

Simple Konstruktioner  
af  
Armeret Beton

---

F.O.Becker og C.L.Fellberg

*P. Wiboe.*

SIMPLE KONSTRUKTIONER

AF

# ARMERET BETON

KORTFATTET LÆREBOG

UDARBEJDET TIL BRUG VED UNDERVISNINGEN PÅ  
DEN KGL. VETERINÆR- OG LANDBOHØJSKOLE

AF

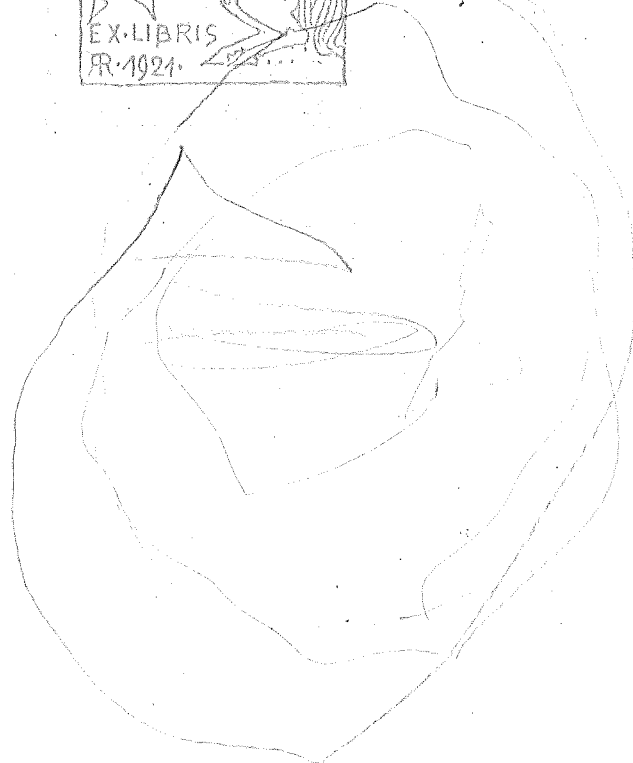
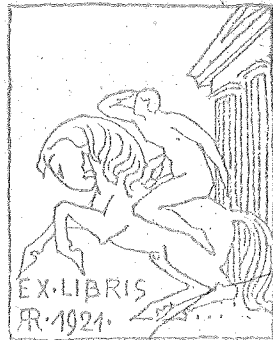
F. C. BECKER og C. L. FEILBERG

CAND. POLYT. INGENIØRER

KØBENHAVN

JUL. GJELLERUPS BOGHADEL

1913



## Indhold

	Side
Forord.	
Indledning.	
<b>Materialerne</b> .....	9
A. Jernet .....	9
B. Betonen .....	10
1. <i>Portland-Cement.</i>	
2. <i>Betongrus.</i>	
3. <i>Stenmaterialet.</i>	
4. <i>Støbningen.</i>	
C. Den armerede Betons Egenskaber .....	17
<b>Teori</b> .....	20
A. Plader med enkelt Armering .....	21
1. <i>Bøjningsspændinger.</i>	
2. <i>Vedhængningsspændinger.</i>	
3. <i>Forskydningsspændinger.</i>	
B. Plader med Krydsarmering .....	38
C. T-formede Bjælker .....	40
1. <i>Bøjningsspændinger.</i>	
2. <i>Forskydningsspændinger.</i>	
D. Søjler .....	50
1. <i>Central Belastning.</i>	
2. <i>Excentrisk Belastning.</i>	
E. Hvælvinger .....	54
1. <i>Bestemmelser af Momenter og Normalkræfter.</i>	
2. <i>Spændingsberegning.</i>	
<b>Almindelige Anvendelser</b> .....	68
A. Fundering .....	68
B. Husbygning .....	71
C. Vej- og Brobygning .....	75
D. Vandbeholdere .....	77
<b>Konstruktionernes Udførelse</b> .....	79
<b>Affattelse af Projekt og Udbydelse af Arbejdet</b> .....	83
<b>Tabeller</b> .....	90

## Forord

---

Nærværende Bog indeholder, foruden almindelige Oplysninger om den armerede Betons Bestanddele og Betonarbejdets Udførelse, tillige det nødvendige Beregningsgrundlag til Projektering af simple Konstruktioner samt Vejledning i Affattelse af Projekt og Overslag.

Bogen er udarbejdet som Grundlag for Forelæsninger for Landinspektørelver paa den kgl. Veterinær- og Landbohøjskole, og ved Udarbejdelsen er der derfor forudsat Kendskab til den almindelige Statik i det Omfang, i hvilket der heri gives Undervisning paa Landbohøjskolen.

Afsnittet om Materialerne er udarbejdet væsentligt paa Grundlag af E. Suenson: Byggematerialer og De danske Cementnormer af 1911.

De teoretiske Afsnit støtter sig paa E. Mörsch: Der Eisenbetonbau, E. Suenson: Jærnbeton, Betonkalender 1913 samt de reviderede »Normer for Jærnbeton-Konstruktioner«, udgivet af Dansk Ingeniørforening.

Som Helhed vil Fremstillingen ikke indeholde væsentligt Nyt, dog skal Opmærksomheden henledes paa Dimensioneringsformlen for Hvælvingstværsnit; desuden vil det ses, at vi har stræbt efter at lette Teoriens praktiske Anvendelse ved udstrakt Brug af tabellariske Angivelser.

Marts 1913.

## Indledning

---

Beton, anvendt som Materiale til fritbærende Bygningskonstruktioner, lider af den Mangel kun i ringe Grad at kunne optage Trækspændinger.

For at bøde herpaa er man ret tidligt begyndt at indstøbe spinkle Jernstænger i Betonkonstruktionerne, hvorved Grunden lagdes til Fremkomsten af det nye, værdifulde Bygningsemne: Den armerede Beton eller Jernbetonen. Det stigende Kendskab til Jernets og Betonens særlige Egenskaber og til disses indbyrdes Samvirken har medført, at man efterhaanden har lært at bestemme Størrelsen af det fornødne Jernindlæg og dets hensigtsmæssige Beliggenhed, saaledes at man nu er i Stand til at udføre meget sammensatte Bygværker af armeret Beton med tilstrækkelig Sikkerhed.

Vort Kendskab til den armerede Betons Egenskaber skyldes omfattende Forsøgsrækker, der er udført i de fleste Lande dels paa det Offentliges Foranstaltning og dels ved privat Initiativ. Forsøgsresultaterne har man derefter ud fra faa og simple Forudsætninger søgt at underkaste en matematisk Behandling.

Paa denne Maade fremkom efterhaanden en Række indbyrdes noget afvigende Teorier til Beregning af armerede Betonkonstruktioner; blandt disse har en enkelt — fremsat 1894 af *Coignet* og *Tedesco* — vist sig særlig anvendelig paa Grund af sin store Simpelhed. Denne vil i Princippet blive fulgt i det følgende; men det skal straks bemærkes, at man ikke ved denne faar bestemt de virkelige Jern- og Beton-

spændinger med nogen rimelig Tilnærmelse; hvad man erholder, er kun en Beregningsmaade, ved hvilken man kan bestemme Jern- og Betondimensionerne for en Bygningsdel under givne Paavirkninger, saaledes at denne kan modstaa Paavirkningerne med fornøden Sikkerhed. En saadan Beregningsmaade vil dog i Almindelighed være fuldt ud tilstrækkelig for Praktikereren.

Den hurtige Udvikling — baade i Teori og Praksis — som den armerede Beton har gennemløbet i de sidste 20 Aar, skyldes i Udlandet særligt Tyskeren *Wayss* og Franskmanden *Hennebique*, i Danmark *T. Grut*, *A. Lütken*, *A. Ostenfeld* og *E. Suenson*.

## Materialerne.

### A. Jernet.

Til Armering af Betonen anvendes herhjemme saa godt som udelukkende Rundjern og Fladjern. Jernet bør være blødt Staal med Trækstyrke 3700 à 4400 kg/cm<sup>2</sup> og Brudforlængelse paa mindst 20 %. Brudforlængelsen maales paa en Længde =  $11,3 \cdot \sqrt{F}$ , hvor F er Stangens Tværnsnitsareal (for Rundjern skal Brudforlængelsen saaledes være 2 Gange Diameteren for en Stang af Længde = 10 Gange Diameteren). Jernet skal efter en Udglødning med paafølgende Neddypning i Vand kunne bøjes 180° om en Dorn, hvis Diameter er lig Prøvestykkets Tykkelse, uden derved at faa Revner paa den strakte Side.

Rundjernet kan leveres direkte fra Valseværket eller faas fra Lager; i første Tilfælde faar man Jernet billigere (ca. 20 %), men man maa være forberedt paa, at Leveringen tager ca. 6 Uger, hvis Værket ikke har de ønskede Dimensioner liggende. Ligeledes kan man ved Bestilling paa Værkerne faa Jernet i bestemte Længder op til 18 m. Lagrene har i Reglen kun Jernet af gængse Dimensioner og i Længder paa 5—10 m med 1 m Spring.

Baandjern fra Lager kan man paaregne at faa i Dimensionerne  $20 \times 1\frac{1}{2}$ ,  $20 \times 2$ ,  $30 \times 1\frac{1}{2}$ ,  $30 \times 2$ ,  $40 \times 2$  og  $40 \times 3$  mm.

Jernet sammenbindes med  $\frac{3}{4}$ —1 mm udglødet Jerntraad. Handelspris for Jern fra Lager er ca. 17 Øre pr. kg.

Arbejdsløn ved Tilpasning, Bøjning og Henlægning af Jernet, saaledes som det indgaar i Betonkonstruktionen, kan sættes til 4—5 Øre pr. kg.

### B. Betonen.

Ved Beton forstaar man et Murværk af uregelmæssigt Stenmateriale, samlet med Mørtel. Mørtelen bestaar af et Mørtelstof og Grus eller Sand. Stenmaterialet i Beton, som skal armeres, er altid Skærver af Natursten eller Singels. Mørtelen dannes af Portland-Cement og Grus. Hver af disse enkelte Bestanddele skal nærmere omtales.

#### 1. Portland-Cement.

Portland-Cement er et hydraulisk Mørtelstof. Det vil sige, at en Mørtel, fremstillet deraf, vil kunne hærde uden Luftens Tilgang. Den fremstilles som en Blanding af ca.  $\frac{3}{4}$  Kalk og  $\frac{1}{4}$  Ler, som brændes indtil Sintring i roterende rørfornede Ovnene ved en Temperatur af ca. 1500°. Baade Kalken og Leret spaltes derved og indgaar nye Forbindelser indbyrdes. Efter Brændingen har Materialet antaget Form af graablaa uregelmæssige Klinker. Disse finmales tilsidst i roterende tromleformede Kuglemøller, og det finmalede Produkt, et graablaa Pulver, er Cementen.

De danske Cementfabriker ligger alle i Omegnen af Aalborg og Mariager, hvor der er let Adgang til Kalk i de højtliggende Skrivekridtlag. Fabrikernes Navne er: »Cimbria«, »Dania«, »Aalborg Portlandcementfabrik«, »Danmark«, »Norden«, »Nørresundby« og »Kongsdal«. De foretager alle Blandingen af Raamaterialerne ved Slemning i Vand. Ovnene og Kuglemøllerne er kombineret saaledes, at det slemmede, vaade Raamateriale føres ind ved Maskinernes ene Ende, og det færdige Cementpulver sigtes ud ved den anden.

Det er af stor Vigtighed, at Brændingen er fuldstændig; i modsat Fald vil der findes fri brændt Kalk i Cementpulveret, og denne vil da ved senere Vandtilsætning læske sig og

sprænge Betonen. Fremdeles er det vigtigt, at Malingen er meget fin, thi Cementens Styrke vokser med Malingens Finhed.

Cementen forhandles i Tønder paa 0,12 m<sup>3</sup>, indeholdende 170 kg, eller i Sække med den halve Mængde.

Prisen pr. Td. Cement leveret paa Byggepladsen kan ved mindre Arbejder sættes til 6,50—7,00 Kr., ved større Arbejder til 5,50—6,00 Kr.

Cementen vinder ved at lagres nogen Tid, idet den derved bliver mere langsomt størknende. Lagerrummene bør være tørre, thi ellers vil Cementen suge Fugtighed og blive »stenløben«. Sækkecement bør saaledes aldrig lagres umiddelbart paa Kældergulve eller opad Ydermure.

Som Rettesnor for Leveringsbetingelser af Cement er der af Teknikere her i Landet opstillet visse Regler: »De danske Cementnormer«. Ifølge disse forstaar man ved langsomt størknende Cement en Cement, hvis Størkningstid er over 2 Timer, og en hurtigere størknende Cement bør aldrig bruges til armerede Betonkonstruktioner. Størkningstiden bør ikke overskride 15 Timer.

Dette er minimale Krav, og man ser derfor ofte forlangt, at Størkningstiden skal ligge indenfor snævrere Grænser f. Eks. 6 og 9 Timer, en Fordring, som den stigende Teknik ved Fabrikationen gør det muligt at opfylde.

Størkningsforholdene undersøges paa Laboratorier ved at undersøge, hvor hurtigt en fin Naal under givne Forhold presses ned i Mørtelmassen (*Vical's* Apparat). Paa Byggepladsen bør man jævnlig lade lidt udrørt Cement størkne paa en Glasplade; naar et let Tryk med Neglen ikke mere efterlader noget Mærke, regner man, at Cementen er størknet.

Man kan som anført risikere, at Cementen indeholder fri brændt Kalk. En Prøve herfor udføres paa Laboratorier ved *le Chatelier's* Apparat (Fig. 1), der bestaar af en lille Metalcylinder opskaaren langs en Frembringer og forsynet med lange Visere. Cylinderen fyldes med Mørtel og stilles i Vand. Visernes Bevægelse er et Maal for Mørtelens Volumenbestandighed. Paa Byggepladsen bør man udstøbe smaa 1 cm tykke

Mørtelplader mellem Glas og lægge disse i Vand, efter at de har henligget et Døgn til Stærkning i en lukket Kasse, omgivet af vaade Klude. Naar Mørtelpladerne har ligget i Vand et Par Døgn, undersøges de, og de vil da, hvis Mørtelen ikke er volumenbestandig, være revnede eller udbulnede.

Undersøgelse for Styrke og Finmaling foretages paa Laboratorier. Normprøverne med langsomt størknende Cement (1 Cement, 3 Sand) skal efter 28 Døgn Forløb vise en Trykstyrke af mindst  $200 \text{ kg/cm}^2$  og en Trækstyrke af mindst  $16 \text{ kg/cm}^2$ .

Prøverne kan foretages paa Statsprøveanstalten i København. Til en fuldstændig Prøve kræves 5 kg Cement, og den

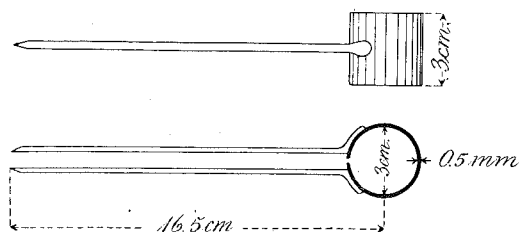


Fig. 1.

udføres for 20 Kr. Man bør ved Betonkonstruktioner altid opbevare tilstrækkelig Cement til en eventuel senere Prøvning, hvis man ikke allerede under Arbejdet har sikret sig mod daarlig Cement ved fornøden Undersøgelse. Mørtelen vil ved Lufthærdning svinde og ved Hærdning under Vand udvide sig; hvis man under Lufthærdningen vander Betonen og dækker den med brugte Cementsække, der stadig holdes fugtige, vil man kunne opnaa, at selv meget udstrakte Flader, som Etageadskillelser, hærdner næsten uden Svindrevner.

## 2. Betongrus.

Gruset bør være skarpt og groft og helst bestaa af Korn med forskellig Størrelse, op til henimod 1 cm Tværmaal. En rigelig Kornmængde med Tværmaal 0,5 cm og derover er

ønskelig. Fuldkommen ensartet fint Sand bør ikke anvendes. Grunden hertil er følgende:

Et vist Maal af Sand, Grus eller endog Singels, vil, naar det har lejret sig, og under Forudsætning af, at Kornstørrelsen er ens, omtrentlig indeholde det samme Hulrum mellem Kornene, nemlig ca.  $\frac{1}{3}$  af Maalets Rumfang.

En tæt Mørtel med et givet Tilsætningsmateriale vil kræve en Cementmængde, der er tilstrækkelig til foruden at omgive Kornene med en Cementhinde tillige at fylde Hulrummene. Hvis nu Gruset har forskellig Kornstørrelse, vil de fine Korn lejre sig mellem de grove, saaledes at Hulrumsprocenten bliver formindsket, og følgelig vil der i saa Fald kræves mindre Cement til at gøre Mørtelen tæt, end hvis Gruset havde været enskornet.

Omfattende Undersøgelser heraf er udført af *E. Suenson*.

Gruset faas dels fra Stranden og dels fra Grusgrave i Bakkehæld; sidstnævnte Sort vil alt andet lige være det bedste, men er ogsaa det dyreste.

Betongruset skal være frit for Muldjord, Plantedele og Dyreskaller. Lidt findelt Ler i Gruset gør i Reglen ingen Skade, men man bør dog være varsom paa dette Punkt, da lerholdig Grus undertiden har givet slet Beton.

1 Læs Grus kan i Byerne regnes at rumme ca. 10 Tdr. à  $4\frac{1}{2} \text{ cub}' = 1,4 \text{ m}^3$ . Pris for Bakkegrus og Strandgrus er i København leveret paa Byggeplads henholdsvis ca. 4,50 Kr. og ca. 3,00 Kr. pr.  $\text{m}^3$ ). Paa Landet er Læsset ofte kun halv saa stort og Priserne varierer efter Stedet.

## 3. Stenmaterialet.

For almindelige Betonarbejder er Skærver af sund Granit det bedste Stenmateriale. Ved armerede Betonkonstruktioner maa imidlertid Skærverne være smaa, ca. 1,5 cm, for at Betonen kan komme ind om Jernene, og ved denne Skærve-

\*) Materialpriserne i dette Afsnit er taget fra *E. Suenson*: Byggematerialier.



størrelse bliver Granitskærver ofte fulde af gennemgaaende Revner, saa at deres Styrke er væsentlig forringet; derfor kan billigere Skærvemateriale eller Singels konkurrere i Styrke med smaa Granitskærver.

Man anvender ofte Blandingsskærver, bestaaende af  $\frac{1}{3}$  Granit,  $\frac{1}{3}$  Flint og  $\frac{1}{3}$  Kalk. Kalkskærverne bør ikke være porøse, da de ellers, beliggende ved Overfladen, kan sprænges af Frosten.

Man anvender ikke Murstensskærver til armerede Konstruktioner, ej heller udelukkende Kalk- eller Flintskærver.

Singels er et billigt og meget anvendt Stenmateriale til armeret Beton, men har den Mangel, at Mørtelen ikke hæfter saa godt til den glatte Overflade som til Skærvernes ru Brudflade. Ved Brudforsøg ser man derfor ofte, at Betonen skiller langs Stenenes Overflade.

Et Læs Skærver har samme Størrelse som et Læs Grus. Prisen for smaa Granit-Skærver i København leveret paa Byggeplads er ca. 8,70 Kr., for Blandingsskærver ca. 6,00 Kr., for Singels ca. 5,70 Kr. pr. m<sup>3</sup>. Priserne paa Landet varierer stærkt.

#### 4. Støbningen.

Udmaaling af Grus og Sten kan ske med Trillebøre, hvis Rumfang da maa undersøges. En Bør rummer ofte 4 cub' = 0,12 m<sup>3</sup>. Skal man i dette Tilfælde have en Blanding af 3 Maal Skærver til 2 Maal Grus til 1 Maal Cement, tager man 2 Børe Grus og 3 Børe Skærver til 2 Sække Cement. Man kan dog bedre danne simple Maalekasser uden Bund, som fyldes paa Blandingsstedet og løftes af, hvorved det maalte Materiale bliver liggende.

Blandingen kan foregaa ved Haanden eller ved Maskinkraft.

Haandblandingen foregaaer paa en tæt Bræddeflade, beskyttet mod Blæst. Paa denne spredes Gruset tørt ud i et 1 m bredt og 10 cm højt Lag, ovenpaa hvilket Cementen fordeles meget jævnt i hele Gruslagets Længde og paa den midterste Halvdel af Gruslagets Bredde. Blandingen foregaaer ved, at to Mand skovler Bunken igennem fra den ene Ende til den anden, saaledes at det nederste kommer øverst; derefter

skovles Bunken igennem i modsat Retning. Man regner, at naar Bunken paa denne Maade er skovlet 3 Gange frem og 3 Gange tilbage, er Blandingen forsvarlig. Hvis Cementen klumper, fordi Gruset har været fugtigt, maa Klumperne knuses med Skovlen og blandes op i Bunken.

Derefter spredes Stenene i et 15 cm tykt Lag ved Siden af Grus- og Cementbunken og overbruses, dels for at fjærne Støv, og dels fordi Cementen bedre hæfter paa de vaade Sten.

Efter dette skovles den tørre Blanding af Grus og Cement over Stenene; hele Massen overbruses, saa at Mørtelen bliver tilstrækkelig plastisk, hvorpaa Bunken paany skovles 3 Gange frem og 3 Gange tilbage, og Blandingen er færdig.

Der er i de senere Aar fremkommet Betonblandemaskiner, som har vundet stor Udbredelse i Byerne; en Betingelse for deres Benyttelse er Adgangen til mekanisk Drivkraft. Det gennemgaaende Princip ved Maskinerne er, at de udmaalte Materialer under Tilsætning af Vand blandes i en roterende Tromle, forsynet med Skovle. Den maskinblandede Beton er betydelig bedre end den haandblandede.

Pris for Haandblanding af 1 m<sup>3</sup> Beton kan i Byerne sættes til 1,50—2,00 Kr.; Maskinblandingen koster omtrent Halvdelen. Tilmed kan Blandemaskinen sættes i Forbindelse med Hejsegrej, saa at der yderligere kan forventes Besparelse ved Materialophæring.

Betonen bør udstøbes umiddelbart efter Blandingen.

Vandet bør være rent, og man bør ikke anvende Havvand.

Om Vandmængdens Indflydelse kan i Almindelighed kun siges, at jo mere overflødig Vand, der benyttes, desto svagere bliver Betonen; Vandet fordamper nemlig fra den størknede Beton og efterlader Hulrum. Men foruden Betonens Styrke er der tillige det Hensyn at tage, at Betonen skal være saa flydende, at den fylder Formen, og dette vil ved armerede Beton-Konstruktioner være det afgørende; thi her er det af yderste Vigtighed, at Betonen lejrer sig tæt om Jernene. Ved armeret Beton kan man da anvende Beton af en Konsistens som lind Grød eller Dynd.

Betonens Blandingsforhold varierer alt efter Anvendelsen.

Der skal her meddeles nogle almindelige Oplysninger, ogsaa om Beton, som ikke anvendes ved armerede Konstruktioner.

Betonblandingen angives hyppigst ved at angive de Maal Grus og Sten, der blandes med ét Maal Cement; man skriver Blandingen 1 C : a Gr : b Sk. Denne Skrivemaade giver ingen umiddelbar Forestilling om, hvor stort et Rumfang Cement der er anvendt til et givet Rumfang færdig Beton. Et bedre Skøn i denne Retning faas, naar man, som *E. Suenson*, angiver Cement- og Grusmængden procentisk i Forhold til Stenmængden og skriver Blandingen efter følgende Formel: 100 Sk : a Gr : b C. Denne Formel har yderligere den Fordel, at man i Tallet b tilfældigvis har et groft Udtryk for den tilladelige Trykspænding af Betonen efter 28 Dages Hærdning.

Almindelig anvendte Betonblandinger er: 1 C : 2 Gr. : 3 Sk (100 Sk : 67 Gr : 33 C), 1 C : 2 $\frac{1}{2}$  Gr : 4 Sk (100 Sk : 63 Gr : 25 C), 1 C : 4 Gr : 7 Sk (100 Sk : 57 Gr : 14 C) og 1 C : 5 Gr : 9 Sk (100 Sk : 56 Gr : 11 C). Man vil bemærke, at Grusmængden ligger noget over Halvdelen af Stenmængden, et Forhold, der bør være gældende ved ethvert Blandingsforhold, da Betonen ellers ikke bliver tæt. Udelades Stenene, kan man støbe Grusbeton i Forholdet 1 C : 3 Gr (100 Gr : 33 C), som i Styrke regnes at svare til 100 Sk. : 57 Gr. : 29 C. Til Fremstillingen af 1 m<sup>3</sup> Beton af de angivne Blandingsforhold medgaar følgende omtrentlige Mængder af de enkelte Materialer:

Blandingsforhold	Sten	Grus	Cement		
	m <sup>3</sup>	m <sup>3</sup>	m <sup>3</sup>	kg	Td.
1 C : 2 Gr : 3 Sk.....	0.83	0.55	0.27	380	ca. 2 $\frac{1}{4}$
1 C : 2 $\frac{1}{2}$ Gr : 4 Sk.....	0.89	0.56	0.22	310	» 1 $\frac{7}{8}$
1 C : 4 Gr : 7 Sk.....	1.00	0.57	0.14	200	» 1 $\frac{1}{4}$
1 C : 5 Gr : 9 Sk.....	1.00	0.56	0.11	160	» 1
1 C : 3 Gr .....		1.00	0.33	470	» 2 $\frac{3}{4}$

Til Konstruktioner af armeret Beton anvendes ofte Blandingsforholdet 1 C : 2 Gr : 3 Sk, men man kan, særlig ved Maskinblanding, anvende magrere Blandinger som 1 C : 2 $\frac{1}{2}$  Gr : 4 Sk. Benyttes Grusbeton, vil Forholdet 1 C : 3 Gr blive hyppigst anvendt.

Saasart Betonen er udstøbt og begyndt at størkne, maa den have fuldkommen Ro; Passage henover den eller Rystelser af Underlaget vil forringe Betonen væsentligt.

Den tilladelige Trykpaavirkning af Betonen sættes i Reglen til  $\frac{1}{5}$  af Knusnings-Spændingen efter 28 Døgn.

Betonens Styrke vokser imidlertid vedblivende udover dette Tidsrum og en fortsat Stigning af denne kan paavises selv efter Aars Forløb. Nedenstaaende Forsøgsresultater er angivet af *Mörsch*.

Knusnings-Spænding af Beton 1 C : 2,5 Gr : 5 Sk

efter 7 Dage .....	202 kg/cm <sup>2</sup>
» 28 » .....	254 »
» 5 Maaneder.....	332 »
» 2 $\frac{2}{3}$ Aar .....	520 »
» 9 Aar .....	570 »

Betonen kan ved omhyggelig Udførelse paaregnes at kunne optage en maksimal Trækspænding = ca.  $\frac{1}{10}$  af største tilladelige Trykspænding; ved mindre god Udførelse kan Trækstyrken helt svigte, hvorfor man i Almindelighed ikke regner med den.

### C. Den armerede Betons Egenskaber.

Den heldige Samvirken mellem Jern og Beton, der er Betingelsen for den armerede Betons Egenskab som Bygnings-emne, skyldes særlig to Forhold, nemlig Materialernes fælles Udvidelsesforhold under Temperatursvingninger samt Betonens rustbeskyttende Evne. Ved 100<sup>0</sup> Opvarmning udvider 1 m Beton sig meget nær 1,0 mm, og 1 m Jern udvider sig 1,2 mm

ved samme Temperaturstigning. Naar Jernet indstøbes i Betonen, følges Materialerne ad og udvider sig lige meget; der vil derved komme Trykspændinger i Jernet og Trækspændinger i Betonen. Spændingerne, der fremkommer paa denne Maade, er smaa og saaledes beskafne, at de nærmest vil modvirke de allerede eksisterende Trækspændinger i Jernet og Trykspændinger i Betonen.

I Ildebrandstilfælde har det vist sig, at armeret Beton har været det mest modstandsdygtige bærende Bygningsemne, hvorimod Konstruktioner af Jern eller Natursten (Trapper) svigter længe forinden.

I Betonkonstruktionerne maa de indstøbte Jern dog være dækkede af et passende Mørtellag, der hindrer Ildens direkte Paavirkning, men det viser sig erfaringsmæssigt, at dette Lags Tykkelse kun behøver at være ringe, ca. 1 cm.

Man har med naturlig Ængstelse imødeset den Mulighed, at det indstøbte Jern efterhaanden vilde ruste op i Betonen, men hidtil har alle Erfaringer talt mod en saadan Antagelse; selv under tilsyneladende ugunstige Forhold, som ved Vandledninger, der har ligget en Snes Aar i Jorden, eller armerede Betonplader, der har ligget 15 Aar i Havet, har man fundet Jernet ganske uskadt.

Man kan dog gaa ud fra, at denne rustbeskyttende Evne er mindre, hvis Betonen er mager og utæt, og dette opfordrer til ikke at gaa for langt ned med Cementmængden ved armerede Betonkonstruktioner.

Det viser sig, at Jern, som er indstøbt i Beton, forbinder sig meget inderligt med denne, saa at der skal en betydelig Kraft til at trække Jernet ud.

Naar Indstøbningslængden er  $l$  cm og Jernets Diameter  $d$  cm, saa vil det indstøbte Jerns Overflade være  $l \times \pi \times d$  cm<sup>2</sup>; tænker man sig endvidere, at Trækkraften  $P$  kg fordeler sig ensformigt over Jernets Overflade, saa vil der i denne virke en Vedhængningsspænding

$$s_{bj} = \frac{P}{\pi \cdot l \cdot d} \text{ kg/cm}^2$$

Man regner at have tilstrækkelig Sikkerhed mod Glidning, naar  $s_{bj}$  ikke overskrider 5 kg/cm<sup>2</sup>.

Jernet maa ikke være fedtet eller have et løst Overtræk af Rust; i sidste Tilfælde maa den løse Rust børstes af med Staalbørster. Derimod vil en let Rustdannelse saavel som tilfældige Ujævnheder og Skævheder forøge Sammenhængen mellem Materialerne.

Ligesom Betonens Trykstyrke vokser med Alderen, saaledes vil ogsaa Vedhængningen tiltage i Aarenes Løb.

Forsøg viser, at Vedhængningen aftager med aftagende Cementmængde, og tyder paa, at man ikke bør anvende Mørtel, der er væsentlig magrere end 1 C : 3 Gr; ligeledes vil for stor Vandtilsætning formindske Vedhængningen.

Elasticitetsforholdene for Jernet og Betonen er meget forskellige.

For Jernet har man det yderst simple Forhold, at der saavel for Tryk som for Træk er Proportionalitet mellem Forlængelsen pr. Længdeenhed og Spændingen, naar denne holder sig inden for de ved Bygningskonstruktioner foreskrevne Maksimalværdier. Elasticitetskoefficienten, Forholdet mellem Spændingen i kg/cm<sup>2</sup> og Forlængelsen pr. Længdeenhed, kan for blødt Staal sættes til 2100000 kg/cm<sup>2</sup>.

Betonens Elasticitetskoefficient varierer derimod foruden med Betonens Sammensætning tillige med dens Alder og de virkende Spændinger.

Variationens Aarsager er saa mangfoldige og vidt forskellige, at man ikke kan formulere dem matematisk og lade dem indgaa i Beregningerne; man har derfor valgt den Fremgangsmaade rent empirisk at fastslaa Betonens Elasticitetskoefficient for Tryk til  $1/n$  af Jernets og sætte  $n = 15$ .

Betonens Elasticitetskoefficient for Træk spiller ingen Rolle, da vi i Beregningerne ganske ser bort fra Betonens Evne til at optage Trækspændinger.

Disse Forhold er Hovedaarsagerne til, at den paa de kommende Sider gennemførte Beregningsmaade for Spændingsfor-

holdene kun er at opfatte som en grov Tilnærmelse; dette gælder saa meget mere, som man helt undlader at tage Hensyn til Spændinger hidrørende fra Betonens Svind.

## Teori.

Formaålet med den teoretiske Behandling er at fremstille et Beregningsgrundlag til Dimensionering af armerede Betonkonstruktioner, der er paavirkede af givne ydre Kræfter. Ved et Tværsnits Dimensioner forstås Højden  $h$  cm af Betonen samt Tværsnitsarealet  $F_j$  cm<sup>2</sup> af det bærende Jernindlæg paa Bredden  $B$  m.  $F_j$ , udtrykt procentisk i Forhold til Betontværsnittet, kaldes Armeringsprocenten  $f$ .

$$f = \frac{F_j}{B \cdot h}$$

Foruden Bærejernene indstøbes som oftest et spinklere Jernnet vinkelret paa disse, de saakaldte Fordelingsjern. (Se Fig. 2).

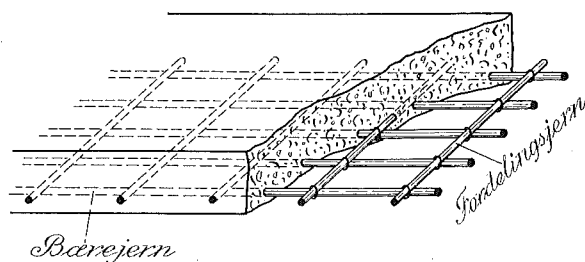


Fig. 2.

Fordelingsjernene har den 3-dobbelte Opgave at sikre Bærejernenes rette Stilling under Støbningen, at fordele mulige Enkeltkræfter over en større Bredder, samt at hindre Svindrevner parallelt med Bærejernene.

Fordelingsjernene underkastes i Reglen ikke nogen Beregning, men fastsættes efter Skøn; de henregnes ikke til Tværsnittets Dimensioner og medtages ikke ved Beregningen af et bærende Tværsnits Armeringsprocent.

Der vil i det følgende blive anvendt en Række Bogstav-Betegnelser, efterhaanden som Beregningerne gennemføres; ved Fastsættelsen af disse er vi gaaet frem efter den Regel, at Kræfter, Momenter, Længder i m, Arealer og benævnte Koefficienter er udtrykt ved store Bogstaver, medens Spændinger, Længder i cm og ubenævnte Tal er udtrykt ved smaa Bogstaver.

### A. Plader med enkelt Armering.

Beregningen skal gennemføres for en Plade med Bredde  $B$  m, der bærer frit over Spændvidden  $L$  m, og som foruden af Egenvægten  $= g$  kg/m<sup>2</sup> tillige er paavirket af en vis tilfældig Nyttelast; denne kan enten være ensformigt fordelt  $= p$  kg/m<sup>2</sup> eller bestaa af flere Enkeltkræfter  $P_1, P_2, \dots$ . De ydre Kræfter ( $=$  Egenvægten  $+$  Nyttelasten samt Understøtningsreaktionerne) vil i hvert enkelt af Pladens Tværnit fremkalde Bøjningsspændinger og Forskydningsspændinger, og under Hensyn til disse dimensioneres Pladen.

#### 1. Bøjningsspændinger.

Vi skal først undersøge Bøjningsspændingerne, da disse for simple, massive Plader i Almindelighed vil være bestemmende for Dimensionerne.

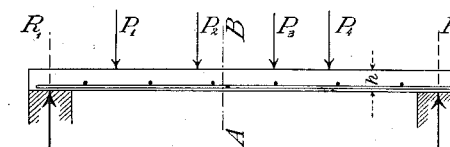


Fig. 3.

I Fig. 3 er Pladen tegnet op med en Række ydre Kræfter; man søger Dimensionerne af et Tværnit A—B. De ydre

Kræfters Moment for det undersøgte Tværsnit kaldes  $M$  kg m og bestemmes efter Statikens almindelige Regler.

Som Følge af de ydre Kræfters Paavirkning bøjer Pladen sig, hvorved der forekommer Tryk- og fornedet Trækspændinger. For at faa disse bestemt er det nødvendigt at gøre en Række Antagelser om Pladens elastiske Egenskaber og at formulere disse Antagelser matematisk.

Vi antager da:

- at plane Tværsnit vedbliver at være plane under Bøjningen,
- at Betonen overhovedet ikke kan optage Trækspændinger, samt
- at Spændingerne — saavel for Jernet som for den trykkede Beton — er proportionale med de stedfundne Formforandringer.

Forholdene er optegnede i Fig. 4.

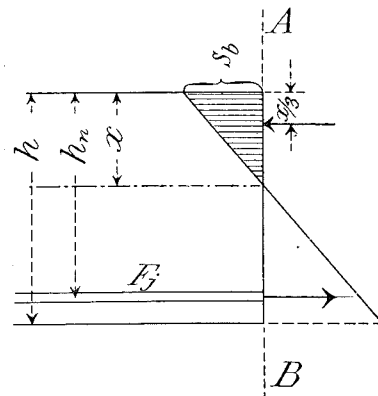


Fig. 4.

forandringer, faa Spændingen  $s_j$  kg/cm<sup>2</sup>.

Paa Tegningen er indført Betegnelserne  $x$  cm og  $h_n$  cm for Afstandene fra Pladens Overside henholdsvis til den neutrale Akse og til Midten af Jernindlægget. Naar endvidere Betonens Elasticitetskoefficient for Tryk kaldes  $E_b$  og Jernets

Elasticitetskoefficient er  $E_j$ , vil Betonen i Pladens Overflade sammentrykkes  $\frac{s_b}{E_b}$ , og Jernet vil forlænges  $\frac{s_j}{E_j}$ .

Naar nu Tværsnittene skal vedblive at være plane under Bøjningen, maa Formforandringerne være proportionale med Afstandene fra den neutrale Akse, og man faar da som første Betingelsesligning

$$\frac{\frac{s_b}{E_b}}{x} = \frac{\frac{s_j}{E_j}}{h_n + x} \quad (1)$$

eller

$$\frac{x}{h_n + x} = \frac{E_j}{E_b} \cdot \frac{s_b}{s_j} \quad (1 a)$$

Forholdet  $\frac{E_j}{E_b}$  mellem Betonens og Jernets Elasticitetskoefficienter vil som ovenfor nævnt blive betegnet ved  $n$ , altsaa

$$\frac{x}{h_n + x} = n \cdot \frac{s_b}{s_j} \quad (1 b)$$

Ligningerne (1) er den matematiske Formulering af de ovenfor gjorte Antagelser af den armerede Betons elastiske Egenskaber; men ydermere vil man kunne opstille de sædvanlige statiske Ligevægtsbetingelser, nemlig:

Summen af Trykspændingerne i Betonen er lig med Summen af Trækspændingerne i Jernet, hvoraf

$$\frac{1}{2} s_b \cdot x \cdot 100 \cdot B = F_j \cdot s_j \quad (2)$$

og endvidere:

De indre Spændingers Moment er lig Momentet af de ydre Kræfter.

Naar Momentet beregnes med Hensyn til en Akse gennem Betonspændingernes Trykcentrum, der ligger i Afstanden  $\frac{x}{3}$  cm fra Pladens Overside, vil Trykspændingernes Moment blive = 0, saaledes at:

$$100 M = F_j \cdot s_j \left( h_n + \frac{x}{3} \right) \quad (3)$$

Mellem Lign. (1), (2) og (3) elimineres  $x$ ;  $h_n$  og  $F_j$  udtrykkes ved de andre Størrelser.

Lign. (1 b) giver

$$x = \frac{n \cdot s_b}{s_j + n \cdot s_b} \cdot h_n \quad (1 c)$$

som indsat i (2) fører til

$$F_j = \frac{50 \cdot n \cdot s_b^2}{(s_j + n \cdot s_b) s_j} \cdot h_n \cdot B \quad (4)$$

Naar disse Udtryk endvidere indsættes i (3), faar man

$$h_n^2 = \frac{6 (s_j + n \cdot s_b)^2}{n \cdot s_b^2 (3 s_j + 2 \cdot n \cdot s_b)} \cdot \frac{M}{B}$$

$\frac{M}{B}$  er de ydre Kræfters Moment for en Bredde af Pladen = 1 m og vil blive betegnet ved  $M_{100}$ ; fremdeles vil man indføre Forkortelsen

$$K_1 = \frac{s_j + n \cdot s_b}{s_b} \sqrt{\frac{6}{n (3 \cdot s_j + 2 \cdot n \cdot s_b)}}$$

saaledes at man har

$$h_n = K_1 \cdot \sqrt{M_{100}} \quad (5)$$

Ved (4) faar man

$$\frac{F_j}{B} = 50 \cdot n \cdot \frac{s_b}{s_j} \sqrt{\frac{6}{n (3 \cdot s_j + 2 \cdot n \cdot s_b)}} \sqrt{M_{100}}$$

$\frac{F_j}{B}$  betegner det samlede Jernareal for en Pladebredde = 1 m og kaldes  $F_{100}$ ; endvidere indføres

$$K_2 = 50 \cdot n \cdot \frac{s_b}{s_j} \sqrt{\frac{6}{n (3 \cdot s_j + 2 \cdot n \cdot s_b)}}$$

og man faar da

$$F_{100} = K_2 \cdot \sqrt{M_{100}} \quad (6)$$

Man vil bemærke, at i Udtrykkene for  $K_1$  og  $K_2$  indgaar kun Jernspændingen  $s_j$  kg/cm<sup>2</sup>, den maksimale Betonspænding  $s_b$  kg/cm<sup>2</sup> samt Forholdet  $n$  mellem Jernets og Betonens

Elasticitetskoefficienter;  $n$  kan med tilstrækkelig Nøjagtighed sættes = 15, og man kan da beregne  $K_1$  og  $K_2$  for sammenhørende Værdier af  $s_b$  og  $s_j$ .

Ligningerne (5) og (6) er da de søgte Dimensioneringsformler. I Tabel I (Side 90) er Værdierne af  $h_n$  og  $F_{100}$  beregnet for Jernspændingen 1000 kg/cm<sup>2</sup> og for kontinuerlige Værdier af  $s_b$  med Spring paa 5 kg/cm<sup>2</sup>.

Tillige er i Tabellen opført de sammenhørende Værdier af  $x$  og af Afstanden  $h_n \div \frac{x}{3}$  mellem Pladens Tryk- og Træk-Centrer. I Almindelighed vil man regne med største tilladelige Trykspænding i Betonen = 40 kg/cm<sup>2</sup>, saaledes at man har

$$h_n = 0,390 \cdot \sqrt{M_{100}} \text{ cm}$$

$$F_{100} = 0,292 \cdot \sqrt{M_{100}} \text{ cm}^2$$

Regner man med lavere Betonspænding, bliver  $h_n$  forøget, men til Gengæld bliver den anvendte Jernmængde formindsket. Som Tilnærmelse vil man altid kunne formindske Jernarealet  $F_j$  i samme Forhold, som man forøger  $h_n$ . Det viser sig erfaringsmæssigt, at hvad man paa denne Maade sparer i Jern ikke vil dække de forøgede Udgifter til Beton, saaledes at det er mest økonomisk at udnytte begge Materialer fuldt ud og altsaa regne med  $s_b = 40$  kg/cm<sup>2</sup>.

Ligning (5) bestemmer Afstanden  $h_n$  fra Pladens Overside til Midten af Jernstængerne; den fulde Pladetykkelse  $h$  cm bliver da, naar Jerndiametere kaldes  $d$  cm, og Jernets Underside dækkes med et 1 cm tykt Betonlag,

$$h = h_n + \frac{1}{2} \cdot d + 1 \text{ cm} \quad (7)$$

Eksempel 1.

En Korridor med 2,40 m Bredde skal overdækkes med en armeret Betonplade; Pladen skal belægges med Linoleum og bære en Nyttelast 250 kg/m<sup>2</sup>;  $s_b = 40$  kg/cm<sup>2</sup>.

Pladen skønnes at faa Højden 9 cm. Belastningen bliver da, idet Vægten af 1 m<sup>3</sup> armeret Beton = 2400 kg:

Egenvægt	$= 0,09 \times 2400 = 216 \text{ kg/m}^2$
Linoleum	..... 5 »
Nyttelast	..... 250 »
	471 kg/m <sup>2</sup>

Pladen gaar  $\frac{1}{2}$  Sten = 11 cm ind i Muren ved hvert Vederlag. Spændvidden L m regnes lig med Afstanden mellem Midterne af Understøtningsfladerne og bliver da  $2,40 + 0,11 = 2,51$  m.

For 1 m Pladebredde bliver Totalvægten  $P = 471 \cdot 2,51 = 1182$  kg. Det maksimale Moment optræder i Midten med Værdien  $\frac{1}{8} \cdot 1182 \cdot 2,51 = 371$  kg m (se Tabel V).

$$h_n = 0,390 \cdot \sqrt{371} = 7,52 \text{ cm}$$

$$F_{100} = 0,292 \cdot \sqrt{371} = 5,63 \text{ cm}^2$$

Pladen armeres med 9 Stk. 9 mm Rundjern pr. m (skrives  $9 \phi 9$  pr. m) =  $5,72 \text{ cm}^2$ .

$$h = 7,52 + \frac{1}{2} \cdot 0,9 + 1 = 8,97 \approx 9 \text{ cm}$$

Fordelingsjernet vælges til 4 Stk. 7 mm Rundjern pr. løb. m (skrives  $4 \phi 7$  pr. m).

Pladetykkelsen h af bærende Plader tages nødvendig mindre end 7 cm; ved smaa Momenter maa man derfor regne med lavere Betonspænding for at faa et større  $h_n$ .

Naar Pladen paavirkes af Enkeltkræfter, regnes disse at fordele sig over en vis Bredde B m af Pladen. Momenterne bestemmes for denne Bredde, hvorefter de henføres til Bredden 1 m ved Division med B, og Beregningsmaaden er da som ovenfor beskrevet.

#### Eksempel 2.

Ved Ombygningen af en dobbelt Stenkiste fjærnedes den midterste Vangemur, og Overliggerne erstattedes af en armeret Betonplade; Spændvidden  $L = 1,80$  m. Vejbefæstelsen over Pladen blev udført af 20 cm høj Brolægning.

Konstruktionens Egenvægt er, naar Pladen skønnes at blive 12 cm tyk:

Brolægning	$0,20 \cdot 1800 = 360 \text{ kg/m}^2$
Plade	$0,12 \cdot 2400 = 288 \text{ »}$
	648 kg/m <sup>2</sup>

Største Moment fra Egenvægt fremkommer i Pladens Midte og er pr. m Pladebredde

$$M'_{100} = \frac{648 \cdot 1,8^2}{8} = 263 \text{ kg m}$$

Ugunstigste Belastning fra Vejtrafikken indtræffer, naar Stenkisten passerer af en tungt belastet Vogn; maksimalt Hjultryk regnes at være 1000 kg, og Vognens Sporvidde antages mindst at være 1,20 m.

Hjultrykket paavirker Stenbroen paa en Bredde = Hjulets Fælgbredde, der sættes til 10 cm. Herfra antages Trykket at fordele sig nedefter til Pladens Overside under en Vinkel paa  $45^\circ$  (Fig. 5), saaledes at Pladen paavirkes paa Bredden  $10 + 2 \times 20$  cm eller 25 cm paa hver Side af Hjulmidten.

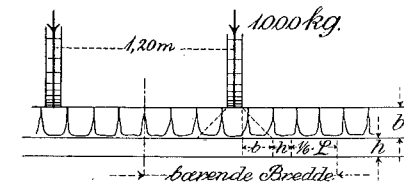


Fig. 5.

Den bærende Pladebredde kan dog erfaringsmæssigt regnes større; den kan til hver Side forøges med Pladetykkelsen h samt  $\frac{1}{6}$  af Spændvidde, altsaa i nærværende Tilfælde med 42 cm. Man skulde saaledes kunne regne med en bærende Pladebredde paa hver Side af Hjulmidten paa  $25 + 42$  cm = 67 cm. Hertil maa dog bemærkes, at man mellem Hjulene selvfølgelig højst kan regne med den halve Sporvidde som bærende for hvert Hjul. I dette Tilfælde vil man da have den samlede bærende Pladebredde

$$B = \frac{1,20}{2} + 0,67 = 1,27 \text{ m}$$

Hjultrykket = 1000 kg forøges med 20 % af Hensyn til Stødvirkningen ved Kørsel over Brolægningen; Maksimalmomentet, der optræder i Midten af Pladen, bliver

$$M'' = \frac{1200 \cdot 1,8}{4} = 540 \text{ kg m}$$

eller beregnet for Pladebredden 1 m

$$M''_{100} = \frac{540}{1,27} = 425 \text{ kg m.}$$

Pladens samlede Midtermoment er

$$M'_{100} + M''_{100} = 688 \text{ kg m}$$

$$s_b = 40 \text{ kg/cm}^2; h_n = 0,390 \cdot \sqrt{688} = 10,21 \text{ cm}$$

$$F_{100} = 0,292 \cdot \sqrt{688} = 7,68 \text{ cm}^2 \approx 10 \phi 10 \text{ pr. m} = 7,85 \text{ cm}^2$$

$$h = 10,21 + 0,5 + 1 = 11,71 \approx 12 \text{ cm}$$

Under saadanne Forhold, hvor man fordeler en koncentreret Belastning paa denne Maade, skal Fordelingsjernene mindst udgøre 20 % af Bærejernene.

I dette Tilfælde bliver Fordelingsjernenes mindste Tværsnitsareal pr. m af Pladens Længde  $0,20 \cdot 7,68 = 1,54 \text{ cm}^2$ , hvilket svarer til  $4 \phi 7$  pr. m; det vil dog være rigtigst ikke at gaa til Grænsen, men f. Eks. benytte  $6 \phi 7$  pr. m Fordelingsjern.

## 2. Vedhængningsspændingen mellem Beton og Jern.

Vi har ovenfor undersøgt de Trækspændinger, der fremkommer i Jernet under Bøjningen, og er ved denne Undersøgelse gaaet ud fra, at Jernet var fast indstøbt i Betonen.

Hvis Vedhængningen mellem Betonen og Jernet svigter, vil Jernet glide i Betonen og derved miste sine Trækspændinger, hvorefter Pladen har tabt sin Bæreevne. Man maa følgelig sikre sig mod en saadan Glidning af Jernet; dette sker paa sædvanlig Vis ved at beregne Middelværdien af Vedhængningsspændingen  $s_{bj}$  mellem Jernet og Betonen og sørge for at denne Spænding ikke overskrider en vis Maksimums-

værdi, som erfaringsmæssigt kan sættes til  $\frac{1}{8} \cdot s_b \text{ kg/cm}^2$ . Jo mindre Diameteren  $d$  cm af det anvendte Rundjern er, desto større bliver Vedhængningsfladen mellem Betonen og Jernet i Forhold til Jernets Tværsnitsareal, d. v. s. i Forhold til Trækraften, og desto mindre bliver derfor Vedhængningsspændingen  $s_{bj} \text{ kg/cm}^2$ . Opgaven er derfor løst ved i hver enkelt Tilfælde at fastslaa en maksimal Værdi af Jern-diameteren  $d$  cm, som ikke bør overskrides.

Denne bestemmes af følgende Ligning

$$s_j \cdot \frac{\pi \cdot d^2}{4} \leq s_{bj} \cdot \pi \cdot d \cdot l,$$

hvor venstre Side angiver Jernets Trækraft, og højre Side angiver Vedhængningen, og hvor  $l$  er Afstanden i cm fra det Tværnit, hvor største Jernspænding optræder, til nærmeste Endepunkt. For  $s_j = 1000 \text{ kg/cm}^2$  og  $s_{bj} = 5 \text{ kg/cm}^2$  har man

$$d \leq 0,02 \cdot l \quad (8)$$

Er Pladsen ensformigt belastet, bliver (8) til

$$d \leq L \quad (8a)$$

hvor  $L$  er Pladens Spændvidde i m.

For Plader viser Vedhængningsspændingen sig i Almindelighed at være betydningsløs, dog vil man altid som Sikkerhed ombøje Jernenes frie Ender, naar Diameteren er større end 10 mm.

## 3. Forskydningsspændinger.

Vi vil paany betragte Fig. 3. Naar man lægger Snit A—B i Pladen, maa det afskaarne Stykke tilvenstre vedblive at være i Ligevægt, saafremt det i Snitfladen forsynes med Kræfter, der i Størrelse og Retning er lig med Summen af de Spændinger, der virkede i Fladen, inden Snittet blev lagt; af disse Spændinger har vi hidtil betragtet Bøjningsspændingerne, men det er umiddelbart indlysende, at der tillige i Snitfladen maa virke Forskydningsspændinger, der tilsammen frembringer en Kraft  $V$  kg, som i Størrelse er lig med Sum-



men af alle de ydre Kræfter — Reaktionen indbefattet — tilvenstre for Snittet, men som har modsat Retning.

Kraften  $V$  kaldes Snittets Transversalkraft. Denne er ikke fordelt ensformigt over Snittet, men det kan vises, at den maksimale Forskydningsspænding, som  $V$  fremkalder i Snitfladen, kan udtrykkes ved

$$s'_b = \frac{V}{100 \cdot B \left( h_n - \frac{x}{3} \right)} \text{ kg/cm}^2 \quad (9)$$

Disse lodrette Forskydningsspændinger behøver man imidlertid ikke at tage Hensyn til, thi selv om Betonen skulde blive overanstrengt, vil Pladens Bærejern danne en naturlig og tilstrækkelig Armering mod Forskydningen.

Derimod vil der tillige optræde vandrette Forskydningsspændinger i Pladen, og disse kan under visse Forhold kræve en særlig Armering.

Tilstedeværelsen af vandrette Forskydningsspændinger vil ses af følgende Eksempel:

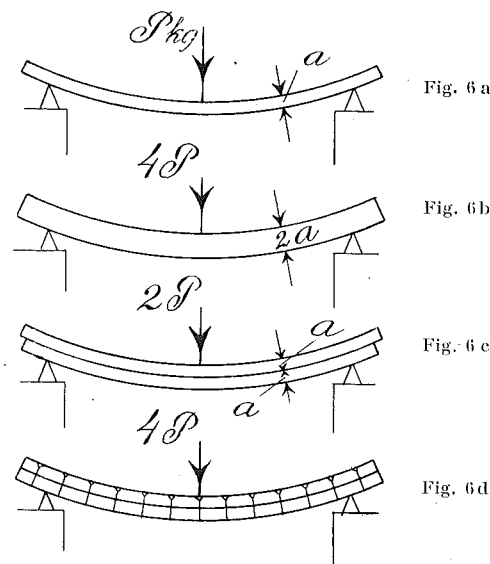
En Planke paa  $a$  cm Tykkelse (se Fig. 6 a) kan bære en Belastning  $P$  kg, og en Planke med samme Længde og Bredde, men med den dobbelte Tykkelse, kan bære Belastningen  $4 P$  kg (se Fig. 6b), idet Bæreevnen vokser med 2den Potens af Højden. Hvis man nu spaltes den tykkeste Planke paa langs i to Planker, hver med Tykkelsen  $a$  cm, og antager man, at Spaltefladen er fuldkommen glat, saa vil Plankens Bæreevne derved være formindsket til  $2 P$  kg, idet hver Planke for sig bærer  $P$  kg.

Under Bøjningen har de to Planker forskudt sig i Forhold til hinanden som vist i Fig. 6c; denne lagvise Forskydning fandt ikke Sted i Fig. 6b, da Planken var ubeskadiget, men i Stedet for optræder i denne mellem de enkelte vandrette Lag forskydende Kræfter, der tilstræber at frembringe en indbyrdes Glidning af disse. Saa længe Planken har Sammenhængskraft nok til at modstaa de vandrette Forskydningsspændinger, vil Planken have sin store Bæreevne; men i samme

Øjeblik Forskydningsspændingerne bliver saa store, at Sammenhængskraften svigter og Planken spalter, vil Bæreevnen synke og Planken briste.

Bæreevnen af den spaltede Planke i Fig. 6c kan paany forøges, hvis man kan samle de to Halvdele, saa at disse atter arbejder sammen uden indbyrdes Forskydning.

Dette er i Fig. 6d tænkt opnaaet ved at sømme de to Plankehalvdele sammen.



Ganske lignende vandrette Forskydningsspændinger vil optræde i armerede Betonplanker, og ganske lignende Foranstaltninger vil være at træffe, hvis det kan befrygtes, at Forskydningsspændingerne vil naa en saadan Størrelse, at der regningsmæssigt kan være Fare for en lagvis Forskydning af Betonen.

Det kan vises, at Størrelsen af den vandrette Forskydningsspænding i hvert enkelt Punkt er lig med Størrelsen af den i samme Punkt virkende lodrette Forskydningsspænding,

saaledes at Ligning (9) tillige vil angive Maksimumsværdien af den vandrette Forskydningsspænding i et givet Snit.

Betonen regnes at kunne taale en Forskydningsspænding  $= \frac{1}{8} s_b$  kg/cm<sup>2</sup>; overskrides denne Spænding, maa Betonlagene »sømmes« sammen ved indstøbte lodrette Jern. Arealet af disse bestemmes saaledes, at de bliver i Stand til at optage hele den forskydende Kraft. Tilladelig Forskydningsspænding i Jernet sættes  $= 800$  kg/cm<sup>2</sup>.

I Betonplader er det kun undtagelsesvis, at en saadan lodret Armering er nødvendig.

I den under Eks. 1 omtalte Plade vil største Forskydningsspænding optræde ved Vederlaget, hvor Transversalkraften

$$V \text{ er lig Reaktionen } = 471 \cdot B \cdot \frac{2,51}{2} = 591 B \text{ kg.}$$

$(h_n \div \frac{x}{3})$  findes af Tabel (I) at være  $0,875 \cdot h_n = 0,875 \cdot 7,52 = 6,58$  cm.

Maksimal Forskydningsspænding findes af (9) at være

$$s'_b = \frac{591 \cdot B}{100 \cdot B \cdot 6,58} = 0,9 \text{ kg/cm}^2$$

altsaa betydningsløs.

I den under Eks. 2 omtalte Plade vil største Forskydningsspænding optræde ved Vederlaget, naar Hjultrykket virker umiddelbart ved dette. Naar vi regner, at Hjultrykket blot fordeler sig under  $45^\circ$  ind til Plademidten, vil Trykket fordeles paa Bredden  $10 + 2 \times 20 + 12$  cm  $= 62$  cm, og Forskydningsspændingen herfra vil da være ifølge (9)

$$s'_b = \frac{1,2 \cdot 1000}{62 \cdot 0,875 \cdot 10,21} = 2,17 \text{ kg/cm}^2$$

Forskydningsspændingen ved Vederlaget hidrørende fra Egenvægten bliver

$$s'_b = \frac{\frac{1}{2} \cdot 1,80 \cdot 648}{100 \cdot 0,875 \cdot 10,21} = 0,65 \text{ kg/cm}^2$$

Den samlede maksimale Forskydningsspænding bliver da  $2,17 + 0,65 = 2,82$  kg/cm<sup>2</sup>, altsaa under det tilladelige.

Derimod vil armerede Betonbjælker (d. v. s. smalle Plader) med ringe Spændvidde, der er paavirkede af en stor Enkeltkraft, ofte kræve lodret Armering.

Et saadant Tilfælde indtræder ofte i Husbygningen, naar en Loftsbjælke faar sit Vederlag liggende over en Dør- eller Vinduesaabning, og det murede Stik ikke kan optage Reaktionen.

Et saadant Eksempel skal gennemregnes.

Eksempel 3.

En Døraabning i en  $1\frac{1}{2}$  Stens Mur har Bredden  $0,90$  m, og en Bjælke har sit Vederlag liggende over Døren, saaledes

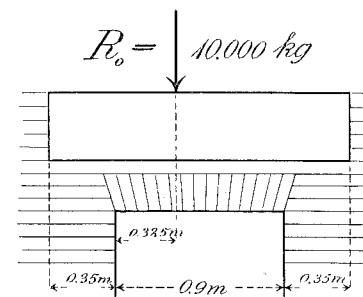


Fig. 7 a.

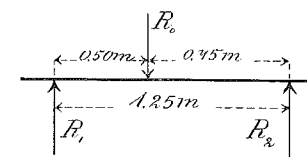


Fig. 7 b.



Fig. 7 c.

som vist i Fig. 7 a,  $32,5$  cm fra Kanten af Døraabningen. Bjælkens Reaktion  $R_0 = 10000$  kg.

Over Døraabningen støbes en armeret Betonbjælke, hvis Bredde  $B = \text{Murtykkelsen} = 0,35 \text{ m}$  og hvis Længde  $= 1,60 \text{ m}$ , idet man lader Bjælken faa  $0,35 \text{ m}$  Vederlag paa hver Side af Døraabningen, for ikke at Bjælkens Tryk paa Murværket skal blive for stort pr.  $\text{cm}^2$ . Bjælkens Spændvidde  $L \text{ m}$  regnes mellem Midterne af Vederlagsfladerne og er da  $1,25 \text{ m}$ . Bjælkehøjden forlanges at skulle være saa lille som mulig. Man kan se bort fra Bjælkens Egenvægt som forsvindende og kun regne med Enkeltkraften  $R_0$ .

I Fig. 7 b er Bjælken optegnet skematisk. Bjælkens Reaktionen bliver henholdsvis  $R_1 = \frac{3}{5} R_0$  og  $R_2 = \frac{2}{5} R_0$ , og Maximalmomentet bliver

$$M = R_1 \cdot 0,50 = \frac{3}{5} \cdot 10000 \cdot 0,50 = 3000 \text{ kg m.}$$

Momentet for Bjælkebredden  $1 \text{ m}$  bliver

$$M_{100} = \frac{M}{0,35} = 8571 \text{ kg m}$$

$$s_b = 40 \text{ kg/cm}^2; h_n = 0,390 \cdot \sqrt{8571} = 36,1 \text{ cm}$$

$$F_{100} = 0,292 \cdot \sqrt{8571} = 27,0 \text{ cm}^2$$

For Bjælkebredden  $0,35 \text{ m}$  bliver Jernindlægget  $0,35 \cdot 27,0 = 9,44 \text{ cm}^2$ .

Største tilladelige Jerndiameter er efter (8)

$$d = 0,02 \cdot l = 0,02 \cdot 50 = 1,0 \text{ cm}$$

Man armerer da Bjælken med  $12 \phi 10 \text{ mm} = 9,44 \text{ cm}^2$

$$h = 36,1 + 0,5 + 1 \approx 38 \text{ cm}$$

Paa Strækningen mellem Reaktionen  $R_1$  og Kraften  $R_0$  bliver Forskydningsspændingen efter (9) konstant og lig med

$$s'_b = \frac{6000}{100 \cdot 0,35 \cdot 0,875 \cdot 36,1} = 5,43 \text{ kg/cm}^2$$

Forskydningsspændingen har her overskredet sin største tilladelige Værdi, og man maa derfor indlægge en lodret Ar-

mering, der kan optage hele Forskydningen. Den samlede forskydende Kraft mellem  $R_1$  og  $R_0$  bliver Produktet af Spændingen og det vandrette Areal, hvor Spændingen virker, altsaa  $5,43 \cdot 35 \cdot 50 = 9500 \text{ kg}$ .

Det nødvendige Jernindlæg bliver  $\frac{9500}{800} = 11,88 \text{ cm}^2$  i Tværsnit.

Dette lodrette Jernindlæg fremstilles bedst af Baandjern, der afskæres i Længder paa ca.  $2 \text{ h} - 3 \text{ cm}$ , bukkes sammen paa Midten og lægges som Bøjler over Bærejernene. (Se Fig. 8). Saadanne Baandjernsbøjler er lette at bøje, og deres lodrette Stilling er let at sikre under Støbningen.

I nærværende Tilfælde tages 12 Stk. Bøjler af  $30 \text{ mm}$  bredt og  $2 \text{ mm}$  tykt Baandjern. Da hver Bøjle frembyder 2 Tværsnit til Forskydning, bliver det indlagte Bøjleareal  $12 \cdot 2 \cdot 3,0 \cdot 0,2 = 14,4 \text{ cm}^2$ .

De 12 Bøjler fordeles i 2 Grupper, som vist paa Fig. 7 c, saaledes at man lader hver af de 12 Stk.  $10 \text{ mm}$  Bærejern blive omsluttet af sin Bøjle.

Paa Strækningen mellem  $R_0$  og  $R_1$  er Transversalkraften  $4000 \text{ kg}$ , og Forskydningsspændingen bliver da  $3,62 \text{ kg/cm}^2$ , hvorfor intet Bøjleindlæg er nødvendigt.

I en Bjælke som nærværende med store Forskydningsspændinger vil man altid bøje nogle af Bjælkens Bærejern op i Nærheden af Vederlagene. Berettigelsen hertil ligger i, at Bjælkens bøjende Moment aftager mod Vederlagene, og at det nødvendige Jernareal til Træk formindskes i samme Forhold som Momentet, naar Højden  $h_n$  holdes konstant. Fordelen ved de opadbøjede Jern er dels, at disse forankres godt i Betonen, og dels, at disse yderligere modvirker Forskydningen. Man kan under Hensyn hertil reducere Bøjlearealet i de nærmeste Grupper med  $\frac{4}{5} F$ , hvor  $F$  er Arealet af de opadbøjede Jern.

Midt imellem  $R_0$  og  $R_1$  og midt imellem  $R_0$  og  $R_2$  vil Bjælkens bøjende Moment kun være Halvdelen af sin maxi-

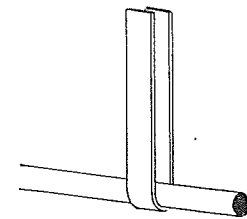


Fig. 8.

male Værdi, og i disse Punkter kan man da bøje hvert andet af de 12 Bærejern op i Bjælkens Overside; for Sikkerheds Skyld vil man dog først foretage Opadbøjningen noget nærmere Vederlagene. Jernindlæg og Bøjler er optegnet i Fig. 7 c.

Vederlagstrykket ved  $R_1$  bliver  $\frac{6000}{35 \cdot 35} = 4,9 \text{ kg/cm}^2$ .

Ved de ovenfor foretagne Undersøgelser af Bøjningsspændinger, Vedhængningsspændinger og Forskydningsspændinger vil man have et tilstrækkeligt Beregningsgrundlag til Dimensionering af Betonplader med enkelt Armering.

Yderligere skal anføres enkelte Oplysninger, der kan have praktisk Betydning.

Jerndiametren bør ikke tages mindre end 7 mm, da spinklere Jern vanskeligt vil kunne anbringes retliniet og regelmæssigt.

Antallet af Bærejern pr. m varierer i Reglen mellem 5 og 12 Stk.

Ved Anvendelse af Plader som Etageadskillelser i Husbygningen udspares i Murene under disses Opførelse en Rille paa  $\frac{1}{2}$  Stens Dybde, hvori Pladen indstøbes (se Fig. 9). Derved

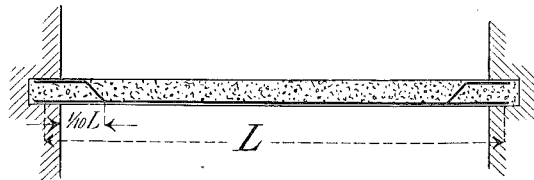


Fig. 9.

vil fremkomme et ringe Indspændingsmoment ved Muren; dette tager man intet Hensyn til ved Beregningen af Pladen, men regner denne simpelt understøttet med et Fritliggende = Afstanden  $L$  m mellem Midterne af Understøtningsfladerne. Indspændingsmomentet vil fremkalde Trækspændinger i Pladens Overside, og for at undgaa en mulig Ridsdannelse i Betonen herfra, vil man altid ved Vederlagene bøje hvert andet eller

trede Jern op i Pladens Overside. Opadbøjningen kan ske i Afstanden  $\frac{1}{10} L$  fra Muren.

I de Tilfælde (se Eks. 3), hvor Jerndiametren nærmer sig sin største tilladelige Værdi, vil man bøje Jernets Ender  $180^\circ$  som Kroge til Forankring (Fig. 7 c); men i Almindelighed vil man blot indstøbe det lige Jern. Hvor Plader støbes i Forbindelse med armerede Betonbjælker (Fig. 10) eller løber kon-

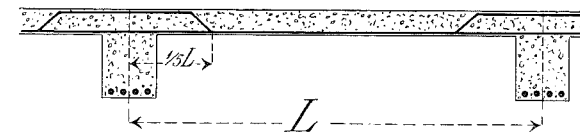


Fig. 10.

tinuerligt henover understøttende Mure, vil der ligeledes fremkomme bøjende Momenter over Vederlagene. Disse vil, som bekendt fra Statikken, aflaste Pladens Midtermoment, og man vil derfor under saadanne Forhold kunne forsvare at beregne Momentet i Plademidten ved ensformig fordelt Belastning  $q$   $\text{kg/m}^2$  efter Udtrykket

$$M_{100} = \frac{1}{10} q L^2 \quad (10 a)$$

Dette kræver dog, at Pladen er i Stand til at kunne modstaa Vederlagsmomentet. Naar Midtermomentet bestemmes efter (10 a), sættes Vederlagsmomentet = Halvdelen, altsaa

$$M_{100} = \div \frac{1}{20} \cdot q \cdot L^2 \quad (10 b)$$

Momentet regnes negativt, fordi det giver Trækspændinger foroven; det nødvendige Jernareal til at optage disse faas ved at bøje hvert 2det Jern op i Pladens Overside. Opadbøjningen bør foregaa i en Afstand fra Vederlagene =  $\frac{1}{5} \cdot L$ .

Naar Jernene samles af flere Længder (Jernene »stødes«), maa man undgaa at lægge Samlingen (»Stødet«), hvor Jernspændingen er størst.

Jernene stødes ved blot at lade Jernene overdække hin-

anden med en Længde  $l$  cm, der sættes lig 60 Gange Jern-diametren  $d$

$$l = 60 \cdot d \text{ cm} \quad (11)$$

Jernet maa heller aldrig høre op i mindre Afstand end  $l$  cm fra det Punkt, hvor det har størst Paavirkning.

Naar det gælder om at formindske Pladetykkelsen saa meget som muligt, kan man tillige armere Pladen foroven med et gennemgaaende Jernet for derved at aflaste Betonen; denne Fremgangsmaade skal blot nævnes her, uden at vi iøvrigt anfører Beregningen desangaaende.

### B. Plader med Krydsarmering.

Naar en Plade er understøttet langs alle 4 Sider, og Forholdet mellem Pladens Længde  $L$  m og Bredde  $B$  m ikke er større end 1,5 à 2, vil man armere Pladens Underside i begge Retninger.

De to Jernet vil gensidig understøtte hinanden, og de dimensioneres, som om de virkede enkeltvis, men med en mindre Belastning.

Betingelsen for, at denne Dimensioneringsmaade er berettiget, vil være, at Betonen samtidig skal kunne modtage største tilladelige Trykspænding i to Retninger uden at overanstreges; Erfaringen viser, at dette er Tilfældet.

Lad Pladen være paavirket af en total Belastning  $= P$ ; Momentet for Spændvidden  $B$  kan da sættes

$$M^B_{100} = \frac{L^3 \cdot B \cdot P}{12 (L^4 + B^4)} \quad (12 a)$$

og for Spændvidden  $L$

$$M^L_{100} = \frac{B^3 \cdot L \cdot P}{12 (L^4 + B^4)} \quad (12 b)$$

Man vil bemærke, at Jernnettet over den mindste Spændvidde dimensioneres for det største Moment, og dette Net lægges altid nederst.

$h_n$  regnes fra Pladens Overkant til Skilleplanet mellem Nette;  $h_n$  bestemmes af (5) og for Momentet  $M^B_{100}$ .

Hvis Pladen er kvadratisk, sættes Momentet i begge Retninger

$$M_{100} = \frac{1}{24} P \text{ kg m} \quad (12 c)$$

hvor  $P$  er den samlede Belastning i kg.

Hvis  $P$  virker som en Enkeltkraft i Midten, bør Pladen beregnes for Momentet

$$M_{100} = \text{ca. } \frac{1}{5} P \text{ kg m} \quad (13)$$

Er Pladen indspændt, f. Eks. mellem krydsende Bjælker i et Kassetloft, kan ovenstaaende Momenter multipliceres med  $\frac{3}{4}$ , men de  $\frac{2}{3}$  af Pladens Jern maa da bøjes op ved Vederlagene.

#### Eksempel 4.

En Beholder har Bredden 3 m og Længden 4 m; den overdækkes med en krydsarmeret Betonplade, der skal bære 0,3 m Jordfyld og 250 kg/m<sup>2</sup> tilfældig Belastning.

Pladen skønnes at blive 12 cm tyk.

Egenvægt	0,12 · 2400 =	288 kg/m <sup>2</sup>
Jordfyld	0,30 · 2000 =	600 —
Tilfældig Belastning	=	250 —
		1138 kg/m <sup>2</sup>

Den totale Belastning  $P = 12 \cdot 1138 = 13650$  kg og ifølge (12)

$$\text{har man nu } M^B_{100} = \frac{4^3 \cdot 3 \cdot 13650}{12 (4^4 + 3^4)} = 648 \text{ kg m}$$

$$s_b = 40 \text{ kg/cm}^2; h_n = 0,390 \sqrt{648} = 9,92 \text{ cm}$$

$$F^B_{100} = 0,292 \sqrt{648} = 7,43 \text{ cm}^2 \approx 10 \phi 10 \text{ mm pr. m.}$$

Pladehøjden  $h = 10,0 + 1,0 + 1,0 = 12,0$  cm.

$$M^L_{100} = \frac{3^3 \cdot 4 \cdot 13650}{12 (4^4 + 3^4)} = 364 \text{ kg m.}$$

For dette Møment skal Pladen dimensioneres over den store Spændvidde  $L$  m;  $h_n$  er allerede givet = Pladehøjden  $h$  ÷ det nederste Jerns Diameter ÷ 1 cm Beton = 10.0 cm.

Vi beregner da Pladen for en saadan Værdi af  $s_b$ , at  $h_n$  saa nær som mulig kommer op imod 10.0 cm. I dette Tilfælde regner man med

$$s_b = 30 \text{ kg/cm}^2, \text{ hvoraf } h_n = 0,490 \sqrt{364} = 9,35 \text{ cm}$$

$$F_{100}^L = 0,228 \cdot \sqrt{364} = 4,35 \text{ cm}^2 \approx 6 \phi 10 \text{ mm pr. m.}$$

### C. T-formede Bjælker.

Som omtalt ovenfor regner man, at Betonen under den neutrale Axe ikke optager Trækspændinger, men kun Forskydningsspændinger, og disse opnaar under almindelige Forhold kun smaa Værdier i Plader.

Jo større Pladens Spændvidde  $L$  m og dermed Pladens Højde  $h$  cm bliver, des mere uhensigtsmæssig bliver den armerede Betonplade som bærende Konstruktion paa Grund af den tunge lidet paavirkede Betonmængde under den neutrale Flade. Man har derfor anvendt den Fremgangsmaade at støbe Pladen som vist i Fig. 11; Pladens Bærejern for en

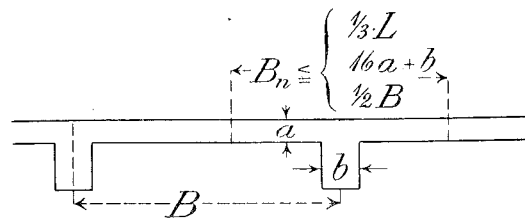


Fig. 11.

vis Brede  $B$  m er samlede paa et enkelt Sted, og kun paa dette Sted har Pladen sin fulde Højde  $h$  cm, medens den underste Del af Pladen er udsparet i de mellemliggende Partier.

Paa denne Maade fremkommer den saakaldte Ribbeplade eller T-formede Betonbjælke.

Ved Beregningen gaar man ud fra, at Jernet optager Træk-

spændingen, og at Betonens Trykspænding fordeler sig over en vis Pladebrede  $B_n =$  Bjælkens Nyttobrede.

Som Nyttobrede maa der paa hver Side af Bjælken højst regnes med den mindste af følgende Værdier:  $\frac{1}{6}$  af Bjællelængden (regnet fra Ribbens Midtlinie), eller 8 Gange Pladens Middeltykkelse (regnet fra Kanten af Ribben), eller den halve Afstand til Nabobjælken. (Fig. 11).

Man kan uden større Forøgelse af Betonmængden gøre Ribberne høje, hvorved man vil spare betydeligt paa Jernarealet, og af denne Grund er Ribbepladerne en meget økonomisk Konstruktion.

Bredden af Ribberne bestemmes af det nødvendige Jernindlæg; naar  $d$  cm er Jerndiametren og  $o$  Antallet af Jern, vil Ribbebredden være bestemt ved

$$b \geq 2,5 \cdot o \cdot d \cdot \text{cm} \quad (14)$$

Bliver Ribben paa denne Maade for bred, kan Jernet lægges i to Lag, adskilte ved smaa tværgaaende Rundjernstykker, og o betyder da Antallet af Jern i et af Lagene; men man maa dog erindre, at Jernindlæggets Træk-Centrum paa denne Maade flyttes op, hvorved Nyttehøjden  $h_n$  formindskes.

Man maa altid undersøge, om Vederlagstrykket overskrider største tilladelige Trykpaavirkning af Underlaget. Om fornødent bredes Bjælkens Vederlagsflade til begge Sider. Bjælken maa altid gaa mindst 1 Sten ind i Murværk, og Bjælkens Spændvidde  $L$  m regnes fra Midten af Understøtningsfladerne.

#### 1. Bøjningsspændinger.

Pladetykkelsen  $a$  bestemmes for  $M_{100} = \frac{1}{10} q B^2 \text{ kg m.}$

Alt efter Størrelsen af  $a$  kan Betonbjælkens neutrale Axe enten falde i den øverste gennemgaaende Betonplade (Bjælkehovedet) eller under denne. I de to Tilfælde er Beregningen af  $h_n$  og  $F_j$  noget forskellig.

Beregningsgrundlaget til disses Bestemmelse er det samme som ved massive Plader; Spændingsforholdene er tegnet i

Fig. 12a, hvor den neutrale Akse falder i Bjælkehovedet, og i Fig. 12b, hvor den neutrale Akse falder under Bjælkehovedet.

1)  $x \leq a$  (Fig. 12a).

Man vælger en passende Værdi af  $s_b$  og bestemmer saa  $h_n$  og  $F_{100}$  efter Tabel I for  $M_{100} = \frac{M}{B_n}$ . Ribbens Jernareal bliver da  $B_n \cdot F_{100}$ .

2)  $x > a$ .

Naar man ser bort fra det lille trykkede Areal af Ribben, som ligger over den neutrale Akse (skraveret i Fig. 12b), kan man let gennemføre en fuldstændig Beregning af Spændingsforholdene; vi vil dog her kun angive tilnærmede Udtryk.

Inden man paabegynder Beregningen af en Bjælke, maa man kende Pladetykkelsen  $a$  cm, Nyttebredden  $B_n$  m og de ydre Kræfters Moment  $M$  kgm, og det gælder da blot om at udtrykke  $h_n$  og  $F_j$  ved disse Størrelser.

Betonspændingen i Plademidten kaldes  $s_b^m$ . Trykkraften i Betontværsnittet bliver da  $100 B_n \cdot a \cdot s_b^m$  kg, og følgende

$$F_j = \frac{1}{10} \cdot B_n \cdot a \cdot s_b^m \text{ cm}^2 \quad (15)$$

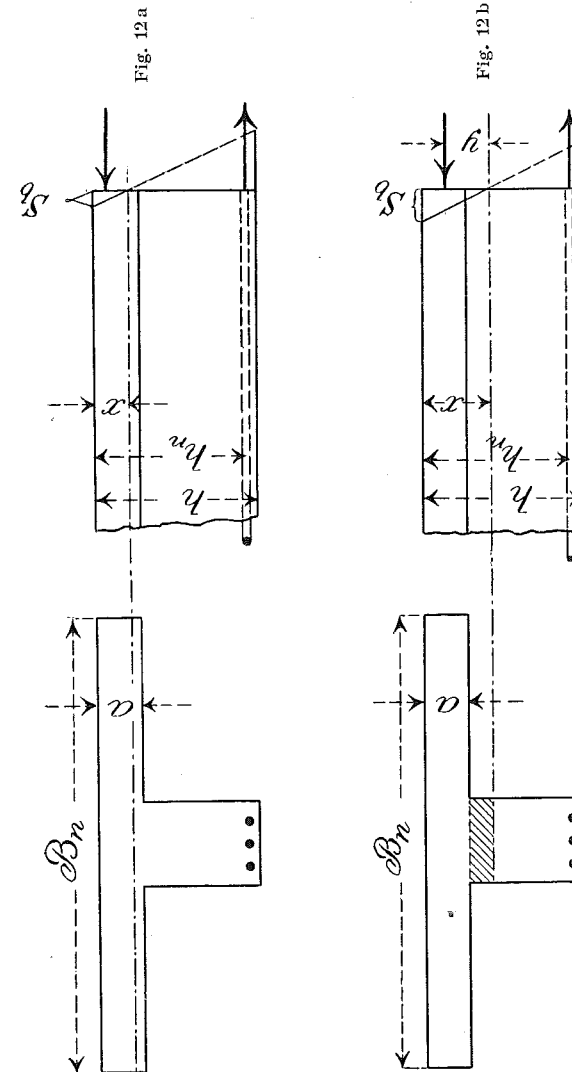
idet Trykkraften i Betontværsnittet = Trækkraften i Jerntværsnittet, og  $s_j$  som sædvanlig er sat =  $1000 \text{ kg/cm}^2$ .

Regnes Trykcentret endvidere at ligge midt i Pladen, har man

$$100 M = 100 \cdot B_n \cdot a \cdot s_b^m \cdot (h_n \div \frac{a}{2}), \text{ og altsaa}$$

$$h_n = \frac{M}{B_n \cdot a \cdot s_b^m} + \frac{a}{2} \text{ cm} \quad (16)$$

$s_b^m$  kan man give den Værdi, som i det enkelte Tilfælde fører til en passende Form af Bjælken, naar blot derved Betonspændingen i Pladens Overkant ikke overskrider Maksimalværdien  $40 \text{ kg/cm}^2$ .



Dette, er man i hvert Tilfælde sikker paa, ikke vil indtræffe, naar  $s_b^m$  sættes = 20 kg/cm<sup>2</sup> eller derunder.

Ønsker man at bestemme Dimensionerne saaledes, at  $s_b = 40$  kg/cm<sup>2</sup> og  $s_j = 1000$  kg/cm<sup>2</sup>, kan man benytte Tabel IV, der er beregnet for  $h_n = 2,67 a$  (den neutrale Akse ligger i Undersiden af Hovedpladen) og  $h_n = 10 a$ , samt mellemliggende Værdier med Spring paa 0,5 a.

Tabellen benyttes, ved at man bestemmer  $\frac{M}{B_n \cdot a^2}$  og dernæst interpolerer sig til Værdierne af  $\frac{F_j}{B_n \cdot a}$  og  $\frac{h_n}{a}$ .

## 2. Forskydningsspændinger.

I T-Bjælker fremkommer store Forskydningsspændinger, og det er derfor af Vigtighed at faa Bjælken armeret for disse; Fremgangsmaaden er følgende:

Ved massive Plader havde man Forskydningsspændingen udtrykt ved (9)

$$s'_b = \frac{V}{100 B \cdot (h \div \frac{x}{3})} \text{ kg/cm}^2$$

Idet den forskydende Kraft blev optaget af hele Pladebredden B m. Ved T-Bjælker skal den forskydende Kraft optages af den smalle Ribbe med Bredden b cm, og man faar da

$$s'_b = \frac{V}{b \cdot (h \div \frac{x}{3})} \text{ kg/cm}^2, \quad (17)$$

hvor V kg er Transversalkraften, der hidrører fra Belastningen paa en Bredder B m = Afstanden mellem Ribberne.

For Ribbeplader er det endvidere sikrest slet ikke at regne med Betonens Evne til at optage Forskydningsspændinger; thi man bruger ofte først at støbe Ribberne og lade dem størkne, og saa bagefter at støbe den gennemgaaende Hovedplade ud; og ved denne Fremgangsmaade vil Forbindelsen mellem Bjælkens Hoved og Ribbe blive svækket. Det vil derfor være nødvendigt

altid at »sømme« Hovedpladen fast til Ribben ved indstøbte Baandjernsbøjler, hvis samlede Areal kan optage den samlede Forskydning.

Endvidere vil man af (17) se, at da Forskydningsspændingen er proportional med Transversalkraften V, vil Forskydningsspændingen variere i Bjælkens Længderetning. Det er da ikke tilstrækkeligt alene at bestemme det samlede Bøjleareal, man maa tillige fordele det i Overensstemmelse med Transversalkraftens Variation.

Der skal her angives en Vejledning til Fordeling af Bøjlerne i en simpelt understøttet Bjælke i det hyppigst forekommende Tilfælde, hvor den tilfældige Belastning er ensformig fordelt.

Største Transversalkraft optræder ved Vederlaget og er lig med Reaktionen R kg; herfra aftager Kraftens jævnt til Værdien Nul i Midten af Bjælken (se Fig. 13a).

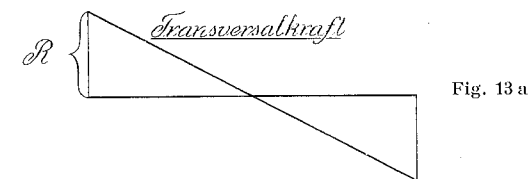


Fig. 13 a

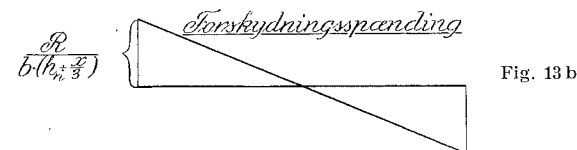


Fig. 13 b

Man lægger Bøjlerne i Grupper paa flere Stykker, og det vil i Almindelighed vise sig at være praktisk at lade hver Gruppe have samme Bøjleareal, saaledes at det kun gælder om at bestemme den enkelte Gruppens Bøjleareal og saa iøvrigt fordele Grupperne rationelt.

Naar der er u Grupper i hver Bjælkehalvdel, lægges disse i Afstandene  $k_1 \cdot L$ ,  $k_2 \cdot L$  -----  $k_u \cdot L$  fra Plademidten. Værdien af  $k_1$ ,  $k_2$  --  $k_u$  er beregnet for u varierende fra 1—10 og opført i Tabel II.



Naar Bøjlegrupperne fordeles efter Tabellens Anvisning, vil de være fordelt i Overensstemmelse med den forskydende Krafts varierende Størrelse, men det vil være fuldkommen forsvarligt at forskyde Bøjlerne noget, saaledes at Tegningens Angivelse af Bøjlernes Beliggenhed bliver afrundede Tal. Fremdeles vil man i Almindelighed lægge en af Grupperne — den første eller den anden — i Afstanden  $\frac{1}{2} h$  fra Understøtningsmurens Forkant, og saa iøvrigt forskyde de nærmeste Grupper i Forhold dertil. Man anbringer endvidere sjældent Bøjlegrupper over selve Understøtningsmuren, selv om det teoretiske Vederlagspunkt ligger langt inde paa denne.

Disse praktiske Krav vil meget nær blive opfyldt, naar man i Stedet for den teoretiske Spændvidde  $L$  multiplicerer Konstanterne  $k$  med  $L_0 =$  den fri Spændvidde d. v. s. Afstanden mellem Understøtningsfladerne i  $m$ .

Tilbage staar blot at fastslaa Antallet  $u$  af Bøjlegrupperne og Gruppens Tværnsnitsareal. Herom kan der ikke fastsættes bestemte Regler, men ofte vil Antallet

$$u = 30 \cdot \frac{L}{h} \quad (18)$$

være passende.

Fig. 13b angiver Forskydningsspændingens Variation. Den samlede Forskydningskraft i den ene Bjælkehalvdel er

$$S' = \frac{1}{2} \cdot \frac{R}{b \cdot (h_n \div \frac{x}{3})} \cdot b \cdot \frac{100 L}{2} \text{ kg.}$$

Naar  $h_n \div \frac{x}{3}$  sættes  $\approx 0,9 \cdot h_n$ , faar man

$$S' = \frac{25 \cdot L}{0,9 \cdot h_n} \cdot R \text{ kg} \quad (19)$$

hvor  $R = \frac{1}{2} \cdot q \cdot B \cdot L \text{ kg.}$

Gruppens Tværnsnitsareal bliver da

$$F_{gr} = \frac{S'}{u \cdot 800} \text{ cm}^2 \quad (20)$$

Bøjlerne i hver Gruppe lægges symmetrisk om Bjælkens Længdeakse.

I Nærheden af Vederlagene, hvor Momentet er lille, vil den svære Armering i Ribbens Underside være overflødig, og man vil derfor altid bøje Jernene op i Bjælkens Overside, naar de ikke mere behøves forneden; denne Opadbøjning skal altid foretages samtidig for symmetrisk liggende Jern.

Hvornaar Jernene kan undværes i Undersiden, bestemmes let, da det nødvendige Jernareal er proportionalt med det virkende Moment.

I Tabel III er opført Afstanden fra Bjælkemidten til det Punkt, hvor Jernene teoretisk set kan bøjes op. I den lodrette Kolonne yderst til venstre er angivet Antallet  $o$  af Jern i Ribben, og de øvrige lodrette Kolonner angiver de forskellige Afstande fra Bjælkemidten til henholdsvis 1,2 . . . . 9 Stk. Jerns Opadbøjning. Jernene er forudsat alle at være lige svære. I Praksis vil man altid forøge Tabellens Angivelser med et passende Tillæg.

Fordelen ved Jernenes Opadbøjning er dels deres bedre Forankring og dels deres Bidrag til at modvirke Forskydningen. Under Hensyn hertil kan man reducere det beregnede Bøjleareal i de Grupper, der ligger umiddelbart ved det højede Rundjern; Bøjlearealet reduceres dog kun med ca.  $\frac{4}{5}$  af Rundjernets Tværnsnitsareal. Man undlader imidlertid ofte denne Reduktion, da en sikker Forskydningsarmering ved Vederlagene er vigtig.

#### Eksempel 5.

En Etageadskillelse støbes af armeret Beton i Form af T-Bjælker. Det forlanges, at Bjælkerne skal være saa lave som muligt. Fri Spændvidde  $L_0 = 6,50 \text{ m}$ , Afstanden mellem Ribberne  $= 1,95 \text{ m}$  bestemt af Bygningens Fagdeling. Etageadskillelsen er dækket med 2 cm Puds og skal bære 400  $\text{kg/m}^2$ . Pladetykkelsen skønnes at blive 8 cm.

Egenvægt	0,08.2400	=	192	$\text{kg/m}^2$
2 cm Puds	0,02.1800	=	36	»
Nyttelast	. . . . .	=	400	»
			628	$\text{kg/m}^2$

For Pladen har man da:

$$M_{100} = \frac{1}{10} \cdot 628 \cdot 1,95^2 = 238 \text{ kg m}$$

$$F_{100} = 0,292 \sqrt{238} = 4,5 \text{ cm}^2 \approx 7 \phi 9 \text{ mm pr. m.}$$

$$a_n = 0,390 \sqrt{238} = 6,02 \text{ cm}$$

$$a = 6,02 + 0,45 + 1,0 = 7,47 \approx 8 \text{ cm}$$

$$\text{Fordelingsjern} = 5 \phi 7 \text{ mm pr. m.}$$

Bjælkeribben skønnes at have Vægten 177 kg/m. Samlet Belastning =  $628 \cdot 1,95 + 177 = 1400 \text{ kg/m}$ . Teoretisk Spændvidde =  $6,50 + 0,24 = 6,74 \text{ m}$ , idet Bjælken gaar 1 Sten ind i Muren ved hvert Vederlag, og Spændvidden regnes mellem Midten af Understøtningsfladerne.

Nyttebredde =  $1,60 \text{ m} = 16 \text{ Gange Pladetykkelsen} + \text{Ribbebredden, som skønnes til } 32 \text{ cm}$ .

Maksimalt Moment =  $\frac{1400 \cdot 6,74^2}{8} = 7950 \text{ kg m}$ . Da det gælder om at faa Minimum af Bjælkehøjde regnes med  $s_b = 40$ ; den neutrale Akse vil falde under Pladen, og man benytter da Tabel IV.

$$\frac{M}{B_n \cdot a^2} = \frac{7950}{1,60 \cdot 8^2} = 77,5; h_n = 3,51 \cdot 8 = 28,1 \text{ cm}$$

$$F_j = 2,475 \cdot 1,60 \cdot 8 = 31,7 \text{ cm}^2 \approx 4 \phi 32 \text{ mm.}$$

Jernene lægges i ét Lag, og man har da  $h = 28,1 + 1,6 + 1,0 = 30,7 \approx 31 \text{ cm}$  og  $b = 2,5 \cdot 4 \cdot 3,2 \approx 32 \text{ cm}$  efter (14).

Bjælkeribben har Vægten  $(0,31 \div 0,08) \cdot 0,32 \cdot 2400 = 177 \text{ kg/m}$ .

$$\text{Reaktionen } R = \frac{1}{2} \cdot 6,74 \cdot 1400 = 4710 \text{ kg.}$$

$$\text{Vederlagstrykket} = \frac{4710}{32 \cdot 24} = 6,2 \text{ kg/cm}^2.$$

Bøjlegruppernes Antal i hver Halvdel bestemmes af (18).

$$u = 30 \cdot \frac{6,74}{31} \approx 7.$$

$$\text{Gruppens Bøjleareal} = \frac{25 \cdot 6,74 \cdot 4710}{0,9 \cdot 28,1 \cdot 7 \cdot 800} = 5,60 \text{ cm}^2 \approx$$

4 Bøjler  $40 \times 2 \text{ mm}$ .

Gruppernes Beliggenhed bestemmes efter Tabel II; Afstanden fra Plademidten til Grupperne bliver:

$$k_1 \cdot L_0 = 3,12 \approx 3,10 \text{ m}$$

$$k_2 \cdot L_0 = 2,89 \approx 2,90 \text{ m}$$

$$k_3 \cdot L_0 = 2,61 \approx 2,60 \text{ m}$$

$$k_4 \cdot L_0 = 2,30 \approx 2,30 \text{ m}$$

$$k_5 \cdot L_0 = 1,95 \approx 1,95 \text{ m}$$

$$k_6 \cdot L_0 = 1,50 \approx 1,50 \text{ m}$$

$$k_7 \cdot L_0 = 0,87 \approx 0,85 \text{ m}$$

Bjælkens to midterste Jern kan bøjes op  $0,354 \cdot 6,74 = 2,39 \text{ m}$  fra Midten (Tabel III). Man vil dog først bøje Jernene op nærmere Vederlaget, f. Eks. i Afstanden  $3,00 \text{ m}$  fra Midten, midt i mellem 1ste og 2den Gruppe; med denne Beliggenhed af de opadbøjede Jern kan man forsvare at udelade den første Bøjlegruppe.

Hvor armerede Betonbjælker har flere Understøtninger, kan man beregne Bjælkerne som simpelt understøttede over hver Aabning eller som kontinuerlige Bjælker; til Lettelse for Beregningen i sidste Tilfælde er i Tabel VI opført Maximalmomenter i Tiendedelspunkterne for kontinuerlige Bjælker over 2 ligestore Aabninger efter *Winkler*. De negative Momenter i Nærheden af Mellemunderstøtningerne optages kun af Ribben; Bjælkens Hovedplade, der her ligger paa Træksiden, spiller ingen Rolle. For at kunne optage det betydelige Vederlagsmoment maa Ribben forøges, hyppigt alene i Højden, ofte baade i Højden og Bredden, sjældent alene i Bredden. Ved Bestemmelsen af Dimensionerne gaar man frem som ved almindelige massive Plader.

### D. Søjler.

Det hænder ofte, at armerede Betondragere bliver understøttede af Piller eller Søjler; disse vil man da saa vidt muligt støbe af Beton, som armeres, saaledes at Dragere og Søjler danner et fælles Hele.

Søjlers Tværsnit er oftest kvadratisk, eller rektangulært med forskellig Sidelængde; sjældnere mangekantet eller cirkulært.

Da Jernets Elasticitetskoefficient er 15 Gange saa stor som Betonens, vil 1 cm<sup>2</sup> Jern ved en given Forkortning optage 15 Gange saa stor Kraft som 1 cm<sup>2</sup> Beton ved samme Forkortning.

Et armeret Betontværsnit af Areal  $F_b$  cm<sup>2</sup> vil derfor regningsmæssigt kunne erstattes med et uarmeret med Areal

$$F = F_b + 15 F_j \text{ cm}^2. *)$$

Ved et centralt Tryk  $= P$  kg bliver Betonspændingen

$$s_b = \frac{P}{F_b + 15 F_j} \text{ kg/cm}^2. \quad (21)$$

Søjlers Længdearmering  $F_j$  skal mindst udgøre 0,75 % af Søjletværsnittet  $F_b$ ; hvis  $F_j$  udgør over 2,0 % af  $F_b$ , maa Overskuddet kun føres i Regning med  $\frac{1}{3}$  af Værdien, da (21) ikke gælder for sværere Armering. Armeringen bestaar i Reglen af Rundjern, der anbringes langs Søjlets Yderside (se Fig. 14); der lægges i hvert Tilfælde 1 Jern i hvert Hjørne. Rundjernets Stilling skal sikres ved Bøjler, som ofte bestaar af 5 à 7 mm Rundjern; eller  $1\frac{1}{2}$  à 2 mm tykt Baandjern; den største Afstand mellem Bøjlerne maa være 15 Gange Længdejernets Diameter, eller Søjletværsnittets mindste Sidelinie.

Søjler skal dimensioneres saaledes, at  $s_b$  ikke overskrider største tilladelige Trykpaavirkning,

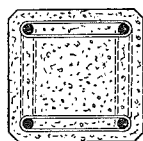
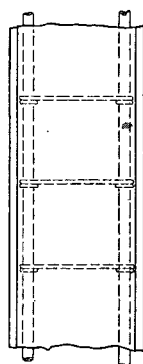


Fig. 14.

\*) En udførligere Beregningsmaade er angivet i Ingeniørforeningens Normer 1913.

og saaledes at Søjlen ikke bøjer ud og knækker. Beregningen bliver forskellig, alt efter som Søjlen er centralt eller excentrisk paavirket. Forinden vi gaar over til Beregningen heraf, skal vi først omtale et Par Regningsstørrelser, som vil blive anvendt i det følgende.

Ved et Tværsnit  $F$ 's Inertiradius  $i$  m. H. t. en given Axe forstaar man

$$i = \sqrt{\frac{I}{F}} \text{ cm}$$

hvor  $I$  er Tværsnittets Inertimoment med Hensyn til Axen.

For et kvadratisk Søjletværsnit med Sidelinie  $a$  cm, armeret med 1 Jern i hvert Hjørne og med samlet Jærnareal  $F_j$  cm<sup>2</sup>, vil Inertimomentet m. H. t. Midteraxen tværs paa Siden blive

$$I = \frac{a^4}{12} + 15 F_j \cdot b^2 \text{ cm}^4,$$

naar Afstanden fra Axen til Jernets Midte  $= b$  cm.

Endvidere bliver

$$i = \sqrt{\frac{\frac{a^4}{12} + 15 \cdot F_j \cdot b^2}{a^2 + 15 \cdot F_j}} \text{ cm}$$

$b = \frac{a}{2} \div 1,5 \times$  Jerndiameteren, idet Jernene dækkes med et Betonlag af Tykkelse  $=$  Jerndiameteren, dog mindst 1 cm.

Ved et Tværsnits Modstandsmoment  $W$  m. H. t. en given Axe forstaar man Tværsnittets Inertimoment m. H. t. Axen divideret med Afstanden fra Axen til Tværsnittets yderste Fibre.

For ovennævnte Søjletværsnit har man

$$W = \frac{\frac{a^4}{12} + 15 F_j \cdot b^2}{\frac{a}{2}} \text{ cm}^3.$$

## 1. Central Belastning.

For en given Søjle har man den nødvendige Sikkerhed mod Udbøjning, naar Betonspændingen er mindre end  $s_{Eb}$ , hvor

$$s_{Eb} = \frac{s_b}{1 + \left(\frac{L}{i}\right)^2} \quad (\text{Ritters Formel}) \quad (22)$$

$s_b$  er den i de enkelte Tilfælde valgte Maximumsværdi for Betonens Trykspænding, og  $L =$  Søjle's fri Længde  $i$  m.

$L$  regnes sikrest som Søjle's virkelige Længde fra nederste Punkt til Underkant af Drager, uden Fradrag for mulig Indspænding ved Enderne; ved Søjler for kontinuerlige Dragere regnes Længden til Underkant af Konsollen.

## Eksempel 6.

En 9 m lang kvadratisk Søjle skal bære 12 ts;  $s_b = 35 \text{ kg/cm}^2$ . Søjlen bærer en kontinuerlig T-Bjælker, og Søjle's Sidelinie vælges lig med Bjælke's Ribbebredde  $= 27 \text{ cm}$ . Armeringsprocenten skønnes at være 0,75, hvorved Jernarealet bliver  $5,46 \text{ cm}^2$ ; med 1 Jern i hvert Hjørne bliver Jern-diameteren 14 mm, idet  $4 \phi 14 \text{ mm} = 6,10 \text{ cm}^2$ .

$$F = 27^2 + 15 \cdot 6,10 = 820 \text{ cm}^2$$

$$I = \frac{27^4}{12} + 15 \cdot 6,10 \cdot 11,4^2 = 56090 \text{ cm}^4$$

$$i = 8,28 \text{ cm}$$

$$s_{Eb} = \frac{35}{1 + \left(\frac{9}{8,28}\right)^2} = 16 \text{ kg/cm}^2$$

Betonspændingen i Søjlen bliver  $\frac{12000}{820} = 14,7 \text{ kg/cm}^2$ , som er mindre end  $s_{Eb}$ . Tværbøjlerne dannes af 7 mm Rundjern med indbyrdes Afstand  $= 18 \text{ cm} < 15 \cdot 1,4$ .

## 2. Excentrisk Belastning.

Naar Trykket  $P \text{ kg}$  virker excentrisk med Excentriciteten  $e \text{ cm}$ , maa Søjlen for det første ikke være spinklere, end at den kunde bære, hvis Trykket virkede centralt; men tillige maa det paavises, at største Kantspænding

$$s = \frac{P}{F} + \frac{P \cdot e}{W} \text{ kg/cm}^2 \quad (23)$$

ikke overskrider den tilladelige Bøjningsspænding for Betonen.

Et hyppigt forekommende Tilfælde af excentrisk Belastning fremkommer ved kontinuerlige Bjælker (Fig. 15 a).

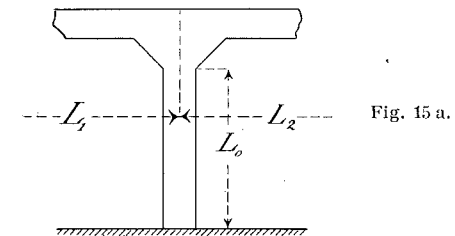


Fig. 15 a.

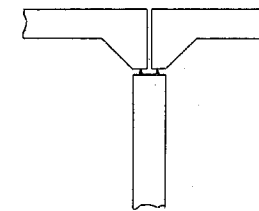


Fig. 15 b.

To kontinuerlige Bjælker med Fagvidder  $L_1 \text{ m}$  og  $L_2 \text{ m}$  ( $L_1 > L_2$ ) har fælles Understøtning paa en Søjle med Sidelinie  $a \text{ cm}$ . Bjælke-reaktionerne antages at virke midt i hver Søjlehalvdel Fig. 15 b.

Søjlen undersøges for de to Grænsetilfælde, hvor Trykket er størst, og hvor Excentriciteten er størst.

Størst Tryk faas ved fuld Belastning.

$$P = \frac{1}{2} \cdot q \cdot (L_1 + L_2) \cdot B \text{ kg}; e = \frac{a}{4} \cdot \frac{L_1 - L_2}{L_1 + L_2} \text{ cm.}$$

Størst Excentricitet faas, naar det største Fag  $L_1$  er fuldt belastet, og det andet ubelastet, kun paavirket af Egenvægten  $g$  kg/m<sup>2</sup>.

$$P = \frac{1}{2} \cdot (q L_1 + g L_2) \cdot B \text{ kg}; e = \frac{a}{4} \cdot \frac{q L_1 + g L_2}{q L_1 + g L_2} \text{ cm.}$$

Hvor Søjler etagevis staar ovenpaa hinanden, vil man lade de nedre Søjlers Jern løbe op i de øvre Søjler og med rigeligt Bøjleindlæg sørge for god Forbindelse mellem de to Søjlers Længdejern. Hvor den nederste Søjle skal overføre Trykket til Fundamentet, lader man Søjlen brede sig, enten jævnt som en Pyramidestub, eller med en Fodplade, der ofte krydsarmeres i Undersiden. Størrelsen af Fundamentspladen afhænger af det tilladelige Tryk pr. cm<sup>2</sup> af Fundamentet.

### E. Hvælvinger.

Hvælvinger er ligesom Plader og Bjælker fritbærende Konstruktioner, men adskiller sig i deres Virkemaade fra disse derved, at det ved Hvælvingens form fremkaldte Sidetryk optages af Vederlagene og derefter som Reaktion indvirker paa Spændingsforholdene i Hvælvingens Tværsnit.

Vederlagstrykkets vandrette Komposant, Horizontaltrykket =  $H$  kg, frembringer overalt i Hvælvingens forskellige Tværsnit negative Momenter =  $H \cdot Y$  kgm, hvor  $Y$  = Ordinaten til Hvælvingens Midtlinie maalt fra en vandret Akse gennem Vederlaget.

Ordinaten  $Y_0$  i Hvælvingens Topsnit kaldes Pilhøjden.

De virkelig optrædende Momenter i Hvælvingstværsnittene bliver da Summen af de simple positive Momenter, det negative Horizontaltryksmoment samt eventuelle Momenter, hidrørende fra Buens Indspænding ved Vederlagene.

Af denne Grund kan Tværsnittenes samlede Momenter vel blive relativt smaa selv for store Spændvidder, men samtidig vil Tværsnittene desforuden blive paavirkede af en Normal-

kraft =  $N$  kg, hvis vandrette Komposant er lig med Horizontaltrykket  $H$  kg.

Hvælvingstværsnittene maa derfor beregnes for et bøjende Moment  $M$  kgm i Forbindelse med en Normalkraft  $N$  kg.

Forinden vi gaar over til Spændingsberegningen, skal vi først nævne simple Metoder til Bestemmelse af Momenter og Normalkræfter i Hvælvingstværsnit.

#### 1. Bestemmelse af Momenter og Normalkræfter.

Medens Momenter i simpelt understøttede Plader og Bjælker kun er afhængige af Belastningen og Spændvidden, vil Momenter i almindelige Hvælvinger tillige være afhængige af Hvælvingens Form og Dimensioner.

Moment- og Normalkraft-Bestemmelsen kan foretages ved Hjælp af den gunstigste Tryklinie.

I Fig. 16 a er en Hvælving optegnet under Paavirkning af Kræfterne  $P_1, P_2, P_3, P_4$  og understøttet af Reaktionerne  $R_1$

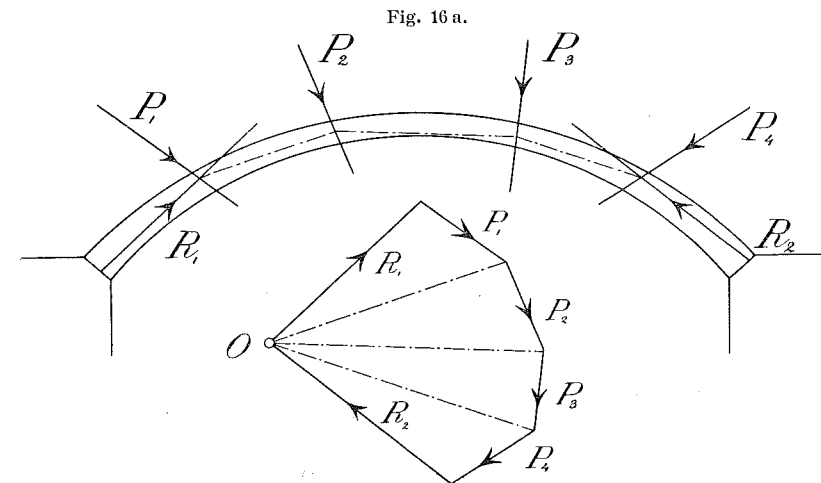


Fig. 16 b.

og  $R_2$ . Naar Hvælvingen er i Ligevægt, vil Kræfter og Reaktionen, optegnet i Rækkefølge, danne en lukket Polygon — Kraftpolygonen. (Fig. 16 b).

Trækker man fra Polen  $O =$  Skæringspunktet mellem  $R_1$  og  $R_2$  i Kraftpolygonen, Straaler til Kraftpolygonens Vinkel-spidser, saa vil disse Straaler i Størrelse og Retning være lig med Resultanten af de forud liggende Kræfter.

Mellem Kræfterne i Fig. 16 a tegnes en Tovpolygon, idet man gaar ud fra Skæringspunktet mellem  $R_1$  og  $P_1$  og iøvrigt trækker Siderne mellem to paa hinanden følgende Kræfter parallelt med Linien fra  $O$  til de samme Kræfters Sammenstødspunkt i Kraftpolygonen.

Enhver Side i Tovpolygonen vil da i Beliggenhed være lig med Resultanten af de forud gaende Kræfter, og Resultantens Størrelse maales i Kraftpolygonen som Længden af den dermed parallelle Straale.

Omvendt kan man, naar man optegner Kræfterne  $P_1, P_2$  o. s. v. som en brækket Linie og vælger en vilkaarlig Pol  $O$ , tegne en vilkaarlig Tovpolygon til Kræfterne og derved i Størrelse og Beliggenhed faa bestemt to Reaktionen  $R_1$  og  $R_2$ , som kan holde Ligevægt med Kræfterne. Tovpolygonen kaldes Trykkenes Midtlinie, og den angiver Beliggenheden af Resultanter af saadanne Hvælvingstryk i de forskellige Tværsnit, der kan holde Ligevægt mod de ydre Kræfter. Naar Hvælvingstrykkene paa denne Maade er bestemt i Størrelse og Beliggenhed, er dermed ogsaa givet Momenter og Normalkræfter i de forskellige Tværsnit, og paa Grundlag af disse vil man kunne beregne Hvælvingen.

En saadan vilkaarlig tegnet Tryklinie vil imidlertid give ganske urimelige Værdier af Spændingerne; Hvælvingstrykkene bør erfaringsmæssigt bestemmes efter den særlige Tryklinie, der giver samme maksimale Spænding i alle uheldigst paa-virkede Tværsnit (i Reglen 5).

Denne Tryklinie kaldes den gunstigste, da enhver Forskydning af den vil medføre ugunstigere Paavirkning for nogle af Tværsnittene.

Man finder den gunstigste Tryklinie ved skønsmæssigt at vælge 3 Punkter i Hvælvingen, hvorigennem Tryklinien tegnes; derefter beregnes de maksimale Spændinger i de farligste Tvær-

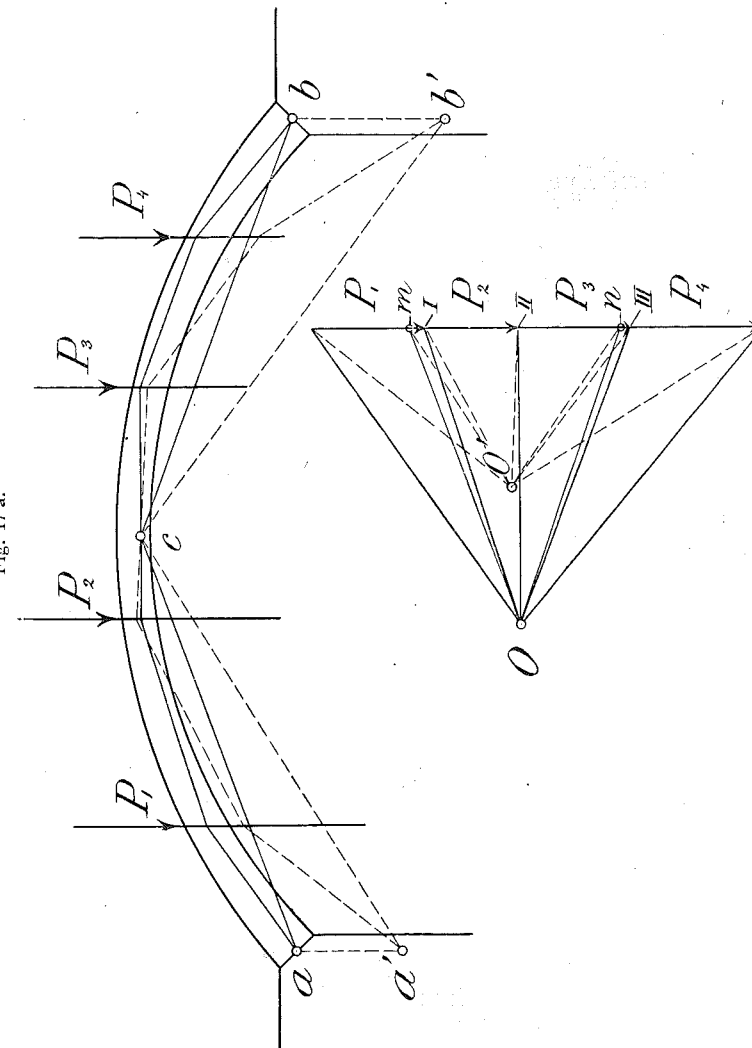


Fig. 17 a.

Fig. 17 b.

snit, og hvis disse indbyrdes ere væsentlig afvigende, forandres Trykliniens Stilling i Overensstemmelse hermed, indtil man efterhaanden finder den gunstigste Tryklinie med fornøden Nøjagtighed.

Med nogen Øvelse vil Bestemmelsen kunne foretages ret nøjagtigt og hurtigt, men den forudsætter, at man kan tegne en Tryklinie gennem 3 givne Punkter.

Naar Kræfterne virker lodret, kan Opgaven løses paa følgende Maade.

Punkterne ere a, b og c (Fig. 17). Vi vælger en vilkaarlig Pol O' og tegner den dertil svarende Tryklinie gennem Punktet c i Toppen af Hvelvingen; Siden gennem c er parallel med Straalen O'—II, og naar man fortsætter herfra til begge Sider, faar man Tryklinien a' c b', hvor a' og b' ligge paa Vertikalerne gennem a og b.

Vi søger nu et Punkt O, saaledes beliggende, at Tryklinien, tegnet med dette Punkt som Pol, vil gaa gennem a og b.

O bestemmes ved at trække Straalerne O'm og O'n parallele med ca' og cb', og gennem m og n at trække to nye Linier mO og nO, parallelle med ac og bc; disse sidste Liniers Skæringspunkt er Polen O for den søgte Tryklinie.

Det hænder ofte, at man ved Vederlagene ikke tør paa-regne en sikker Indspænding for Hvelvingen, hvorfor man i saadanne Tilfælde sikrest regner, at Momentet ved Vederlaget skal være Nul; dette opnaas ved at lægge a og b i Vederlags-tværsnittenes Tyngdepunkter. Hvelvingen kaldes i saa Fald tohængslet.

Er en tohængslet Hvelving flad ( $Y_0 < \frac{1}{5} L$ ), og er Belastningen lodret virkende, vil man kunne beregne visse Udtryk for Momenter og Horizontaltryk. For en ensformigt fordelt hvilende Belastning = g kg/m bliver Momenterne i alle Tværsnittene = 0, idet Buen kan forudsættes at have Parabel-form, og Horizontalkraften.

$$H = \frac{1}{8} g \cdot \frac{L^2}{Y_0} \text{ kg.}$$

For en ensformigt fordelt bevægelig Belastning = p kg/m vil absolut største og mindste Moment optræde i Afstanden 0,232 L fra Vederlagene. Værdierne af disse og de samtidige Værdier af H er

$$M_{\max} = + \frac{1}{62} \cdot p \cdot L^2 \text{ kgm} ; H = 0,4 \cdot \frac{p \cdot L^2}{8 \cdot Y_0} \text{ kg}$$

$$M_{\min} = \div \frac{1}{62} \cdot p \cdot L^2 \text{ kgm} ; H = 0,6 \cdot \frac{p \cdot L^2}{8 \cdot Y_0} \text{ kg}$$

At Momentet er negativt udtrykker, at det frembringer Trækspændinger i Oversiden og Trykspændinger i Undersiden af Hvelvingen. I Topsnittet bliver største og mindste Moment samt de tilsvarende Horizontaltryk

$$M_{\max} = + \frac{1}{108} p \cdot L^2 \text{ kgm} ; H = \frac{13}{27} \frac{p \cdot L^2}{8 \cdot Y_0} \text{ kg}$$

$$M_{\min} = \div \frac{1}{108} p \cdot L^2 \text{ kgm} ; H = \frac{14}{27} \frac{p \cdot L^2}{8 \cdot Y_0} \text{ kg}$$

Er Buen meget flad, bør man dog være varsom med Anvendelsen af ovenstaaende Formler, da det meget store Horizontaltryk kan sammentrykke Buen saa meget, at Spændingsforholdene forrykkes væsentligt.

## 2. Spændingsberegning.

Et Hvelvingstværsnit er i Reglen armeret baade i Over- og Undersiden, og man lader ofte de to Jernnet være lige svære, hver =  $F_j \text{ cm}^2$ .

Tværsnitshøjden kaldes h cm og Bredden B m; Afstanden fra Tværsnittets trykkede Kant til Midten af det strakte Jern kaldes  $h_n \text{ cm}$  og til den neutrale Axe x cm.

Tværsnittet regnes paavirket af Momentet M kgm og Normalkraften N kg; N sættes ved flade Hvelvinger = Horizontaltrykket H kg.

Spændingsbestemmelsen er forskellig, alt efter som den neutrale Axe falder indenfor eller udenfor Tværsnittet.

a. Den neutrale Axe falder indenfor Tværsnittet.

(Fig. 18). Efter Formel (1 b) Side 23 har man

$$s_j = n \cdot \frac{h_n \div x}{x} \cdot s_b \quad (24)$$

Normalkraften N kg maa være lig med Forskellen mellem

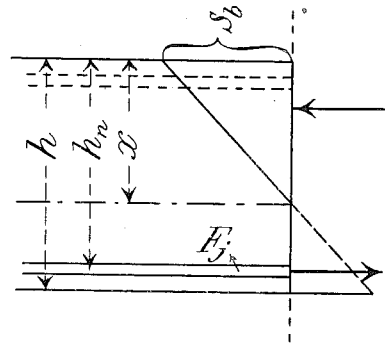


Fig. 18.

Tryk- og Trækspændingen, og idet man ikke tager Hensyn til det trykkede Jernet, bliver derfor

$$N = \frac{1}{2} s_b \cdot x \cdot 100 \cdot B \div F_j \cdot s_j$$

hvoraf

$$s_b = \frac{N}{50 B \cdot x \div n \cdot \frac{h_n \div x}{x} \cdot F_j} \quad (25)$$

Hvis man kan bestemme  $\frac{x}{h_n}$ , d. v. s. den neutrale Axes Beliggenhed, kan man af ovenstaaende Formler beregne maximal Betonspænding  $s_b$  og Jernspændingen  $s_j$  for et Tværsnit med kendte Dimensioner, paavirket af Momentet M kg m og Normalkraften N kg.

$\frac{x}{h_n}$  bestemmes af følgende 3die Grads Ligning\*)

\*) E. Suenson: Jærnbeton Side 118.

$$\left(\frac{x}{h_n}\right)^3 + 3(k \div 0,555)\left(\frac{x}{h_n}\right)^2 + f(k + 0,445)\frac{x}{h_n} = f(k + 0,445) \quad (26)$$

hvor  $k = \frac{100 M}{h_n \cdot N}$ , og  $f = \frac{F_j}{B \cdot h}$  = Tværsnittets Armeringsprocent, og hvor man som Tilnærmelse har sat  $h_n = 0,9 \cdot h$ .

Til Lettelse ved Løsning af Ligning (26) er i vedføjede Tabel beregnet Værdierne af k for sammenhørende Værdier

af  $\frac{x}{h_n}$  og f med Spring paa 0,1.

$\frac{x}{h_n}$	f									
	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
0,2	2,355									
0,3	0,769	1,421	3,590							
0,4	0,545	0,711	0,943	1,288	1,866	3,023	6,495			
0,5	0,430	0,497	0,575	0,668	0,805	0,915	1,086	1,305	1,595	2,005
0,6	0,386	0,419	0,455	0,494	0,537	0,584	0,635	0,691	0,755	0,825
0,7	0,338	0,355	0,372	0,390	0,410	0,428	0,449	0,470	0,494	0,519
0,8	0,296	0,304	0,312	0,320	0,328	0,337	0,346	0,355	0,364	0,374
0,9	0,258	0,262	0,265	0,269	0,272	0,275	0,279	0,282	0,285	0,288
1,0	0,222	0,222	0,222	0,222	0,222	0,222	0,222	0,222	0,222	0,222

I Tabellen vil man bemærke, at jo mindre k er, des mindre Indflydelse har Armeringsprocenten f paa Størrelsen  $\frac{x}{h_n}$ , d. v. s. paa Beliggenheden af den neutrale Axe; for  $k =$

0,222 vil Axen gaa gennem Jernindlægget ( $\frac{x}{h_n} = 1$ ), og i dette Tilfælde ses Jernindlægget at være helt uden Betydning.

For givne Værdier af k og f kan man ved Tabellen interpolere sig til  $\frac{x}{h_n}$ . Naar k er lille, vil den saaledes bestemte

Værdi af  $\frac{x}{h_n}$  være tilstrækkelig nøjagtig; er k større, bør

Værdien af  $\frac{x}{h_n}$  rettes ved Indsætning i (26).



Fremgangsmaaden ved Spændingsbestemmelsen bliver da, at man først beregner  $k$  og  $f$  og derefter, som angivet, bestemmer  $\frac{x}{h_n}$ . Endelig bestemmes  $s_b$  og  $s_j$  af (24) og (25).

En Dimensioneringsformel kan udledes paa følgende Maade:

Givet er  $M$  kgm og  $N$  kg, bestem  $h$  og  $F_j$ . Man begynder med at bestemme Dimensionerne, som om man havde at gøre med en simpelt understøttet Plade, paavirket af Momentet  $M$  paa Bredden  $B$ . I Lighed med tidligere Beregninger indfører vi Betegnelsen  $M_{100}$  og  $N_{100}$  for Moment og Normalkraft beregnet for Bredden 1 m. Betonspændingen  $s_b$  sættes = 40 kg/cm<sup>2</sup>, og man faar da:

$$h'_n = 0,390\sqrt{M_{100}}$$

$$F'_{100} = 0,292\sqrt{M_{100}}$$

Man forøger nu den fundne Værdi  $h'_n$  saa meget, at det derved tillagte Areal kan optage Normalkraften  $N$  kg med 40 kg/cm<sup>2</sup> Betonspænding. Derved faar man

$$h_n = 0,390\sqrt{M_{100}} + \frac{N_{100}}{40 \cdot 100}$$

I denne Formel vil vi indføre Betegnelsen  $N_{100}^{ts}$  for Normalkraften for 1 m Bredde udtrykt i  $ts$ , og Betegnelsen  $K$  for  $\frac{M_{100}}{N_{100}^{ts}}$ , saaledes at

$$h_n = (0,39\sqrt{K} + 0,25) \cdot N_{100}^{ts} \quad (27)$$

Til sidst reduceres Jernarealet  $F'_{100}$  i Forholdet  $\frac{h'_n}{h_n}$ , hvorefter

$$F_{100} = \frac{0,114 \cdot M_{100}}{h_n}$$

eller med de indførte Betegnelser

$$F_{100} = \frac{0,114 \cdot K}{0,39\sqrt{K} + 0,25} N_{100}^{ts} \quad (28)$$

Naar et Tværsnit dimensioneres efter Formlerne (27) og (28), vil Jern- og Betonspændingen vise sig kun at være afhængig af  $K$  og kan derfor beregnes en Gang for alle, svarende til forskellige Værdier af  $K$ .

Resultatet af en saadan Beregning er anført i Tabel a (Side 64) for Værdier af  $K$ , varierende mellem  $\infty$  og 1,674. Den første Værdi af  $K$  svarer til  $N_{100} = 0$ , d. v. s. til ren Bøjning; den sidste Værdi  $K = 1,674$  svarer til Grænsetilfældet  $\frac{x}{h_n} = 1$ , hvor den neutrale Akse gaar gennem Jernindlægget.

Tabellen viser, at kun for store Værdier af  $K$  giver Formlerne (27) og (28) økonomiske Dimensioner, medens Materialerne for lavere Værdier af  $K$  bliver lidet udnyttede. For at bøde herpaa vil vi korrigere Formlerne ved at multiplicere  $h_n$  med  $\frac{K \div 0,271}{K}$  og  $F_{100}$  med  $\left(\frac{K \div 1,110}{K}\right)^2$ , og vi faar da følgende Slutningsformler til Dimensionering af Hvælvings-tværsnit:

$$h_n = \frac{(0,39\sqrt{K} + 0,25)(K \div 0,271)}{K} \cdot N_{100}^{ts} \quad (29)$$

$$F_{100} = \frac{0,114 \cdot (K \div 1,110)^2}{(0,39\sqrt{K} + 0,25) \cdot K} \cdot N_{100}^{ts} \quad (30)$$

Naar man i disse Formler indsætter de tilsvarende Værdier af  $K$ , som er anvendt i Tabel a, faar man de i Tabel b opførte Resultater.

Af Tabellens to sidste Kolonner fremgaar, at Formlerne i alle Tilfælde giver brugelige Tværsnitsdimensioner, men at disse for Værdier af  $K$ , der ligger under 10, stadig er noget uøkonomiske, da Betonen endnu ikke bliver fuldt udnyttet.

Vi vil imidlertid blive staaende ved Formlerne (29) og (30) og saa iøvrigt gøre opmærksom paa, at det beregnede Jernindlæg for  $K < 10$  kan formindskes betydeligt, medens en ringe Formindskelse af  $h_n$  hurtigt vil bringe Betonspændingen til Grænsen.

Tabel a.

K	$h_n$	$F_{100}$	k	f	$\frac{x}{h_n}$	$s_b$	$s_j$
	cm	cm <sup>2</sup>		%		kg/cm <sup>2</sup>	kg/cm <sup>2</sup>
$\infty$	$0,390 \sqrt{M_{100}}$	$0,292 \sqrt{M_{100}}$	$\infty$	0,675	0,375	40	1000
1000	$12,580 \cdot N_{ts_{100}}$	$9,065 \cdot N_{ts_{100}}$	7,950	0,650	0,385	40	960
400	$8,050 \cdot N_{ts_{100}}$	$5,670 \cdot N_{ts_{100}}$	4,970	0,634	0,392	40	920
10	$1,482 \cdot N_{ts_{100}}$	$0,769 \cdot N_{ts_{100}}$	0,675	0,467	0,530	35	460
4,450	$1,072 \cdot N_{ts_{100}}$	$0,473 \cdot N_{ts_{100}}$	0,415	0,397	0,674	31	230
2,500	$0,866 \cdot N_{ts_{100}}$	$0,329 \cdot N_{ts_{100}}$	0,289	0,342	0,854	28	80
1,674	$0,755 \cdot N_{ts_{100}}$	$0,253 \cdot N_{ts_{100}}$	0,222	0,302	1,000	27	0

Tabel b.

K	$h_n$	$F_{100}$	k	f	$\frac{x}{h_n}$	$s_b$	$s_j$
	cm	cm <sup>2</sup>		%		kg/cm <sup>2</sup>	kg/cm <sup>2</sup>
$\infty$	$0,390 \sqrt{M_{100}}$	$0,292 \sqrt{M_{100}}$	$\infty$	0,675	0,375	40	1000
1000	$12,580 \cdot N_{ts_{100}}$	$9,065 \cdot N_{ts_{100}}$	7,950	0,650	0,385	40	960
400	$8,045 \cdot N_{ts_{100}}$	$5,650 \cdot N_{ts_{100}}$	4,975	0,632	0,391	40	940
10	$1,442 \cdot N_{ts_{100}}$	$0,606 \cdot N_{ts_{100}}$	0,694	0,377	0,493	40	620
4,450	$1,009 \cdot N_{ts_{100}}$	$0,266 \cdot N_{ts_{100}}$	0,441	0,237	0,590	37	390
2,500	$0,771 \cdot N_{ts_{100}}$	$0,102 \cdot N_{ts_{100}}$	0,324	0,119	0,739	36	190
1,110	$0,500 \cdot N_{ts_{100}}$	0	0,222	0	1,000	40	

b. Den neutrale Axe falder udenfor Tværsnittet.

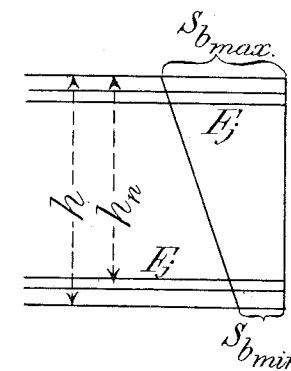


Fig. 19.

Som omtalt vil den neutrale Axe gaa gennem Jernindlægget naar  $k = 0,222$ ; bliver  $k$  endnu mindre, falder Axen udenfor Tværsnittet, og Spændingsberegningen former sig da noget anderledes.

Under disse Forhold vil begge Jernnettene blive trykkede og kan da (se Side 50) regningsmæssigt erstattes med et 15 Gange saa stort Betonareal, saaledes at man ved Spæn-

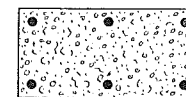


Fig. 20 a.

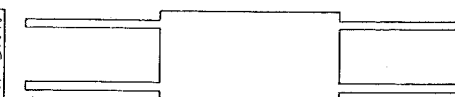


Fig. 20 b.

dingsbestemmelsen kan regne med et rent Betontværsnit af Form som (Fig. 20 b) i Stedet for det armerede Tværsnit (Fig. 20 a).

Kantspændingen bliver da:

$$\left. \begin{aligned} s_{b \max} &= \frac{N}{F} + \frac{M}{W} \\ s_{b \min} &= \frac{N}{F} - \frac{M}{W} \end{aligned} \right\} (31)$$

idet man blot maa erindre ved Beregningerne af  $F$  og  $W$  at lade Jernarealet indgaa med 15 Gange sin virkelige Størrelse.

Denne Beregning forudsætter, at Jernene ere sikrede mod Udbøjning ved Bøjler, hvis største Afstand =  $15 \times$  Jern-diameteren; i modsat Fald ser man bort fra Jernindlægget.

Naar de to Jernnet er lige store =  $F_j$  cm<sup>2</sup> (Fig. 19) og begge ligge lige langt =  $h \div h_n$  cm fra Tværnittets Kant, har man:

$$F = 100 \cdot B \cdot h + 30 \cdot F_j \text{ cm}^2$$

$$W = \frac{100 \cdot B}{6} \cdot h^2 + 60 \cdot F_j \cdot \frac{\left(h_n \div \frac{h}{2}\right)^2}{h} \text{ cm}^3$$

#### Eksempel 7.

Et Buetag har Spændvidden 15,0 m og Pilhøjden 3,0 m. Buens Længde er ca. 16,5 m, og Middeltykkelsen skønnes at blive 11 cm. Taget dækkes med Tagpap.

Pr. løb. m Bredde vejer Hvælvingen

$$\text{Beton } 16,5 \cdot 0,11 \cdot 2400 = 4350 \text{ kg}$$

$$\text{Tagpap } 16,5 \cdot 16 = \frac{264}{-}$$

$$4514 \text{ kg} \sim 300 \text{ kg/m}^2 \text{ af Horizontal-}$$

projektion.

Bevægelig Belastning sættes til  $125 \text{ kg/m}^2$  af Horizontalprojektion.

Tværsnit 1 (se Side 59).

I Toppen bliver det største Moment

$$M_{100} = \frac{1}{108} \cdot 125 \cdot 15^2 = 260 \text{ kg m}$$

$$\text{Tilsvarende Normalkraft } N_{100} = \frac{14}{27} \cdot \frac{125 \cdot 15^2}{8 \cdot 3} + \frac{300 \cdot 15^2}{8 \cdot 3} =$$

$$608 + 2812 = 3420 \text{ kg}; K = \frac{260}{3,420^2} = 22,2; 0,39 \sqrt{K} +$$

0,25 = 2,09. Efter (29) og (30) har man:

$$h_n = \frac{2,09 \cdot 21,929}{22,2} \cdot 3,420 = 7,06 \text{ cm}$$

$$F_{100} = \frac{0,114 \cdot 21,09^2}{2,09 \cdot 22,2} \cdot 3,42 = 3,72 \text{ cm}^2 \sim 6 \phi 9 \text{ mm pr. m,}$$

ens for øvre og nedre Armering. Hvælvingstykkelser i Toppen =  $7,06 + 0,45 + 1,0 = 8,51 \sim 9 \text{ cm}$ .

Tværsnit 2.

I Afstanden  $0,232 \cdot 15 = 3,48 \text{ m}$  fra Vederlagene optræder det absolut største Moment.

$$M_{100} = \frac{1}{62} \cdot 125 \cdot 15^2 = 454 \text{ kg m}$$

$$\text{Tilsvarende Horizontalkraft} = 0,6 \cdot \frac{125 \cdot 15^2}{8 \cdot 3} + \frac{300 \cdot 15^2}{8 \cdot 3} =$$

$$700 + 2812 = 3512 \text{ kg.}$$

Normalkraften i Snittet er lig Horizontalkraften divideret med cosinus af Tangentens Vinkel med Horizonten og bliver i

$$\text{dette Tilfælde } \frac{3512}{0,93} = 3780 \text{ kg}; K = \frac{454}{3,78^2} = 31,8;$$

$0,39 \sqrt{K} + 0,25 = 2,45$ . Ifølge (29) og (30) bliver

$$h_n = \frac{2,45 \cdot 31,529}{31,8} \cdot 3,780 = 9,2 \text{ cm}$$

$$F_{100} = \frac{0,114 \cdot 30,69^2}{2,45 \cdot 31,8} \cdot 3,780 = 5,21 \text{ cm}^2 \sim 9 \phi 9 \text{ mm pr. m,}$$

ens for øvre og nedre Armering. Hvælvingstykkelser  $h = 9,2 + 0,45 + 1,0 = 10,65 \sim 11 \text{ cm}$ .

Hvis man ønsker at bibeholde samme Armering som i Topsnittet, kan dette opnaas ved at forøge Hvælvingstykkelser.

Forsøgsvis sættes  $h = 12 \text{ cm}$ ;  $h_n = 12 \div 0,45 \div 1,0 = 10,55 \text{ cm}$ ;  
 $f = \frac{3,82}{12} = 0,318$ ;  $k = \frac{100 \cdot 454}{10,55 \cdot 3780} = 1,14$ ;  $\frac{x}{h_n} = 0,38$ . Ved

(24) og (25) faar man

$$s_b = 36 \text{ kg/cm}^2$$

$$s_j = 860 \text{ kg/cm}^2$$

### Trækstænger.

Til at optage Horizontaltrykket anbringes imellem Buens Vederlag Trækstænger af Rundjern med 3 m indbyrdes Afstand. Største Træk fremkommer ved fuld Belastning og bliver (se Side 58)

$$3 \cdot \frac{(300 + 125) \cdot 15^2}{8 \cdot 3} \approx 12000 \text{ kg.}$$

$$\text{Trækstangens Tværsnitsareal} = \frac{12000}{1000} = 12 \text{ cm}^2 \approx$$

1  $\phi$  40 mm Rundjern.

Trækstangen forsynes med en Spændemuffe paa Midten og understøttes af 2 Stk. Hængejern med indbyrdes Afstand 5 m. Største Afstand mellem Hængejernene er bestemt af Formlen  $3\sqrt{d}$  m, hvor d er Trækstangens Diameter i cm. Mellem Trækstængerne anbringes Vederlagsbjælker; disse beregnes som kontinuerlige Bjælker og udføres enten som indstøbte Profiljern eller af armeret Beton.

## Almindelige Anvendelser.

I dette Afsnit gives en kort Oversigt over de almindeligste Anvendelser af armeret Beton; Oversigten er ledsaget af elementære Oplysninger om de regningsmæssige Forudsætninger, der bør lægges til Grund for Projekteringen, samt om enkelte konstruktive Ejendommeligheder.

### A. Fundering.

Ved Fundering af et Bygværk bør man iagttagte, at største Paavirkning p kg/cm<sup>2</sup> af Byggegrunden ikke overskrider det tilladelige. Beregningen af p maa ske efter følgende 3 Formler alt efter Forholdene.

Lad Trykresultantens lodrette Komposant være P kg, og lad Fundamentspladen være  $a \times b$  cm<sup>2</sup>, saa vil ved central Belastning (Fig. 21 a)

$$p = \frac{P}{a \cdot b} \text{ kg/cm}^2 \quad (32 a)$$

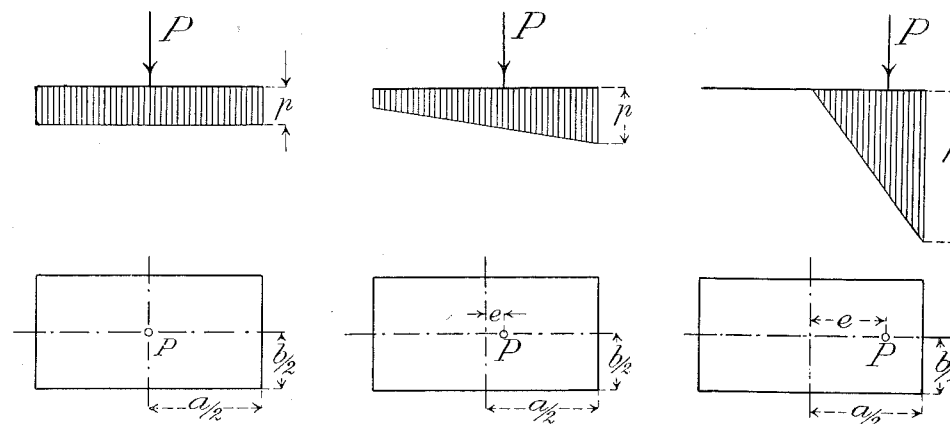


Fig. 21 a.

Fig. 21 b.

Fig. 21 c.

Hvis P virker i Afstanden e fra Pladens Midte (Fig. 21 b)

og  $e < \frac{a}{6}$ , har man

$$p = \frac{P}{a \cdot b} + \frac{P \cdot e}{\frac{1}{6} a^2 b} \text{ kg/cm}^2 \quad (32 b)$$

Hvis endelig e ligger mellem  $\frac{a}{6}$  og  $\frac{a}{2}$  bliver (Fig. 21 c)

$$p = \frac{2}{3} \frac{P}{b \cdot (\frac{a}{2} + e)} \text{ kg/cm}^2 \quad (32 c)$$

Hvis disse saaledes beregnede Værdier overskrider tilladelig Paavirkning af Byggegrunden (se Tabel VII), bliver særlige Foranstaltninger at træffe. Hyppigst anvendte Fremgangs-

maader er i saa Henseende enten Fordelingen af Trykket over en større Flade ved en Fundamentsplade eller, ved meget daarlig Byggegrund, Overføring af Trykket til dybere liggende Jordlag gennem Pæle. I begge Tilfælde kan med Fordel anvendes armeret Beton.

Fundamentspladens Tykkelse og Armering bestemmes ved at beregne Pladen som indspændt ved Bygværkets Kant og paavirket paa det fri Fremspring af et opadgaaende Jordtryk, fordelt som vist i Fig. 21.

Armeringen lægges i Undersiden, og Pladetykkelsen kan aftage mod Kanten.

Anvendelse af armerede Fundamentsplader medfører kun ringe Grundudgravning og ringe Materialforbrug.

Ved Pæleramning har man i den senere Tid i udstrakt Grad anvendt armerede Betonpæle; Betonpæle har større Bæreevne end Træpæle og er ikke som disse udsat for Raad; fremdeles vil de kunne faas i næsten ubegrænsede Længder, da man altid efter at have ophugget Betonen i Pæleenden og blottet Jærnet kan støbe en Forlængelse paa en allerede nedrammet Pæl.

De støbes oftest i vandret liggende Forme; Blandingsforholdet kan ligge mellem 100 Sk : 100 Gr : 67 C og 100 Sk : 50 Gr : 25 C, alt efter som Pælene kan henligge i kortere eller længere Tid inden Brugen; Armeringsprocenten vil almindeligvis ligge mellem 1 og 2 %, alt efter Pælens Længde.

Jernenes indbyrdes Stilling sikres ved Bøjleindlæg af svær Jerntraad; i Pælens Topende, hvor Slaget rammer, kræves særlig stærkt Bøjleindlæg. Pælene støbes almindeligst firkantede, men ogsaa andre Tværsnitsformer anvendes, saaledes trekantet Tværnit med brudte Hjørner.

Ved Ramning i haard Bund forsynes Pælen med en Jernsko; denne kan enten være en særlig staalet Spids eller blot bestaa af en Smedejernsplade, bøjet om Pælens kileformede Ende.

Under Ramningen dækkes Pælens øverste Ende med Sække for at afbøde Slaget.

Naar Pælen er rammet i Bund, ophugges Betonen foroven, og de fri Jern støbes i Forbindelse med en Fundamentsplade, fælles for alle Pælene.

Bria angiver følgende Formel til Beregning af en Pæls Bæreevne:

$$P = \frac{1}{K} \cdot \frac{H}{a} \left( \frac{G_r}{G_r + G_p} \right)^2 \cdot G_p$$

hvor  $G_r$  kg og  $G_p$  kg henholdsvis er Ramklodsens og Pælens Vægt,  $H$  m = Faldhøjden og  $a$  m = det Stykke, Pælen nedrammedes ved sidste Slag.

Sikkerhedskoefficienten  $K$  kan tages mellem 2 og 5.

## B. Husbygning.

Armerede Betonkonstruktioner anvendes særligt ved Etageadskillelser, Tage og Trapper.

Den simpleste Etageadskillelse udføres som en almindelig Plade, enkelt armeret eller krydsarmeret; denne anvendes, saalænge Pladetykkelsen kan holdes under en vis Maksimumsværdi, som i Almindelighed kan sættes til en 10—11 cm.

Ved større Spændvidder bliver Pladetykkelsen og dermed Egenvægten u hensigtsmæssig stor, og man vil derfor gaa over til at benytte T-Bjælker.

Afstanden mellem Bjælkerne vil i Reglen være bestemt af Husets Fagdeling; har man frie Hænder, maa man erindre, at stor Bjælkeafstand medfører tykke og svært armerede Hovedplader, medens lille Bjælkeafstand medfører forøgede Udgifter til Forskalling. En smuk og billig Konstruktion faas ved mellem Bjælkerne at støbe flade Hvælvinger med plan Overflade. Pilhøjde =  $\frac{1}{25}$  à  $\frac{1}{30}$  af Spændvidden.

Naar Kapperne armeres med et gennemgaaende øvre Jernindlæg ved Vederlagene, kan de beregnes som indspændte Buer. Hvælvingstrykket maa altid kunne optages af Vederlaget; hvis det yderste Fag støtter mod Ydermuren, maa dette beregnes som en almindelig Plade.

Man anvender ofte Bjælkelofter med plan Underside enten af Hensyn til Udseendet eller for bedre at hindre Forplantelse af Lyd og Varme gennem den tykkere Etageadskillelse.

Plan Underside kan faas ved sammen med Bjælkerne at støbe en tynd gennemgaaende Plade i Flugt med dissers Underside; alt efter Bjælkeafstanden kan denne være 3—5 cm tyk, ofte armeret med 5  $\phi$  7 pr. m.

Hovedpladen kan enten støbes paa en Forskalling, som i Reglen efterlades i Konstruktionen, eller ogsaa kan Mellemrummet mellem Ribberne fyldes med Slagger, der stødes let og dækkes med Gulvpap, ud over hvilket Pladen støbes. I sidste Tilfælde faar man en godt isolerende, men meget tung Konstruktion.

I de senere Aar har de saakaldte Hulstensplader vundet stor Udbredelse. Disse er Ribbeplader med meget tætsiddende

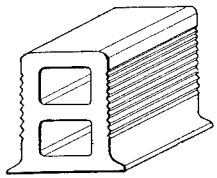


Fig. 22.

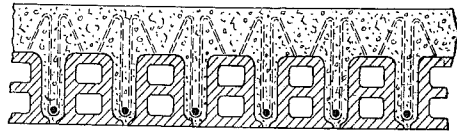


Fig. 23.

Ribber, for hvilke Forskallingen dannes af hule Molersten\*) med ringe Vægt. Molerstenene indgaar i Konstruktionen og giver denne en plan Underside. I Fig. 22 og 23 er vist en Type særligt formet til Etageadskillelser.

De enkelte Ribber bør næppe gøres smallere end 5 cm. Fladjerns-Bøjlerne bøjes som vist i Fig. 23, og Jernet hviler i Bøjlernes Bund. Anvendes to Stkr. Jern pr. Ribbe, vil man lade hver 2den Bøjle bære sit Jern.

\*) Moler bestaar af Diatomé-Kisel; det findes som tertiære Saltvandsaflejringer paa et ret begrænset Omraade ved Løgstør og Thisted Bredninger.

Har man stor Afstand mellem Etageadskillelsers primære Bjælker, kan man med Fordel indskyde sekundære Bjælker tværs paa disse.

De sekundære Bjælker beregnes som T-Bjælker uden Hensyn til, at man paa denne Maade benytter den samme Plade som bærende Bjælkehoved baade for de primære og de sekundære Bjælker. Etageadskillelsen inddeles paa denne Maade i mindre rektangulære Plader, der krydsarmeres og beregnes som indspændte over Ribberne.

I Beboelseshuse kræves for støbte Etageadskillelser en særlig Gulvbelægning f. Eks.: Plankegulv, Linoleum, Terrazzo eller andre fugefri Gulvbelægninger, der udstøbes som Mørtler af forskellig Sammensætning.

Efterarbejdet med Gulvbelægning fordyrer de støbte Etageadskillelser væsentligt.

I Tabel VIII er anført Regningsværdier for Nyttelasten i Lokaler med forskellig Anvendelse; ligeledes er opført Vægt af forskellig Gulvbelægning.

Flade Tage konstrueres som almindelige Etageadskillelser, dog maa man i særlig Grad modvirke Varmetabet til det frie. Ofte dækkes Taget i den Anledning med et Lag Slagger eller mager Slaggerbeton som Isolation, over hvilket trækkes et Pudslag som Underlag for Tagdækningsmaterialet (Tagpap, Asfalt etc.); det kan yderligere beskyttes mod Vejrliget ved et 8—10 cm tykt Gruslag. Buetage beregnes i Reglen som tohængslede Buer. Vederlagstrykket skal optages af tværgaaende Mure eller af Trækbaand med passende indbyrdes Afstand. Mellem Trækbaandene maa anbringes Vederlagsbjælker til Overføring af Horizontaltrykket. Vederlagsbjælken kan undertiden fremskaffes blot ved en længdegaaende Armering af Buens Vederlag.

Tage beregnes for Egenvægt, Sne og Vindtryk (se Tabel VIII).

Anvendelsen af armeret Beton til Trappekonstruktioner er særlig berettiget paa Grund af Materialets store Brandsikkerhed.

Trapper kan bestaa af selvbærende Trin, der indmures

enten tosidigt eller ensidigt. Tosidigt indmurede Trin armeres ikke ved smaa Spændvidder; for Spændvidder omkring 1,5 m kan Trinene armeres foruden med  $3 \phi 7$  mm.

Trapper af ensidigt indmurede Trin bærer, dels fordi Trinene er indspændt i Muren, dels fordi Vægten trinvis forplantes til nederste Repose, og endelig fordi Trappeløbet virker som en flad Hvælving mellem to paa hinanden følgende Reposer.

Disse Forhold maa der tages Hensyn til ved Konstruktionen; mindst hvert 3die Trin bør indmures 1 Sten, Resten kan nøjes med  $\frac{1}{2}$  Stens Indmuring, og Trinet armeres i Oversiden (Indspænding); den nederste Repose bør være urokke-

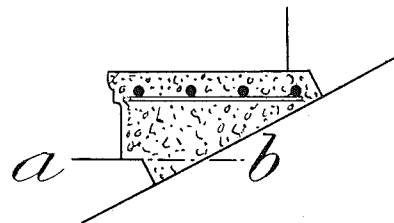


Fig. 24.

lig, og Fugen mellem de enkelte Trin bør være forsvarligt understøbt (Understøtning). Snit a—b (Fig. 24) bør ikke være for lille eller svækkes ved, at Trinets Underside udhules (Hvælvingsvirkning).

Istedetfor selvbærende Trin kan ogsaa støbes skraa bærende Plader, paa hvilke henlægges færdigstøbte, hule Betontrin eller Stentrin.

Pladen beregnes som en almindelig armeret Betonplade for den givne lodrette Belastning og med en Spændvidde = Pladens vandrette Projektion.

Bliver Pladetykkelsen for stor, lægges en T-Bjælke ved Trappevængen, og Pladen spændes mellem denne og Muren.

Naar T-Bjælkens Totalbelastning er Q kg, og naar den

danner Vinklen a med Horizonten, kan man regne den lodrette Reaktion ved dens nederste Understøtning

$$R_1 = \frac{1}{2} Q (1 + \sin^2 a) \text{ kg}$$

og ved dens øverste Understøtning

$$R_2 = \frac{1}{2} Q \cdot \cos^2 a \text{ kg.}$$

Disse tilnærmede Reaktionsbestemmelser (Reaktionerne er beregnede under Forudsætning af, at Bjælken er drejelig om sit nederste Punkt og støtter frit mod den øverste Repose) har Betydning ved Beregning af Reposebjælkerne.

### C. Vej- og Brobygning.

For smaa Spændvidder under 3—4 m kan Vejbroer med Fordel bygges som en simpel Plade; ved større Spændvidder anvendes Ribbeplader. Afstanden mellem Ribberne vælges ofte = Sporvidden for Vogne.

Forsynes Broen med Fortouge, kan disse bygges som udragende Konsolplader; de forsynes i Kanten med en Forstærkning til Fastgørelse af Rækværks-Sceptrene og til Begrænsning af Vejbefæstelsen. Ved store Spændvidder anvender man Gitterdragere med Vertikaler og Diagonaler (Visintini) eller udelukkende med Vertikaler (Vierendeel).

Betonledninger, anvendte som Gennemløb eller til Terrain-Afvanding, armeres ofte. For cirkulært Tværsnit vil Armeringen for smaa Dimensioner kunne medføre en Besparelse i Betonmængden paa 50 % og for større Dimensioner paa henimod 70 %.

Momenterne for de i Fig. 25 a og b. angivne Belastningstilfælde kan regnes at være

$$a) M_0 = + 0,318 P \cdot r ; M_1 = \div 0,182 \cdot P \cdot r$$

$$b) M_0 = \frac{2pr^2}{8} ; M_1 = \div \frac{2pr^2}{8}$$

Støttmure af armeret Beton kan konstrueres som vist i Fig. 26; den bag Muren liggende Jord belaster den vandrette Plade og bidrager saaledes selv til Murens Stabilitet; ofte forbindes de to Betonflader med passende Mellemrum ved lodrette tre-

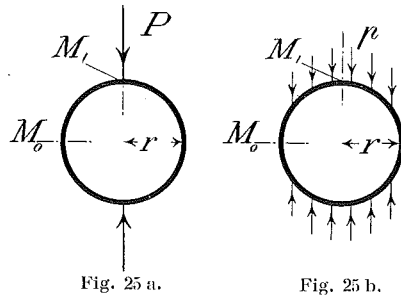


Fig. 25 a.

Fig. 25 b.

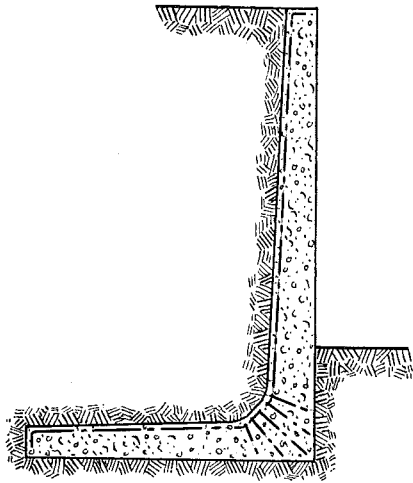


Fig. 26.

kantede Ribber. Muren beregnes for Væltning med  $1\frac{1}{2}$  Gange Sikkerhed, og man sørger for, at Murkantens Tryk paa Byggegrunden ikke overskrider den tilladelige Paavirkning.

En lignende Materialbesparelse kan opnaas ved Bygningen af Endepiller for Buebroer, naar Pillerne støbes hule som Kas-

ser, idet de — fyldte med Jord — kan optage Broens Horizontaltryk med fornøden Sikkerhed.

Ved Opførelsen af Hegn har man støbt Hegnstolperne af armeret Beton for at undgaa Angreb af Raad; Anlægsudgifterne forøges derved, men Vedligeholdelsen bliver billigere. Stolperne beregnes som Bjælker indspændte i Fundamentet og paavirkede af Vindtryk paa et Fag af Hegnet. Fundamentets Kanttryk mod Grunden maa undersøges efter Formlerne (32). Vindtrykket kan regnes noget mindre end for Tage og kan navnlig reduceres, hvis omliggende Bebyggelse giver sikker Læ.

Hegn om Lagerpladser kan blive særligt paavirkede, naar de yder Begrænsning for Materialbunker etc. Hvis Hegnets Fag udføres af Træ, maa man i Stolperne udspare fornødne False af Hensyn til Samlingen; ofte støbes dog hele Hegnet af armeret Beton.

Ledningsmaster langs Veje støbes nu hyppigt af Beton. De beregnes paavirkede af Vindtryk og af ensidig Belastning fra Ledningstraadernes Spændinger; Traadspændingen forøges stærkt ved Vindtryk og Snevægt.

#### D. Vandbeholdere.

Vandbeholdere støbes hensigtsmæssigst som lodrette Cylindre med cirkulært Tværsnit (Fig. 27); denne Tværsnitsform falder sammen med Tryklinien for de virkende Kræfter (Vandtrykket), saaledes at der herfra kun opstaar Trækspændinger i Beholder-væggen og ingen bøjende Momenter.

Vi vil bestemme Jernarealet i en 1 m høj Cirkelring, hvis Midte ligger H m under Vandspejlet. Naar Beholderens Diameter er D m, vil der paa hver Halvdel af Ringen virke Vandtrykket  $1,0 \cdot D \cdot H \cdot 1000$  kg, der søger at sprænge Ringens to Halvdele fra hinanden. Jernarealet i to Tværsnit optager Trækket; hvert Tværsnit skal da optage  $\frac{1}{2} D \cdot H \cdot 1000$  kg, hvilket med tilladelig Jernspænding paa  $1000 \text{ kg/cm}^2$  kræver en Armering



paa  $F_{100} = \frac{1}{2} D \cdot H \text{ cm}^2$ . I Overensstemmelse hermed bestemmes Jernets Fordeling og Dimensioner. Jernet lægges i Væggens Midte eller ved dens Inderside og sikres under Støbningen i sin Stilling ved lodrette Fordelingsjern.

Jernene stødes som sædvanligt ved at lade Jernenderne overdække hinanden paa en Længde  $= 60 \times \text{Jerndiametren}$ , og Jernenderne ombøjes.

Naar Beholderens Dybde er  $H \text{ m}$ , kan man erfaringsmæssigt gøre Vægtykkelsen ved Bund  $3 H$  og  $6 H \text{ cm}$  og lade den aftage opefter til en passende Minimumsværdi ved Overkanten.

Medens Beholdervæggen vil udvide sig som Følge af Vandtrykket, vil Bundpladen bibeholde sin Form, og der vil derfor ved Overgangen mellem Beholdervæg og Bundplade fremkomme et Indspændingsmoment. For at kunne optage dette former man Over-

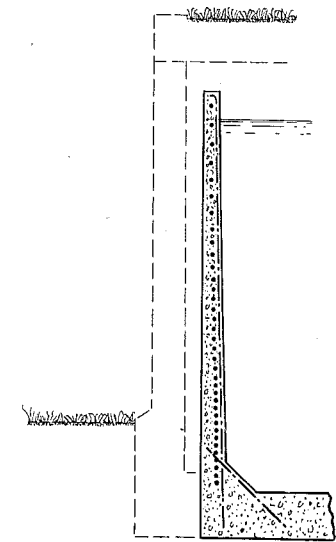


Fig. 27.

gangen mellem Væg og Bund efter en omvendt Keglestub under  $45^\circ$ , og der indlægges Rundjernsbøjler til Forbindelse mellem Væggens Armering og Bundpladen. For at gøre Beholderen vandtæt, pudser man den indvendig med et Lag af fed Cementmørtel; Pudslagets Tykkelse tiltager nedefter, og Mørtelen kan tilsættes enten 3—4 kg Kalisæbe pr.  $\text{m}^3$  eller et af de i Handelen forekommende patenterede Stoffer.

## Konstruktionernes Udførelse.

Forskallingen udføres i Almindelighed af raa Brædder; Bræddetykkelsen afhænger af den Vægt, som Forskallingen skal bære, og af Afstanden mellem Forskallingens Understøtninger. Ved mindre Fritliggender vil man hyppigst anvende Tykkelsen 2,5—3,0 cm.

Vandret eller skraa Forskalling understøttes af runde eller kantede Stolper, 8—15 cm i Tværmaal. Forskalling om Søjler udføres fuldt paa de 3 Sider, medens den fjerde Side først lukkes, efterhaanden som Betonen fyldes i. Der stilles det almindelige Krav til Forskallingen, at den ikke maa deformeres kendeligt under Betonens Udstøbning og maa kunne taale de med Stødningen forbundne Rystelser.

Paa den færdige Forskalling henlægges Jernet; dette skal i Forvejen være rensat for Snavs, Fedt og Maling og være bøjet nøjagtigt som vist paa Arbejdstegningerne. Svære Jern



Fig. 28.

bøjes varmt, spinklere Jern bøjes koldt. En meget hensigtsmæssig Fremgangsmaade ved Bøjning af spinkle Jern er vist i Fig. 28.

Paa en Planke er fastgjort et vist Antal Bolte i rette Stilling, og omkring disse bøjes Jernet i den ønskede Form. Metoden forudsætter dog, at der skal bruges et større Antal ensbøjede Jern.

Efter at Jernene er henlagt, maa man sikre deres indbyrdes Stilling, saaledes at de ikke forskyder sig under Støbningen. For Pladernes Vedkommende bindes Bærejern og Fordelingsjern sammen i et passende Antal Krydsningspunkter;

Dragerjernene bindes til smaa tværgaaende Rundjernsstykker, og i hvert enkelt Tilfælde maa man paase, at der opnaas tilstrækkelig stiv Forbindelse.

For at sikre, at Jernene kommer i den rette Afstand fra Konstruktionens Underside, vil man ofte i Dragere understøtte Jernene med smaa Fliser af brændt Ler, 1 cm høje; sjældnere anvendes denne Sikring ved Plader. Det vil under Støbningen være af Betydning nøjagtigt at vide, i hvilken Tykkelse Betonlaget skal paaføres, og under Hensyn hertil er det praktisk paa Forskallingen at anbringe smaa Betonprismer, hvis Højde angiver det færdige Betonlags Tykkelse; de fæstes paa Forskallingen ved indstøbte Messingsøm, hvis fri Ende knibes af, naar Forskallingen fjærnes; Jernsøm kan medføre Rustpletter paa Konstruktionens Underside. Paa Forskallingen anbringes endvidere Trærammer som Begrænsning for udsparede Huller til Rørledninger etc.

Inden Betonen udstøbes, renses Forskalling og Jernindlæg for Grus, Høvlspaaner etc. ved kraftig Spuling, og Forskallingen skal endnu være gennemvaad, naar Betonen udstøbes, da Træet ellers vil suge for meget af Betonens Fugtighed.

Dette Hensyn vil navnlig være at iagttage ved Anvendelse af Hulsten, som bør være vandmættede inden Indstøbningen.

Ved Støbningens Begyndelse dækkes Dragerjernene ofte med et Lag Mørtel, for at man kan være sikker paa disses fuldkomne Indstøbning, hvorpaa Resten af Dragerne støbes umiddelbart efter; en lignende Foranstaltning ved Støbning af Plader vil være unødvendig.

Betonen udstøbes som ovenfor nævnt af en meget lind Konsistens, idet Hensynet til, at Betonen fylder Formen og omslutter Jernet, anses for vigtigere, end at den maatte tabe noget i Styrke ved sit store Vandindhold. For at faa Betonen til at fylde tæt om Jernene, og for at faa Luftblærer til at stige til Vejrs, ryster man Jernene, let i den friske Masse, ligesom denne stødes med smalle Jern- eller Plankestødere af forskellig Form.

Betontransporten paa Forskallingen bør foregaa paa Plan-

ker forsynede med saa høje Ben, at det henlagte Jern ikke tager Skade. Hvis hele Støbningen ikke kan udføres paa en enkelt Dag, men maa deles i flere Støbninger, vil man helst lægge Skillefladen parallelt med Dragerretningen og tæt ved en af Dragerne. Skillefladen skal helst begrænses af et lodret Forskallingsbrædt, i hvilket der maa skæres ud for Jernene, da man ved en saadan Begrænsning kan faa en tæt Betonstøbning helt ud til Kanten. Skillefladen maa affejes med Staalbørster, spules og overhældes med Cementvælling, umiddelbart inden Støbningen fortsættes.

I Sommermaanederne bør man sørge for, at Betonens Overside ikke udtørres af Solvarmen; den dækkes hensigtsmæssigst med gamle Cementsække, som holdes fugtige ca. 8 Dage efter Støbningen.

Forskallingen bør staa saa længe som muligt; har det Betydning at fjærne den hurtigt, maa man i hvert enkelt Tilfælde afgøre, hvornaar dette kan være forsvarligt, ved at undersøge Betonens Haardhed.

Følgende Minimumsværdier kan anvendes under normale Forhold (Ingeniørforeningens Normer): Forskallinger, der kun fungerer som Begrænsning, maa i Reglen først fjærnes efter 3 Dages Forløb; Forskallinger, der tillige tjener til Understøtning, i Reglen først efter  $3 + 3 \cdot L$  (som Maksimum dog 28) Dages Forløb, idet L betegner vedkommende Konstruktionsdels Fritliggende i m. For Søjleforskallinger, der ikke benyttes som Understøtninger, kan regnes med det halve Antal Dage af det, som findes efter Formlen ovenfor, naar man lader L heri betegne Søjleens Højde i m.

Om Vinteren hærder Betonen langsommere end om Sommeren, og i Frostperioder maa man ikke medregne de Dage, i hvilke det har frosset, til Betonens Hærdningstid.

Hvis der er Tvivl om en færdigstøbt Konstruktions Paalidelighed, bør denne altid prøvebelastes. Prøvelasten sættes i Reglen til  $1\frac{1}{2}$  Gange den største Belastning, Konstruktionen er beregnet for. Belastningen bør ikke foretages før mindst 6 Uger efter Støbningen.

Man lader Konstruktionen være belastet i 24 Timer, og i de sidste 9 Timer bør der ikke kunne paavises nogen Tilvækst til Nedbøjningerne.

Ved armerede Betonkonstruktioner vil man i Almindelighed vælge en Betonblanding, der ligger mellem 1 C : 2 Gr : 3 Sk (100 Sk : 67 Gr : 33 C) og 1 C : 2½ Gr : 4 Sk (100 Sk : 63 Gr : 25 C).

Under Arbejdets Udførelse bør udstøbes Prøvejælker, som belastes til Brud efter 28 Dages Forløb. Brudbelastningen giver Maal for Betonens Godhed.

For Prøvejælkers Dimensionering og Armering samt for Belastningsmaaden henvises til Ingeniørforeningens Normer, hvor der tillige er angivet en simpel Formel til Beregning af Betonspændingen i Brudøjeblikket. Den saaledes beregnede Brudspænding skal mindst være 5 Gange større end største tilladelige Betonspænding ved Bøjning og mindst 7 Gange større end største tilladelige Betonspænding for Søjler.

### Affattelse af Projekt og Udbydelse af Arbejdet.

Naar Konstruktionerne er beregnede, udføres Arbejdstegninger i Hovedmaal 1 : 20 eller 1 : 25 og med fornødne Detailtegninger i større Maal.

Tegningerne bør indeholde Angivelse af Konstruktionens samtlige Ydermaal, samt Maal paa Vederlagens Dybde og Bredde; fremdeles bør paa let forstaaelig Maade angives Maal paa Armeringens Beliggenhed og Form i enhver Henseende, saaledes at denne bliver utvetydigt bestemt; tillige forsynes samtlige Jern med Dimensionsangivelse, ligesom det angives, hvor og hvorledes Jernene stødes. Lidet overskuelige Krydsninger af Jernet etc. vises i større Maal.

Tegning af Forskalling er i Reglen overflødig.

Tegningerne bør ledsages af en Beskrivelse af Konstruktionerne og af en Fremstilling af de Krav, der vil blive stillet til Arbejdets Udførelse.

Beskrivelsen bør gøre nøje Rede for det projekterede Arbejdes Omfang; hvis der kan være Tale om, at dette vil blive forøget eller formindsket ved Udførelsen, kan det være hensigtsmæssigt sammen med Tilbudet at indhente en Enhedspris paa 1 m<sup>3</sup> udstøbt Beton, 1 kg indstøbt Jern og 1 m<sup>2</sup> Forskalling, saaledes at en eventuel Prisforskel kan bestemmes ved Opmaaling.

Beskrivelsen af Arbejdets Udførelse skal indeholde Oplysning om Betonens Blandingsforhold, om det kræves, at Bjælkejernene først dækkes med et skærvefrit Mørtellag, om eventuelle særlige Foranstaltninger til Sikring af Jernets rette Stilling under Støbningen og Sikring af de rette Betontykkelser etc. Fremdeles maa det angives, om visse Arealer af Konstruktionens Overflade skal afrettes til en bestemt Gulvbelægning, og om der stilles særlige Krav til den færdige Konstruktions Udseende etc.

Endvidere bør det fastslaaes, hvorledes en eventuel Prøvebelastning bør udføres, og hvem der skal afholde Udgifterne.

Iøvrigt bør der gøres nøje Rede for Udførelsens Enkelt-heder, tildels i Overensstemmelse med ovenstaaende Afsnit.

Med Hensyn til de Krav, der bør stilles til Materialerne, kan henvises til Side 9—14; man bør forlange, at der ved Arbejdets Paabegyndelse leveres Prøver af Materialerne, som, hvis de godkendes, kan være Norm for senere Leveringer under Arbejdet.

Til Lettelse for de Bydende bør Beskrivelsen være ledsaget af en Materialoptælling, foretagen paa Grundlag af Arbejdstegningerne. Denne maa indeholde Angivelse af den samlede Betonmængde eller denne specificeret etagevis, tilligemed Fortegnelse over særlige Materialer som Hulsten etc. Fremdeles

angives Arealet af den udfoldede Forskalling og endvidere Jernmængden.

Denne kan enten opgives ved sin samlede Vægt eller bedre specificeret i Længdemaal for hver Dimension.

I København kan ved Husbygning under almindelige Forhold anvendes følgende Overslagspriser:

1 m <sup>3</sup> færdigstøbt Beton 100 Sk : 67 Gr : 33 C ca.	30,00—35,00 Kr.
1 m <sup>2</sup> raa Forskalling i Udfoldning . . . . . »	2,50— 3,50 »
1 kg Jern, højet og henlagt . . . . . »	0,20— 0,25 »

Til foreløbigt Skøn over Omkostningerne ved en Etageadskillelse med almindelige Spændvidder sættes ofte en Overslagspris = 10,00 Kr. pr. m<sup>2</sup>.

Eksempel 8.

Overbygningen til en Fødgængerbro med 6,00 m fri Spændvidde og med 3 m bred Brobane skal udføres af armeret Beton. Der ønskes udarbejdet detailleret Projekt til Betonkonstruktionen.

Broen projekteres som en Bjælkebro, bestaaende af 2 Tformede Bjælker, hvis Hovedplade udgør Brobanen. (Fig. 29).

Bjælkernes Underside holdes vandret, medens Oversiden og dermed ogsaa Hovedpladen gives en svag Oprunding af Hensyn til Vandafledningen. Oprundingen formes som en Parabel med Pilhøjde 9 cm, hvorved Brobanen faar et gennemsnitligt Fald paa 3 ‰ fra Midten ud i mod Broens Ender. Bjælkemidternes indbyrdes Afstand vælges til 1,80 m, saaledes at Brobanen paa hver Side faar en Udkragning paa 0,60 m regnet fra Bjælkemidten.

Beregning af Brobanen.

Brobanen dækkes med Gangstimacadamisering af gennemsnitlig Tykkelse 10 cm og skal kunne bære en tilfældig Belastning = 400 kg/m<sup>2</sup> hidrørende fra Færdselen.

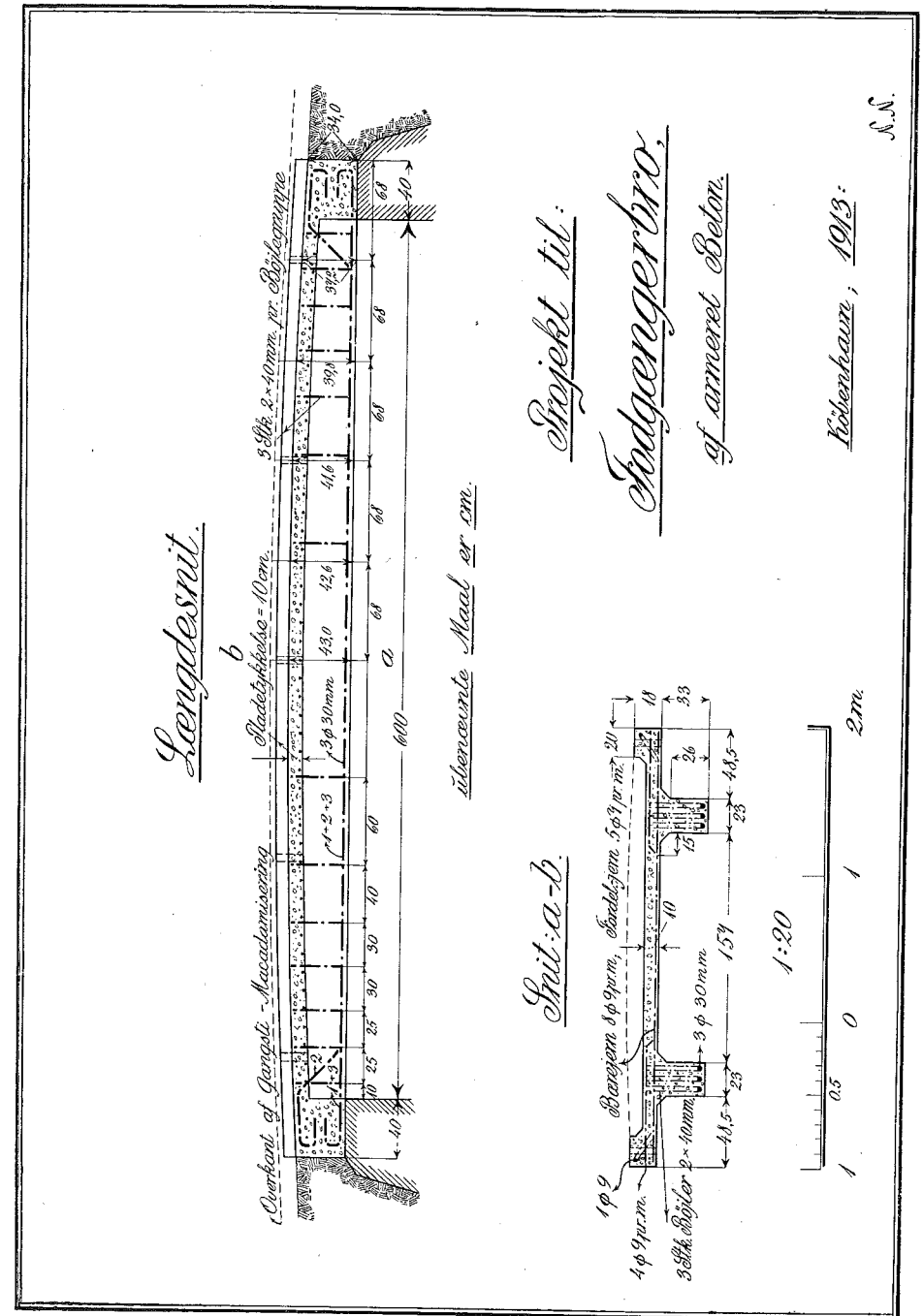


Fig. 29.

Nyttelast	400 kg/m <sup>2</sup>
Macadamisering 0,1 · 2000 =	200 —
Egenvægt 0,1 · 2400 =	240 —
	<hr/> 840 kg/m <sup>2</sup>

Største Moment mellem Bjælkerne  $M_{100} = \frac{1}{8} \cdot 840 \cdot 1,80^2 = 340 \text{ kg m}$ ;  $s_b = 35 \text{ kg/cm}^2$ ;  $s_j = 1000 \text{ kg/cm}^2$ ;  $h_n = 0,435 \cdot \sqrt{340} = 8,03 \text{ cm}$ .

$$F_{100} = 0,261 \cdot \sqrt{340} = 4,82 \text{ cm}^2 \approx 8 \phi 9 \text{ mm pr. m.}$$

Fordelingsjern vælges til  $5 \phi 7 \text{ mm}$  pr. m og lægges parallelt med Broens Længderetning.

$$\text{Pladetykkelsen} = 8,03 + \frac{1}{2} \cdot 0,9 + 1 = 9,48 \approx 10,0 \text{ cm.}$$

Af Tabel III fremgaar, at det vil være tilladeligt at bøjede Halvdelen af Bærejernene op i Pladens Overside i Afstanden  $0,354 \cdot 1,80 = 0,638 \text{ m}$  fra Plademidten; denne Opadbøjning foretages, for at Pladen kan optage det negative Moment over Bjælken, der fremkommer ved fuld Belastning af Pladens overrørende Del. Momentet herfra bliver  $M_{100} = \frac{1}{2} \cdot 840 \cdot 0,6^2 = \frac{1}{2} \cdot 151 \text{ kg m}$ . Dette Moment er mindre end Halvdelen af Maksimal-Momentet i Plademidten, og da Pladetykkelsen holdes uforandret, vil det opadbøjede Jern over Bjælken følge lig være tilstrækkelig Armering.

Til Begrænsning af Macadamiseringen forsynes Brobanen med en 20 cm bred og 8 cm høj Kant. I Midten af denne Kant indstøbes 50 mm Rørbøsninger til senere Anbringelse af Rækværksseptrene. Kanten forstærkes med et 9 mm længdegaende Rundjern, der fastholdes ved 2 Stkr. skraa Rundjernsbøjler for hver Rørbøsning.

Beregning af Brodragerne.

Dragerne lader man gaa 40 cm ind paa Endepillerne, og Dragerens teoretiske Spændvidde, der regnes mellem Midterne af Understøtningsfladerne, bliver da 6,40 m.

Dragerens gennemsnitlige Højde vælges til  $40 \text{ cm} = \frac{1}{15}$  af Spændvidden; Ribbebredden skønnes til 23 cm. Ribbens gennemsnitlige Vægt vil da være  $(0,40 \div 0,10) \cdot 0,23 \cdot 2400 = 166 \text{ kg/m}$ .

Bjælkens Nyttbredde bliver den halve Bredde af Brobanen = 1,5 m (se Side 41). Største Belastning pr. m af Bjælken =  $1,5 \cdot 840 + 166 = 1426 \text{ kg}$ .

Beliggenheden af den neutrale Akse maa undersøges; vi antager først, at denne falder i Hovedpladen og gennemfører Bjælkens Beregning under denne Forudsætning for en Betonspænding =  $25 \text{ kg/cm}^2$ .

$M_{100} = \frac{1}{8} \cdot \frac{1426}{1,5} \cdot 6,4^2 = 4860 \text{ kg m}$ ;  $h_n = 0,568 \cdot \sqrt{4860} = 39,6 \text{ cm}$ ;  $x = 0,273 \cdot 39,6 = 10,8 \text{ cm}$ , hvoraf fremgaar, at den neutrale Akse falder under Hovedpladen.

Vi maa da dimensionere Bjælken efter Formlerne (15) og (16). Bjælkens gennemsnitlige Højde er valgt til ca. 40 cm og man kan da regne med en Nytt højde i Bjælkemidten = 40 cm.

Ifølge (16) har man

$$40 = \frac{4860}{10 \cdot s_b^m} + \frac{10}{2}$$

hvoraf  $s_b^m = 13,9 \text{ kg/cm}^2$ .

$$F_j = \frac{1}{10} \cdot 1,5 \cdot 10 \cdot 13,9 = 20,9 \text{ cm}^2 \approx 3 \phi 30 \text{ mm.}$$

Bjælkehøjden i Midten =  $40 + \frac{1}{2} \cdot 3,0 + 1 \approx 43 \text{ cm}$ . Bjælkehøjden ved Broens Ende =  $43 \div 9 = 34 \text{ cm}$ .

I øvrigt lader man som ovenfor angivet Bjælkehøjden variere efter en Parabel, og i Overensstemmelse hermed er Højderne i Tiendedelspunkterne beregnet og paaskrevet Tegningen.

$$\text{Ribbebredden} = 2,5 \cdot 3 \cdot 3,0 \approx 23 \text{ cm.}$$

$$\text{Bjælkens Reaktion} = \frac{1}{2} \cdot 1426 \cdot 6,4 = 4570 \text{ kg.}$$

Den samlede Forskydningskraft i den ene Bjælkehalvdel bliver bestemt efter (19); heri indgaar Bjælkens Nyttelhøjde  $h_n$ , som i nærværende Tilfælde varierer. Man vil imidlertid være paa den sikre Side ved at indføre  $h_n$  med sin laveste Værdi og sætter da  $h_n = 34,0 \div \frac{1}{2} \cdot 3,0 \div 1,0 = 31,5$  cm.

$$S' = \frac{25 \cdot 6,4}{0,9 \cdot 31,5} 4570 = 25800 \text{ kg}$$

Bøjlegruppernes Antal kan ifølge (18) sættes til  $30 \cdot \frac{6,4}{34} \approx 6$

pr. Bjælkehalvdel. Gruppens Tværsnitsareal bliver da  $\frac{25800}{6 \cdot 800} = 5,38 \text{ cm}^2$ . Hver Gruppe består af 3 Bøjler — en om hvert Jern —, der hver frembyder 2 Tværsnit til Forskydning, saaledes at Bøjleens Tværsnitsareal burde være  $\frac{5,38}{6} = 0,9 \text{ cm}^2$ .

Dette Tværsnitsareal passer imidlertid daarligt med de gængse Dimensioner af Baandjern, og man vil da foretrække i Stedet for 6 at anbringe 7 Bøjlegrupper pr. Bjælkehalvdel, hvorved Bøjleens Tværsnitsareal reduceres til  $0,9 \cdot \frac{6}{7} = 0,77 \text{ cm}^2 \approx 40 \times 2$  mm Baandjern. Bøjlegruppernes Afstand fra Bjælke-midten bestemmes efter Tabel II.

$$k_1 \cdot L_0 = 2,89 \approx 2,90 \text{ m}$$

$$k_2 \cdot L_0 = 2,66 \approx 2,65 \text{ m}$$

$$k_3 \cdot L_0 = 2,41 \approx 2,40 \text{ m}$$

$$k_4 \cdot L_0 = 2,12 \approx 2,10 \text{ m}$$

$$k_5 \cdot L_0 = 1,79 \approx 1,80 \text{ m}$$

$$k_6 \cdot L_0 = 1,39 \approx 1,40 \text{ m}$$

$$k_7 \cdot L_0 = 0,80 \approx 0,80 \text{ m}$$

Ved den anden Bøjlegruppe, i Afstanden 0,55 m fra Bjælkens teoretiske Vederlag, bøjes det midterste af Bjælkens Bærejern under  $45^\circ$  op i Bjælkens Overside. I dette Punkt bliver Bjælkens største Moment  $4570 \cdot 0,55 \div \frac{1}{2} 1426 \cdot 0,55^2 = 2294 \text{ kg m}$ .

Bjælkehøjden = 36,75 cm ; Nyttelhøjde =  $36,75 \div \frac{1}{2} \cdot 3,0 \div 1,0 = 34,25$  cm. Det maa da paavises, at Bjælken med Nyttelhøjde 34,25 cm, paavirket af Momentet 2294 kg m, er tilstrækkeligt armeret med  $2 \phi 30$  mm. Nyttelhøjden bestemmer største Betonspænding til ca.  $15 \text{ kg/cm}^2$ , hvilket medfører, at det nødvendige Jernareal bliver  $0,121 \cdot 1,5 \cdot \sqrt{\frac{2294}{1,5}} = 7,1 \text{ cm}^2 < 2 \phi 30$  mm.

Materialfortegnelse:

45 m	30 mm Rundjern	à 5,507 kg/m	= 250 kg
165 m	9 mm	— à 0,496	- = 82 -
110 m	7 mm	— à 0,300	- = 33 -
65 m	40 × 2 mm Baandjern	à 0,624	- = 41 -

Samlet Jernvægt = 406 kg

3,68 m<sup>3</sup> Beton.

32,20 m<sup>2</sup> Forskalling maalt i Udfoldning.

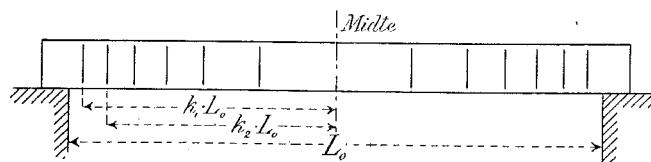
**Tabel I.**

Dimensioneringstabel for Plader med enkelt Armering.  
 $s_j = 1000 \text{ kg/cm}^2$ .

$s_b$ kg/cm <sup>2</sup>	$h_n$ cm	$F_{100}$ cm <sup>2</sup>	x	$h_n \div \frac{x}{3}$
50	$0,330 \sqrt{M_{100}}$	$0,354 \sqrt{M_{100}}$	0,429 $h_n$	0,857 $h_n$
45	$0,358 \sqrt{M_{100}}$	$0,327 \sqrt{M_{100}}$	0,403 $h_n$	0,866 $h_n$
40	$0,390 \sqrt{M_{100}}$	$0,292 \sqrt{M_{100}}$	0,375 $h_n$	0,875 $h_n$
35	$0,435 \sqrt{M_{100}}$	$0,261 \sqrt{M_{100}}$	0,344 $h_n$	0,885 $h_n$
30	$0,490 \sqrt{M_{100}}$	$0,228 \sqrt{M_{100}}$	0,311 $h_n$	0,896 $h_n$
25	$0,568 \sqrt{M_{100}}$	$0,193 \sqrt{M_{100}}$	0,273 $h_n$	0,909 $h_n$
20	$0,685 \sqrt{M_{100}}$	$0,158 \sqrt{M_{100}}$	0,231 $h_n$	0,923 $h_n$
15	$0,881 \sqrt{M_{100}}$	$0,121 \sqrt{M_{100}}$	0,184 $h_n$	0,939 $h_n$
10	$1,266 \sqrt{M_{100}}$	$0,083 \sqrt{M_{100}}$	0,131 $h_n$	0,957 $h_n$
5	$2,424 \sqrt{M_{100}}$	$0,042 \sqrt{M_{100}}$	0,068 $h_n$	0,977 $h_n$

(Efter E. Suenson.)

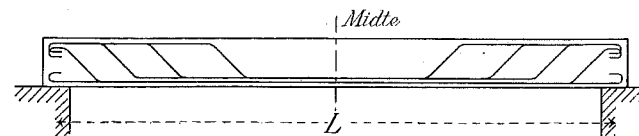
**Tabel II.**



Tabel over Bøjlegruppernes Beliggenhed i en simpelt understøttet Bjælke med ensformig fordelt Belastning.  
 Gruppernes Antal = u.

u	$k_1$	$k_2$	$k_3$	$k_4$	$k_5$	$k_6$	$k_7$	$k_8$	$k_9$	$k_{10}$
1	0,354									
2	0,433	0,250								
3	0,457	0,354	0,204							
4	0,468	0,396	0,307	0,177						
5	0,475	0,419	0,354	0,274	0,158					
6	0,479	0,433	0,383	0,323	0,250	0,145				
7	0,482	0,443	0,402	0,354	0,299	0,232	0,134			
8	0,485	0,451	0,415	0,375	0,331	0,280	0,217	0,125		
9	0,487	0,457	0,425	0,391	0,354	0,312	0,264	0,204	0,118	
10	0,488	0,462	0,434	0,403	0,371	0,336	0,296	0,250	0,199	0,112

**Tabel III.**



Tabel over Afstandene fra Bjælkemidte til de Punkter, hvori Bjælkens Bærejern kan bøjes op; Tabellen er gældende for en simpelt understøttet Bjælke med ensformig fordelt Belastning, armeret med o Stk. Bærejern af ens Dimension.

o	Antal opadbøjede Jern								
	1	2	3	4	5	6	7	8	9
3	0,289 L	0,408 L							
4	0,250 L	0,354 L	0,433 L						
5	0,224 L	0,317 L	0,388 L	0,448 L					
6	0,204 L	0,289 L	0,354 L	0,408 L	0,457 L				
7	0,189 L	0,267 L	0,328 L	0,378 L	0,423 L	0,463 L			
8	0,177 L	0,250 L	0,307 L	0,354 L	0,396 L	0,433 L	0,468 L		
9	0,167 L	0,236 L	0,289 L	0,334 L	0,373 L	0,408 L	0,442 L	0,472 L	
10	0,158 L	0,224 L	0,274 L	0,317 L	0,354 L	0,388 L	0,418 L	0,448 L	0,475 L

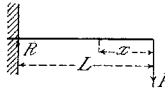
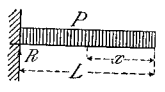
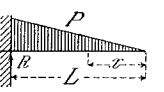
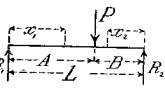
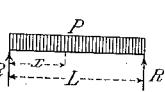
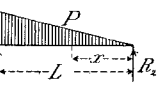
**Tabel IV.**

Dimensioneringstabel for T-Bjælker med tynd Plade.  
 $s_b = 40 \text{ kg/cm}^2$ ;  $s_j = 1000 \text{ kg/cm}^2$ .

$\frac{M}{B_n \cdot a^2}$	$\frac{F_j}{B_n \cdot a}$	$\frac{h_n}{a}$
47	2,00	2,67
59	2,22	3,00
77	2,47	3,50
96	2,67	4,00
115	2,82	4,50
134	2,93	5,00
153	3,03	5,50
172	3,11	6,00
192	3,18	6,50
212	3,24	7,00
232	3,29	7,50
252	3,34	8,00
272	3,37	8,50
291	3,41	9,00
310	3,44	9,50
330	3,47	10,00

**Tabel V.**

Momenter og Reaktioner for simpelt understøttede Bjælker.

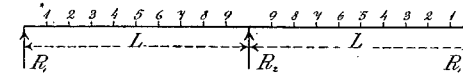
P kg virkende som Enkeltkraft	P kg virkende som ensformig fordelt Belastning	P kg virkende som Trekantbelastning
 $R = P$ $M = P \cdot x$ $M_{\max} = P \cdot L$	 $R = P$ $M = \frac{P \cdot x^2}{2L}$ $M_{\max} = \frac{P \cdot L}{2}$	 $R = P$ $M = \frac{P}{3} \cdot x^3$ $M_{\max} = \frac{P \cdot L}{3}$
 $R_1 = P \cdot \frac{B}{L}; R_2 = P \cdot \frac{A}{L}$ $M_1 = P \cdot \frac{B}{L} \cdot x_1; M_2 = P \cdot \frac{A}{L} \cdot x_2$ $M_{\max} = P \cdot \frac{A \cdot B}{L}$	 $R = \frac{P}{2}$ $M = \frac{P \cdot x}{2} \left(1 \div \frac{x}{L}\right)$ $M_{\max} = \frac{P \cdot L}{8}$	 $R_1 = \frac{2}{3} P; R_2 = \frac{1}{3} P$ $M = \frac{P \cdot x}{3} \left(1 \div \frac{x^2}{L^2}\right)$ $M_{\max} = 0,128 P \cdot L$

**Tabel VI.**

Maksimal-Momenter og Reaktioner for en kontinuerlig Bjælke over to Aabninger med samme Spændvidde = L.

Ensformig fordelt hvilende Belastning = g kg/m. Ensformig fordelt bevægelig Belastning = p kg/m.

$$R_{1 \max} = \frac{3}{8} \cdot (p+g) \cdot L; R_{2 \max} = \frac{5}{4} \cdot (p+g) \cdot L$$



Pkt.	M <sub>g</sub>	M <sub>p</sub> <sub>max</sub>	M <sub>p</sub> <sub>min</sub>
0	0	0	0
1	+ 0,0325 g L <sup>2</sup>	+ 0,0388 p.L <sup>2</sup>	÷ 0,0063 p L <sup>2</sup>
2	+ 0,0550 g L <sup>2</sup>	+ 0,0675 p.L <sup>2</sup>	÷ 0,0125 p L <sup>2</sup>
3	+ 0,0675 g L <sup>2</sup>	+ 0,0863 p.L <sup>2</sup>	÷ 0,0188 p L <sup>2</sup>
4	+ 0,0700 g L <sup>2</sup>	+ 0,0950 p.L <sup>2</sup>	÷ 0,0250 p L <sup>2</sup>
5	+ 0,0625 g L <sup>2</sup>	+ 0,0938 p.L <sup>2</sup>	÷ 0,0313 p L <sup>2</sup>
6	+ 0,0450 g L <sup>2</sup>	+ 0,0825 p.L <sup>2</sup>	÷ 0,0375 p L <sup>2</sup>
7	+ 0,0175 g L <sup>2</sup>	+ 0,0613 p.L <sup>2</sup>	÷ 0,0438 p L <sup>2</sup>
8	÷ 0,0200 g L <sup>2</sup>	+ 0,0300 p.L <sup>2</sup>	÷ 0,0500 p L <sup>2</sup>
9	÷ 0,0675 g L <sup>2</sup>	+ 0,0061 p.L <sup>2</sup>	÷ 0,0736 p L <sup>2</sup>
10	÷ 0,1250 g L <sup>2</sup>	0	÷ 0,1250 p L <sup>2</sup>

(Efter Winkler.)

**Tabel VII.**

Byggematerialer:	Tilladelig Tryk-Paavirkning
Granit .....	45 kg/cm <sup>2</sup>
Beton af Granitskærver .....	14—18 —
» » Murstensskærver .....	7 —
Murværk af Klinker i Cementmørtel .....	10—20 —
» » alm. Murværk i Cementmørtel .....	7—10 —
» » » » i Kalkmørtel .....	4—7 —
<b>Byggegrund:</b>	
Fastlejret groft Sand og Grus .....	5 —
Ler og fugtig Sand .....	2—3 —
Blødt Ler og meget fugtig Sand .....	0,5—1,5 —



Tabel VIII.

Maksimale Belastninger under almindelige Forhold.

Loftsrum.....	150 kg/m <sup>2</sup>
Alm. Beboelsesrum.....	250 —
Trapper.....	400—500 —
Forsamlingslokaler.....	500 —
Butiker og Værksteder.....	400—600 —
Portrum og Gaardspladser.....	800 —
Fodgængerbroer.....	400—500 —
Snetryk paa vandret Flade.....	75 —
Vindtryk paa lodret Flade.....	150 —
Hjultryk fra Lastvogne.....	1—2 ts.
Tromletryk (Hesttromle).....	6 »
— (Damptromle).....	10 »

Sne- og Vindtryk paa Tage erstattes ofte med en lodret bevægelig  
Belastning = 125 kg/m<sup>2</sup> af Horizontalprojektion.

Tabel IX.

	Egenvægt
Granit.....	2700 kg/m <sup>3</sup>
Grus, tør.....	1800 —
— vaad.....	2000 —
Sand, tør.....	1600 —
— vaad.....	1800 —
Armeret Beton.....	2400 —
Beton af Murstensskærver.....	2000 —
Alm. Murværk.....	1700 —
Smødejern og Staal.....	7800 —
Støbejern.....	7250 —
Kul.....	800 —
Kokes.....	600 —
Slagger.....	800 —
Hvede.....	820 —
Rug.....	750 —
Byg.....	600 —
Havre.....	450 —
Majs.....	700 —
Malt.....	530 —
1,5 cm Cementpuds.....	27 kg/m <sup>2</sup>
2,0 » Asfalt.....	42 —
0,4 » Linoleum.....	5 —
Tagpap.....	16 —

Tabel X.

Tværsnitsarealer og Vægte af Rundjern.

Diameter mm	Stk. 1 cm <sup>2</sup>	Stk. 2 cm <sup>2</sup>	Stk. 3 cm <sup>2</sup>	Stk. 4 cm <sup>2</sup>	Stk. 5 cm <sup>2</sup>	Stk. 6 cm <sup>2</sup>	Stk. 7 cm <sup>2</sup>	Stk. 8 cm <sup>2</sup>	Stk. 9 cm <sup>2</sup>	Stk. 10 cm <sup>2</sup>	Vægt pr. m i kg
6	0,28	0,56	0,85	1,13	1,41	1,70	1,98	2,26	2,55	2,82	0,220
7	0,38	0,77	1,15	1,54	1,92	2,31	2,70	3,08	3,47	3,84	0,300
8	0,50	1,00	1,51	2,01	2,51	3,01	3,52	4,02	4,53	5,02	0,392
9	0,64	1,27	1,91	2,54	3,18	3,82	4,45	5,08	5,72	6,36	0,496
10	0,79	1,57	2,36	3,14	3,93	4,71	5,50	6,28	7,07	7,85	0,612
11	0,95	1,90	2,85	3,80	4,75	5,70	6,65	7,60	8,55	9,50	0,740
12	1,13	2,26	3,39	4,52	5,65	6,79	7,92	9,05	10,19	11,31	0,881
13	1,33	2,65	3,98	5,31	6,64	7,96	9,30	10,62	11,95	13,27	1,034
14	1,54	3,08	4,62	6,16	7,70	9,24	10,78	12,32	13,85	15,39	1,199
15	1,77	3,53	5,30	7,07	8,84	10,60	12,38	14,14	15,90	17,67	1,377
16	2,01	4,02	6,03	8,04	10,05	12,06	14,08	16,08	18,09	20,11	1,568
17	2,27	4,54	6,81	9,08	11,35	13,62	15,89	18,16	20,42	22,70	1,768
18	2,54	5,09	7,63	10,18	12,72	15,26	17,82	20,36	22,90	25,45	1,983
19	2,84	5,67	8,51	11,34	14,18	17,02	19,85	22,68	25,51	28,35	2,209
20	3,14	6,28	9,42	12,57	15,71	18,84	22,00	25,14	28,28	31,42	2,448
21	3,46	6,93	10,39	13,85	17,32	20,78	24,28	27,70	31,18	34,64	2,698
22	3,80	7,60	11,40	15,21	19,01	22,81	26,62	30,41	34,22	38,01	2,962
23	4,15	8,31	12,46	16,62	20,77	24,93	29,08	33,24	37,39	41,55	3,237
24	4,52	9,05	13,57	18,10	22,62	27,14	31,64	36,19	40,72	45,24	3,525
25	4,91	9,82	14,73	19,63	24,54	29,45	34,35	39,27	44,18	49,09	3,824
26	5,31	10,62	15,93	21,24	26,55	31,86	37,14	42,47	47,79	53,10	4,136
27	5,73	11,45	17,18	22,90	28,63	34,35	40,08	45,80	51,53	57,26	4,461
28	6,16	12,31	18,47	24,63	30,79	36,94	43,12	49,26	55,41	61,58	4,797
29	6,60	13,21	19,81	26,42	33,02	39,62	46,22	52,84	59,45	66,05	5,146
30	7,07	14,14	21,21	28,27	35,34	42,41	49,48	56,55	63,62	70,68	5,507
31	7,55	15,09	22,64	30,19	37,74	45,29	52,84	60,38	67,93	75,48	5,880
32	8,04	16,08	24,13	32,17	40,21	48,26	56,30	64,34	72,38	80,42	6,266
33	8,55	17,11	25,66	34,21	42,76	51,32	59,87	68,42	76,97	85,53	6,664
34	9,08	18,16	27,24	36,32	45,40	54,48	63,56	72,63	81,71	90,79	7,074
35	9,62	19,24	28,86	38,48	48,11	57,73	67,35	76,97	86,59	96,21	7,496
36	10,18	20,36	30,54	40,72	50,90	61,07	71,25	81,43	91,60	101,79	7,930
37	10,75	21,50	32,26	43,01	53,76	64,51	75,27	86,02	96,77	107,52	8,377
38	11,34	22,68	34,02	45,36	56,70	68,04	79,38	90,73	102,07	113,41	8,836
39	11,94	23,89	35,83	47,78	59,73	71,68	83,63	95,57	107,51	119,46	9,307
40	12,56	25,13	37,70	50,26	62,83	75,40	87,97	100,53	113,10	125,66	9,791