

KAT.

DANSK INGENIØRFORENING · BYGGERATIONALISERINGSUDVALGET

MONTAGEBYGGERI

PUBLIKATION NR.

1

SKIVER OPBYGGET AF ELEMENTER

Composite Prefabricated Reinforced Concrete Structures

H. O. SONNE ANDERSEN . *Civilingeniør*

*Arbejdet er tidligere offentliggjort i
„Ingeniøren”, 1956, side 598.*

ARBEJDSUDVALG 3 KØBENHAVN 1956

I KOMMISSION HOS TEKNISK FORLAG

LABORATORIET FOR BYGNINGSTEKNIK

MONTAGEBYGGERI
1

SKIVER

I henhold til lov nr. 209 af 7. juni 1952 har boligministeriet af midlerne til teknisk-videnskabelig forsknings- og forsøgsvirksomhed stillet 194.000 kr. til rådighed for Dansk Ingeniørforening til brug for et udvalg vedrørende BYGGERIETS RATIONALISERING, især MONTAGEBYGGERI.

Denne publikation er en del af udvalgets arbejde i årene 1954-57.

Arbejdet har været fordelt på nedenstående udvalg:

Hovedudvalg

- Arbejdsudvalg 1. Montagebyggeriets nuværende stade.
- Arbejdsudvalg 2. Facadeelementers rationelle opbygning og virkemåde.
- Arbejdsudvalg 3. Statiske problemer i montagebyggeri.
- Arbejdsudvalg 4. Fuger, tolerancer og installationer.

Udvalgsmedlemmer:

Medlem af udvalg:

Civilingeniør POVL R. ANDERSEN, formand for udvalg 4	Hovedudvalg, 2, 4
arkitekt PH. ARCTANDER, M.A.A.	Hovedudvalg, 1
underdirektør, civilingeniør J. CHRISTOFFERSEN	3
civilingeniør P. M. FREDERIKSEN	4
direktør, civilingeniør JOH. HARTMANN	1
arkitekt EDV. HEIBERG, M.A.A.	4
civilingeniør W. JØNSSON	3
civilingeniør JOHS. JØRGENSEN	1
civilingeniør C. C. KIRCHHEINER	2
professor P. KJÆRGAARD, M.A.A.	4
civilingeniør V. KORSGAARD	2
arkitekt ESKE KRISTENSEN, M.A.A.	Hovedudvalg, 1, 2
civilingeniør A. K. KROG	2
civilingeniør P. E. MALMSTRØM, formand for hovedudvalget	Hovedudvalg
civilingeniør, dr. phil. P. W. MARKE	2
civilingeniør E. PHAFF MØRCK	4
civilingeniør EW. OLSEN	4
civilingeniør E. C. PEDERSEN	Hovedudvalg, 1
professor, dr. techn. B. J. RAMBØLL, formand for udvalg 3	Hovedudvalg, 3, 4
civilingeniør B. HØJLUND RASMUSSEN	Hovedudvalg, 3
civilingeniør SØREN RASMUSSEN	Hovedudvalg, 3
civilingeniør W. R. SIMONSEN, formand for udvalg 1	Hovedudvalg, 1
civilingeniør H. C. E. TEISEN	4
ingeniør J. THORSEN, M. af I.	4
civilingeniør V. USSING, formand for udvalg 2	Hovedudvalg, 2, 3
arkitekt M. VOLTELEN, M.A.A.	4
civilingeniør J. N. M. WÆRUM	1
civilingeniør JOHS. F. MUNCH-PETERSEN, sekretær for	Hovedudvalg, 1, 2, 4

I udvalgenes arbejde har endvidere deltaget civilingeniørerne M. EGESKJOLD (2), JØRN LUND (2), H. O. SONNE ANDERSEN (3), K. NOMMESEN (3), FL. MØLLER (4) samt nogle polyteknikere ved løsning af specielle opgaver.

Skiver opbygget af elementer

Composite prefab. r. c. structures

Af civilingeniør H. O. Sonne Andersen

624.012.4:624.073

Bærende skiver, der er bygget op af prefabriceerede jernbetonelementer, er en konstruktion, der er ved at vinde terræn hånd i hånd med elementbyggeriet. Herved opstår en række nye statiske problemer, der hovedsagelig knytter sig til fugerne mellem elementerne, og det er hensigten med denne artikel at yde bidrag til en rationel løsning af disse problemer.

Første afsnit af artiklen omhandler styrkeberegninger af fuger. I afsnit II diskuteres de almindelige ligevægtsligninger som et første forsøg på at bestemme snitkræfterne mellem elementerne. Selv om en skivekonstruktion er udvendig statisk bestemt, er snitkræfterne i fugerne i almindelighed statisk ubestemte og kan ikke bestemmes ved ligevægtsligningerne alene; man kan derfor kun fuldføre beregningerne ved at gøre visse forudsætninger om deformationerne i og omkring fugerne. Afsnit III belyser dette forhold ved nogle simple eksempler. Som indledning til afsnittet behandles en konstruktion uden fortanding i fugerne; ser man bort fra forspændte skiver, vil man imidlertid næppe kunne forsvare at undlade en fortanding i vigtige konstruktioner, og størstedelen af afsnit III er derfor helliget beregning af skiver med fortanding.

For at gennemføre beregningerne har det været nødvendigt at gøre en del forudsætninger, der er mere vidtgående, end vor viden idag egentlig berettiger til. Disse forudsætninger må underbygges med forsøg, inden resultaterne af beregningerne kan få almen gyldighed.

I. Fugernes styrkeforhold.

Der behandles her hovedsageligt to typer fuger, fuger uden og med fortanding. Fuger uden fortanding er de simpleste, men vil formentlig — bortset fra forspændte konstruktioner — kun blive anvendt i underordnede konstruktioner eller konstruktioner med ringe påvirk-

ning; i stærkt påvirkede hovedkonstruktioner vil man ved fortanding, eller på anden måde, sikre sig mod forskydninger i fugens retning.

A. Fuger uden fortanding.

Fugerne regnes i denne forbindelse udstøbt, og betingelserne for forskydningsbrud kan regnes at være

$$\tau = c + \mu \sigma$$

μ er en friktionskoefficient; efter forsøg, bl. a. af K. W. Johansen [1], kan vi regne med $\mu = 0,75$ à $0,8$, og vi vælger $\mu = 0,75$ (og regner trykspændinger positive), c er en kohæsion mellem fuge og element (eller i fugematerialet eller elementet). Der foreligger få og usikre forsøg til bedømmelse af en talværdi for c [2] [3], og det er svært at give en rettesnor.

I fuger, der er udsat for konstant trykspænding, f. eks. i forspændte konstruktioner, vil det være rimeligt at medtage kohæsion ved beregning af forskydning i fugen, men i de fleste andre tilfælde må man sikkert se bort fra den, bl. a. på grund af svindkræfter.

De tyske normer for elementbyggeri [4] tillader en statisk samvirken mellem bjælker og senere oplagte plader. Pladerne kan medregnes som trykhovede i bjælken på betingelse af, at fugerne er udført »tilstrækkeligt ru«, og at det regningsmæssigt eftervises, at forskydningskraften i fugen kan optages af armering.

B. Fuger med fortanding.

For at opfange forskydningskræfter i fugerne, udføres ofte en fortanding i fugerne som vist på fig. 1. Man må regne med et vist svind i fugematerialet i de udstøbte fuger; på de smalle steder i fugen vil tværsvindet blive mindre end i de brede partier, og dette i forbindelse med længdesvindet vil give en mulighed for friktion på fladen 1—2 (og tilsvarende) inden anlægsflader som 2—3 og 6—7 træder i funktion.

Virkningen vil være som ovenfor beskrevet under »fuger uden fortanding«.

Når denne bæreevne overskrides, vil fugematerialet virke som låseklodser. Kræfterne i fugen overføres mellem diagonalt beliggende anlægsflader som 2—3 og 6—7 på fig. 1. Vinkelen v spiller en stor rolle for beregningerne, og det er af betydning at få denne vinkel så lille som muligt, da den afføder kræfter vinkelret på fugen proportionale med $\tan v$. Det vil derfor være fristende at formindske vinkelen ved at overføre kræfterne over længere strækninger ad gangen, f. eks. mellem anlægsfladerne 2—3 og 8—9 på fig. 1, men en sådan fremgangsmåde er ikke tilladelig. Man vil nemlig herved inducere trykspændinger på langs ad

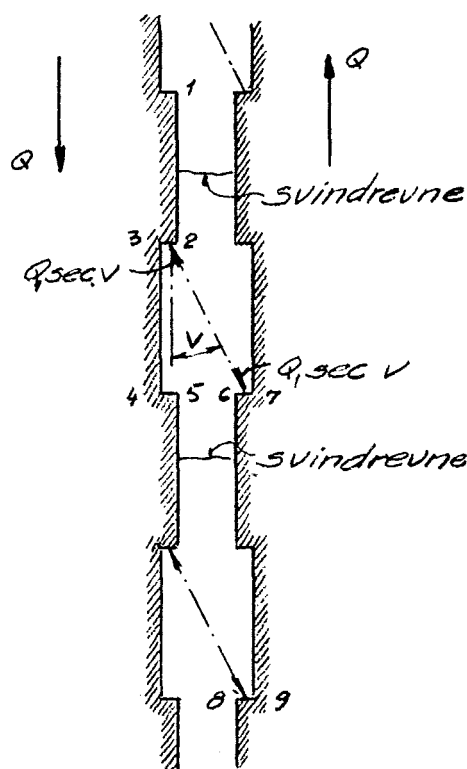


Fig. 1.

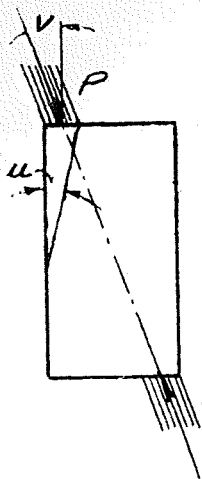


Fig. 2.

fugen over en længere strækning, således at fugen får en forkortelse, som de tilliggende elementer ikke vil deltage i. Denne modstrid i formforandringerne vil forstærkes af, at fugematerialet vil svinde mere end elementerne, fordi det støbes senere, så man måske ligefrem må forudsætte svindrevner

tværs over fugens smalle partier (se fig. 1). Vinkel v vil således være entydigt bestemt, så snart fortandingen er udformet; de brede partier vil kunne opfattes som låseklodser, og vil blive benævnt således i det følgende.

Forskydningskraften Q vil altid ledsages af en kraft H vinkelret på fugen, bestemt af

$$H \geq Q \operatorname{tg} v \quad (1)$$

d. v. s. at vi formelt indfører en ny friktion i fugen med friktionskoefficienten

$$\mu' = \operatorname{tg} (90 - v) \quad (2)$$

Af (2) ses, at det vil være en fordel at forøge længden af låseklodserne, og hermed formindske v , hvis det nødvendige horisontaltryk H ikke tilvejebringes gratis; en øvre grænse for længden af låseklodsen bestemmes af det tilladelige lejetryk på anlægsfladerne (2-3 og 6-7).

For at kunne bedømme dette tilladelige tryk, betragter vi en enkelt låseklods (se fig. 2).

Forudsættes Coulombs lov for brudtilstanden i låseklodsen:

$$\tau = c + \mu \sigma \quad (3)$$

og sætter vi $\mu = 0,75$ (se ovenfor) og regner med plan brudflade, fås for et almindeligt prismatisk prøvelegeme med en plan brudflade, der danner vinklen u med kraften (se fig. 3)

$$\tau = \sigma_p \cos u \sin u \quad (a)$$

$$\sigma = \sigma_p \sin^2 u \quad (b)$$

$$f(u) = \frac{\tau - \mu \sigma}{\sigma_p} = (\cos u \sin u - 0,75 \sin^2 u)$$

$$\frac{df(u)}{du} = \cos^2 u - \sin^2 u -$$

$$1,50 \cos u \sin u = 0$$

$$\operatorname{tg}^2 u + 1,5 \operatorname{tg} u - 1 = 0$$

$$\operatorname{tg} u = \frac{-1,5 (\pm) \sqrt{2,25 + 4}}{2} =$$

$$\left\{ \begin{array}{l} 0,5 \\ (-2,0) \end{array} \right.$$

$$u = 26,6^\circ$$

$$c = \sigma_p (\cos u \sin u - 0,75 \sin^2 u) = 0,25 \sigma_p \quad (4)$$

Brudbetingelsen bliver herefter

$$\tau = 0,25 \sigma_p + 0,75 \sigma \quad (5)$$

hvor σ_p er prismestyrken og τ og σ er spændingerne i brudfladen.

Det er her stiltiende forudsat, at disse spændinger er jævnt fordelt over brudfladen. Anvendes samme forudsætninger på situationen i fig. 2, får vi, idet anlægsfladen har længden e :

$$\tau = \frac{P}{e} \cos (u+v) \sin u \quad (c)$$

$$\sigma = \frac{P}{e} \sin (u+v) \sin u \quad (d)$$

$$f(u) = \frac{\tau - \mu \sigma}{P} \cdot e =$$

$$\sin u [\cos (u+v) - 0,75 \sin (u+v)] = B [\cos u \sin u - A \sin^2 u] \quad (e)$$

$$\text{hvor } B = \cos v - 0,75 \sin v \quad (f)$$

$$\text{og } A = \frac{\sin v + 0,75 \cos v}{\cos v - 0,75 \sin v} \quad (g)$$

$$\operatorname{tg} u = -A + \sqrt{A^2 + 1} \quad (6)$$

Gennemføres beregningen af σ_{brud}

$$= \frac{P}{e} \cos v \quad (\text{d. v. s. det maksimale tryk på anlægsfladen, projiceret ind på fugens længderetning}), \text{ fås}$$

$v =$	0°	10°	20°	30°
$\frac{\sigma_{\text{brud}}}{\sigma_p} =$	1	1,5	2,3	4,3

Det ses, at den tilladelige påvirkning i anlægsfladen stiger med v , endog ret stærkt for $v > 10^\circ$; dette er sikkert rigtigt, selv om forudsætningerne, der er gjort ved beregningen, ikke ganske holder stik. Coulombs lov (ligning (3)) er ikke helt urimelig, og sikkert pålidelig nok for vort formål. Derimod ved vi ikke, hvor meget det betyder, at spændingerne i brudfladen ikke er jævnt fordelt; under forudsætning af Coulombs lov betyder det ikke noget for friktionsleddet, idet den samlede friktion er konstant uanset fordelingen af normalkraften; men i ekstreme tilfælde kan en kohæsion måske brydes delvis af trækrevner i brudfladen. Vi ved ikke, om brudfladen er en plan. Og endelig kan den kæntring af låseklodsen, der fremkommer, når fugen åbner sig, medføre, at trykket i anlægsfladerne koncentrerer sig om punkter som 2 og 6 på fig. 1. Dette vil ikke ændre de ovenstående beregninger for låseklodsernes vedkommende, men vil til gengæld stille elementernes anlægsflader dårligere, fordi trykket flyttes ud på kanten. Stor bredde på anlægsfladen vil forstærke dette forhold; på den anden side vil elementerne som regel være af bedre materiale end fugematerialet, således at det må forventes, at låseklodsernes styrke er bestemmende for fugens styrke.

C. Armering i fuger.

For at overføre forskydningskræfter mellem armering i fuger og de tilstødende elementer kræves en kraft vinkelret på jernet, fordi friktionskræfterne ifølge deres natur opstår af normalkræfter, og fordi vi ikke kan tænke os en forskydningskraft parallelforskydudt fra element til jern uden at der vil opstå trækkræfter i støbeskellet. Denne kraft kan stamme fra de ydre kræfter og de deraf afledede snitkræfter i konstruktionen (eksempelvis anføres hovedarmeringens forankring ved en bjælkes vederlag) eller den kan tilvejebringes ved en tværarmering (bøjler). Forholdene er analoge med overførelsen af forskydningskræfter mellem elementerne. For glat jern er der tradition for at regne en friktionskoefficient $\mu = 1$ for forskydning mellem jern og beton, en værdi, der ifølge det foregående kan synes for høj, og snarere burde sættes til 0,75, som svarer til μ i beton, med mindre man stiltiende har inkluderet adhæsionen og kohæsionen i de traditionelle beregninger.

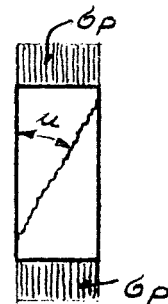


Fig. 3.

D. Andre forbindelser.

Man er ofte udsat for at skulle overføre trækkræfter tværs over en fuge, og forskellige konstruktioner anvendes, f. eks. konstruktioner som vist på fig. 4 og 6. Konstruktionen på fig. 4 er meget almindelig, men er vanskelig at beregne rationelt, og der findes næppe tilgængelige forsøg med denne samling. For de tværbelastede bolte, der er problemet i konstruktionen i fig. 6, har man et par forsøgrækker, der giver et ganske godt fingerpeg om styrken. Da der imidlertid

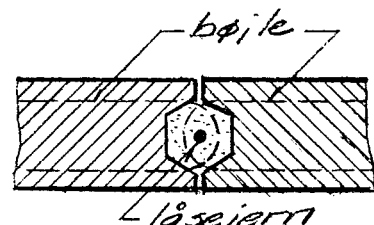


Fig. 4.

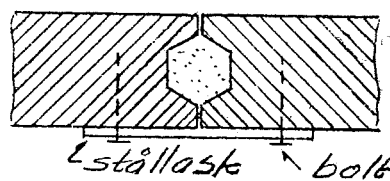


Fig. 6.

er planlagt forsøg med begge konstruktioner, skal der her kun henvises til en senere behandling af emnet i forbindelse med en offentliggørelse af forsøgsresultaterne.

II. Ligevægtsbetingelser.

I hver sideflade af et element optræder der tre størrelser, der angiver påvirkningen på sidefladen, f. eks. forskydningskraftens størrelse samt størrelse og beliggenhed af normalkraften. Et rektangulært element får således indtil 12 ubekendte, men man vil altid i princippet kunne tilrettelægge en successiv beregning, således at kræfterne i to af sidefladerne er bestemt fra de foregående elementer; der optræder således indtil 6 nye ubekendte for hvert element, medens man til bestemmelsen af disse kun har 3 ligevægtsligninger pr. element. De øvrige (overtallige) må bestemmes ud fra deformationerne (elasticitetsteori) eller vælges (plasticitetsteori).

På fig. 7 er vist et indre element i en skivekonstruktion.

De tre ligevægtsligninger bliver:
 Projektion på vandret:

$$(H_{r,q} - H_{r+1,q}) + (T_{r,q} - T'_{r,q+1}) = K_{r,q} \quad (7)$$

Projektion på lodret:
 $(V_{r,q} - V_{r,q+1}) + (Q_{r,q} - Q'_{r+1,q}) = P_{r,q} \quad (8)$

Moment om 0:

$$\begin{aligned} (H_{r,q} \cdot y_{r,q} - H_{r+1,q} \cdot x_{r+1,q}) - \\ (V_{r,q} \cdot x_{r,q} - V_{r,q+1} \cdot x_{r,q+1}) - \\ (T'_{r,q+1} \cdot h - Q'_{r+1,q} \cdot b) = M_{r,q} - \\ P_{r,q} \cdot \frac{b}{2} + K_{r,q} \cdot \frac{h}{2} \quad (9) \end{aligned}$$

Armeringen i fugerne skal optage forskellen i forskydningskraft mellem de to tilstødende sider af elementerne, således at vi har:

lodrette jern:
 $\Delta N_{r,q} = N_{r,q+1} - N_{r,q} = Q_{r,q} - Q'_{r,q} \quad (10)$

vandrette jern:
 $\Delta S_{r,q} = S_{r+1,q} - S_{r,q} = T_{r,q} - T'_{r,q} \quad (11)$

Ud over de betingelser, som hensynet til formforandringerne måtte pålægge de overtallige størrelser, er der visse begrænsninger i valgfriheden af disse. Ser man bort fra fuger, der kan tage træk, har man, at alle H og V skal være positive og falde indenfor det pågældende element, d. v. s. $x < b$ og $y < h$; endvidere har vi for fuger uden fortanding at

$$H \cong \frac{Q}{\mu} \quad (12)$$

og tilsvarende for fuger med fortanding

$$H \cong Q \text{ tg } \nu \quad (13)$$

(og tilsvarende $V \cong T \text{ tg } \nu$)
 Når kræfterne i fugerne er fastlagt, må elementerne dimensioneres

for tryk- og forskydningskræfterne, og armering indlægges til imødegåelse af eventuelle trækkræfter. Man må her crindre, at betingelserne (12), hhv. (13) ikke alene gælder for en fuges som helhed, men for hver enkelt del heraf, således at der kun kan optages forskydnings-spændinger i de dele af fugen, hvor der optræder tilstrækkelige normal-spændinger på tværs af fugen.

Det vil ofte være nødvendigt at tage hensyn til, at der foruden de kræfter, der overføres gennem låseklodserne i fuger med fortanding, kommer store normaltryk (og evt. forskydningskræfter) ved direkte kontakt mellem elementerne. Disse kræfter vil i mange tilfælde blive overført i nærheden af elementernes hjørner, fordi elementerne p. gr. af formforandringerne vil være drejet lidt i forhold til hinanden. Det er et endnu uafklaret problem, hvor store kræfter der kan overføres ved direkte kontakt mellem to elementhjørner. Problemet vil ikke blive behandlet her, ligesom der heller ikke berøres stabilitetsproblemer, der opstår, hvis ikke alle knudepunkterne i skivekonstruktionen er fastholdt.

Hensynet til elementernes og fugematerialets styrke giver mulighed for en yderligere indkredsning af de overtallige størrelser i fugerne, idet man f. eks. ikke kan have kræfterne beliggende så nær ved elementernes kanter, at de tilladelige spændinger overskrides.

De anførte ligevægtsbetingelser er lidt uhåndterlige i det almindelige tilfælde; deres anvendelse belyses med nogle konkrete eksempler i det følgende.

III. Eksempler.

A. Simpelt understøttet bjælke af elementer i eet lag.

Fuger uden fortanding.

(se fig. 8).

Foruden at danne overgang til den langt vigtigere bjælke med fortanding i fugerne, har dette eksempel interesse på baggrund af et svensk forsøg, der er udført med en sådan konstruktion [2].

Der betragtes 4 forskellige extreme muligheder for brud i fugerne. Vedrørende betegnelser henvises til fig. 7.

1. Fugerne brydes ikke. Konstruktionen vil virke som en massiv bjælke. Tilfældet er trivielt.
2. Lodrette fuger åbner sig, men forskydes ikke (se fig. 9). Ingen forskydning (glidning) mellem hovedarmering og elementer. Årsagen til at fugerne åbner sig er svind og spæn-

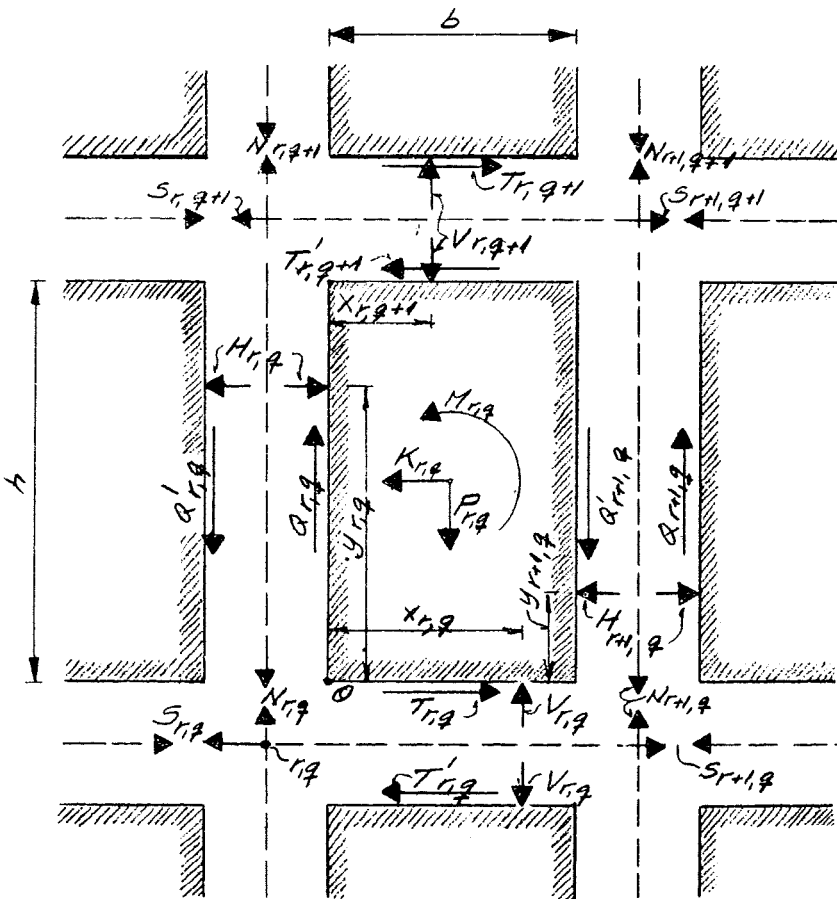


Fig. 7.

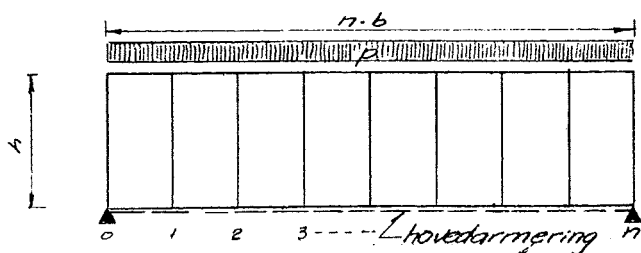


Fig. 8.

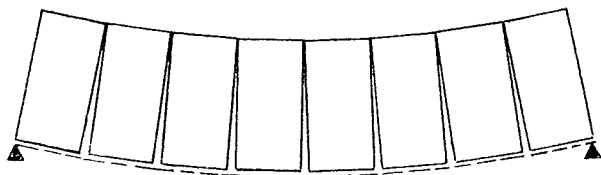


Fig. 9.

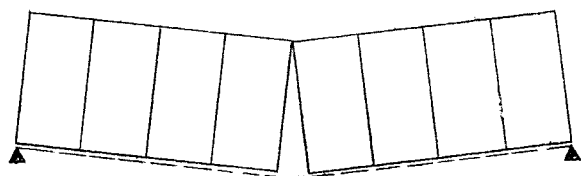


Fig. 10.

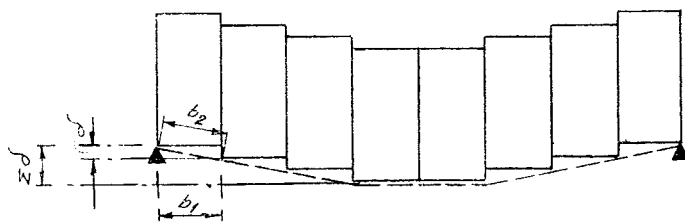


Fig. 11.

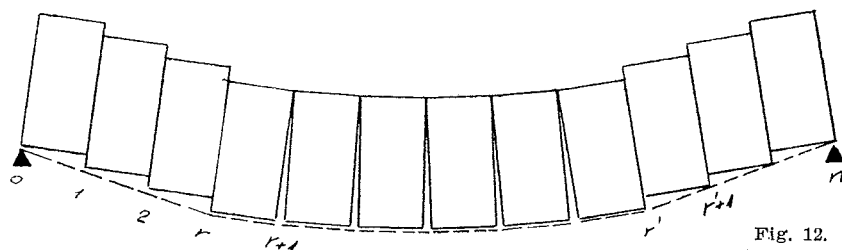


Fig. 12.

dinger i betonen, og spændinger i hovedarmeringen.

Karakteristisk for bæreevnen er det praktisk talt konstante y , der med tilstrækkelig nøjagtighed kan skønnes på forhånd. Alle snitkræfter mellem elementer indbyrdes og elementer og armering vil være statisk bestemt.

- Ingen glidning i lodrette fuger, men i vandrette fuger sker forskydning mellem beton og armering (jvf. f. eks. tilstanden i fig. 10). Kun ved den åbne fuge (fuger) kendes y , og hermed alle snitkræfterne. Mellem revnen og vederlaget må man skønne y , T eller

H indenfor de begrænsninger, der er fastlagt i afsnit II; sættes eksempelvis alle $T = 0$, undtagen ved vederlagene, fås en ren buevirkning på den pågældende strækning. Nedbøjningen vil være større end i tilfælde 2.

- Glidning i lodrette fuger (fordi ligning (12) ikke kan opfyldes). Situationen er statisk ubestemt, og man må igen skønne y , T eller H . Kender man snitkræfterne, er der (teoretisk) mulighed for at beregne forkortelsen af elementerne og forlængelsen af armeringen, hvorefter man har (betegnelser på fig. 11)

$$\frac{b_2 - b_1}{b} = \epsilon \quad (a)$$

$$\delta^2 + b^2 (1 - \epsilon)^2 \sim b^2 \quad (b)$$

$$\delta \sim b \sqrt{2\epsilon} \quad (14)$$

$$\Sigma \delta \sim \sqrt{2} b \Sigma \sqrt{\epsilon} \quad (15)$$

Ligning (15) er, under forudsætning af, at $T = 0$ for alle indre elementer, anvendt på en af forsøgsbjælkerne i professor Nylanders omtalte forsøg; overensstemmelsen med de tilgængelige oplysninger var tilfredsstillende.

Brudtilfælde 4 vil altid give store deformationer, sammenlignet med brudtilfældene 1, 2 og 3, hvorfor man som regel må undgå glidning i de lodrette fuger.

- Kombinationer af brudtilfældene.

Brudtilfældene 1—4 incl. kan kombineres på flere måder; vi skal eksempelvis anføre en kombination af brudtilfældene 2 og 4.

Fig. 12 fremstiller nedbøjningsfiguren for en drager med jævnt fordelt belastning p .

r angiver antallet af lukkede fuger i venstre halvdel. Nedbøjningen vil være domineret af glidningen i de lukkede fuger, hvorfor det er af vigtighed at finde r .

Q er entydigt bestemt af de ydre kræfter; indføres

$$\alpha = \frac{y_{\max}}{\mu \cdot b} \sim \frac{0,9 h}{\mu \cdot b}$$

og n = antallet af elementer, fås i grænsetilfældet (jvf. ligning 12):

$$Q = \mu H$$

$$Q = pb \left(\frac{n}{2} - r \right)$$

$$H = \frac{p b^2 r (n-r)}{2 \cdot y}$$

hvoraf

$$r (n-r) = \frac{y}{\mu \cdot b} (n-2r)$$

$$= \alpha (n-2r)$$

$$r = \frac{n}{2} + \alpha - \sqrt{\left(\frac{n}{2} \right)^2 + \alpha^2}$$

(c)

Tilsvarende fås for en enkeltkraft i midten af bjælken

$$r = \alpha \quad (d)$$

På den midterste strækning er snitkræfterne statisk bestemt, fordi y er fastlagt, medens vi udenfor denne strækning må vælge y , T eller H .

B. Simpelt understøttet bjælke med elementer i eet lag. Låseklodser i lodrette fuger.

På grund af låseklodserne vil vi ikke her have helt de samme nedbøjningsfigurer som i en bjælke uden låseklodser. Vi kan således ikke få glidninger i de lodrette fuger, og

forskydnings- og normalkræfter kan under visse omstændigheder overføres uden direkte kontakt mellem elementerne, d. v. s. gennem åbne fuger. Som eksempel anføres fuge nr. 1 på fig. 13; denne fuge vil åbne sig fornedet på gr. af hoveddarmeringens forlængelse, men hvis resultanten i fugen ligger lavere end midten af elementet, vil fugen åbne sig endnu mere i den øverste ende, hvor låseklodserne vil få mindre spænding, evt. blive helt spændingsløse; direkte kontakt mellem elementerne bliver her udelukket, og snitkræfterne bliver statisk bestemte.

Inden vi gør nogle forudsætninger om konstruktionen, har vi alment:

Ligning (8):

$$Q_1 = Q_2 = Q_3 = Q_4 = \frac{P}{2}$$

Ligning (7):
$$\left. \begin{aligned} T_0 &= H_1 \\ T_1 &= H_2 - H_1 \\ T_2 &= H_3 - H_2 \\ T_3 &= H_4 - H_3 \end{aligned} \right\} \text{(a)}$$

Ligning (9):
$$\left. \begin{aligned} H_1 y_1 &= \frac{P \cdot b}{4} \\ H_2 y_2 &= \frac{3 P \cdot b}{4} \\ H_3 y_3 &= \frac{5 P \cdot b}{4} \\ H_4 y_4 &= \frac{7 P \cdot b}{4} \end{aligned} \right\} \text{(b)}$$

Ud fra formen på fugens fortændinger er v bestemt, som tidligere anført. Vi vælger $\text{tg } v = 0,5$ og $h = 2b$

hvorefter vi får

$$\begin{aligned} H &\cong \frac{Q}{2} = \frac{P}{4} \\ y_1 &= \frac{P \cdot b}{4 H_1} \cong b = \frac{h}{2} \\ y_2 &\cong 3b = 1,5h \\ y_3 &\cong 5b = 2,5h \\ y_4 &\cong 7b = 3,5h \end{aligned}$$

endvidere har vi

$$\begin{aligned} y &\cong h = 2b, \text{ eller af} \\ \text{styrkehensyn snarere} \\ y &< 0,9h = 1,8b \end{aligned}$$

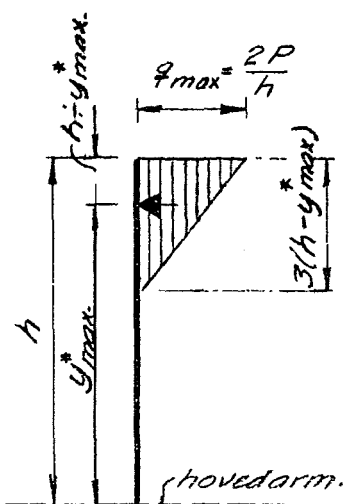


Fig. 14.

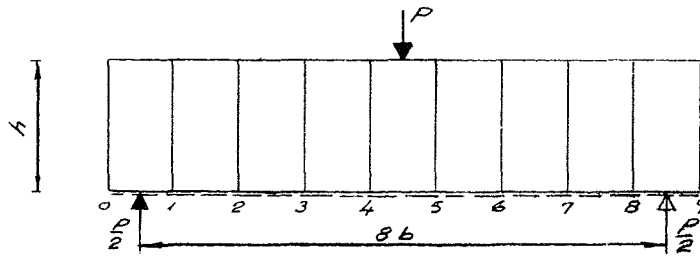


Fig. 13.

Det vil nu vise sig praktisk at dele H-kræfterne op i to dele, hvoraf den ene H^* , stammer fra låseklodserne, og virker i afstanden y^* fra underkant element, og den anden H^{**} med ordinaten y^{**} opstår ved direkte kontakt mellem elementerne (eller rettere kontakt mellem elementerne og de smalle partier af fugen). Hvis hele forskydningskraften optages af låseklodserne, har vi

$$H^* = Q \text{ tg } v = \frac{P}{4};$$

endvidere kan vi med tilstrækkelig nøjagtighed sætte

$$y^{**} = 0,9h = 1,8b$$

således at de to ubekendte bliver y^* og H^{**} . Momentligningen vil give en forbindelse mellem y^* og H^{**} , idet

$$M_i = y^* \cdot \frac{P}{4} + 0,9h H^{**} \quad \text{(c)}$$

skal være lig momentet af de ydre kræfter til venstre for fugen.

I det følgende forudsættes arbitrært, at fugerne er udformet på en sådan måde, at forskydningskraften

$Q = \frac{P}{2}$ kan optages på en fjerdedel

af fugens længde, når den regnes jævnt fordelt; d. v. s. at vi for den maksimale forskydningskraft pr. længdeenhed q kan regne

$$q_{\text{max}} = \frac{\frac{P}{2}}{b} = \frac{2P}{h}$$

Beregningen af snitkræfterne foretages successivt fra venstre viderlag mod højre:

Lodret fuge nr. 1:

$$Q_1 = \frac{P}{2} \quad H^*_1 = 0,5 Q_1 = \frac{P}{4}$$

Prøver vi med $H^{**} = 0$, fås ingen modstrid, idet

$$y^*_1 = \frac{P \cdot b}{4 H^*_1} = b = \frac{h}{2}$$

således at resultanten af normal- og forskydningskraft ligger midt i fugen; formforandringen, der skyldes sammentrykningen af låseklodserne og forlængelse af hoveddarmeringen, vil bevirke en parallelforskydning af fugens to sider i forhold til hinanden, således at der ikke er mulighed for kontakt direkte mellem elementerne, og H^{**} bliver lig med 0 som forudsat. Elementerne kan

regnes stive i forhold til låseklodserne, således at $q = \frac{Q}{h}$ bliver konstant i hele fugen og let kan optages. Forskydningskraften T_0 mellem hoveddarmering og element er bestemt ved

$$T_0 = H^*_1 = \frac{P}{4}$$

Forholdene i fugen er altså statisk bestemte, som ovenfor bemærket.

Lodret fuge nr. 2 (nr. 3 og nr. 4):

$$Q_2 = \frac{P}{2} \quad H^*_2 = 0,5 Q_2 = \frac{P}{4}$$

Forudsættes som før $H^{**} = 0$, falder H^*_2 udenfor tværsnittet ($y^*_2 = 1\frac{1}{2}h$, bestemt af ligning (b)). For at ligevegtsligningerne skal tilfredsstilles, må vi indføre $H^{**}_2 > 0$. Da fugen vil åbne sig fornedet p. gr. af trækspændinger i hoveddarmeringen, kan vi kun få kontaktryk mellem elementerne derved, at de drejer sig i forhold til hinanden, så fugen lukkes foroven. Ved denne drejning vil H^*_2 rykke opad, idet de øverste låseklodser sammentrykkes mere end de nederste; vi får

$$y^*_2 > \frac{h}{2}$$

En øvre tilladelig grænse for y^*_2 får vi af hensynet til låseklodsernes styrke. Vi vil foreløbig gøre den forudsætning, at H^*_2 og Q_2 giver retlinet fordeling af normal- og forskydningsspændinger, en forudsætning vi vil behandle mere kritisk i et egentligt taleksempe senere. For den største tilladelige værdi af y^* har vi (jvf. fig. 14)

$$\frac{1}{2} \cdot 3(h - y^*_{\text{max}}) \cdot \frac{2P}{h} = Q = \frac{P}{2}$$

$$y^*_{\text{max}} = \frac{5}{6}h$$

y^* bliver således indkredset af følgende ulighed, der gælder for fugenumrene $r > 1$:

$$\frac{1}{2}h < y^* \leq \frac{5}{6}h$$

Sammenhængen mellem y^* og H^{**} er givet ved ligning (c).

Momentet af de ydre kræfter til venstre for fuge nr. r om denne fuge er (se fig. 13)

$$M_y = \frac{P}{2} \cdot b \left(r - \frac{1}{2} \right) = \frac{P}{4} \cdot h \left(r - \frac{1}{2} \right)$$

Af (c) fås

$$y^* \cdot \frac{P}{4} + 0,9 \cdot h \cdot H^{**} = \frac{P}{4} \cdot h \left(r - \frac{1}{2} \right)$$

eller

$$H^{**} = \frac{P}{3,6} \left(r - \frac{1}{2} - \frac{y^*}{h} \right) \quad (d)$$

Følgende tabel giver værdier af $\frac{H^{**}}{P}$, når y^* antager ekstremværdierne $\frac{h}{2}$ og $\frac{5}{6} \cdot h$.

Fuge nr.	$\frac{y^*}{h} = \frac{1}{2}$	$\frac{y^*}{h} = \frac{5}{6}$
r = 2	0,278	0,185
r = 3	0,555	0,463
r = 4	0,833	0,741

Da H^* er konstant for varierende r, har vi

$$T_r = H^{**}_{r=1} - H^{**}_r$$

hvorefter man ved hjælp af ovenstående tabel kan udlede de maksimale forskydningskræfter T mellem elementer og hoveddarmering. Det største tænkelige T på denne strækning bliver

$T_{max} = (0,555 - 0,185) P = 0,370 P$ hvilket sikkert er en del på den sikre side, da den forudsætter et maksimalt spring af y^* mellem to nabofuger.

Jerntrækkræften S er bestemt ved

$$S_r = H^*_r + H^{**}_r = \frac{P}{4} + H^{**}_r$$

I fuge 4 får vi:

$$S_{max} \cong \frac{P}{4} + 0,833 P = 1,083 P$$

For ikke at gøre beregningerne unødigt komplicerede, er der set bort fra den friktionskraft, der fremkaldes af H^{**} . Som nævnt vil en sådan friktion kunne være til stede allerede inden låseklodserne kommer i funktion. Når låseklodserne virker, vil der uanset størrelsen af P optræde en kraft H^{**} i nogle af fugerne; med stigende P vil der ske en glidning i fugen p. gr. af låseklodsernes sammentrykning, og denne glidning vil evt. være tilstrækkelig til at fremkalde en friktionskraft $= \mu \cdot H^{**}$ ($\mu \sim 0,75$). Hvis man vil medtage friktionskræfterne, kan den let indføjes i de anvendte ligninger.

Således får vi f. eks.:

$$H^* = \left(Q - \mu \cdot H^{**} \right) \cdot \text{tg } \nu = \frac{P}{4} - 0,5 \mu H^{**} \quad (e)$$

og ligning (c) ændres til $M_1 = y^* \cdot H^* + 0,9 \cdot h \cdot H^{**}$

$$= y^* \left(\frac{P}{4} - 0,5 \mu H^{**} \right) + 0,9 \cdot h \cdot H^{**} \quad (f)$$

Indførelse af friktionskræfter vil formindskede påvirkningen på låseklodserne og derved formindskede H^* . Derimod vil den forøge H^{**} . Da y^{**} som regel er større end y^* , må forøgelsen af H^{**} være mindre end formindskelsen af H^* (momentligning), hvorfor påvirkningerne af hoveddarmeringen også formindskes af friktionen.

Det vil imidlertid være yderst betænkeligt at regne fuld samvirken mellem friktion og låsevirkning, fordi vi ikke ved, om friktionskræfterne kan holde sig konstante i tidens løb uden en glidning (krybning) i fugen, hvorved låseklodserne efterhånden kommer til at overtage hele belastningen. De forsøg, der os bekendt er udført med friktion i støbeskel, har været korttidsforsøg og siger intet om dette forhold.

En elementkonstruktion som vist på fig. 13 består af 3 slags materialer, der skal arbejde sammen, nemlig fugematerialet (låseklodserne), elementerne og hoveddarmeringen. Formforandringerne i disse materialer er bestemmende for snitkræfterne i de fuger, hvor kræfterne er statisk ubestemte, d. v. s. i ovenstående eksempel i alle fuger i venstre halvdel af bjælken undtagen den første (r = 1). Man vil f. eks. kunne se, at store forlængelser af hoveddarmeringen vil koncentrere normal- og forskydningskræfterne i et så lille areal i den øverste ende af fugen, at fugematerialet eller element bliver overanstrengt. Således er den forudsætning, vi gjorde i forbindelse med fig. 14, om at vi havde en vis strækning af fugen til rådighed til optagelse af forskydningskræfterne, ikke tilladelig, uden at man godtgør, at den harmonerer med formforandringerne, og de ligninger vi udledte under den nævnte forudsætning må snarere siges at give nødvendige end tilstrækkelige betingelser for snitkræfterne. Det vil være en yderst kompliceret opgave at finde nogenlunde nøjagtige værdier for formforandringerne; men i et konkret taleksempel vil vi vise, hvorledes man, ved at gøre visse meget ugunstige forudsætninger kan danne sig et begreb om størrelsesordenen af formforandringerne og de tilhørende kræfter. Eksemplet vil vise et tilfælde, hvor forudsætningerne svarende til fig. 14 ikke er opfyldt, og hvordan man ved at beregne for brudstadiet kan få en større formel tilladelig bæreevne.

For konstruktionen på fig. 13 sætter vi

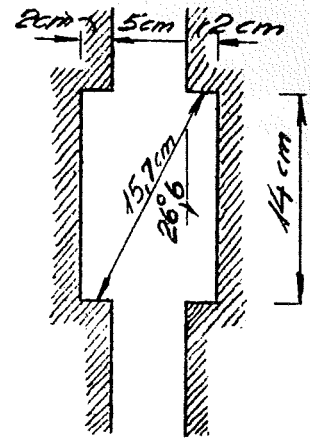


Fig. 15.

b = 1,5 m
h = 3,0 m

og konstruktionen belastes med en enkeltkraft

P = 25 t (der ses bort fra konstruktionens egenvægt).

De ovenfor anførte beregninger forudsatte et

$$q_{till} = \frac{2 P}{h} = \frac{2 \cdot 25}{3,0} = 16,7 \text{ t/m}$$

og vi vil undersøge, om dette krav er tilstrækkeligt under hensyn til de optrædende formforandringer.

Med de på fig. 15 anvendte dimensioner for fugen, og et fugemateriale med

$\sigma_p = 200 \text{ kg/cm}^2$ får vi
 $\text{tg } \nu = 0,5$; $\nu = 26,6$
 $\sigma_{brud} \sim 3$ (jvf. afsnit I)

vælges sikkerhedsgraden n = 4, og kaldes dybden af fugen t, fås

$$t \cdot 2 \cdot \frac{200}{4} \cdot 3 = 2 \cdot 0,14 \cdot 16700 = 4680 \text{ kg}$$

$$t = \frac{4680}{300} \sim 16 \text{ cm}$$

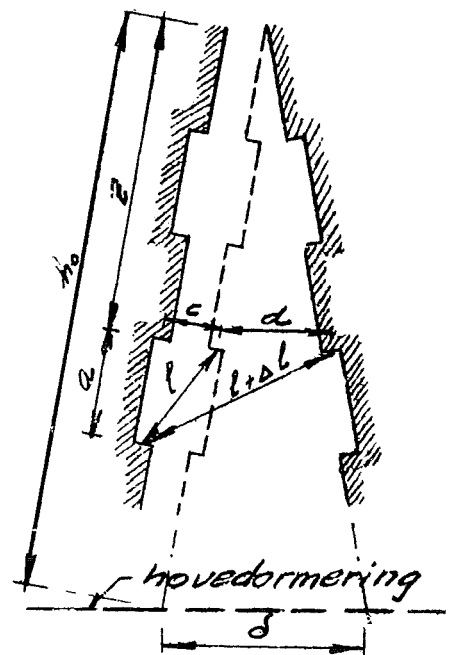


Fig. 16.

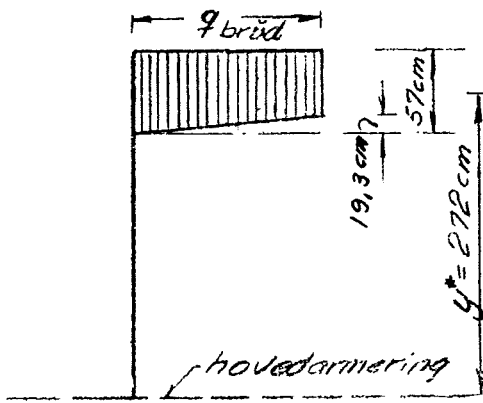


Fig. 17.

Fig. 16 viser en fuger, der har åbnet sig forneden. Elementerne har drejet sig en vinkel $\frac{\delta}{h_0}$ i forhold til hinanden, hvor h_0 er afstanden op til fugens nullinie. Afstanden mellem låseklodsernes anlægsflader forøges ved drejningen fra l til $(l + \Delta l)$

$$\Delta l = \sqrt{a^2 + (c+d)^2} - \sqrt{a^2 + c^2} \sim \frac{cd}{l}$$

$$\frac{\Delta l}{l} = \epsilon \sim \frac{cd}{l^2};$$

indføres $d = \frac{\delta}{h_0} z$ fås

$$\epsilon = \frac{c \cdot \delta}{l^2 \cdot h_0} z$$

Heraf ser vi, at der er en lineær variation af ϵ , og i det elastiske område mulighed for en retlinet spændingsfordeling.

De ugunstigste forhold for låseklodserne vil fremkomme, når δ (jernforlængelsen) er stor, og elementerne er meget stive; vi vil derfor — stærkt på den sikre side —

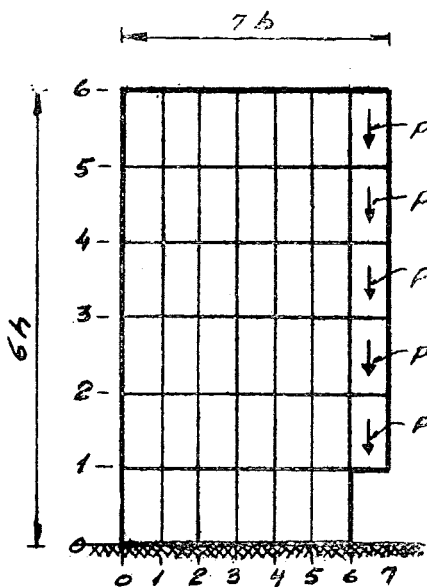


Fig. 19.

gå ud fra, at hovedarmeringen er låst fast til elementerne i et enkelt punkt midt i elementerne, og at jernet ellers er i stand til at deformere sig frit, og elementerne forudsættes uendelig stive. Som armering vælger vi almindeligt rundjern med spændingen 1300 kg/cm². (Dette vil medføre, at beregningen kun gælder for fuger nr. 4, hvis armeringen ikke aftrappes efter momentkurven).

$$\delta = \frac{\sigma_j \cdot b}{E} = \frac{1300 \cdot 150}{2,1 \cdot 10^6} = 0,093 \text{ cm}$$

$$h_0 \sim 300 \text{ cm}$$

fra fig. 15 har vi

$$c = 7 \text{ cm}$$

$$l = 15,7 \text{ cm}$$

hvorefter vi får

$$\epsilon = \frac{c \cdot \delta}{l^2 \cdot h_0} z =$$

$$\frac{7 \cdot 0,093}{15,7^2 \cdot 300} \cdot z = 0,88 \cdot 10^{-5} z$$

$$\epsilon = \frac{z}{100} \cdot 0,88 \text{ ‰, hvor } z \text{ indføres i cm}$$

For at beregne sammentrykningen af en låseklods under den største tilladelige kraft 4680 kg, skønner vi et middellareal F af låseklodsen (målt tværs på kraftretningen) $F_b \sim 140 \text{ cm}^2$

$$E \sim 2 \cdot 10^5 \text{ kg/cm}^2$$

$$\epsilon = -\frac{\sigma_{\text{middel}}}{E} \sim -\frac{4680}{140 \cdot 2 \cdot 10^5} = -0,17 \text{ ‰}$$

Vi tænker os nu, at elementerne efter den gensidige drejning $\frac{\delta}{h_0}$ parallelforskydes så meget i forhold til hinanden, at den øverste låseklods når op på den tilladelige spænding, så den får et $\epsilon = +0,17 \text{ ‰}$. Fugens nullinie forskydes her ved et stykke z nedad bestemt ved

$$\epsilon_z = -0,17 + \frac{z}{100} \cdot 0,88 = 0$$

$$z = 19,3 \text{ cm}$$

Heraf ses, at det praktisk talt kun er den øverste låseklods, der kommer i funktion, så konstruktionen kan altså ikke med tilladelige spændinger optage forskydningskraften

For at få den formelle bæreevne af fugen sat op, vil vi udnytte låse-

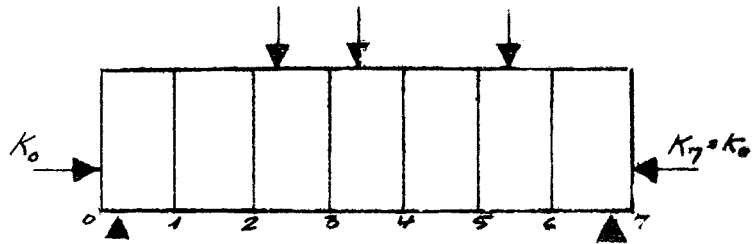


Fig. 18.

klodsernes plastiske egenskaber, idet vi beregner konstruktionen for brudstadiet. Vi vælger en sikkerhedsfaktor $n = 2$ og får

$$P_{\text{brud}} = 2 \times 25 = 50 \text{ t}$$

Sikkerheden $n = 4$ på fugematerialet må deles i 2 dele, hvoraf den ene skyldes usikkerheden på belastningen, og den anden refererer sig til materialet. Sættes begge sikkerhederne til 2, får vi nu som »minimumsbrudværdi« for fugen:

$$q_{\text{brud}} = 2 \cdot 16,7 = 33,4 \text{ t/m}$$

$$\epsilon = 2 \cdot 0,88 \cdot \frac{z}{100} = 1,76 \cdot \frac{z}{100} \text{ ‰}$$

Brudforkortelsen for beton ligger i størrelsesordenen 5 ‰; da trykspændingen i låseklodsen ikke er konstant langs diagonalen, må ϵ_{middel} for låseklodsen være lavere, men ikke så lav, som man umiddelbart skulle tro, idet vi udsætter anlægsfladerne for 3 gange så store tryk, som vi ville udsætte et prisme for. Det vil derfor formentlig være på den sikre side at skønne

$\epsilon_{\text{brud, middel}} = 1 \text{ à } 2 \text{ ‰}$, og vi vælger her (idet forkortelser regnes negative)

$$\epsilon_{\text{brud}} = -1,0 \text{ ‰}$$

For nullinien har vi

$$\epsilon = 0 = +1,0 + 1,76 \cdot \frac{z}{100}$$

$$z = \frac{100}{1,76} = 57 \text{ cm}$$

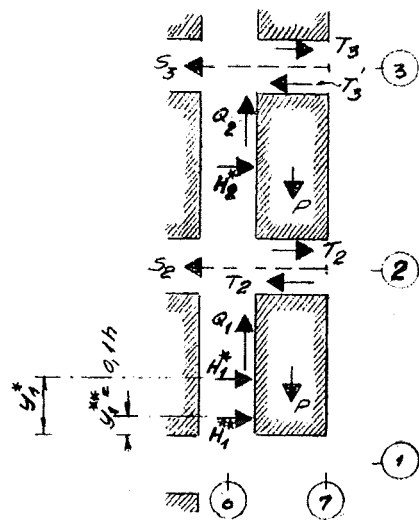


Fig. 20.

Fordelingen af forskydnings-spændingerne er vist idealiseret på fig. 17. Den samlede forskydningskraft bliver

$$Q_{\text{brud}} \sim 0,57 \cdot 33,4 = 19,0 \text{ t}$$

hvilket ikke er nok til at optage forskydningskraften

$$Q = \frac{P_{\text{brud}}}{2} = 25 \text{ t.}$$

Hadde vi valgt $\epsilon = 2\%$ i stedet for $\epsilon = 1\%$ for låseklodserne, ville vi have forbedret den regningsmæssige bæreevne betydeligt; det samme vil være tilfældet, hvis vi havde medtaget sammentrykningen af elementerne. Endvidere er forlængelsen af hovedarmeringen beregnet under den ugunstigste forudsætning, at jernet kan forlænge sig frit fra midte til midte af elementerne.

På den anden side vil forholdene forværres, hvis armeringen ikke er forankret tilstrækkeligt til elementerne til at forhindre en glidning, hvorved størrelsen δ kan vokse ganske ukontrollabelt.

Havde vi anvendt stål med højere spændinger, ville vi have fået et større δ , og en tilsvarende mindre bæreevne af fugen.

C. Forspændt bjælke.

K_a (og K_s) (se fig. 18) er den effektive forspænding. Så længe fugerne er lukkede, vil konstruktionen kunne beregnes som en massiv konstruktion. Forskydningskraften i fugerne optages dels ved friktion og dels ved kohæsion, som må sættes passende lav. Evt. kan låseklodser i fugen være nødvendige. Hvis fugerne åbner sig (brudstadiet), behandles konstruktionen som ovenfor under A eller B.

Konstruktionen anvendes ofte i almindelige forspændte dragere.

D. 6 etages bygning med en lodret række elementer udkraget over stueetagen.

Vi betragter konstruktionen, der er vist på fig. 19, og søger de snitkræfter, der bærer de udkragede elementer. På grund af ensartetheden i elementstørrelser og belastninger, skønnes $V = 0$ (betegnelser på fig. 7). Fugerne fortænder med $\text{tg } \nu = 0,4$; $h = 2b$.

Fig. 20 viser et større billede af den nederste ende af den udkragede del.

I lodret fuge nr. 6 har vi

$$Q_1 = Q_2 = \dots = P \quad (a)$$

$$H_1^* = H_2^* = \dots = \text{tg } \nu \cdot P = 0,4 P \quad (b)$$

For element 1 (nederste element) fås

$$0,4 P \cdot (h - y_1^*) + H_1^{**} \cdot 0,9 h = P \cdot \frac{b}{2} \quad (c)$$

her er y_1^* og H_1^{**} ubekendte, hvoraf den ene er overtallig;

$$\text{for } y_1^* = h - \frac{b}{0,8} = 0,375 h$$

$$\text{fås } H_1^{**} = 0 \quad (d)$$

$$\text{for } y_1^* = 0,5 h \quad \text{fås } H_1^{**} = 0,055 P \quad (e)$$

y_1^* må variere mellem disse grænser, og kun en undersøgelse af formforandringerne vil yderligere kunne indkredse den rigtige værdi; forskellen er imidlertid ikke stor, og vi vælger (d) for beregning af låseklodserne, og (e) for beregning af armeringskraften S_2 .

For element 2 er det rimeligt at antage, at elementet er parallelskudt, således at $y_2^* = \frac{h}{2}$; beregningen af snitkræfterne vil nu blive:

$$T_2^* = H_1^* + H_1^{**} = (0,4 + 0,055) P = 0,455 P$$

$$y_2^* = \frac{h}{2} \quad (\text{som nævnt})$$

$$H_2^{**} = 0$$

$$0,4 P \cdot 0,5 h + T_2^* h = P \cdot \frac{b}{2} = P \cdot \frac{h}{4}$$

$$T_2^* = 0,05 P$$

$$S_2 = T_2^* - T_2 = (0,455 - 0,050) P = 0,405 P$$

$$T_3^* = H_2^* + H_2^{**} + T_2 = (0,4 + 0 + 0,05) P = 0,45 P$$

$$T_3 = T_2 = 0,05 P$$

$$S_3 = T_3^* - T_3 = (0,45 - 0,05) P = 0,40 P$$

hvorefter forholdene bliver stationære.

Vi har i det ovenstående begået en fejl ved at regne $V = 0$, idet der kræves et vist (positivt) V til optagelse af forskydningskræfterne i fugen; vi tænker os imidlertid, at vi ved bøjler overfører en forskydningskraft af størrelsen S_r fra overside element til jern, medens resten $T_r = T_r^* - S_r$ er så lille, at den kun kræver en kraft på $V_r = T_r \text{ tg } \nu = 0,05 P \cdot 0,4 = 0,02 P$ for at optages. D. v. s. fejlen er ganske ringe; i modsat fald kunne der let korrigeres for den.

Litteratur.

- [1] K. W. Johansen: »Styrkeforhold i støbeskel i beton«. (Bygningsstatiske Meddelelser Årg. 2, 1930, side 67, med henvisning til »Univ. af Ill. Eng. Exp. St. Bull. 185).
- [2] H. Nylander: »Sågtak med bärande skivor av jernfackverk och hopfogade siporexskivor«. (Tekniska skrifter nr. 129, Stockholm 1946).
- [3] H. Amos og W. Bochmann: »Versuche zur Ermittlung des Zusammenwirkens von Fertigbauteilen aus Stahlbeton für Decken«. (Deutsche Ausschuss für Stahlbeton Heft no. 101 — 1948).
- [4] DIN 4225 »Fertigbauteile aus Stahlbeton«. Feb. 1951.

English Summary.

The introduction of prefab. elements has caused some new problems for the statical calculations of structures. These problems are mainly connected

to the joints between the elements. The most important questions can be summed up in the following three items:

1. Determination of the strength of the joints,
2. Determination of the internal forces in the joints,
3. Determination of the deflections caused by deformations in the joints.

The strength of the joints is dealt with in section I. For joints with straight edges (section I A) the strength can be determined by Coulombs Law, in which the coefficient of friction, μ , can be taken as 0,75, while the cohesion is rather dubious on account of the shrinkage.

Employing coggled joints (section I B — fig. 1) it is more difficult to compute the strength. Applying Coulombs Law (equation 3) to a concrete test cylinder, we obtain the condition for failure, equation 5 (assuming $\mu = 0,75$). The failure strength σ_{brud} of the cog is influenced by the angle ν (fig. 1) and the cylinder strength σ_p of the concrete, which is shown in the equations and the table following equation 5. The cogs prevent mutual sliding of the elements, and they provide a new formal coefficient of friction in the joints (equation 1 and 2).

The internal forces in a composite structure are usually statically indeterminable, even when the total structure is of a statically determinable nature. Employing rectangular elements (section II — fig. 7), each element may have 6 unknown items (forces or coordinates) of which only three can be determined by the equations of equilibrium.

Computations of deflections and statically indeterminable forces are best shown in simple examples, the procedure being rather complicated in the general case. In section III A is discussed a simple beam (fig. 8—12) with straight edges in the joints. More important is a similar beam with coggled joints (fig. 13). The first part of section III B is devoted a computation of this beam, as far as you can get without assuming anything about the deformations. Progress is made by dividing H (notations — see fig. 7) into two parts H^* ($= Q \text{ tg } \nu$) and H^{**} ($H^{**} = H - H^*$). The corresponding ordinates are y^* and y^{**} ($y^{**} \sim 0,9 h$). Relation between y^* and H^{**} is given by equation (c). In this way a fairly reliable calculation is made of the main reinforcement (the force S).

In the second part of section III B is made a calculation of the deformations in the joints, in order to design the cogs. The assumptions should be verified, before the computations can be accepted as final. On the other hand it is made evident that more simplified calculations are generally not justifiable, when they do not take the deformations into account. The most frequent assumption of distributing the shear force equally over the joint, is usually very erroneous (see fig. 14 and 17). The calculation of the deformations can be avoided in very simple cases only, one of which is dealt with in section III D (fig. 19 and 20).

PLANLAGTE PUBLIKATIONER
I MONTAGEBYGGERI-SERIEN

omhandler følgende emner:

- Udvalg 1. *Montagebyggeriets
nuværende stade.*
- Udvalg 2. *Kuldebroer. (Publ. nr. 2).
Fugttransport i ydervægge.
Facadeelementers rationelle
opbygning og virkemåde.*
- Udvalg 3. *Skiver opbygget af elementer. (Publ. nr. 1).
Bæreevne af tværbelastede,
indstøbte bolte.

Koncentrerede belastninger på
bjælker. (Publ. nr. 5).*
- Udvalg 4. *Fuger. (Publ. nr. 4).
Samling af elementer,
specielt betonelementer.

Byggeriets nøjagtighed. (Publ. nr. 6).
Statistik, målinger fra praksis,
betonelementer, forme, råbygningen.

Installationer.
Modulordningen. (Publ. nr. 3).*