

12/65

Gunnar Kärrholm och Erik Thelberg:

BETONGSKIVOR BALANSERADE AV BJÄLKLAG

Särtryck ur tidskriften Nordisk Betong 2:1965

Rapport från Byggforskningen, Stockholm

Betongskivor balanserade av bjälklag

Concrete Walls Balanced by Floors

av professor Gunnar Kärrholm och civilingenjör Erik Thelberg

Institutionen för Byggnadskonstruktion
Chalmers Tekniska Högskola, Göteborg

Utgivare: Statens institut för byggnadsforskning

Denna rapport utges enligt byggforskningsrådets beslut med medel från fonden för byggnadsforskning; försäljningsintäkterna tillfaller fonden.

Innehåll

1. Inledning	3
2. Beteckningar	5
3. Provning av element med I-sektion	6
4. Provning av element med T-sektion	9
5. Diskussion av olika brottyper	19
6. Slutsatser	30
Summary	31
Litteratur	32

Betongskivor balanserade av bjälklag

Concrete Walls Balanced by Floors

GUNNAR KÄRRHOLM* – ERIK THELBERG**

1. Inledning

Ett rationellt utnyttjande av betongväggar som bärverk ger stor frihet i planering av underliggande utrymmen. Därtill kommer i många fall avsevärda vinster av ekonomisk art. Schleicher [1] beskriver ett exempel härpå gällande silobyggnader. Äldre konstruktioner byggde på principen att uppta de stora vertikallasterna i silocellernas väggar med hjälp av kraftigt dimensionerade balkar längs cellernas underkanter. Senare fick man klart för sig att väggarna själva fungerar som bärverk och kunde slopa balkarna.

En väggskiva som är ansluten till förstyvande bjälklag, kräver endast en vertikal stödreaktion för att bli stabil. Väggar som för sin jämvikt är beroende av anslutande bjälklag, fig. 1, sägs i det följande vara bjälklagsbalanserade. Ett tidigt exempel på bjälklagsbalanserade väggar förekommer i en av Granholm konstruerad byggnad i Stockholm, se Röhfors [2].

Väggskivornas höjd blir i allmänhet en multipel av våningshöjden, som i praktiken kan vara större än spännvidden. Dimensioneringsmetoder för vanliga låga balkar är i sådana fall inte tillämpliga.

Noggrannare elasticitetsteoretiska lösningar har angetts för vissa specialfall. De är emellertid inte lämpade för uppskattning av brottbelastningar. Sprickbildningen påverkar kraftfördelningen i skivan vartill kommer de med påkänningarna växande, plastiska deformationernas effekt på spänningsfältet.

Föreliggande undersökning behandlar olika brottfenomen i bjälklagsbalanserade skivor. Huvudvikten är lagd vid lokala brott i närheten av skivans vertikala stödreaktion. Uppmärksamhet ägnas också inverkan av bjälklagsarmeringens placering samt en eventuell skjuvarmerings storlek och anordning.

* Professor, Inst. för Byggnadskonstruktion, CTH, Göteborg.

** Civilingenjör, Inst. för Byggnadskonstruktion, CTH, Göteborg.

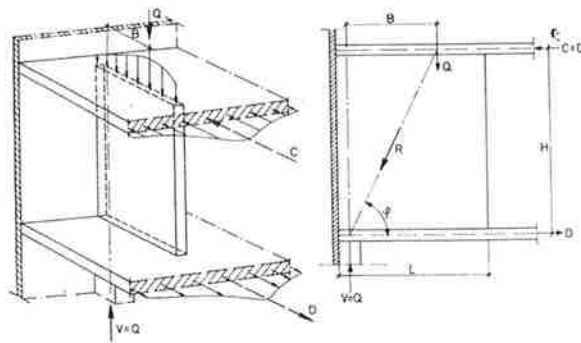


Fig. 1. Bjälklagsbalanserad väggskiva. Skivan belastas av kraften Q på avståndet B från upplaget. Jämvikt råder om $QB = CH$. • Wall balanced by surrounding floors. The wall is subjected to the force Q applied at the distance B from the support. The upper floor slab is acted upon by the force C . For equilibrium, it is necessary that $QB = CH$.

Undersökningen har genomförts vid Institutionen för Byggnadskonstruktion vid Chalmers Tekniska Högskola med anslag från Statens Råd för Byggnadsforskning.

Försök med bjälklagsbalanserade betongskivor har redovisats av Jergling [3] och beskrivs kortfattat i det följande. Ett flertal studier föreligger även av icke bjälklagsanslutna betongskivor upplagda på två eller flera stöd. Dessa undersökningar är av stort intresse också för förståelsen av bjälklagsbalanserade skivors verknings sätt, eftersom vissa brottfenomen åtminstone kvalitativt är gemensamma för de olika bärverken.

Klingroth [4] provade i början av 1940-talet ett antal kvadratiska betongskivor, som längs överkanten belastades med alternativt jämnt fördelade och koncentrerade laster. Skivorna var samtliga fritt upplagda, deras höjd var 1 m och tjockleken 7 cm. Underkantsarmeringen, $2 \varnothing 12$, var endast svagt förankrad över stöden. Brott inträffade i upplagszonens betong innan underkantsarmeringen nått sträckgränsen. Medeltryckspänningen över upplagsplattan var vid krossningen ungefär lika med betongens prismahållfasthet.

Ett närmare studium av brottfenomen vid koncentrerade lasters angreppsyta har genomförts av Nylander och Holst [5]. De påvisar i en avhandling 1940 att en ändamålsenligt utformad, lokal armering förbättrar en skivas hållfasthet, men också att armering med förankring av den typ Klingroth använde kan sänka brottlasten. Avhandlingen ger riktlinjer för placering och dimensionering av armering i skivor med såväl statiskt bestämd som statiskt obestämd uppläggning.

Schütt [6] redovisar i en uppsats 1956 resultat av belastningsförsök med fritt upplagda skivor, som över upplagen förstärkts med pilastrar. Han undviker genom denna anordning lokala krossbrott vid upplagen. Trots att skivorna var relativt svagt armerade för böjmoment, bestämdes inte maximilasten av armeringens flytlast i fältmitt utan av hållfastheten i vertikalsnitt nära pilastrarna.

Betongväggars egenskaper vid horisontalbelastningar har studerats av Benjamin och Williams [7]. Deras provkroppar var förstyvade med kantbalkar. Väggsnivornas och kantbalkarnas hållfasthet visade sig kunna kombineras i en empiriskt uppställd formel för brottlasten.

2. Beteckningar

- A = Tryckyta
 a = Upplagsplattas avstånd från flänsens ytterkant
 B_1, B_2 = Bygelkraft
 B_{2S}, B_{2B} = Byglars flytlast resp. brottlast
 b = Fördelningslängd för kraften R
 b_1 = Bygelkraft per längdenhet skiva
 C_s = Tryckresultant
 D = Maximala horisontalkraften i en skivas undre bjälklag
 D_u = Flänskraft vid upplag
 d = Livtjocklek
 H = Avståndet mellan två bjälklags centrumlinjer
 K = Kubhållfasthet för betongen i provkropparnas liv
 k = Relationstal, $k = \sigma_{uB}/K$
 L = Skivas längd
 l = Upplagsplattas längd
 Q, Q_I och Q_{II} = Skivbelastningar, $Q_I + Q_{II} = Q = V$
 R = Kraftresultant
 R_u = Resultanten till D_u och V
 S = Tryckresultant
 s = Förankringslängd
 t = Flänstjocklek
 V = Upplagskraft
 V_B = Brottvärde på V
 V_{BE} = Empiriskt bestämd brottlast
 V_{BK} = Teoretisk krossbrotlast
 α = Byglars lutningsvinkel
 β = Lutningsvinkel för tryckresultant
 σ_B = Brottgräns för armeringsstål
 σ_s = Sträckgräns för armeringsstål
 σ_u = Jämförelsespänning mellan liv och fläns ovan upplaget
 σ_{uB} = Nominell brottmedelspänning i livet
 σ_{dB} = Brotttdragspänning

- φ = Lutningsvinkel till kraftresultanten R
- φ_p = Gränsvärde för φ_u nedan
- φ_{gs} och φ_{gb} = Beräknat värde på gränsvinkel φ_p förutsatt att byglarna flyter resp. brister
- φ_s = Lutningsvinkel för livspricka
- φ_u = Lutningsvinkel till upplagsresultanten R_u , $\text{tg } \varphi_u = V/D_u$

3. Provnings av element med I-sektion

3.1. Försökens uppläggning

De i fig. 1 antydda belastningarnas inverkan på en betongvägg har studerats av Jergling [3]. Försök utfördes med element på vilka vertikallasten Q var jämnt fördelad längs hela väggskivans längd L eller en del därav. En bjälklagsbalanserad skivas egenskaper beträffande sprickbildning och brott-hållfasthet är beroende av det sätt på vilket belastningar överförs från bjälklagen. För att så nära som möjligt efterlikna den i praktiken aktuella spänningsfördelningen längs skivans kontaktytor mot omgivande bärverk utformades elementen med I-sektion. De kunde därmed uppfattas som modeller av en betongvägg med närliggande bjälklagsdelar. Provnings genomfördes med fem element av typ 1 och fem element av typ 2, fig. 2. Dessutom undersöktes fem element, typ 3, med pilaster över upplaget och med i övrigt samma dimensioner som element av typ 1. Modellskalan blev för dessa ungefär 1:2,5.

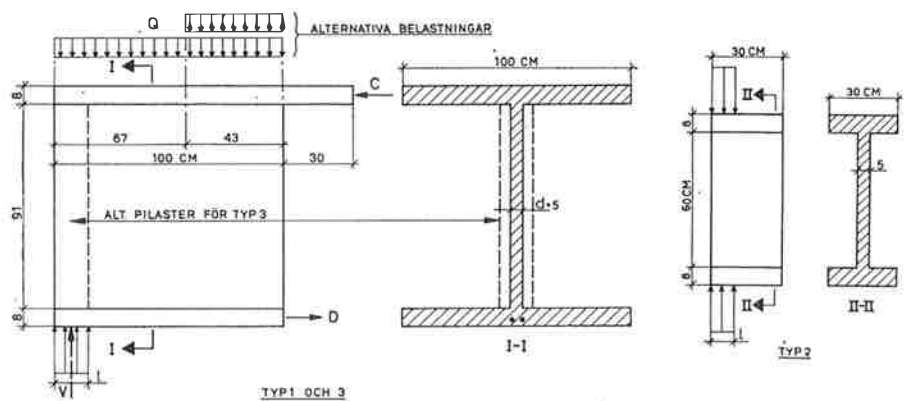


Fig. 2. I-elementens dimensioner och belastningar. • I elements. Dimensions and loads.

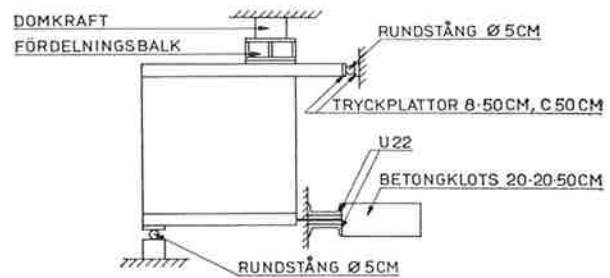


Fig. 3. Principskiss av elementupplägning. ● Schematic sketch of the loading device.

3.2. Elementtillverkning och provning

Provkropparna göts mot form av vattenfast plywood i en etapp utan gjutfogar. Betongens hållfasthetsegenskaper karakteriserades med resultat av tryck- och spräckprovningar på kuber. Underflänsen i element av typ 1 försågs med längsgående armering av 16 mm armeringsstänger Ks 40. Armeringen drogs i de flesta elementen oavkortad fram över upplaget och förankrades alternativt genom uppbockning i livet eller genom utvikning i flänsen. I två element uppbockades halva armeringen redan ett stycke innanför upplaget som vanlig skjuvarmering i 45° lutning mot skivans underkant. Livet var i övrigt i några fall armerat med 8 mm rundstänger, i andra oarmerat. Flänsarna var försedda med tvärgående armering, i stort sett motsvarande normalt armeringstal för bjälklag i bostadshus. Pilastrarna var samtliga armerade med längsgående stänger och byglar. Belastningen på element av typ 1 åstadkoms med en domkraft som via en fördelningsbalk verkade på elementens överyta. En speciell stödordning möjliggjorde en balansering av elementen med dragkrafter längs armeringen i underflänsen och tryckkrafter i överflänsen, fig. 3.

Påförd belastning mättes med manometer. Element av typ 2 trycktes i tryckpress av standardtyp. Den belastning vid vilken första sprickan iaktogs, noterades och visade sig för samtliga element utan pilastrar vara större än halva brottlasten.

3.3. Brottyper och brottlaster

Element med väl förankrad flänsarmering förstördes genom krossning i den över upplaget belägna delen av livet, fig. 4. Denna brotttyp uppkom också i element av typ 2, vilka ej påverkades av vågräta flänskrafter. I några element, 8 och 9, hade armeringen bockats åt sidan redan vid upplagsplattans inre kant. Den kom på så sätt att endast i obetydlig grad eller ej alls ligga över upplaget. Förstörelsen inleddes då med vertikal sprickbildning genom underflänsen och livet. I element 10 konstaterades brott vid skivans anslutning till

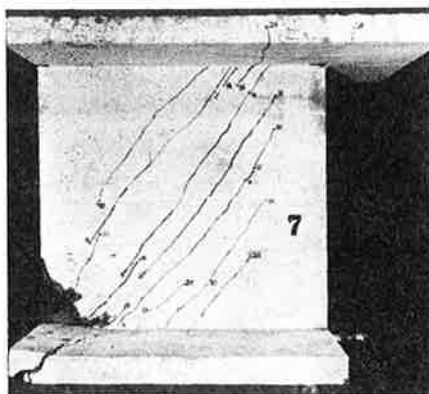


Fig. 4. Sprickbild för element 7. Flänsarmeringen var förankrad som i element av typ K, tabell 2. Livet var rutarmerat med 6 mm stänger $c \cdot 10$ cm. ● Crack pattern in Element No. 7. The reinforcement of the flanges was anchored in the same way as in Type K elements, see Table 2. The wall was provided with two-way reinforcement consisting of 6 bars placed at 100 mm o.c.

överflänsen inom området under den påförda lasten. Orsaken härtil var att elementets övre del gjutits med sämre betong än den som använts för den undre delen.

Tabell 1 visar betongens kubhållfasthet K och draghållfasthet σ_{dB} (från spräckprov) vid tiden för elementprovningen. Vidare anges brottlasten V_{BE}

Tabell 1. Provningsresultat och beräknade brottmedelspänningar σ_{uB} för I-elementen

Element		K kp/cm ²	σ_{dB} kp/cm ²	V_{BE} Mp	φ^0	t/l	σ_{uB} kp/cm ²	σ_{uB}/K
Typ	Beteckning							
1	1	384	34	37,2	67	0,53	402	1,05
	3	533	33	31,2	66	0,80	450	0,85
	4	278	23	33,2	67	0,53	360	1,30
	5	235	19	26,2	53	0,53	248	1,06
	7	201	17	23,2	53	0,53	220	1,09
2	14	304		21,8	90	0,53	291	0,96
	15	300		22,9	90	0,53	310	1,03
	16	300		22,9	90	0,53	305	1,02
	17	304		17,9	90	0,80	358	1,18
3	18	304		18,2	90	0,80	366	1,20
	8	226	22	19,2 ¹	66	0,80	137	0,61
	9	189	20	19,8 ¹	52	0,80	148	0,79
	10	(121)	12	26,7 ²	52	(0,19)	(146)	(1,21)
	11	224	17	32,2	52	0,80	242	1,09
	13	288	22	38,0	52	0,80	285	0,99

¹ Dragbrott i underflänsen.

² Krossbrott i skivans överdel under lasten Q .

och en vinkel φ som bestämmer snittresultantens lutning i kontaktytan mellan elementens liv och underfläns, fig. 1, samt kvoten mellan flänsens tjocklek t och upplagsytans längd l . Slutligen innehåller tabellen en beräknad brottmedelspänning σ_{uB} över upplaget samt dennas relation till kubhållfastheten. Medelvärde av kvoten σ_{uB}/K blev 1,07 för elementen utan pilaster.

4. Proving av element med T-sektion

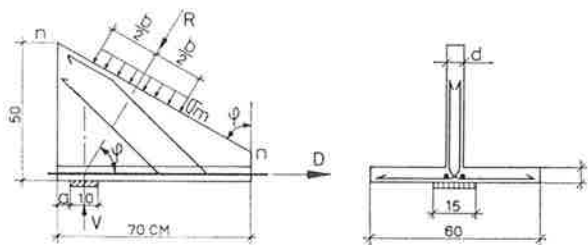
4.1. Försökens uppläggning

De i kap. 3 beskrivna belastningsproven belyste väggållfasthetens beroende av betongkvalitet och belastningstyp. Försöken genomfördes med element gjutna i betong med varierande kubhållfasthet. Den beräknade lutningsvinkeln φ till upplagsresultanten R , fig. 1, varierade också inom tämligen vida gränser ($53^\circ \leq \varphi \leq 90^\circ$). Problemets parametrar är emellertid många. Det ansågs önskvärt att också skaffa experimentellt underlag för bedömning av väggållfastheten under allmännare betingelser. Kompletterande försöksserier genomfördes därför, i första hand syftande till att studera brottfenomen i närheten av väggarnas upplag. Provkropparna utformades med T-sektion enligt fig. 5. Den för en hel väggskiva aktuella spänningsfördelningen längs en lutande yta $n-n$ approximerades på elementens överyta med en på sträckan b i huvudsak jämnt fördelad tryckspänning,

$$\sigma_m = R/bd$$

I avsikt att belysa rimligheten i den tillämpade approximationen av snittresultantens R fördelning genomfördes spänningsberäkningar enligt elasticitetsteorin. Resultaten av dessa kalkyler är tillämpbara på betongskivor utan sprickor och med små belastningar. De avsåg en skiva med kvoten mellan längd och höjd lika med 1,5 och med lasten $Q = V$ koncentrerad till överflänsens innerkant, fig. 6 a. De sökta påkänningarna bestämdes som summan av värden angivna av Schlee [8], [9] för en oändligt lång, kontinuerligt upplagd skiva och värden för elementära lastfall som ger Airys' spänningsfunktion i form av polynom, se Timoshenko [10]. Sedan spänningarna σ_x , σ_y

Fig. 5. Element med T-sektion. Dimensioner och belastningar. • T elements. Dimensions and loads.



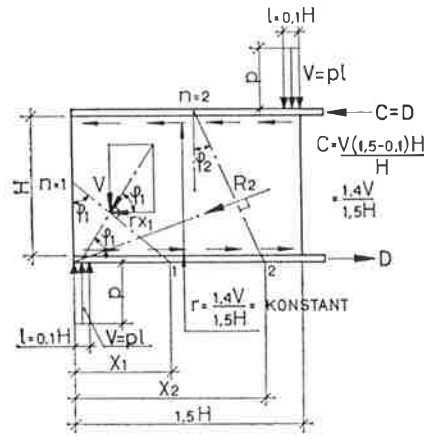
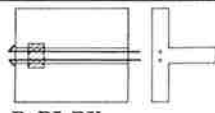
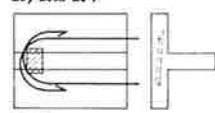
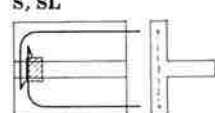



Fig. 6 a). Resultande spänningen längs sneda snitt $n-n$ i en elastisk skiva. Snittresultanten R_n står vinkelrätt mot snittet $\operatorname{tg} \varphi_n = V/rx_n$. • (a) Resultant stresses along inclined section, $n-n$, of an elastic wall. The resultant force in each section, R_n , acts at right angles to the section defined by $\operatorname{tg} \varphi_n = V/rx_n$.

Tabell 2. Provade typer av T-element. Vinkeln φ anger den sneda elementytans lutning mot flänsnormalen. "L" betecknar lutande byglar, "V" vertikala

Elementtyper	φ	Element		Byglar			
		Typ	Antal	Mängd	Typ		
 R, RL RV	75°	RL	4	8 Ø 8	Lutande 45°		
		S	1				
 S, SL	60°	S	2	8 Ø 8	Lutande 45°		
		RL	2				
		U	2				
 U	45°	S	2	2 Ø 8	Lutande 45°		
		R	2				
		RL	2			8 Ø 8	Lutande 45°
		RLK	2			8 Ø 8	Lutande 45°
		RV	2			3 Ø 8	Vertikala
		K	1				Vertikala
 RLK	30°	SL	2	4 Ø 8	Lutande 45°		
		RL	2	4 Ø 8	Lutande 45°		
		RL	2	8 Ø 8	Lutande 45°		
		R	1				

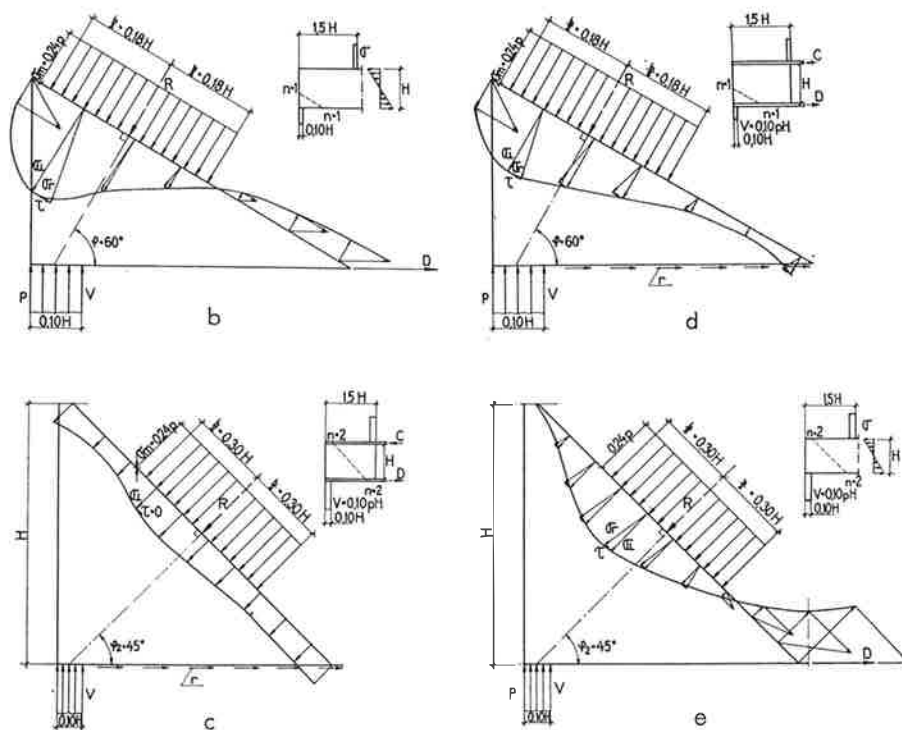


Fig. 6 b) Snittspänningar då $\varphi_n = 60^\circ$ och flänsar saknas. c) Snittspänningar då $\varphi_n = 45^\circ$ och flänsar saknas. d) Snittspänningar då $\varphi_n = 60^\circ$ och skjuvspänningsfördelningen r mellan liv och fläns är jämn. e) Snittspänningar då $\varphi_n = 45^\circ$ och skjuvspänningsfördelningen r mellan liv och flänsar är jämn. • (b) Stresses in a section where $\varphi_n = 60^\circ$. Wall without flanges. (c) Stresses in a section where $\varphi_n = 45^\circ$. Wall without flanges. (d) Stresses in a section where $\varphi_n = 60^\circ$. Uniformly distributed shear stresses, r , between the wall and the flanges. (e) Stresses in a section where $\varphi_n = 45^\circ$. Uniformly distributed shear stresses, r , between the wall and the flanges.

och τ_{xy} beräknats för knutpunkterna i ett nät med maskvidden $0,1 H$ erhöles påkänningarna i punkter längs det lutande snittet $n-n$ genom interpolering. Beräkningsresultatet är i fig. 6 b—e redovisat grafiskt för snitten $n=1, 2$ lutande resp. 60° och 45° mot flänsen. De undersökta lastfallen representerar vad beträffar flänsens inverkan två specialfall. Det ena fallet gäller en flänslös skiva, det andra en skiva till vilken drag- och tryckresultanterna C och D införs via jämnt fördelade skjuvkrifter med intensiteten r . Som framgår av figuren kan man finna snitt med varierande lutning i vilka resultanten R står vinkelrätt mot snittet och till en väsentlig del uppbyggs av normalspänningar samlade kring resultantens verkningslinje.

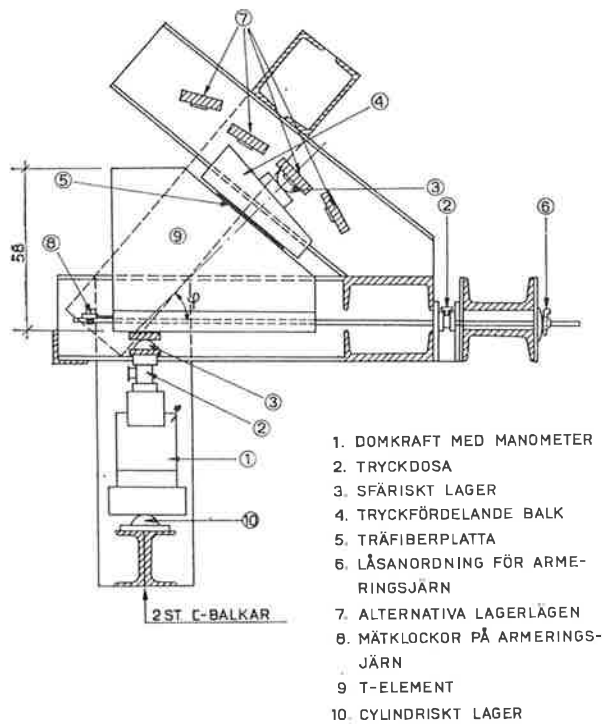


Fig. 7. Schematisk sektion genom provningsanordningen för T-elementen. ● Schematic sectional view of the test set-up for T elements.

Elementen tillverkades med sådana lutningar på överytan att lastfall med $\varphi = 75^\circ, 60^\circ, 45^\circ$ och 30° kunde studeras. Vidare varierades flänsarmeringens läge och avslutning på sätt som närmare framgår av tabell 2. Denna visar också den omfattning i vilken elementen förseddes med byglar. Gjutfog anordnades mellan liv och fläns, utom i elementet av typ K, som utrustades för mätning av flänsarmeringens töjningar.

4.2. Elementtillverkning

Element försedda med fog göts i två etapper skilda av ett à två dygn. Fogen brädrevs sedan flänsens färdigstälts. Avformning skedde två dygn efter gjutning. Därefter täcktes provkropparna och de samtidigt gjutna kuberna med våta säckar, som kvarlåg 10–15 dygn. Provningarna genomfördes på ett undantag när under en period mellan 14 och 28 dygn efter gjutningen då också kuberna trycktes. Elementtillverkningen skedde i tre omgångar. Kubhållfasthetens spridning blev för de tre omgångarnas livbetong: 40 kp/cm^2 (3 st element gjutna), 10 kp/cm^2 (16 st element gjutna) och 8 kp/cm^2 (16 st element gjutna) baserad på resp. 4, 5 och 8 frihetsgrader.

Flänsarna armerades med längsgående kamstänger och rutarmering $\varnothing 6$ med centrumavståndet 15 cm. Livet var i vissa element oarmerat, i andra försett med vertikal eller lutande skjuvarmering av stänger $\varnothing 8$ Ks 40. Byglarna bockades i rät vinkel så att en nedre, vågrät del kunde införas i flänsen på sätt som framgår av fig. 5. Livarmeringens sträckgräns σ_s kontrollerades stickprovsmässigt i stänger använda vid elementtillverkningen. Det på nio mätningar baserade medelvärdet blev $\sigma_s = 4\,610$ kp/cm². Brottgränsen var enligt tillverkaren $\sigma_B = 6\,490$ kp/cm².

4.3. Försöksapparatur

Provkropparna placerades i en belastningsanordning med fästen för flänsarmeringen och lageranordningar för den sneda lasten R och upplagskraften V , fig. 5 och 7. Kraften R utbreddes på elementens sneda överyta med hjälp av en fördelningsbalk. Med en domkraft l under upplagsplattan kunde en uppåtriktad vertikalast åstadkommas på elementets underfläns. Mothållskraften under l uppdelades via ett ramsystem i den vågräta kraften D på flänsarmeringen och den sneda reaktionen R vid ett av de alternativa lagerlägena 7. Centeringsanordningarnas effektivitet kontrollerades för ett antal provkroppar genom bestämning av såväl vertikalkraften V som horisontalkraften D . Den senare kunde också beräknas ur V under förutsättning att R hade den avsedda lutningen. Jämförelse mellan så erhållna värden på D och direkt uppmätta värden visade avvikelser på högst 5 %.

4.4. Försökens genomförande

Belastningen ökades i steg om 2 Mp och hölls däremellan konstant i ca 3 minuter. Den bestämdes med manometer och i vissa fall för kontroll också med tryckmätare. Efter varje påkänningsökning iaktogs och markerades uppkomna sprickor. Förskjutningar mellan den utstickande flänsarmeringen och betongflänsens ändtvärsnitt registrerades i några fall med hjälp av mätklockor. Försöken fullföljdes tills belastningen visade klart sjunkande tendens. Den högsta, iakttagna lasten antecknades som brottlast.

När elementet av typ K provades, uppmättes flänsarmeringens töjningar för varje laststeg med hjälp av i slitsar anbringade trådtöjningsgivare. På några element mättes stukningar i livet ovanför upplagsplattan. Mätningarna utfördes med hjälp av mekanisk givare, som ansattes mot fastklistrade dubbar.

4.5. Töjningar och förskjutningar

De uppmätta armeringstöjningarna i elementet av typ K är grafiskt åskådliggjorda i fig. 8. Kurvorna är uppritade med utgångspunkt från medelvärden av töjningarna i likbelägna givare på de två stängerna. Figuren anger också vid

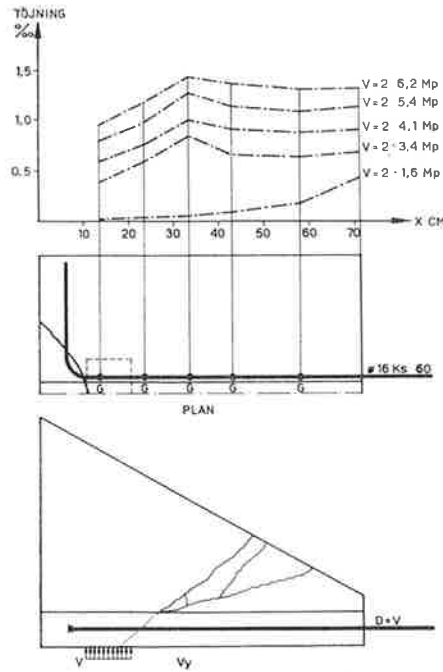


Fig. 8. Töjningens variation i flänsarmeringen vid olika vertikallaster V , $\varphi = 45^\circ$. G markerar givarläge. Första sprickan upptäcktes vid $V = 6,8$ Mp. • Variation in the strain distribution in the flange reinforcement with the vertical load, $V \cdot \varphi = 45^\circ$. G = Position of gauge. The first crack was observed at $V = 6,8$ metric tons.

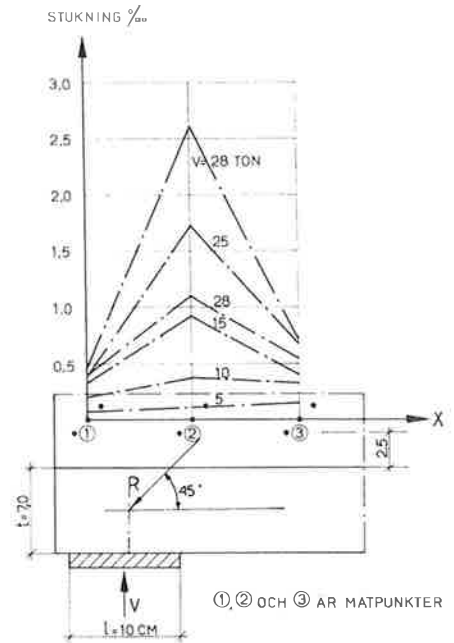


Fig. 9. Betongstukningar över upplag, $\varphi = 45^\circ$. • Strain distribution in the concrete above a support, $\varphi = 45^\circ$.

$x = 70$ cm den töjning som kan framräknas med hjälp av den kända dragkraften D ,

$$D = V \cot \varphi$$

i den utstickande delen av armeringen. Elementets brottlast svarar mot armeringstöjningen 1,8 %.

Stukningsmätningar utfördes bl. a. på livet till ett element av typ R med $\varphi = 45^\circ$, fig. 9. De koncentrerades till området över upplaget, där de maximala spänningarna kunde förväntas. Lägsta mätpunkterna låg på 2,5 m höjd ovan flänsens överyta. Deformationerna bestämdes i tre områden på 4 cm långa mätsträckor med 9,5 cm inbördes avstånd. Mätsträckorna lutade 45° mot upplagsytan och var därför parallella med snittkraften R . De uppmätta stukningarna antyder en

Tabell 3. Dimensioner och brottvärden för T-element, samt kvoten mellan uppnådd brottlast V_{BE} och teoretisk krossbrottlast V_{BK}

φ	Element-typ	Bygelarea i cm ²	K kp/cm ²	t cm	d cm	V_{BE} Mp	V_{BK}	$k = \frac{V_{BE}}{V_{BK}}$	Brotttyp
75°	RL	3,52	336	7,0	7,5	32	29,9	1,07	Krossbrott i livet
	RL	4,02	279	7,5	8,0	29	26,9	1,08	Dito
	RL	4,02	252	7,5	8,0	26	24,2	1,08	Dito
	RL	4,02	240	7,5	8,0	22	23,1	0,95	Dito
	S	0	400	7,0	8,0	37	38,0	0,98	Dito
60°	S	0	302	7,0	7,5	34	32,5	1,05	Dito
	S	0	328	7,0	7,5	32	35,2	0,91	Dito
	RL	4,02	328	7,0	7,5	35	35,2	1,00	Dito
	RL	4,02	328	7,0	7,5	37	35,2	1,05	Dito
	U	0	359	8,0	5,0	28	26,3	1,07	Dito
	U	0	359	5,0	8,0	21	37,0	0,57	Dragbrott i flänsen
45° $\varphi_u = \varphi_g = 52^\circ$	S	0	326	7,0	7,5	22	37,8	0,58	Skjuvbrott
	S	0	348	7,0	7,5	20	40,4	0,49	Dito
	K	0	226	8,0	5,0	15	18,4	0,82	Dito
	R	0	240	7,0	7,5	18	27,8	0,65	Flänsbrott
	R	0	240	7,0	7,5	18	27,8	0,65	Dito
	RL	1,00	291	7,0	7,5	26	33,8	0,77	Skjuvbrott
	RL	1,00	283	7,0	7,5	24	32,8	0,73	Dito
	RL	4,02	325	7,0	8,0	35	40,1	0,87	Flytning i flänsarmering
	RL	4,02	348	7,0	8,0	30	43,0	0,70	Dito
	RL	4,02	291	7,0	7,5	30	33,8	0,89	Krossbrott i livet och vidhäftningsbrott
	RL	4,02	280	7,0	7,5	31	32,4	0,96	Dito
	RLK	4,02	297	7,0	7,5	21	34,4	0,61	Flänsbrott
	RLK	4,02	285	7,0	7,5	17	33,1	0,52	Dito
RV	1,50	250	7,0	7,5	17	29,0	0,59	Fläns- och skjuvbrott	
RV	1,50	228	7,0	7,5	17	26,4	0,64	Dito	
30° $\varphi_u = \varphi_g = 52^\circ$	R	0	348	7,0	8,0	4	43,1	0,09	Skjuvbrott
	SL	2,01	252	7,0	7,5	18	29,2	0,62	Flytning i flänsarmering
	SL	2,01	231	7,0	7,5	19	26,8	0,71	Dito
	RL	2,01	328	7,0	8,0	16	40,6	0,39	Fläns- och skjuvbrott
	RL	2,01	328	7,0	8,0	17	40,6	0,42	Dito
	RL	4,02	252	7,0	7,5	22	29,2	0,75	Flytning i flänsarmering
	RL	4,02	231	7,0	7,5	23	26,8	0,86	Dito

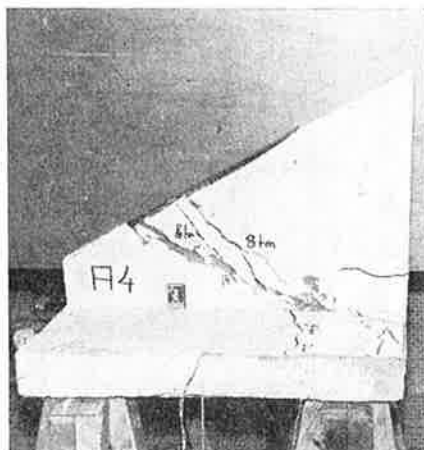


Fig. 10 a. Brottfigur för element av typ K (utan gjutfog). • *Fracture pattern. Type K element (without construction joint).*

spänningsomlagring vid första sprickans uppkomst då vertikallasten var ca 10 Mp. Den omedelbart före krossbrott uppmätta, maximala stukningen var 2,6 ‰. Mätningar utförda på ett par andra element gällde högre belägna partier av livet och är därför av mindre intresse.

Vidhäftningsbrott kring flänsarmeringen över upplaget konstaterades i element av typ R med $\varphi = 45^\circ$ vid en belastning i närheten av brottvärdet. Också för element av typ RL med kraftig bygling kunde en glidning mellan armering och betong iaktas.

4.6. Brott i element med $\varphi = 75^\circ$ och 60°

Försöksresultaten framgår av tabell 3, som visar elementens fläns- och livtjocklek samt kvoten k mellan uppmätt brotthållfasthet V_{BE} och med utgångspunkt från kubhållfasthet och elementdimensioner beräknad brottlast V_{BK} . I samtliga fall utom ett nåddes maximilast i samband med att livet krossades över upplaget. Medelvärdet av k är 1,02 för element med $\varphi = 75^\circ$ och 60° . Vid medelvärdesberäkningen har sista elementet av typ U uteslutits, eftersom dess brottbild var en annan än de övriga elementens.

Första livsprickan observerades i allmänhet i livets underdel ovanför upplagsplattans innerkant. Belastningen var då 25 % eller mer av brottlasten.

4.7. Brott i element med $\varphi = 45^\circ$

Brotten uppkom för de obyglade elementen av typerna S och K genom att en spricka slog upp i skivan ovanför upplaget. Sprickan var belägen i ett mot livets sidoytor vinkelrätt plan, lutade såväl mot tidigare uppkomna livsprickor som mot flänsens överyta och fortsatte ned i flänsen, fig. 10 a.

Fig. 10 b. Brottyta av element av typ S (med gjutfog). Brottytan över den med prickar markerade projektionen av upplagsplattan bildar en viss vinkel med gjutfogen och fortsätter ned i flänsen utanför armeringen. • *Fracture surface. Type S element (with construction joint). The fracture surface over the projection of the supporting plate, which is indicated by a dotted line, forms a certain definite angle with the construction joint, and passes through the flange outside the reinforcement.*

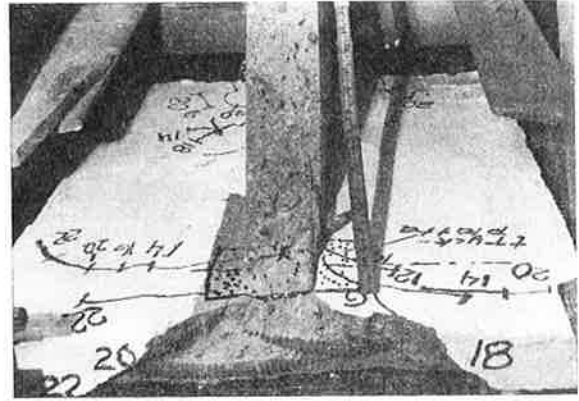
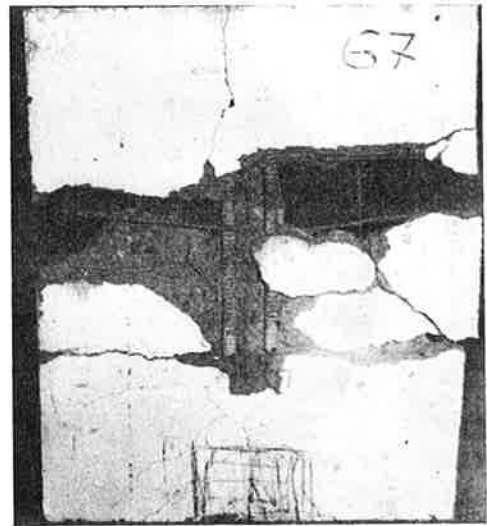


Fig. 10 c. Brottfigur för element av typ R (utan byglar). Flänsen har dragits av i samband med att flänsarmeringen glidit i betongen ovan upplaget. • *Fracture pattern. Type R element (without stirrups). The flange was pulled off in connection with slipping of the reinforcement in the flange above the support.*



Fig. 10 d. Dagbrott i flänsen på element, typ RLK, med avkortad armering. • *Tensile failure of the flange of a Type RLK element provided with cut-off reinforcement.*



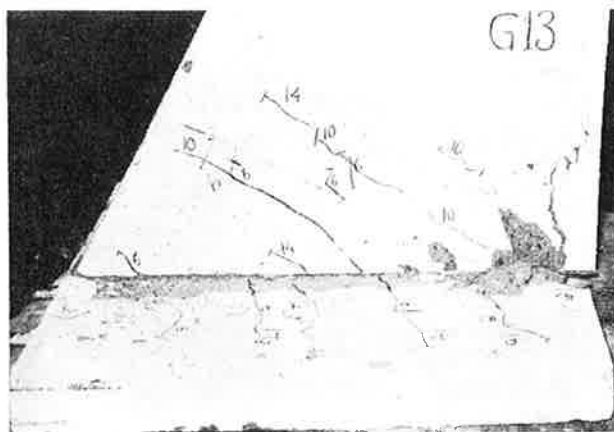


Fig. 11 a. Brottfigur för element med $\varphi = 30^\circ$, slingförankrad dragarmering (typ SL) och bygelarean $2,01 \text{ cm}^2$. • (a) Fracture pattern. Type SL element, $\varphi = 30^\circ$. Tensile reinforcement anchored by means of loops. Cross-sectional area of stirrups 2.01 cm^2 .

Detta gällde också på ett undantag när element med gjutfog, fig. 10 b. Obyglade element av typ R i vilka armeringsstängerna framdragits raka över upplaget nådde sin maximilast i samband med förankringsbrott åtföljt av kraftig sprickbildning i flänsen, fig. 10 c.

De svagt skjuvarmerade provkropparna uppvisade skjuvsprickor mellan liv och fläns samt sneda sprickor genom flänsen. Elementen med kraftigare skjuvarmering krossades vid brott på samma sätt som skivor med stora värden på φ .

De två provkropparna med sneda byglar och en flänsarmering som avslutats innanför upplagsplattan, typ RLK, hade jämförelsevis låga brottlaster. Tvärgående dragsprickor uppkom i fläns och liv, fig. 10 d. Förekomsten av vertikala byglar medförde ingen höjning av brottlasten. Sprickbildningen modifierades före

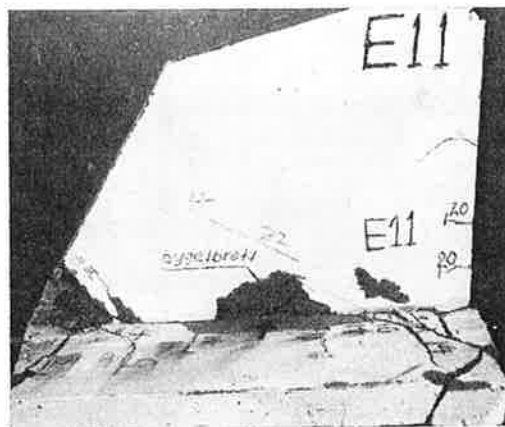


Fig. 11 b. Brottfigur för element $\varphi = 30^\circ$, rak flänsarmering (typ RL) och bygelarean $2,01 \text{ cm}^2$. • (b) Fracture pattern. Type RL element, $\varphi = 30^\circ$. Straight flange reinforcement. Cross-sectional area of the stirrups 2.01 cm^2 .



Fig. 12. Brottbild för T-element med $\varphi = 60^\circ$.
 • Fracture pattern. T element, $\varphi = 60^\circ$.

sammanbrottet på sådant sätt att elementens delar kunde glida isär utefter av byglarna föga eller ej alls förstärkta ytor.

Kvoten k , se tabell 3, låg för samtliga element med $\varphi = 45^\circ$ under det för provkropparna med större resultantvinklar beräknade medelvärde.

Första livsprickan observerades i allmänhet i livets underdel ovanför upp-lagsplattans innerkant. Belastningen var då mellan 29 % och 50 % av brott-lasten.

4.8. Brott i element med $\varphi = 30^\circ$

Endast ett obyglat element provades. Dess brottlast var låg och förorsakade glidning längs gjutfogen, tabell 3. Element med svag bygling uppvisade lika-ledes brottfenomen längs gjutfogen, fig. 11 a. I fall då flänsarmeringen var rak förekom också omfattande sprickbildning i flänsens yttre del, fig. 11 b. De kraftigare byglade elementen av typ RL uppnådde en maximilast som bestämdes av flänsarmeringens styrka och gav därför endast en undre gräns för den av upp-lagszonens hållfasthet betingade brottlasten.

5. Diskussion av olika brottyper

5.1. Krossbrott ovanför upplaget

Element med över upplaget framdragen flänsarmering och resultantvinkeln φ i intervallet mellan 53° och 90° gav vika i livzonen närmast upplaget. Detta förhållande kunde konstateras både vid Jerglings försök med I-element och under provning av T-elementen. Brotten hade det i fig. 4 och 12 visade utseendet och uppkom längs ytor som lutade svagt mot livsidorna. För element

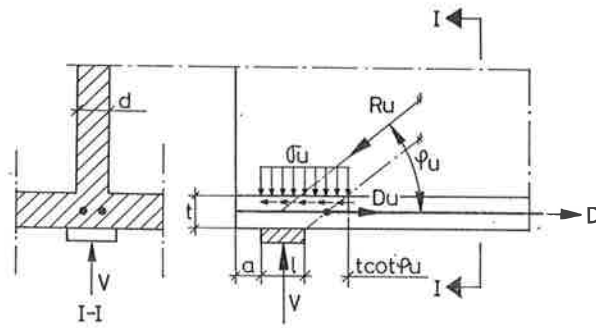


Fig. 13. Krafter och spänningar över en skivas upplag.
 • Forces and stresses above a support of a wall.

som krossas på detta sätt har Jergling [3] angivit ett enkelt uttryck på brottlasten V_{BK} ,

$$V_{BK} = \sigma_{uB} (l + t \cot \varphi_u) d \dots\dots\dots (1)$$

Ekvation (1) kan sägas innebära att brottet bestäms av den vertikala medelnormalspänningen σ_{uB} på en viss nominell upplagsyta

$$A = (l + t \cot \varphi_u) d$$

utgörande en del av kontaktytan mellan liv och underfläns, se fig. 13. Beräknade värden på σ_{uB} låg för I-element med väl förankrad flänsarmering i medeltal något över betongens kubhållfasthet K . I de fall då underflänsens armering ej framdragits över upplaget resulterade tillämpning av (1) i σ_{uB} -värden avsevärt under K . Ekvation (1) har av Jergling utvidgats till att gälla även för skivor med pilaster.

Också för T-element erhöles brottlaster V_{BE} som tämligen nära anslöt sig till enligt (1) med $\sigma_{uB} = K$ beräknade, teoretiska värden. Detta framgår av tabell 1 där kvoten

$$k = V_{BE}/V_{BK} = \sigma_{uB}/K$$

angivits.

De ur försöken framräknade spänningarna σ_{uB} är höga. En centriskt tryckt betongskiva utan flänsar krossas vid betydligt lägre påkänningar än kubhållfastheten. Larsson [11] redovisar från sitt stora försöksmaterial för modellväggar med liten slankhet brottvärden på ca 90 % av prismahållfastheten σ_p motsvarande ca 75 % av K . En samtidigt med den vertikala normalspänningen σ_u verkande, horisontell normalspänning motverkar emellertid brottendenser, jämför Weigler och Becker [12]. Försök utförda av Brice [13] m. fl. visar också att förekomsten av en skjuvkraft i ett snitt vid mindre värden på snittresultantens lutning mot snittnormalen knappast minskar normalspänningens brottvärde. Härtill kommer att den tvärarmerade flänsen förhindrar livets utvidgning i sidled, vilket ökar möjligheten att uppta stora belastningar

i det kritiska området omedelbart ovanför upplaget. Denna gynnsamma effekt bör vara stor om flänsens överkantsarmering är tryckt, mindre påtaglig om armeringen är utsatt för dragning.

I ekvation (1) förekommer vinkeln φ_u som anger lutningen hos den på nominella tryckytan A verkande snittresultanten R_u , fig. 13. Storleken av resultantvinkeln φ_u bestäms av relationen mellan upplagskraften V och den omedelbart innanför upplagsplattan verkande flänskraften D_u . Denna beror i sin tur på livets funktionssätt. Horisontalkraften D kan tänkas förändrad fram till upplaget för att tillsammans med V bygga upp en sned tryckspänning i livet. En annan möjlighet är att D som komposant till en lutande dragkraft leds till överflänsen. Vanligen sker bärningen genom en kombination av båda dessa modeller, resp. "båge med dragband" och "fackverk". Är skivans belastning samlad i närheten av upplaget kan man emellertid förutsätta att skivan sedan sprickor slagit upp väsentligen fungerar enligt den förra principen. På I-element av typ 1 låg sprickornas lutningsvinklar φ_s i samma intervall som resultantvinkeln φ . Sprickorna försvårar överföring av sneda dragkrafter medan tryckkrafter ohindrade kan föras ned till upplagszonen längs de mellan sprickorna uppkomna, tryckta betongsträvorna. Variationen i flänsdragkraft blir då obetydlig, D_u går mot D och φ_u mot φ , jfr fig. 8. Också i längre skivor med små resultantvinklar kan sprickbildningen framtinga en övergång till principen "båge med dragband". Dess verkningssätt blir emellertid mindre effektivt i den mån sprick- och resultantvinklar φ_s och φ avviker från varandra. De i samband med kraftöverföringen uppkommande deformationerna blir stora. Om byglar förekommer, ger de ett väsentligt bidrag till livstivheten och gynnar därmed bärning enligt fackverksprincipen. I korta skivor däremot är trycksträvorna och deras upplag styva varför eventuella byglar inte nämnvärt bör påverka spänningstillståndet. Provningsresultaten visar också att byglarna inte haft någon påtaglig effekt på brottlasten då resultantvinkeln φ varit större än 53° . I detta avseende föreligger liknande förhållanden i korta balkar och konsoler. Franz och Niedenhoff [14] rekommenderar för sådana bärverk att dragarmeringen oavkortad förs fram till upplaget och väl förankras där. Livet armeras endast med klena, horisontella byglar.

De på T-elementet av K-typ uppmätta töjningarna i flänsarmeringen, fig. 8, bekräftar rimligheten i ovanstående synpunkter. Stålspänningarna avtar i studium 1 nästan linjärt med avståndet till upplaget. I stadium 2 däremot ligger spänningarna vid den nominella tryckytans innerkant obetydligt under påkänningarna i armeringens utanför flänsen belägna del. Mätvärdena möjliggör en bestämning av flänskraften D_u till $0,88 D$, varvid upplagsvinkeln φ_u bestämd av villkoret

$$\operatorname{tg} \varphi_u = V/D_u = D \operatorname{tg} \varphi/D_u = 1/0,88 \dots \dots \dots (2)$$

blir 49° , det vill säga föga mer än resultantvinkeln $\varphi = 45^\circ$. Armerings-spänningen har ett maximum innanför upplagszonen vilket antyder att element-delen innanför brottsprickan i någon mån fungerar som balk. Därmed följer att armeringen har en viss dymlingsverkan, det vill säga den överför krafter i stångtvärsnittens plan. Detta förhållande torde emellertid vara av mindre betydelse i ett I-element, vars tryckzon har större möjligheter att överföra tvärkrafter än de provade T-elementen.

Undersökningarna omfattar vad beträffar sättet för flänsarmeringens förankring ett stort antal typer. De båda av Jergling undersökta förankringstyperna innebärande att den centralt placerade armeringen antingen hockats ut i flänsen eller upp i livet gav i medeltal ungefär samma brottlast. Spridningen var större för den senare typen än för den förra. Detta är naturligt eftersom en vertikal armeringsslinga vid gynnsam placering kan tänkas förstärka den hårt ansträngda zonen över upplaget medan den å andra sidan vid felaktig inläggning bidrar till att splittra betongen. Förekomsten av i livet uppstickande, grova armeringsstänger försvårar också gjutningen.

Brottspänningen varierade inte signifikant mellan element med någon av förankringstyperna R, S, och K, ej heller med vare sig resultantvinkeln $\varphi \geq 53^\circ$, eller upplagsplattans avstånd a från flänsens ytterkant, $0 \leq a \leq 10$ cm. Däremot framgick av förförsök, att armeringen måste dras förbi upplagsplattans framkant för att brottlasten skulle kunna uppskattas enligt (1) med $\varphi_{uB} = K$.

De flesta T-elementen var försedda med gjutfog. Deras brottlast kunde ej påvisas vara lägre än brottlasten för element gjutna utan avbrott.

Två element av typ RL med $\varphi = 45^\circ$ hade så kraftig fläns- och bygelarmering att laststegringen ledde till krossbrott. Kvoten k blev därvid ca 0,92, vilket är något lägre än det för övriga element med krossbrott beräknade medelvärde 1,02. Det låga värdet kan förklaras av störningar genom en vid maximilast konstaterad glidning mellan betong och flänsarmering.

5.2. Skjuvbrott över upplaget i obyglade element

Medan den nominella livbrottspänningen σ_{uB} vid höga värden på resultantvinkeln höll sig tämligen konstant i närheten av kubhållfastheten K och för $\varphi = 53^\circ$ kunde beräknas till $1,09 K$ för element 7 Jerglings undersökning, erhöles betydligt lägre värden för T-element provade med $\varphi = 45^\circ$. Denna sänkning av σ_{uB} åtföljdes av en ändring i brottfiguren, jfr fig. 10 a, b, c och 11. Livet uppdelades genom en sned spricka i en inre och en yttre del. Den senare försköts under brottförloppet i förhållande till flänsen. Som pådrivande kraft verkade därvid en komposant av upplagsresultanten R_u . Denna komponents lutningsvinkel φ_y kunde approximativt bestämmas genom uppmätning och be-fanns vara ca 52° .

Sättet för flänsarmeringens förankring hade avsevärd inverkan på kvoten $k = \sigma_{uB}/K$. Högsta värdet, $k = 0,82$, erhöles med typ K i tabell 2, vilket betyder en reduktion med 20 à 25 % av det för större resultantvinklar gällande värdet.

Förankring med slingor enligt typ S gav den största reduktionen, ca 50 %. Effektivast syns den flänsarmering vara som placerats så centriskt som möjligt och okrókt passerar över upplagsplattan och utanför denna förankras väl, eventuellt genom inbockning i flänsen enligt typ K.

Förekomsten av en gjutfog har vid små resultantvinklar stor betydelse för hållfastheten och brottets karaktär. Ett med $\varphi = 30^\circ$ undersókt element sprack upp längs kontaktytan mellan liv och fläns redan vid den nominella spänningen $\sigma_{uB} = 0,09 K$.

5.3. Brott i väggarnas skjuvarmering

Enligt 5.2 kräver ett effektivt utnyttjande av livhållfastheten att lutningsvinkeln φ_u till upplagsresultanten R_u hålls relativt stor. En undre gräns utgör härvidlag den vinkel φ_g , som möjliggör glidning mellan liv och fläns. Underskrider φ gränsvärdet φ_g som i fig. 14, kan inläggningen av livarmering väntas inverka fördelaktigt. Byglar som lutar vinkeln α mot flänsarmeringen, upptar tillsammans med en tryckkraft S i kontaktytan mellan liv och fläns en del, $D - D_u$, av horisontalkraften D . Vid lämplig dimensionering av byglarna reduceras D så mycket att den över upplaget kvarstående flänskraften D_u tillsammans med upplagskraften V ger en resultant vars lutningsvinkel växer till värdet φ_g . Brottlasten $V = V_B$ kan i så fall beräknas enligt (1) med $\varphi_u = \varphi_g$ och blir därmed jämförelsevis hög.

Fig. 14 anger två alternativa brottfigurer gällande väggar med väl förankrad flänsarmering. Den ena svarar mot att skjuvarmeringen ger vika längs en sned livspricka 2 3 och att livet glider i förhållande till flänsen längs kontaktytan 1 2. Den andra brottfiguren karakteriseras av en i huvudsak rak skjuvspricka 1 2 4 mellan liv och fläns. Vid studium av betongbalkar bör man också beakta möjligheten att brottet uppkommer genom krossning i tryckzonen över en skjuvspricka. Väggskevans sammanbrott till följd av att överflänsen krossas ovanför 3 i fig. 14 är emellertid sällan aktuellt med hänsyn till tryckzonens i regel kraftiga dimensioner.

Av totallasten $Q = V$ angriper Q_I elementdelen I ovanför upplaget medan kraften $Q_{II} = V - Q_I$ verkar på elementdelen II innanför den sneda sprickan 2 3. I Q_{II} ingår eventuell last Q_{II}'' på underflänsen,

$$Q_{II} = Q_{II}' + Q_{II}''$$

Byglarna överför i sprickan 2 3 kraften B_1 och i sprickan 2 4 kraften B_2 .

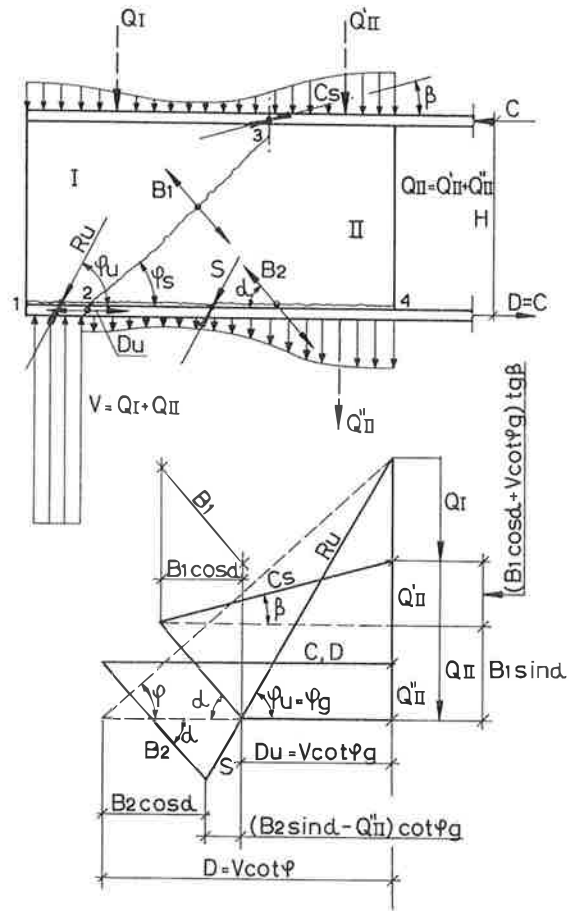


Fig. 14. Brottlinjer och jämviktstillstånd i en väggskiva med byglar och väl förankrad armering i bjälklaget. • Yield lines and conditions of equilibrium for a wall provided with stirrups and well-anchored reinforcement in the lower floor slab.

Kvoten mellan horisontalreaktionen D och upplagskraften V definierar resultantvinkeln,

$$\operatorname{tg} \varphi = V/D$$

När brottlasten uppnåtts, förutsätts lutningsvinkeln φ_u till upplagsresultanten R_u ha nått gränsvärdet φ_g .

Jämviktsvillkoren för elementdelen I ger en ekvation för beräkning av bygelkraften B_1 . Lutar tryckresultanten C_s ovanför 3 vinkeln β mot horisontalplanet erhålls ur kraftpolygonen i figuren:

$$Q_{II} = B_1 (\sin a + \cos a \operatorname{tg} \beta) + V \cot \varphi_g \operatorname{tg} \beta$$

Härur löses B_1 :

$$B_1 = \frac{Q_{II} - V \cot \varphi_g \operatorname{tg} \beta}{\sin \alpha + \cos \alpha \operatorname{tg} \beta} \dots \dots \dots (3)$$

Bygelkraften B_2 i snitt 2 4 bestäms likaledes med hjälp av kraftpolygonen i fig. 14.

Om tryckkraften S antas ha samma lutningsvinkel φ_g längs 2 4 som upplagsresultanten R_u på 1 2, erhålls:

$$B_2 = \frac{(\cot \varphi - \cot \varphi_g) V + Q_{II}'' \cot \varphi_g}{\cos \alpha + \sin \alpha \cot \varphi_g} \dots \dots \dots (4)$$

Om den underhängda kraften Q_{II}'' är 0 och vägglasten i övrigt inte avtar med avståndet från upplaget, ger B_1 den största bygelkraften b_1 per längdenhet skiva:

$$b_1 = B_1/H (\cot \varphi_s + \cot \alpha) \dots \dots \dots (5)$$

Försummas tryckzonens förmåga att överföra tvärkrafter och $\cot \varphi_s$ i gengäld ges det något för höga värdet 1, erhålls enligt (3) följande approximativa formel för bestämning av b_1 :

$$b_1 = Q_{II}/H (\sin \alpha + \cos \alpha) \dots \dots \dots (6)$$

Bygelkraften per längdenhet utefter snittytan 2 4 blir:

$$b_2 = B_2/(L - l - a)$$

där L är skivans längd,

l upplagsplattans längd,

a plattans avstånd från flänsens ytterkant.

Lutande byglar bör kompletteras med vertikala om $Q_{II} \geq B_2 \sin \alpha$ eftersom snittstorleken S längs gjutfogen då blir en dragkraft.

5.4. Brott i T-elementens skjuvarmering

Rimligheten i att kombinera byglarnas verkan med betongens förmåga att oarmerad överföra skjuvkrafter vid upplaget belyses av försöken med liv-armerade T-element. Ett T-element kan med vissa approximationer beträffande spänningsfördelning och sprickbildning betraktas som del av en väggskiva, jfr 4.1.

Den totala bygelarmeringen i väggskivan uppdelas i två grupper med resp. dragkrafterna B_1' och B_1'' , fig. 15. Av dessa verkar B_1' i T-elementet. Bygel-

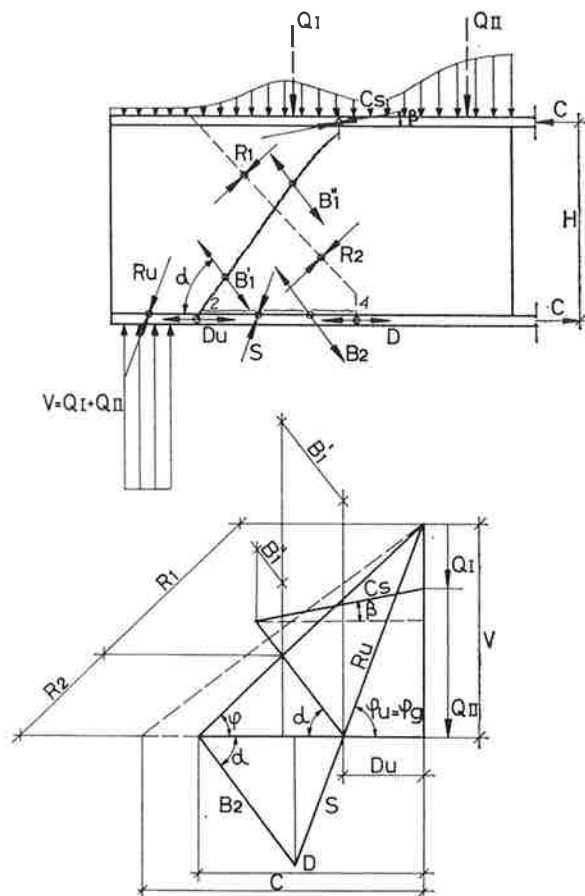


Fig. 15. Jämvikstillståndet i ett T-element betraktat som del av en väggskiva. • Conditions of equilibrium for a T element regarded as a part of a wall.

krafterna bestämmer tillsammans med skivbelastningarna Q_I och Q_{II} komponenterna R_1 och R_2 av snittresultanten R på T-elementets lutande överyta.

Om $\varphi < \varphi_g \approx \varphi_u$ blir bygelkraften B_2 längs den vågräta sprickan 2 4 avgörande för elementets hållfasthet. På liknande sätt som för den hela väggskivan erhålls:

$$B_2 = \frac{\cot \varphi - \cot \varphi_u}{\cos \alpha + \sin \alpha \cot \varphi_g} \cdot V \dots \dots \dots (7)$$

Ekvation (7) möjliggör en teoretisk beräkning av φ_g , såvida flytlasten B_{2s} eller brottlasten B_{2B} för bygelarmeringen är känd och brottfiguren vid brottlasten $V = V_B$ antyder skjuvbrott så att $\varphi_u = \varphi_g$. Sådana beräkningar har genomförts för element försedda med lutande byglar. Resultatet framgår av tabell 4.

Tabell 4. Beräknade gränsvärden φ_g för upplagsvinklar i byglade T-element.
 Värdena φ_{gS} och φ_{gB} svarar mot resp. flytlasten B_{2S}
 och brottlasten B_{2B} för byglarna

Element- typ	B_{2S} Mp	B_{2B} Mp	α	φ	V_B Mp	Brottyp	φ_{gS}	φ_{gB}
RL	4,6	5,5	45°	45°	26	Skjuvbrott	52°	54°
RL	4,6	5,5	45°	45°	24	Skjuvbrott	53°	55°
RL	9,3	11,0	45°	30°	16	Skjuvbrott	47°	50°
RL	9,3	11,0	45°	30°	17	Skjuvbrott	47°	50°
SL	9,3	11,0	45°	30°	18	Skjuvbrott	46°	48°
SL	9,3	11,0	45°	30°	19	Skjuvbrott	45°	47°

Skjuvbrotten inleddes med avsevärda förskjutningar mellan liv och fläns. Försöksanordningen gav endast begränsade möjligheter att följa dessa rörelser varför vissa provningar inte kunde fullföljas tills byglarna slets av. Osäkerheten beträffande armeringens påkänning vid brottytan har föranlett beräkning av två värden, φ_{gS} och φ_{gB} , på φ_g svarande mot resp. flyt- som brottspänningar i armeringen. Försöksresultatet antyder, att samverkan mellan krafter i sneda byglar och betongskjuvkrafter ovan upplaget ägt rum, samt att gränsvinkeln φ_g ligger i närheten av 52°. Värdena på gränsvinkeln för element med lutande byglar visar en tendens att öka med minskat värde på φ . Detta kan bero på en med φ varierande dymlingseffekt hos T-elementens flänsarmering.

Det är av intresse att studera den vid brott aktuella medelskjuvspänningen τ_b längs kontaktytan mellan liv och fläns. I fallet $\varphi = 45^\circ$ erhålls exempelvis för elementen av typ R utan skjuvarmering värdet 37 kp/cm². Motsvarande storhet för element med byglar blir om tvärkraften uppskattas till $V \cot \varphi_g$ maximalt 63 kp/cm². Bygelarmerade element med $\varphi = 30^\circ$ erhåller för belastningar lägre än brottvärdet medelskjuvspänningen 78 kp/cm².

Dessa höga värden i gjutfogen belyser det olämpliga i att generellt maximera de nominella skjuvspänningarna till konstanta, låga värden, jfr L e o n h a r d t och W a l t e r s [15] undersökningar.

5.5. Brott i underflänsen

Underflänsens hållfasthet blir avgörande för brottets uppkomst om flänsarmeringen är för svag eller otillräckligt förankrad. Stängerna kan ha avslutats innanför eller endast obetydligt utanför förlängningen av den sneda spricka som på ett tidigt stadium i försöken har kunnat iaktas i livet ovanför upplagsplattans innerkant, fig. 16 a. Vidhäftningsspänningarna utefter den eventuella, korta förankringslängden s blir så höga att armeringen glider, varefter

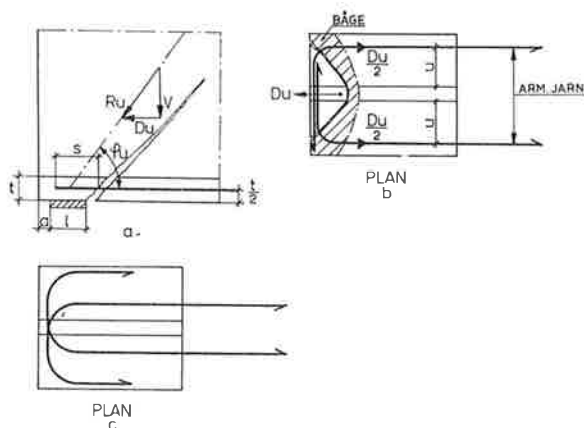


Fig. 16. Brottfigurer i en väggskivas underfläns. • Fracture patterns. Lower flange of an I element.

flänsen avslits. En uppfattning om storleken av vidhäftningskraften vid brott, D_{uB} , erhålls av försöksresultaten för element av typ R med resultantvinkeln $\varphi = 45^\circ$ och rak flänsarmering. Elementen gav vika genom att armeringsstängerna gled i förhållande till betongen ovanför upplagsplattan. Sätts enligt det i 5.1. genomförda resonemanget $D_u = D$, kan D_{uB} beräknas ur formeln:

$$D_{uB} = V_B \cot \varphi_u = V_B$$

Vidhäftningsspänningarnas medelvärde på de två stängernas ytor med diametern d blir då:

$$\tau_{vB} = V_B / 2 \pi d s \dots\dots\dots (8)$$

Armeringsstängerna var framdragna så att de stack ut från flänsens yttre ändtvärsnitt. Förankringslängden kunde därför som framgår av fig. 16 a, erhållas ur uttrycket:

$$s = l + a + \frac{t}{2} \cot \varphi_u \dots\dots\dots (9)$$

Tillämpad på T-elementen av typ R ger (8) och (9) $\tau_{vB} = 120 \text{ kp/cm}^2$. För elementen av typ RL med $\varphi = 45^\circ$ och kraftig skjuvarmering kan ändå högre vidhäftningsspänningar framräknas.

Förankringens betydelse framgår också av resultaten för T-elementen av typ RLK vars flänsarmering avslutats vid upplagsplattans innerkant, tabell 2. Elementen var försedda med så kraftig bygelarmering att krossbrott bort uppkomma även om betongen helt saknat förmåga att överföra horisontalkraften vid upplaget, $\varphi_y = 0$. Flänsen slets emellertid av, fig. 11 d, vid betydligt lägre k -värden än dem som svarade mot krossbrott i element av typ RL med

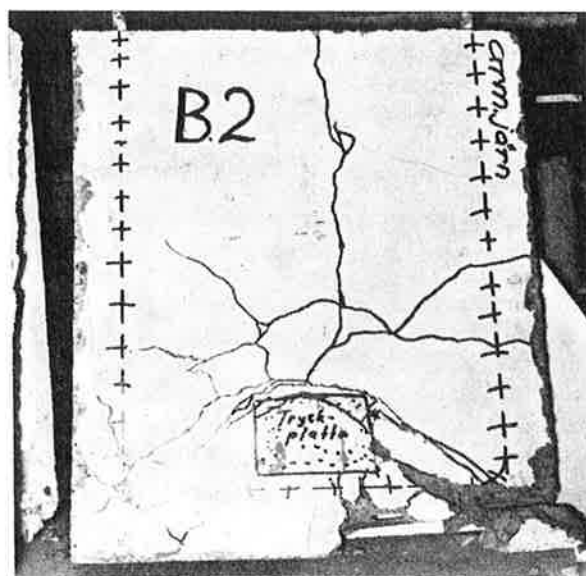


Fig. 17. Sprickmönster i flänsen till element av typ U.
 • Crack pattern of a Type U element.

samma bygling och framdragen flänsarmering. Denna syns alltså kräva en viss minimiförankring för att byglarna skall kunna utnyttjas fullt.

Om armeringen utbredd i sidled enligt fig. 16 b och 17, kan flänsbrott uppkomma trots att stängerna formellt är väl förankrade. Flänsen fungerar som en hög balk påverkad av en nära den dragda sidan angripande, koncentrerad last D_u . Denna kan i princip tänkas överföras till flänsarmeringen genom hågverkan med tryck i den sektionerade ytan i fig. 16 b eller genom "hängverkan" med dragning vinkelrätt mot den markerade, krökta sprickan. Den senare typen av kraftöverföring dominerar i den mån D_u 's centrum flyttas närmare flänsens ytterkant. I tabell 3 har medtagits två T-element av typ U i vilka dragarmeringen ligger på ca 20 cm avstånd från närmaste livsida. Det förra elementet var utformat med relativt tjock fläns, $t = 8$ cm, dess upplagsplatta var inskjuten $a = 10$ cm från flänsens ytterkant. Det senare elementet hade en tunnare fläns, $t = 5$ cm, och samma placering av upplagsplattan. Båda elementen hade värdet $\varphi = 60^\circ$ på resultantvinkeln och borde därför vid tillfredsställande armeringsförankring ha uppvisat brott genom krossning i livet. Detta inträffade också för det förra elementet, medan det senare redan vid 55 % av den teoretiskt beräknade krossbrottlasten fick flänsen avsliten, fig. 17.

Ett gynnsammare spänningstillstånd i flänsen uppkommer om armeringsstängernas ändrar kröks så att de fungerar som hängkablar, fig. 16 c. Metodens

effekt på konsolbalkar har studerats av Franz och Niedenhoff [14] som visat, att mycket god förankringsverkan erhålls om armeringen avslutas med slingor.

6. Slutsatser

De vid provbelastning av betongelementen med I- och T-sektion konstaterade brottfenomenen kunde hänföras till någon av nedanstående huvudtyper.

1. Krossning av betongen i livet ovanför upplaget.
2. Livets och eventuellt underflänsens avskjuvning ovan upplaget.
3. Dragbrott i underflänsens betong eller armering.

Brott enligt 1 uppkommer om lutningsvinkeln φ till snittresultanten på kontaktytan mellan liv och underfläns överstiger ett visst gränsvärde φ_g i närheten av 52° . Flänsarmeringen måste därvid vara framdragen över upplaget i sådan utsträckning att flänsbrott undviks. Också när $\varphi \leq \varphi_g$ inträffar krossbrott förutsatt att livet försetts med byglar, som dimensionerats så att skjuvbrott förhindras. Härför erforderligt minimum av bygelkraft har uppskattats med ekvationerna (3), (4) och (7). Om lastintensiteten inte ökar mot upplaget och underhängda laster upptas med speciell armering, kan bygelkraften b_1 per längdenhet i en väggskiva approximeras enligt (6). Brottlasten V_B beräknas enligt (3) som produkten av en viss upplagsyta och en medelnormalspänning nära lika med kubhållfastheten. En gjutfog mellan underfläns och liv påverkar inte hållfastheten.

Brott enligt 2 inträffar i T-element utan skjuvarmering när vinkeln φ är mindre än gränsvärdet φ_g . Maximilasten sjunker därvid mycket snabbt med avtagande värden på φ . Förekomsten av gjutfog reducerar hållfastheten om $\varphi < \text{ca } 50^\circ$. Är livet skjuvarmerat, bestämmer byglarnas hållfasthet elementens bärförmåga så länge V_B ligger under krossbrottlasten enligt typ 1. För att brott skall ske enligt typ 2 krävs att flänsarmeringen dras fram över upplaget.

Brott enligt typ 3 uppkommer om flänsarmeringens förankring inte medger överföring av den vid upplagets överkant verkande stångkraften D_u . Flänsbrott kan också vara en följd av att armeringen avslutats innanför eller vid sidan om upplaget på sådant sätt att betongens draghållfasthet övervinns vid en lägre last än den som ger brott enligt typ 1 eller typ 2. Dragkraften D_u blir när $\varphi > \varphi_g$ i allmänhet obetydligt mindre än $V_B \cot \varphi$. Om däremot $\varphi < \varphi_g$ och väggen har skjuvarmerats, kan $V_B \cot \varphi_g$ betraktats som ett övre gränsvärde på D_u .

Summary

This paper describes the model tests which have been carried out in order to investigate the strength of concrete walls supported by one vertical reaction and balanced by the surrounding floors. The models, which consisted of I and T sections, were made of concrete on a scale of about 1 to 2.5.

The results of these tests indicate that the ultimate load of a wall, V_B , can be calculated in advance from a simple equation, see Eq. (1), which contains the cube strength of the concrete, K , and a certain definite nominal surface area of support, A , provided that the direction of the force acting on this surface forms an angle $\varphi \geq \varphi_0 \approx 52^\circ$ with the surface in question. As the value of the angle decreases, the value of the ultimate load, V_B , rapidly becomes smaller. In such cases, the ultimate load can be increased by using stirrups. Approximate formulae are given for determining the force in the stirrups which is required in order that the above-mentioned equation may be applicable when φ is put equal to φ_0 . If the tensile reinforcement of the floors is not properly anchored above the support of the wall, then the floor can fail at a load which is lower than the ultimate load of the wall.

Litteratur

- [1] Schleicher, F.: Taschenbuch für Bauingenieure. Springer Verlag, Berlin 1943.
- [2] Röhfors, H.: Helgjutna betonghus. Svenska Cementföreningen, Malmö 1950.
- [3] Jergling, A.: Excentriskt upplagda betongskivor styrda av bjälklag. Statens Råd för Byggnadsforskning. Rapport nr 3, Stockholm 1963.
- [4] Klingroth, H.: Versuche an Stahlbetontragwänden und deren Auswertung. Beton und Eisen. Berlin-Wilmersdorf nr 9—14, 1942.
- [5] Nylander, H. – Holst, H.: Några undersökningar rörande skivor och höga balkar av armerad betong. Meddelande från Inst. för Byggnadsstatik vid KTH. Rapport nr 2. Stockholm 1946.
- [6] Schütt, H.: Über das Tragvermögen wandartiger Stahlbetonträger. Beton- und Stahlbetonbau. Berlin-Wilmersdorf. Årg. 51 (1946), nr 10.
- [7] Benjamin, J. – Williams, H.: Behaviour of reinforced concrete shear walls. Am. Soc. of Civil. Eng. Trans. Vol. 124, 1959.
- [8] Schlee, W.: Der Spannungszustand in der Kragsscheibe mit Einzellast. Die Bautechnik, Berlin. Årg. 39 (1962), nr 7.
- [9] Schlee, W.: Ein einfaches Verfahren zur Lösung von Scheibenaufgaben. Beton- und Stahlbetonbau, Berlin-Wilmersdorf. Årg. 59 (1964), nr 3, 4 och 5.
- [10] Timoshenko, S. – Goodier, J. N.: Theory of Elasticity. Andra upplagan, Mc Graw-Hill. London 1951. 941 sidor. Sid. 29—35.
- [11] Larsson, L.-E.: Bearing capacity of plain and reinforced concrete walls. Doktorsavhandling nr 19. Inst. för Byggnadsteknik, CTH. Göteborg 1959. 244 sidor. Sid. 95—96.
- [12] Weigler, H. – Becker, G.: Zur Frage der Schubdruckfestigkeit von Beton. Beton- und Stahlbetonbau. Berlin-Wilmersdorf. Årg. 59 (1964), nr 5.
- [13] Brice, L.-P.: Idées générales sur la fissuration du béton armé et du béton précontraint. Annales de l'Institut Technique, Paris. Årg. 17 (1964), nr 193.
- [14] Niedenhoff, H. – Franz, G.: Die Bewehrung von Konsolen und gedrungenen Balken. Beton- und Stahlbetonbau. Berlin-Wilmersdorf. Årg. 58 (1963), nr 5.
- [15] Leonhardt, F. – Walther, P.: Schubversuche an einfeldrigen Stahlbetonbalken mit und ohne Schubbewehrung. Deutsches Ausschuss für Stahlbeton, nr 151. W. Ernst u. Sohn. Berlin 1962. 83 sidor. Sid. 66.