2.1)$$

TABELL 6. Ur material- och tvärsnittsdata beräknade brottmoment (maximimoment) för platta.
(Tabellen ger brottmomentets storlek med avseende på betongtvärsnittets tyngdpunktsaxel. Material- och tvärsnittsdata enligt TAB. 1 och 2.)

Provplatta	M'_x				$2M_V$				M_f		M'_y		$m'_y \cdot a$	M_y
	Mpm		Mpm		Mpm		Mpm		Mpm				Mpm	Mpm
	N = 0		N ≠ 0		N = 0		N ≠ 0							
	$A_{at} = 0$	$A_{at} \neq 0$	$A_{at} = 0$	$A_{at} \neq 0$	$A_{at} = 0$	$A_{at} \neq 0$	$A_{at} = 0$	$A_{at} \neq 0$	N = 0	N ≠ 0	$A_{at} = 0$	$A_{at} \neq 0$		
1	2,24 ^a	2,81	2,15 ^a	2,85	2,06	2,06	2,15	2,15	5,83	6,07	1,76	1,98	3,67	0,93
2	1,76	1,77	1,83	1,86	1,41	1,41	1,50	1,50	4,47	4,72	1,22	1,22	2,58	0,61
4	1,77	1,78	1,84	1,87	1,40	1,40	1,50	1,50	4,29	4,56	1,23	1,23	2,59	0,58
6	1,26	1,27	1,31	1,34	2,07	2,07	2,19	2,19	4,37	4,57	1,20	1,20	2,55	0,59
3	2,21 ^a	2,57	2,13 ^a	2,62	3,42 ^b	3,50 ^c	3,50 ^c	3,60 ^d	8,70	8,90	1,78 ^a	2,07	4,41	0,85
5	2,35	2,55	2,29 ^a	2,62	3,48 ^e	3,49 ^e	3,61 ^d	3,63 ^d	8,25	8,57	1,94 ^a	2,09	4,58	0,81
7	2,07	2,29	2,09	2,37	3,67	3,75	3,79	3,92	8,61	8,87	1,88 ^a	2,12	4,53	0,87
8	1,76	1,77	1,80	1,84	4,61	4,68	4,74	4,86	8,90	9,17	2,09 ^a	2,36	4,57	1,15
9	1,91	1,96	1,96	2,03	4,58	4,65	4,71	4,70	8,85	9,20	2,06 ^a	2,32	4,52	1,14

^a Tvärsnittet är överarmerat om tryckarmeringen försummas och betongens brottstukning $\epsilon_{b0} = 3,5$ o/oo.

^b Därav upptas 2,52 Mpm av armering littera A, dvs av "hårnålarna".

^c Därav upptas 2,58 Mpm av "hårnålarna".

^d Därav upptas 2,65 Mpm av "hårnålarna".

^e Därav upptas 2,55 Mpm av "hårnålarna".

Beteckningar:

M'_x = den del av inspänningsmomentet vilken upptas av armering över pelarens tryckta kant

$2M_V$ = den del av inspänningsmomentet vilken upptas av armering utanför pelarens tryckta kant

M_f = fältmoment

M'_y = negativt moment som upptas av den armering som ligger över en pelare

$m'_y \cdot a$ = negativt moment som upptas av den armering som ligger utanför en pelare

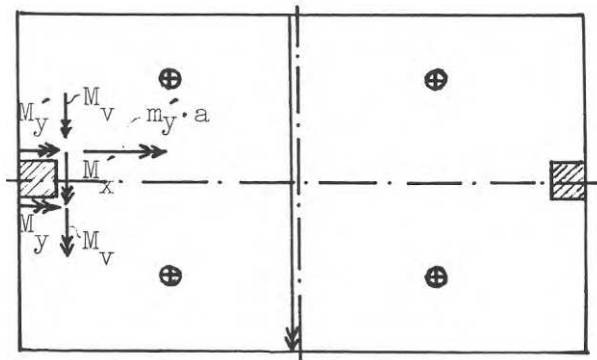
M_y = positivt moment som upptas av den armering som ligger över en pelare

N = 0 anger att normalkraften försummas

N ≠ 0 anger att normalkraften beaktats. Normalkraften = D_b enligt TAB. 2a. Vid beräkning av M'_x och $2M_V$ har D_b fördelats på armering littera A och B proportionellt mot armeringstvärsnitten

$A_{at} = 0$ anger att tryckarmeringen försummas

$A_{at} \neq 0$ anger att full vidhäftning mellan tryckarmering och betong har förutsatts



TABELL 7. Ur uppmätta krafter enligt ekv. (4.1.1) beräknat fältmoment M_{fb} vid brottlast. Jämförelse av det ur material- och tvärsnittsdata beräknade brottmomentet i plattans fält M_f med M_{fb} .

Provplatta	Δ mm	δ mm	$P_b \cdot \frac{\Delta}{2}$ Mpm	$D_b \cdot \delta$ Mpm	M_{fb} Mpm		M_f Mpm	$\frac{M_f}{M_{fb}}$		σ_s uppnådd i fält- armeringen litt. G	Skjuvarmering
					$\Delta=0$	$\Delta \neq 0$		$\Delta=0$	$\Delta \neq 0$		
					$\delta=0$	$\delta \neq 0$		$\delta=0$	$\delta \neq 0$		
1	2,3	20	0,01	0,11	4,10	4,22	6,07	1,48	1,44		
2	2,1	22	0,01	0,10	4,59	4,70	4,72	1,03	1,00	x	
4	2,2	22	0,01	0,10	4,65	4,76	4,56	0,98	0,96	x	x
6	1,7	22	0,01	0,08	5,00	5,09	4,57	0,91	0,90	x	x
3 ^a	2,2	18	0,02	0,09	6,99	7,10	8,90	1,27	1,25		
5	3,3	28	0,04	0,20	8,62	8,86	8,57	0,99	0,97	x	x
7	2,8	27	0,03	0,16	9,57	9,76	8,87	0,93	0,91	x	x
8	2,9	27	0,03	0,17	9,09	9,29	9,17	1,01	0,99	x	x
9	3,4	28	0,04	0,21	8,90	9,15	9,20	1,03	1,01	x	x

^a D_b har uppskattats, se TAB. 2a

Beteckningar:

Δ = dragbandets förlängning

δ = plattans nedböjning i fältmitt (extrapolerat värde)

P_b = pelarlasten vid brott, se TAB. 2a

D_b = kraften i dragbandet vid brott, se TAB. 2a

M_{fb} = enligt ekv. (4.1.1) beräknat fältmoment vid brottlast

M_f = ur material- och tvärsnittsdata beräknat brottmoment, se TAB. 6

σ_s = armeringsstålets sträckgräns

$\Delta = 0$, $\delta = 0$ och $\Delta \neq 0$, $\delta \neq 0$ anger att effekten av Δ och δ försumrats resp. beaktats

TABELL 8. Ur material- och tvärsnittsdata beräknat brottmoment (maximimoment) för pelare M_p . Ur uppmätta krafter enligt ekv. (4.2.1) beräknat pelarmoment M_{pb} . Jämförelse av M_p med M_{pb} . (Tabellen ger momentets storlek med avseende på betongtvärsnittets tyngdpunktsaxel. Material- och tvärsnittsdata enligt TAB. 1 och 2. M_p har beräknats för normalkraft lika med uppmätt maximal pelarlast P_b . Kantstukningen $\epsilon_{b0} = 3,5$ o/oo har antagits ge maximimoment.)

Provplatta	x_o		x_t		$\frac{\sigma_{a1}}{\sigma_s}$		$\frac{\sigma_{a2}}{\sigma_s}$		$\frac{\sigma_{at}}{\sigma_s}$	M_p		M_{pb}	$\frac{M_p}{M_{pb}}$		Genomstansning	Led mellan platta och pelare	Tryckbrott i pelare
	mm		mm							Mpm		Mpm					
	$A_{at} = 0$	$A_{at} \neq 0$	$A_{at} = 0$	$A_{at} \neq 0$	$A_{at} = 0$	$A_{at} \neq 0$	$A_{at} = 0$	$A_{at} \neq 0$	$A_{at} \neq 0$	$A_{at} = 0$	$A_{at} \neq 0$	Mpm	$A_{at} = 0$	$A_{at} \neq 0$			
1	108	85	49	36	0,92	1	-	-	1	4,55	5,35	4,64	0,98	1,15	x		
2	88	55	40	25	1	1	-	-	0,90	4,30	4,87	4,24	1,01	1,15	x		
4	66	45	28	21	1	1	-	-	0,74	4,77	5,02	4,45	1,07	1,13		x	
	55 ^a	39 ^a	24 ^a	19 ^a	1 ^a	1 ^a	-	-	0,57 ^a	3,96 ^a	4,03 ^a		0,89 ^a	0,91 ^a			
6	75	44	34	22	1	1	-	-	0,70	4,47	4,91	3,40	1,31	1,44		x	
	50 ^a	33 ^a	22 ^a	18 ^a	1 ^a	1 ^a	-	-	0,38 ^a	2,94 ^a	3,04 ^a		0,86 ^a	0,89 ^a			
3	104	80	46	33	1	1	0,70	1	1	5,30	6,86	4,49	1,18	1,53	x		
5	110	93	49	37	0,96	1	0,54	0,94	1	5,41	6,84	6,83	0,79	1,00	x		
7	110	94	49	37	0,99	1	0,59	1	1	5,21	6,78	5,68	0,92	1,19	x		
8	107	85	47	34	1	1	0,68	1	1	5,66	7,07	5,86	0,97	1,21			x
9	113	94	50	37	0,91	1	0,52	1	1	5,45	7,10	7,02	0,78	1,01			x

^a Armeringen littera L, FIG. 4, har antagits vara spänningslös

Beteckningar:

x_o = beräknat värde på tryckzonens höjd

x_t = beräknat avstånd från tryckt pelarkant till tryckresultanten

σ_{a1}, σ_{a2} = beräknad spänning i dragarmeringen i det yttre resp. det inre lagret

σ_s = uppmätt värde på armeringsstålets sträckgräns, se TAB. 2a

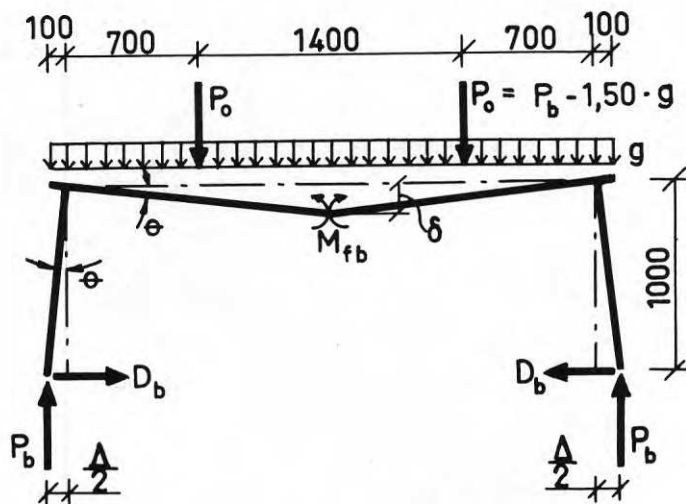
σ_{at} = beräknad spänning i tryckarmeringen

M_p = ur material- och tvärsnittsdata beräknat brottmoment

M_{pb} = ur ekv. (4.2.1) beräknat pelarmoment

$A_{at} = 0$ anger att tryckarmeringen har försummats

$A_{at} \neq 0$ anger att full vidhäftning mellan tryckarmering och betong har förutsatts



$$g = 2,4 \cdot 0,131 \cdot 1,80 = 0,57 \text{ Mp/m}$$

$$\Delta = \frac{D_b \cdot 3000}{A_s \cdot E_s} = \frac{D_b \cdot 3000}{\pi \cdot 2,1 \cdot 10^6} = 0,455 \cdot 10^{-3} \cdot D_b \text{ mm}$$

FIG. 25. För beräkning av M_{fb} enligt ekv. (4.1.1) intressanta storheter. M_{fb} är det fältmoment, som svarar mot uppmätt pelarlast P_b och uppmätt kraft i dragbandet D_b vid brottlast. Δ = dragbandets förlängning. δ = plattans nedböjning i fältmitt. g = plattans egenvikt per längdmeter.

Quantities of interest in calculating M_{fb} from Eq. (4.1.1). M_{fb} = Positive moment at mid-span of the slab which corresponds to the observed column load, P_b , and to the observed force in the tie rod, D_b , at the ultimate load. Δ = Elongation of the tie rod. δ = Deflection of the slab at mid-span. g = Dead load on the slab per unit length.

och i pelaren över fixlagret

$$M_{pb} = 0,935 \cdot D_b - \frac{\Delta}{2} \cdot P_b \quad (4.2.2)$$

där 0,935 är avståndet från dragbandet till plattans undersida, FIG. 2a, och Δ är dragbandets förlängning. M_{pb} i TAB. 8 har beräknats ur ekv. (4.2.1).

Jämförelsen av M_p med M_{pb} i TAB. 8 ger intressanta upplysningar om provplattornas verkningssätt. Sålunda var för provplatta 3 den uppmätta brottlasten avsevärt lägre än den belastning, som skulle ha gett brott i pelare. Vid provplattorna 6 och 7, som båda hade samma armeringsfördelning, men olika armeringsmängd, utnyttjades pelarens dragarmering littera L, FIG. 4b-d, bättre när denna armering, såsom vid provplatta 7, var understödd av korsande armeringsstänger littera C. Pelarens tryckarmering synes ha varit fullt verksam vid provplattorna 5 och 9. Att pelarna upptog större böjande moment vid provplatta 9 än vid provplatta 8 berodde på att den i pelardel ovanför plattan förankrade dragarmeringen littera J hade bättre förankring och följaktligen utnyttjades bättre, när denna armering var inlagd i två lager. Att så måste ha varit fallet framgår av 2.4.2, FIG. 12 och φ_2 i FIG. 15b.

4.3 Gränslast

Av TAB. 9 framgår, att för alla provplattorna är $k_1 > 1$ och $k_2 > 1$. Detta innebär enligt 3.1 att vid alla provplattorna hade den i plattan inlagda armeringen sådan fördelning, att brottlinjefiguren a), med gränslasten P_1 , är den farligaste av de brottlinjefigurer, som visas i FIG. 23. Provplattorna kan därför, oberoende av om pelarna är överstarka eller ej, vid bestämning av gränslasten betraktas som rammar.

Av TAB. 9 framgår dock att för provplattorna 8 och 9 är k_2 mycket nära lika med 1. Detta innebär enligt 3.1 att för dessa provplattor är den i FIG. 23 visade brottlinjefiguren c) nästan lika farlig som brottlinjefiguren a). För brottlinjefiguren c) ger ekv. (3.1.4) och (3.1.5) knutkraften $K_6 = 0,045 \cdot P_1$, knutkraften $K_7 = 0,676 \cdot P_1$ och $2(K_6 + K_7) = P_1 + M_v/d_1 = 1,44 \cdot P_1$. Av FIG. 26a i BIL. A och de erhållna värdena på K_6 och K_7 framgår, att för plattdelen invid pelarens tryckzon gäller dels att tvärkrafter är koncentrerad mot pelarens tryckta hörn, dels att den med tvärkraft och vridande moment statistiskt ekvivalenta resulterande kraften $(P_1 + M_v/d_1)$ är avsevärt större än pelarlasten. Som nämnts i 2.4.1, visade försöken, att genomstansningen inleds just i plattdelen invid pelarens tryckzon. Ett rimligt sätt att utföra dimensionering med hänsyn till genomstansning vid kantpelare torde därför vara att kontrollera att plattdelen kring pelarens tryckzon förmår uppta den med tvärkraft och vridande moment statistiskt ekvivalenta kraften. Andersson /10/ har angivit en sådan metod.

Vidare framgår av TAB. 9, att för provplatta 1 och alla provplattor med den större armeringsmängden är i pelartvårsnittet

TABELL 9. Kontroll om armeringen i plattan uppfyller de i ekv. (3.1.7) och (3.1.9) givna villkoren för uppkomst av brottlinjefigur a) enligt FIG. 23. Mot brottlinjefiguren a) svarande moment M_{p1} i pelartvärsnittet i nivå med plattans undersida. Jämförelse av M_{p1} med beräknat brottmoment för pelare M_p . Övre värde för gränslast.

Provplatta	f cm	$\frac{f}{d_1}$	k_1		k_2		M_{p1} Mpm		$\frac{M_{p1}}{M_p}$		Övre värde för gränslast	
			$A_{at} = 0$	$A_{at} \neq 0$	$A_{at} = 0$	$A_{at} \neq 0$	$A_{at} = 0$	$A_{at} \neq 0$	$A_{at} = 0$	$A_{at} \neq 0$	P_2	P_3
1	21	1,05	9,5	10,3	1,36	1,33	5,70	6,52	1,25	1,22	x	
2	21	1,05	9,3	9,3	1,23	1,23	4,37	4,41	1,02	0,91	x	x
4	21	1,05	9,2	9,2	1,23	1,26	4,35	4,35	0,91	0,87		x
									1,10 ^a	1,08 ^a	x ^a	
6	28	1,40	4,7	4,7	1,11	1,14	4,60	4,64	1,03	0,95	x	x
									1,56 ^a	1,53 ^a	x ^a	
3	21	1,05	5,7	6,1	1,09	1,10	7,74	8,41	1,46	1,23	x	
5	21	1,05	5,8	6,1	1,15	1,15	7,83	8,25	1,45	1,21	x	
7	28	1,40	4,2	4,4	1,08	1,09	7,94	8,43	1,52	1,24	x	
8	28	1,40	3,9	4,1	1,03	1,06	8,75	8,92	1,55	1,26	x	
9	28	1,40	3,9	4,2	1,01	1,04	8,82	8,89	1,62	1,25	x	

^a Armeringen littera L, FIG. 4, har antagits vara spänningslös

Beteckningar:

f = längden av det område, räknat från pelarkant, vilket försetts med inspänningsarmering svarande mot momentet M_v , FIG. 23

d_1 = pelartvärsnittets sida vinkelrätt mot plattkanten, FIG. 23

k_1 = kriterium 1, ekv. (3.1.7)

k_2 = kriterium 2, ekv. (3.1.9)

M_{p1} = pelarmoment enligt ekv. (3.2.1). Därvid har räknats med M_{i1} enligt ekv. (3.1.11), D_b och H enligt TAB. 2, samt böjande moment för $N \neq 0$ enligt TAB. 6

M_p = ur material- och tvärsnittsdata beräknat brottmoment för pelare, se TAB. 8

P_2 = gränslast vid icke överstarka pelare, ekv. (3.2.2)

P_3 = gränslast vid överstarka pelare, ekv. (3.2.9)

$A_{at} = 0$ anger att tryckarmeringen har försumrats

$A_{at} \neq 0$ anger att full vidhäftning mellan tryckarmering och betong har förutsatts

i nivå med plattans undersida det mot brottlinjefiguren a) svarande momentet M_{p1} större än det ur material- och tvärsnittsdata beräknade brottmomentet M_p . De ifrågavarande provplattorna hade följaktligen icke överstarka pelare. Gränslasten för dessa provplattor är alltså P_2 och bestäms av mekanismen enligt FIG. 24b. Detsamma gäller även för provplattorna 4 och 6 med den mindre armeringsmängden, om man antar, att pelararmeringen littera L, FIG. 4, är helt överksam. Om man däremot antar, att armeringen littera L är helt jämförbar med övrig böjarmering i pelare, synes vid provplattorna 4 och 6 pelarna ha varit ungefär jämstarka med plattan. Såsom visats i 3.2, bör vid över- eller jämstarka pelare gränslasten minskas från P_1 till P_3 .

I TAB. 10 har de beräknade gränslasterna P_1 , P_2 och P_3 sammanställts. Av tabellen framgår, att skillnaden mellan P_1 och P_3 är mindre än 4 o/o.

I TAB. 11 jämföres slutlig gränslast P_{gr} , dvs den mindre av de beräknade gränslasterna P_2 och P_3 , med uppmätt brottlast P_b . Tabellen visar, att genomstansning var den primära brottorsaken endast vid provplattorna 1 och 3, som båda saknade skjuvarmering och hade stor mängd böjarmering (överkantsarmeringen i plattdelen över pelare var 1,65 o/o resp. 2,25 o/o). Vid provplatta 2, som likaledes saknade skjuvarmering, men hade mindre mängd böjarmering, (överkantsarmeringen i plattdelen över pelare var 1,12 o/o), inträffade genomstansning först i samband med att sträckgränsen uppnåddes i all inspännings- och fältarmering i plattan. Vid denna platta var alltså gränslasten uppnådd när genomstansning inträffade.

För alla provplattorna med skjuvarmering är överensstämmelsen god mellan beräknad gränslast och uppmätt brottlast. Den i plattan inlagda mängden skjuvarmering var alltså i stort sett tillräcklig för att konstruktionens maximala, av böjarmeringen bestämda, bärförmåga skulle kunna uppnås. Med hänsyn till att den uppmätta totala kraften i skjuvarmeringen kunde komma upp till pelarlasten, se 2.12, föreslås dock, att man vid dimensionering förser plattan med skjuvarmering, som ensam kan uppta kraften $0,75 \cdot (P_1 + M_V/d_1) \approx P_1$.

Vid provplattorna med den mindre armeringsmängden och skjuvarmering, plattorna 4 och 6, undveks genomstansning helt. Plastiska leder uppstod mellan pelare och platta. Vid provplatta 6 synes av pelarnas dragarmering den i pelarens tryckzon förankrade armeringen littera L, FIG. 4, inte ha varit utnyttjad i samma utsträckning som den i plattan inbockade armeringen littera B. Till följd härav kunde vid provplatta 6 den i plattan inlagda inspänningsarmeringen utnyttjas endast till 85 o/o mot 100 o/o vid provplatta 4.

Vid provplattorna med den större armeringsmängden och skjuvarmering erhöles genomstansning vid plattorna 5 och 7, medan brottet kom som tryckbrott i pelare vid plattorna 8 och 9. Av såväl TAB. 11 som TAB. 8 framgår dock, att även vid plattorna 5 och 7 var pelarnas bärförmåga praktiskt taget helt utnyttjad, då genomstansning inträffade. Eftersom pelarna

TABELL 10. Gränslasterna P_1 , P_2 och P_3 beräknade ur ekv. (3.1.1), (3.2.2) resp. (3.2.9)

(Ur material- och tvärsnittsdata beräknade brottmoment enligt TAB. 6 och 8, momentet $D_b \delta$ enligt TAB. 7 och längden x_t enligt TAB. 8 har använts. Normalkraften i plattan har beaktats.)

Provplatta	P_1		P_2				P_3				$\frac{\sigma_a \cdot A_a}{P_b + \sigma_a \cdot A_a}$		ΔM_s	
	Mp		Mp				Mp						Mpm	
	$\delta = 0$		$\delta = 0$		$\delta \neq 0$		$\delta = 0$		$\delta \neq 0$					
	$A_{at} = 0$	$A_{at} \neq 0$	$A_{at} = 0$	$A_{at} \neq 0$	$A_{at} = 0$	$A_{at} \neq 0$	$A_{at} = 0$	$A_{at} \neq 0$	$A_{at} = 0$	$A_{at} \neq 0$	$A_{at} = 0$	$A_{at} \neq 0$	$A_{at} = 0$	$A_{at} \neq 0$
1	17,3	18,4	15,6	16,8	15,5	16,6	16,7	17,9	16,5	17,8	0,70	0,72	0,44	0,34
2	13,4	13,5	13,3	14,1	13,2	14,0	13,1	13,3	13,0	13,1	0,66	0,66	0,35	0,22
4	13,2	13,2	13,8	14,1	13,6 ^a	14,0 ^a	13,0 ^a	13,1 ^a	12,8 ^a	12,9 ^a	0,66	0,66	0,25	0,19
			12,6 ^a	12,7 ^a	12,5 ^a	12,6 ^a	13,0 ^a	13,1 ^a	12,9 ^a	12,9 ^a	0,59 ^a	0,59 ^a	0,19 ^a	0,15 ^a
6	13,4	13,5	13,2	13,9	13,1	13,8	13,2	13,3	13,1	13,2	0,68	0,68	0,29	0,18
			11,1 ^a	11,2 ^a	11,0 ^a	11,1 ^a	13,2 ^a	13,3 ^a	13,1 ^a	13,2 ^a	0,51 ^a	0,51 ^a	0,14 ^a	0,11 ^a
3	24,2	25,2	20,7	23,0	20,6	22,8	23,3	24,5	23,2	24,4	0,69	0,72	0,54	0,40
5	24,1	24,7	20,6	22,7	20,4	22,5	23,3	24,1	23,0	23,8	0,61	0,65	0,68	0,55
7	24,6	25,3	20,7	22,9	20,4	22,7	23,8	24,7	23,5	24,4	0,61	0,66	0,67	0,55
8	26,2	26,3	21,8	23,8	21,5	23,5	25,3	25,8	25,0	25,6	0,64	0,67	0,66	0,50
9	26,4	26,5	21,6	24,0	21,3	23,7	25,5	25,9	25,2	25,6	0,59	0,66	0,69	0,57

^a Pelararmeringen littera L, FIG. 4, har antagits vara spänningslös

Beteckningar:

$\delta = 0$ anger att plattans nedböjning har försummats

$\delta \neq 0$ anger att plattans nedböjning har beaktats

$A_{at} = 0$ anger att tryckarmeringen har försummats

$A_{at} \neq 0$ anger att full vidhäftning mellan tryckarmering och betong har förutsatts

$\frac{\sigma_a \cdot A_a}{P_b + \sigma_a \cdot A_a} =$ kvoten mellan beräknad dragresultant och tryckresultant i pelar-tvärsnittet i nivå med plattans undersida vid fullt utnyttjat pelartvärsnitt

$\Delta M_s =$ korrektion av plattans inspänningsmoment för att beakta tryckzonens utbredning vinkelrätt mot plattans fria kant i pelare. ΔM_s har beräknats enligt ekv. (3.2.6). Därvid har x_t och $\frac{\sigma_a \cdot A_a}{P_b + \sigma_a \cdot A_a}$ insatts med de värden, som gäller vid böjbrott i pelare.

TABELL 11. Beräknad slutlig gränslast P_{gr} för provplattorna.
 Jämförelse av P_{gr} med uppmätt brottlast P_b .
 (P_{gr} är den mindre av gränslasterna P_2 och P_3 enligt
 TAB. 10. Normalkraften i plattan och plattans nedböj-
 ning har beaktats.)

Provplatta	Skjuvarmering	P_{gr}		P_b	$\frac{P_{gr}}{P_b}$		Böjarmingen i kritiska snitt helt utnyttjad	Plattans fältarmering (litt.G) utnyttjad till ca o/o	Plattans inspänningsarmering (litt.A och B) utnyttjad till ca o/o	Brottfenomen		
		M_p			M_p	Genomstansning				Led mellan platta och pelare	Tryckbrott i pelare	
		$A_{at} = 0$	$A_{at} \neq 0$									
1	P_2	15,5	16,6	13,0	1,19	1,28		70	85	x		
2	P_3	13,0	13,1	13,1	0,99	1,00	x	100	100	x		
4	x P_3	12,8	12,9	13,5	0,95	0,96						
	P_2	12,5 ^a	12,6 ^a		0,93 ^a	0,93 ^a	x	100	100		x	
6	x P_3	13,1	13,2	12,4	1,06	1,06						
	P_2	11,0 ^a	11,1 ^a		0,89 ^a	0,90 ^a	x	100	85		x	
3	P_2	20,6	22,8	16,9	1,22	1,35		80	55	x		
5	x P_2	20,4	22,5	22,8	0,89	0,99	x	100	90	x		
7	x P_2	20,4	22,7	22,4	0,91	1,01	x	100	85	x		
8	x P_2	21,5	23,5	22,0	0,98	1,07	x	100	70			x
9	x P_2	21,3	23,7	23,5	0,91	1,01	x	100	80			x

^a Pelararmeringen littera L, FIG. 4, har antagits vara spänningslös

Beteckningar:

P_2 = gränslast vid icke överstarka pelare, beräknad ur ekv. (3.2.2)

P_3 = gränslast vid överstarka pelare, beräknad ur ekv. (3.2.9)

$A_{at} = 0$ anger att tryckarmeringen har försumrats

$A_{at} \neq 0$ anger att full vidhäftning mellan tryckarmering och betong
har förutsatts

icke var överstarka, kunde sträckgränsen ej uppnås i all inspänningsarmering i plattan. Denna armering var utnyttjad i medeltal till ca 85 o/o när genomstansning inträffade. Vid provplatta 7 fungerade pelararmeringen littera L fullt tillfredsställande. Trots att all inspänningsarmering i plattan var utformad som "hårnålar" vid provplatta 9, se FIG. 4c, visade denna platta inga som helst tecken på reducerad bär-förmåga eller annan svaghet.

Av TAB. 11 framgår dessutom, om P_3 jämföres med P_b för provplattorna 2 och 4, att om pelarens utbredning vinkelrätt mot plattans fria kant beaktas vid beräkning av plattans dimensionerande inspänningsmoment M_s på det sätt som anges i 3.2 fås resultat, som kan accepteras vid dimensionering.

5. SAMMANDRAG AV RESULTAT

Provplattornas dimensioner och belastningsanordningen framgår av FIG. 2a-b. Variablerna var dels mängden böj- och skjuvarmering, dels inspänningsarmeringens utformning och fördelning, FIG. 4a-e och TAB. 1a-b. Böjarmering Ks 40 och vertikal skjuvarmering, FIG. 5, utskuren ur armeringsnät Ns 50, användes.

Uppmätt spricklast, brottlast och nedböjning samt kraften i dragbandet mellan pelarna redovisas i TAB. 2a och FIG. 12-13c. Uppmätt töjning i plattans böj- och skjuvarmering framgår av FIG. 18a-22b och i betongen på plattans undersida av FIG. 17. Uppmätt vinkeländring mellan platta och pelare visas i FIG. 15a-c. Uppmätt knutpunktsförskjutning framgår av FIG. 16.

Den uppmätta kraften i dragbandet, och följaktligen inspänningsmomentet, var approximativt direkt proportionell mot pelarlasten, FIG. 12. Avvikelsen mellan beräknat och uppmätt inspänningsmoment var högst 18 o/o, om detta moment beräknas som för en ram och om därvid förutsättes, att materialet är elastiskt, att förbandet mellan pelare och platta är fullkomligt stelt, samt att pelarens och plattans tröghetsmoment är lika med tröghetsmomentet för resp. osprucket betongtvärsnitt, TAB. 4 och FIG. 12. När belastningen understeg 55 o/o av brottlasten, dvs vid belastningsnivå aktuellt för underarmerade betongplattor i bruksstadium, var den ifrågavarande avvikelsen högst 13 o/o. Det beräknade inspänningsmomentet var i medeltal ca 4 o/o för litet vid provplattorna med den mindre armeringsmängden och ca 4 o/o för stort vid provplattorna med den större armeringsmängden.

Bestämning av inspänningsmoment i kantpelare med hjälp av förenklad metod baserad på elasticitetsteorin gav således nöjaktigt resultat och bör kunna användas vid dimensionering, förutsatt att plattans inspänningsarmering intill kantpelare fördelas över en bredd icke överstigande ca $(3d_1+d_2)$, där d_1 och d_2 är pelarens kantmått vinkelrätt mot resp parallellt med plattans fria kant. Försiktighet bör dock alltid iakttagas vid dimensionering av plattans fältarmering vinkelrätt mot den fria kanten. Detta sker lämpligen genom att reducera inspänningsmomentet i kantpelaren vid beräkning av det dimensionerande fältmomentet i plattan eller genom att öka den fältarmeringsmängd, som beräknats för o reducerat inspänningsmoment i kantpelaren. En reduktion av inspänningsmomentet med ca 1/3 resp. en ökning av fältarmeringsmängden med ca 15 o/o torde i regel vara tillfyllest.

Vid samtliga provplattor utan skjuvarmering inträffade genomstansning, se plattorna 1-3 i TAB. 2a och FIG. 9a-11a. Endast vid platta 2, som hade den minsta armeringsmängden, var därvid sträckgränsen uppnådd i all armering vinkelrätt mot understödd plattkant, FIG. 18a och 19 samt TAB. 11. Genomstansningen inleddes inom området innanför pelarens tryckta kant. Inom detta område hade skjvsprickan, som uppstod när belastningen var 60-70 o/o av brottlasten, lutningen 1:1,8, dvs samma lutning som skjvsprickan vid de cirkulära plattor upplagda på

pelare i mitten, vilka tidigare provats av Kinnunen & Nylander /4/.

Inläggandet av skjuvarmering i plattan medförde vid provplattorna med den större armeringsmängden, plattorna 5 och 7-9, att brottlasten ökade ca 35 o/o, se TAB. 2a, och att plattans brottvinkeländring vid pelare ökade mer än 65 o/o, se FIG. 15b. Vid plattorna 5 och 7 erhöles genomstansning, medan vid plattorna 8 och 9 erhöles tryckbrott i pelare, TAB. 2a och FIG. 9b-11b. Brottsprickan vid genomstansning började uppstå inom området innanför pelarens tryckta kant när belastningen uppgick till ca 90 o/o av brottlasten. Vid provplattorna med den mindre armeringsmängden, plattorna 4 och 6, medförde inläggandet av skjuvarmering naturligtvis ingen ökning av brottlasten. Däremot ändrades brottets karaktär. I stället för genomstansning erhöles leder mellan platta och pelare, TAB. 2a samt FIG. 9a, 9d, 10a-b och 11a, varefter plattans nedböjning ökade snabbt, samtidigt som belastningen började minska. Den mot böjarmeringen svarande beräknade gränslasten uppnåddes vid alla provplattorna med skjuvarmering, TAB. 11. Brottet vid dessa plattor kan därför sägas ha varit av typen böjbrott. Inläggandet av skjuvarmering i plattan hade samma effekt som vid de tidigare av Kinnunen & Nylander /4/ och Andersson /6/ provade cirkulära plattorna upplagda på pelare i mitten.

Provplattorna med lika mängd böj- och skjuvarmering hade i stort sett samma brottlast och nedböjning, TAB. 2a och FIG. 13a-b. Signifikant skillnad i brottlast erhöles således ej med andelen i pelare nedbockad inspänningsarmering i plattan. Brottlasten minskade ej då att inspänningsarmering i plattan utformades som "hårnålar." De undersökta alternativen av inspänningsarmeringens utformning och fördelning i själva plattan var alltså likvärda med hänsyn till bärförmågan.

Mätningen av plattans nedböjning visar, att plattdelarna intill en kantpelare kan betraktas som approximativt stela i radiell riktning inom ett område, som begränsas av linje efter vilken det radiella momentet är noll, FIG. 13c.

Betongstukningen i tangentiell riktning, mätt på plattans undersida i punkter 25 mm från pelarens tryckta hörn, FIG. 17, var vid brottlast mindre än vid de av Kinnunen & Nylander /4/ och Andersson /6/ provade cirkulära plattorna med pelare i mitten samt mindre än vid de av Andersson /10/ provade tresidigt upplagda rektangulära plattorna med pelare mitt på den fjärde sidan.

Vid provplattorna med samma armeringsmängd var den pelarlast, vid vilken sträckgränsen uppnåddes i plattans inspänningsarmering över pelarens tryckta kant, beroende av inspänningsarmeringens fördelning, FIG. 18a. Töjningen i denna armering i ett snitt längs pelarens tryckta kant var inom området utanför pelaren approximativt omvänt proportionell mot avståndet från symmetrilinjen genom pelarcentra, FIG. 18b. Uppmätt töjning i plattans inspänningsarmering visar, att försiktighet måste iakttagas beträffande armeringens utdragslängd och förankring i plattan, se plattorna 5 och 7 i FIG. 18c.

Plattans vinkeländring vid pelare vid viss pelarlast var för provplattorna med samma mängd böjarmering oberoende av om plattan var försedd med skjuvarmering eller ej, se φ_2 i FIG. 15b. Denna vinkeländring påverkades ej heller nämnvärt av inspänningsarmeringens utformning i pelaren, så länge pelarlasten var mindre än ca 80 o/o av brottvärdet. Vid plattorna utan skjuvarmering var plattans vinkeländring vid pelaren, efter det att skjuvsprickan uppstått, koncentrerad nästan helt till skjuvsprickan, jämför φ_3 och $(\varphi_2 - \varphi_3)$ i FIG. 15b-c. Vid plattorna med skjuvarmering däremot var plattans vinkeländring vid pelaren koncentrerad till två zoner. Ungefär 1/3 upptogs som vinkeländring mellan pelaren och plattdelen rakt över pelaren. Återstående 2/3 var koncentrerad huvudsakligen till böjsprickan mitt över pelarens tryckta kant.

Försöken tyder på, att om dragarmeringen i pelarens inspända ände förankras i plattan eller i pelarens tryckzon, bör dragarmeringens krökta del vara understödd av korsande armeringsstänger som vid platta 7, FIG. 4d.

Den resulterande kraften i plattans skjuvarmering, uppmätt vid brottlast, utgjorde 70-95 o/o av pelarlasten för plattor med den större armeringsmängden och ungefär 50 o/o av pelarlasten för plattor med den mindre armeringsmängden.

Vid den teoretiska överarbetningen av försöksresultaten har gränslasten bestämts för två fall. I det ena fallet antogs, att pelarna är överstarka och gränslasten bestämdes enligt brottlinjeteorin. Olika enkla brottlinjefigurer, FIG. 23, studerades. I det andra fallet antogs, att mekanism med flyttleder i pelarnas inspänningssnitt och i plattans fältmitt, FIG. 24, bestämmer gränslasten.

Med stöd av brottlinjeteorins lösningar har uppställts villkor, se 3.1.8, för att den vinkelrätt mot pelarunderstödd kant liggande böjarmeringen i plattan jämte böjarmeringen i pelaren ensamt skall behöva beaktas vid beräkning av konstruktionens bärförmåga vid böjbrott. Dessa villkor bestämmer dels mängden, dels fördelningen av den vid en kantpelare erforderliga armeringen parallell med plattans fria kant och tar hänsyn till de vridande moment, som uppträder i plattdelarna på ömse sidor av pelaren. Det visar sig, att om plattan vid dimensionering av armeringen parallell med plattans fria kant betraktas som en ram, måste den erhållna överkantsarmeringen vid betraktad kantpelare, för att uppta nämnda vridande moment, kompletteras med armering svarande mot momentet $M_v/4 \cdot f/d_1$.

Sättet att beakta kantpelarens utbredning vinkelrätt mot plattans fria kant vid beräkning av det dimensionerande inspänningsmomentet i plattan har undersökts. Läget av det snitt, där plattans inspänningsmoment uppnår sitt dimensionerande värde M_s , FIG. 24, bestäms av aktuell spänningsfördelning mellan platta och pelare. Det visas, att M_s kan beräknas i etapper. Först beräknas plattans inspänningsmoment ($M_s + \Delta M_s$) i det snitt, i vars plan pelarens tryckresultant verkar. Därvid antages att pelarens tryckzon är koncentrerad till tryckresultanten, vilket innebär, att plattan antages vara

upplagd på pelarens tryck- och dragresultant. Det erhållna inspänningsmomentet korrigeras därefter med ΔM_S för att beakta tryckzonens verkliga utbredning vinkelrätt mot plattans fria kant. Vanligen är ΔM_S en liten storhet jämfört med $(M_S + \Delta M_S)$. Om plattans inspänningsarmering dimensioneras för momentet $(M_S + \Delta M_S)$, erhålles resultat på den säkra sidan.

Genom beräkningar har visats, se 4.3, att för plattdelen invid en kantpelares tryckzon gäller dels att tvärkraften är koncentrerad mot pelarens tryckta hörn, dels att den med tvärkraft och vridande moment statistiskt ekvivalenta resulterande kraften $(P_1 + M_V/d_1)$ är avsevärt större än pelarlasten P_1 . Det föreslås att man vid dimensionering med hänsyn till genomstansning vid kantpelare kontrollerar om plattdelen kring pelarens tryckzon förmår uppta kraften $(P_1 + M_V/d_1)$. Vidare föreslås att skjv-armeringen i plattan dimensioneras så, att den ensam kan uppta kraften $0,75 \cdot (P_1 + M_V/d_1)$.

6 LITTERATUR

6.1 Referenser

- /1/ Nylander, H, 1959, Cirkulär platta understödd i centrum av cirkulär pelare och upplagd längs periferin. Jämnt fördelad last (KTH, Inst. för Byggnadsstatik) Meddelanden 32. Stockholm. /Stencil./
- /2/ Nylander, H, 1959, Rektangulär betongplatta understödd av pelare i fältet (KTH, Inst. för Byggnadsstatik) Meddelanden 34. Stockholm. /Särtryck ur Nordisk Betong, 1959 (Nordiska Betongförbundet) 2, p. 155-176. Stockholm./
- /3/ Kinnunen, S, 1960, Dimensionering av pelardäck med hänsyn till böjande moment (KTH, Inst. för Byggnadsstatik). Stockholm. /Opublicerat manuskript./ /Dimensioneringsmetoden finns återgiven i stencilen Provisoriska normer med kommentarer för betongplattor på pelare. Dimensionering med hänsyn till böjande moment. Pelarlast (KTH, Inst. för Byggnadsstatik) samt i något modifierad form i handboken Bygg 1969 (Byggmästarens förlag) Huvuddel 3, kap. 336, avsnitt 6. Stockholm./
- /4/ Kinnunen, S & Nylander, H, 1960, Punching of Concrete Slabs without Shear Reinforcement (KTH) Handlingar 158. Stockholm.
- /5/ Kinnunen, S, 1963, Punching of Concrete Slabs with Two-Way Reinforcement (KTH) Handlingar 198. Stockholm.
- /6/ Andersson, J, L, 1963, Punching of Concrete Slabs with Shear Reinforcement (KTH) Handlingar 212. Stockholm.
- /7/ Andersson, J, L, 1964, Genomstansning av Lift Slabs. Dimensionering av Lift Slabs med hänsyn till genomstansning (KTH, Inst. för Byggnadsstatik) Meddelanden 49. Stockholm. /Särtryck ur Nordisk Betong, 1963 (Nordiska Betongförbundet) 3, p. 229-252 och 1964, 1, p. 27-54. Stockholm./
- /8/ Förslag till bestämmelser för dimensionering av betongplattor på pelare jämte utdrag ur kommentarer, 1964 (Statens Betongkommitté) K1. Stockholm. /Hos Svensk Byggtjänst./
- /9/ Andersson, J, L, 1965, Inspänningsmoment i kantpelare vid plattor utan kantbalkar (KTH, Inst. för Byggnadsstatik) Meddelanden 54. Stockholm. /Särtryck ur Nordisk Betong, 1965 (Nordiska Betongförbundet) 1, p. 61-78. Stockholm./
- /10/ Andersson, J, L, 1966, Genomstansning av plattor understödda av pelare vid fri kant (KTH, Inst. för Byggnadsstatik) Meddelanden 61. Stockholm. /Särtryck ur Nordisk Betong, 1966 (Nordiska Betongförbundet) 2, p. 179-200. Stockholm./
- /11/ Timoshenko, S, P & Woinowsky-Krieger, S, Theory of Plates and Shells (Mcgraw-Hill & Kögakusha) Second Edition, p. 253-256. New York, Toronto, London, Tokyo.

- /12/ Nylander, H, 1963, Knutkrafter vid brottlinjeteorin (KTH, Inst. för Byggnadsstatik) Meddelanden 42. Stockholm. /Särtryck ur Nordisk Betong, 1963 (Nordiska Betongförbundet) 1, p. 45-60. Stockholm./
- /13/ Nylander, H, 1965, Knutkrafter och maximalmoment vid den tekniska brottlinjeteorin (KTH, Inst. för Byggnadsstatik) Meddelanden 55. Stockholm. /Särtryck ur Nordisk Betong, 1965 (Nordiska Betongförbundet) 1, p. 79-84. Stockholm./

6.2 Kompletterande litteratur

Gamble, W, L, Sozen, M, A & Siess, C, P, 1962, Measured and Theoretical Bending Moments in Reinforced Concrete Floor Slabs (University of Illinois, Dep. of Civ.-Eng.) Structural Research Series No. 246. Urbana, Illinois.

Jirsa, J, O, Sozen, M, A & Siess, C, P, 1962, An Experimental Study of a Flat Slab Floor Reinforced with Welded Wire Fabric (University of Illinois, Dep. of Civ.-Eng.) Structural Research Series No. 249. Urbana, Illinois.

Vanderbilt, M, D, Sozen, M, A & Siess, C, P, 1963, Deflections of Reinforced Concrete Floor Slabs (University of Illinois, Dep. of Civ.-Eng.) Structural Research Series No. 263. Urbana, Illinois.

Baader, W, 1965, Ein Beitrag zur untersuchung des freien punktgestützten Randes von Flachdecken unter besonderer Berücksichtigung einer Deckenauskrägung (Technische Hochschule Darmstadt, Fakultät für Bauingenieurwesen) Dissertation D17. Darmstadt.

Bretthauer, G & Seiler, H-F, 1966, Die Pilzdecke ohne verstärkte Säulenköpfe (Flachdecke) bei verschiedenen Randbedingungen (Ernst & Sohn) Beton- und Stahlbetonbau, Jahrg. 61, p. 229.236 och p. 279-283. Berlin.

Bilaga A

A BESTÄMNING AV GRÄNSLAST VID ÖVERSTARKA PELARE

A1 Brottlinjefigur c)

Brottlinjefiguren c) i FIG. 23, se 3.1, visas mera detaljerat i FIG. 26a. Endast plattans ena symmetrihälfte visas. För att brottlinjefiguren skall vara geometriskt möjlig, måste brottlinjerna AE och CD vara parallella.

Plattans bärförmåga bestäms i det följande utgående jämviktsvillkor för de enskilda plattdelarna. FIG. 26a betraktas. Om för delen I tecknas vertikal projektionsekvation, för delen II momentekvation kring vridningsaxeln EE samt för delen III två momentekvationer, den ena kring brottlinjen ED och den andra kring den linje genom E, vilken är parallell med sidan AB, erhålles sammanlagt fyra ekvationer med åtta obekanta storheter. Dessa är det sökta momentet, knutkrafterna K_1 - K_5 , vinkeln α och en koefficient γ , som anger hur punktkrafterna $P/2$ fördelar sig på plattdelarna I och III. Ytterligare fyra villkorsekvationer erfordras. En av dessa erhålles ur villkoret att knutkrafterna K_2 - K_4 skall hålla varandra i jämvikt. De återstående tre ekvationerna får genom härledning av knutkrafterna K_1 , K_5 och K_2 (eller K_4) de samband, vilka gäller för det läge på brottlinjerna, vilket ger maximum av moment. (En annan möjlighet att erhålla tillräckligt antal ekvationer för bestämning av brottlasten är att ur det ekvationssystem, som består av de fem först uppställda ekvationerna, genom elimination av knutkrafterna bestämma sambandet mellan moment, belastning och vinkeln α . Koefficienten γ ingår inte i detta samband. Det kan nämnas, att det erhållna sambandet är identiskt lika med det samband som fås, då brottlasten beräknas enligt energimetod. Ytterligare en ekvation erfordras för bestämning av brottlasten. Denna ekvation fås ur det erhållna sambandet genom att uppfylla villkoret $dm/d\alpha = 0$.)

Knutkrafterna K_1 , K_5 , K_2 (och K_4) kan, såsom visats av Nylander /12/ /13/, bestämmas med utgångspunkt från den komplicerade brottlinjefigur, som uppstår då knutpunkternas lägen varieras. I föreliggande fall ger en variation av vinkeln α med beloppet $\Delta\alpha$ den sammansatta brottlinjefiguren i FIG. 26b. De sökta knutkrafterna kan nu bestämmas ur jämviktsvillkoren för dels knutpunkter, dels de små plattdelar, som går mot noll då $\Delta\alpha \rightarrow 0$.

För plattdelen A-E-A' i FIG. 26c ger momentekvation kring A'E

$$K_5 \cdot \overline{AA'} \cdot \cos(\alpha - \Delta\alpha) = M_V \cdot \frac{\overline{AA'}}{f} \cdot \sin(\alpha - \Delta\alpha)$$

varur när $\Delta\alpha \rightarrow 0$

$$K_5 = \frac{M_V}{f} \cdot \operatorname{tg} \alpha \quad (\text{A1})$$

där f anger utsträckningen av det område, räknat från pelarkant,

vilket försetts med inspänningsarmering svarande mot momentet M_v , se FIG. 23.

För plattdelen C'-G-C i FIG. 26c ger momentekvation kring C'G

$$K_1 \cdot \overline{CC'} \cdot \sin(\alpha - \Delta\alpha) = m_y \cdot \overline{CC'} \cdot \cos(\alpha - \Delta\alpha)$$

varur när $\Delta\alpha \rightarrow 0$

$$K_1 = m_y \cdot \cot \alpha \quad (A2)$$

För plattdelen D-G-D' i FIG. 26c ger momentekvation kring GD

$$K_{10} \cdot \overline{DD'} \cdot \sin \alpha = m_y \cdot \overline{DD'} \cdot \cos \alpha$$

varur

$$K_{10} = m_y \cdot \cot \alpha \quad (A3)$$

För plattdelen D-D'-D'-D i FIG. 26c ger momentekvation kring DD

$$2 \cdot K_9 \cdot \overline{DD'} = 0$$

varur

$$K_9 = 0 \quad (A4)$$

För knutpunkten D' i FIG. 26b ger vertikal projektionsekvation

$$K_2 - \Delta K_2 = K_9 + K_{10}$$

Insättning av K_9 och K_{10} enligt ekv. (A4) resp. (A3) ger när $\Delta\alpha \rightarrow 0$

$$K_2 = m_y \cdot \cot \alpha \quad (A5)$$

För plattdelen I i FIG. 26a ger vertikal projektionsekvation, om av varje punktkraft $P/2$ delen $\gamma \cdot P/2$ antages belasta plattdelen I, jämviktsvillkoret

$$4 \cdot \left(\gamma \cdot \frac{P}{2} + K_1 - K_2 \right) = 0$$

varur efter insättning av K_1 och K_2 enligt ekv. (A2) resp. (A5)

$$\gamma = 0 \quad (A6)$$

Varje punktkraft $P/2$ går alltså direkt till resp. plattdel III.

För plattdelen II i FIG. 26d ger momentekvation kring EE

$$K_3 = \frac{M_x' + m_x \cdot d_2}{2 \left[a + \left(e - \frac{d_2}{2} \right) \cot \alpha \right]} \quad (A7)$$

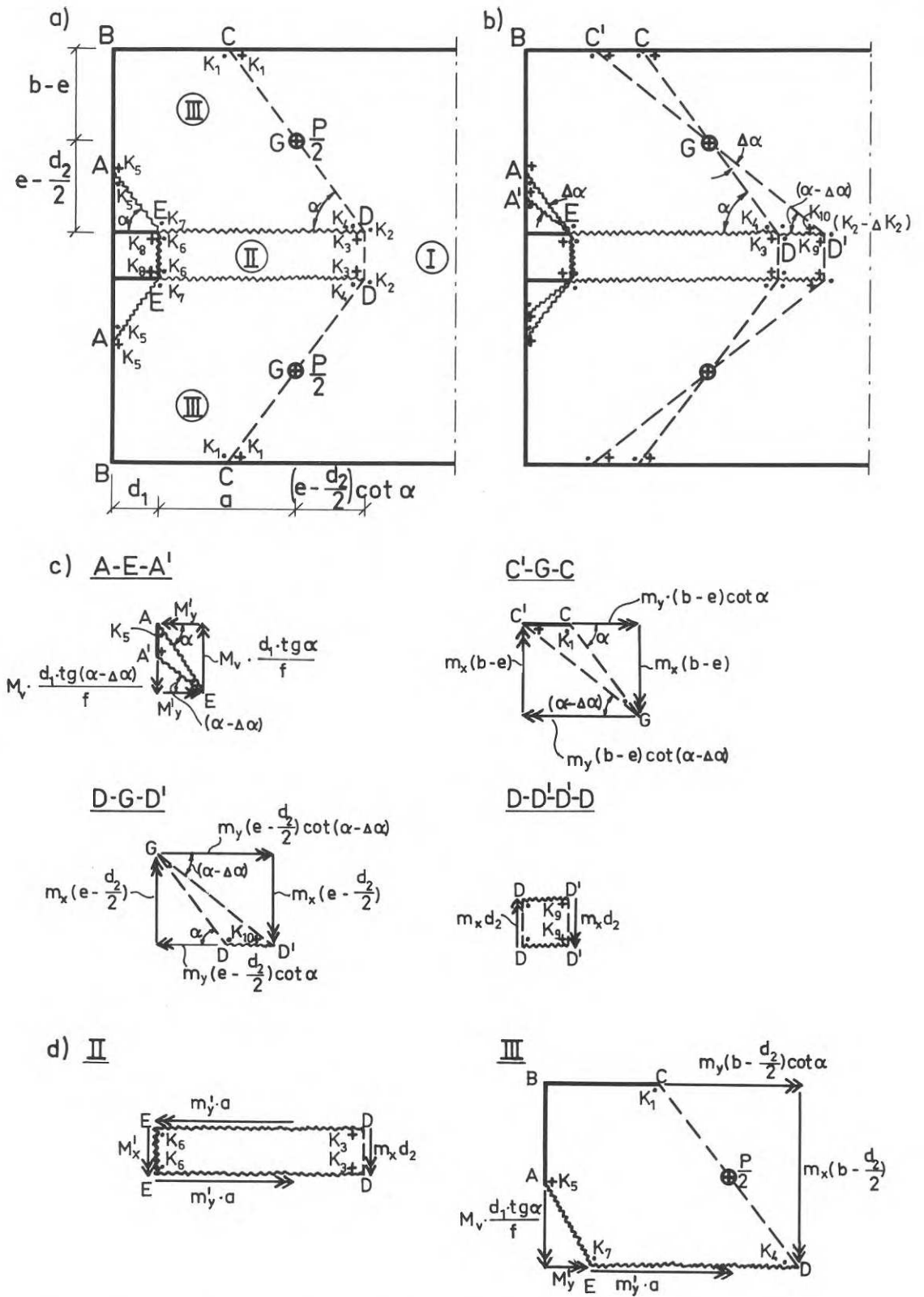


FIG. 26. Detaljerad figur av brottlinjefigur c), som visas i FIG. 23, se 3.1. — — — Positiv brottlinje. ~~~~~ Negativ brottlinje. ————— Momentvektor. \oplus Belastande punktkraft. I II Plattdel \textcircled{I} resp. \textcircled{II} . +, ., Nedåtriktad resp. uppåtriktad knutkraft.

Detailed representation of the yield line pattern (c) shown in FIG. 23, see Section 3.1. — — — Positive yield line. ~~~~~ Negative yield line. ————— Moment vector. Applied concentrated load. + and . Nodal forces acting in downward and upward directions, respectively. \textcircled{I} and \textcircled{II} Slab portions I and II.

medan vertikal projektionsekvation ger

$$K_6 = K_3 \quad (\text{A8})$$

För knutpunkten D, FIG. 26a, ger vertikal projektionsekvation

$$K_4 = K_3 - K_2 \quad (\text{A9})$$

För plattdelen III i FIG. 26d ger momentekvation kring den linje genom E, vilken är parallell med AB

$$\begin{aligned} m_x \cdot \left(b - \frac{d_2}{2}\right) + M_v \cdot \frac{d_1}{f} \cdot \text{tg } \alpha \\ = \frac{P}{2} \cdot a - K_1 \cdot \left[a - (b-e) \cdot \cot \alpha\right] - K_4 \cdot \left[a + \left(e - \frac{d_2}{2}\right) \cdot \cot \alpha\right] - K_5 \cdot d_1 \end{aligned}$$

varur efter insättning av K_1 , K_4 och K_5 enligt ekv. (A2), (A9) resp. (A1)

$$P = \frac{M_x' + M_f' + 4M_v \cdot \frac{d_1}{f} \cdot \text{tg } \alpha - m_y \cdot (2b - d_2) \cdot \cot^2 \alpha}{a} \quad (\text{A10})$$

Momentekvation kring ED ger

$$M_y' + m_y' \cdot a = \frac{P}{2} \cdot \left(e - \frac{d_2}{2}\right) - K_1 \cdot \left(b - \frac{d_2}{2}\right) + K_5 \cdot d_1 \cdot \text{tg } \alpha$$

varur efter insättning av K_1 och K_5

$$M_y' + m_y' \cdot a = P \cdot \frac{2e - d_2}{4} + M_v \cdot \frac{d_1}{f} \cdot \text{tg}^2 \alpha - m_y \cdot \left(b - \frac{d_2}{2}\right) \cdot \cot \alpha \quad (\text{A11})$$

Ekv. (A10) och (A11) bestämmer plattans bärförmåga och tillhörande vinkel α .

A1.1 Specialfallet $P = P_1$

För $P = P_1$ enligt ekv. (3.1.1), se 3.1, övergår ekv. (A10) i

$$M_v \cdot \left(2 \cdot \frac{d_1}{f} \cdot \text{tg } \alpha - 1\right) \cdot \text{tg}^2 \alpha = m_y \cdot \left(b - \frac{d_2}{2}\right) \quad (\text{A12})$$

medan ekv. (A11) kan skrivas

$$M_y' + m_y' \cdot a = P_1 \cdot \frac{2e - d_2}{4} + M_v \cdot \left(1 - \frac{d_1}{f} \cdot \text{tg } \alpha\right) \cdot \text{tg } \alpha \quad (\text{A13})$$

Genom att derivera $(M_y' + m_y' \cdot a)$ enligt ekv. (A13) med avseende på $\text{tg } \alpha$ kan visas, att $(M_y' + m_y' \cdot a)$ antar sitt största värde för

$\operatorname{tg} \alpha = f/2d_1$. Enligt ekv. (A12) inträffar detta för $m_y = 0$.
Därav

$$(M_y' + m_y' \cdot a)_{\max} = P_1 \cdot \frac{2e-d_2}{4} + \frac{M_v}{4} \cdot \frac{f}{d_1} \quad (\text{A14})$$

för

$$m_y = 0$$

varvid

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{f}{2d_1} \quad (\text{A15})$$

$$K_1 = K_2 = 0 \quad (\text{A16})$$

$$K_3 = K_4 = K_6 = \frac{M_x' + m_x' \cdot d_2}{2 \left[a + (2e-d_2) \cdot \frac{d_1}{f} \right]} \quad (\text{A17})$$

$$K_5 = \frac{M_v}{2d_1} \quad (\text{A18})$$

$$K_7 = \frac{P_1}{2} + K_5 - K_1 - K_4 \quad (\text{A19})$$

$$K_8 = \frac{P_1}{2} + K_5 = \frac{P_1}{2} + \frac{M_v}{2d_1} \quad (\text{A20})$$

Om $m_y \neq 0$ bestäms $\operatorname{tg} \alpha$ och $(M_y' + m_y' \cdot a)$ ur ekv. (A12) resp. (A13). Knutkrafterna beräknas ur ekv. (A1), (A2), (A5), (A7), (A8), (A9), (A19) och (A20).

A2 Brottlinjefigur e)

Brottlinjefigur e) i FIG. 23, se 3.1, visas mera detaljerat i FIG. 27a. Endast plattans ena symmetrihälfte visas. K_5 enligt ekv. (A1) ger maximum av moment.

För plattdelen II i FIG. 27b ger momentekvation kring EE

$$P \cdot a - 2K_5 \cdot d_1 = M_x' + 2 \cdot M_v \cdot \frac{d_1}{f} \cdot \operatorname{tg} \alpha + M_f$$

varur med K_5 insatt

$$P = \frac{M_x' + M_f + 4 M_v \cdot \frac{d_1}{f} \cdot \operatorname{tg} \alpha}{a} \quad (\text{A21})$$

För plattdelen III i FIG. 27b ger momentekvation kring FE

$$K_5 \cdot d_1 \cdot \operatorname{tg} \alpha = M'_y + M_y$$

varur med K_5 insatt

$$M'_y + M_y = M_v \cdot \frac{d_1}{f} \cdot \operatorname{tg}^2 \alpha \quad (\text{A22})$$

Ekv. (A21) och (A22) bestämmer plattans bärförmåga och tillhörande vinkel α .

A2.1 Specialfallet $P = P_1$:

$P = P_1$ enligt ekv. (3.1.1), se 3.1, insatt i ekv. (A21) ger

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{f}{2d_1} \quad (\text{A23})$$

som insatt i ekv. (A22) ger

$$M'_y + M_y = \frac{M_v}{4} \cdot \frac{f}{d_1} \quad (\text{A24})$$

Den mot $(M'_y + M_y)$ svarande armeringen skall inläggas över pelaren.

Storleken av tillhörande knutkrafter är

$$K_5 = K_{11} = \frac{M_v}{2d_1} \quad (\text{A25})$$

$$K_6 = \frac{P_1}{2} + K_5 = \frac{P_1}{2} + \frac{M_v}{2d_1} \quad (\text{A26})$$

$$K_8 = \frac{P_1}{2} + K_{12} = \frac{P_1}{2} + \frac{M_v}{d_1} \quad (\text{A27})$$

$$K_{12} = 2K_5 = \frac{M_v}{d_1} \quad (\text{A28})$$

A3 Brottlinjefigur f)

Brottlinjefiguren f) i FIG. 23, se 3.1, visas mera detaljerat i FIG. 28a. Denna brottlinjefigur är en kombination av brottlinjefigurerna a) och e). Knutkraften K_5 enligt ekv. (A1) ger maximum av moment.

För plattdelen II, FIG. 28b, ger momentekvation kring GG brottlasten P enligt ekv. (3.1.1), se 3.1. Alltså $P = P_1$ som för brottlinjefiguren a).

För plattdelen IV ger momentekvation kring EG $\text{tg } \alpha$ enligt ekv. (A23).

För plattdelen III ger momentekvation kring FE ($M'_y + M_y$) enligt ekv. (A22). Insättning av $\text{tg } \alpha$ ger ($M'_y + M_y$) enligt ekv. (A24).

Storleken av knutkrafterna är

$$K_5 = K_{11} = \frac{M_v}{2d_1} \quad (\text{A29})$$

$$K_6 = \frac{P_1}{2} - K_{13} = \frac{P_1}{2} + \frac{M_y}{b - \frac{d_2}{2}} \quad (\text{A30})$$

$$K_8 = \frac{P_1}{2} + K_{12} = \frac{P_1}{2} + \frac{M_v}{d_1} \quad (\text{A31})$$

$$K_{12} = 2K_5 = \frac{M_v}{d_1} \quad (\text{A32})$$

$$K_{13} = \frac{M'_y - K_5 \cdot d_1 \cdot \text{tg } \alpha}{b - \frac{d_2}{2}} = - \frac{M_y}{b - \frac{d_2}{2}} \quad (\text{A33})$$

$$K_{14} = K_5 + K_{13} = \frac{M_v}{2d_1} - \frac{M_y}{b - \frac{d_2}{2}} \quad (34)$$

R2:1971

**Denna rapport avser anslag nr C 292:3 från Statens råd för
byggnadsforskning till Institutionen för byggnadsstatik, KTH**

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

Pris: 17 kronor